

Provincia di Brescia

Settore EDILIZIA SCOLASTICA E DIREZIONALE - UFFICIO ENERGIA

Ufficio Progettazione Edilizia Scolastica e Direzione dei Lavori

Edificio scolastico:

I.I.S "TARTAGLIA - OLIVIERI"

Ubicazione:

Comune di Brescia, via Oberdan 12/E

Intervento:

REALIZZAZIONE NUOVA PALESTRA



**Finanziato
dall'Unione Europea**
NextGenerationEU

Oggetto:

**Relazione di calcolo delle strutture
Fascicolo dei calcoli delle strutture portanti
Relazione sulle fondazioni**

Scala:

Numero:

TRT_PE_DVS_ST_RP_XXX_DO_9001

Fase/Pratica Edilizia:

Progetto Definitivo / Esecutivo

Il Direttore del Settore Edilizia Scolastica e Direzionale - Ufficio Energia:

Dott. Arch. Giovan Maria Mazzoli

R.U.P.:

**Arch. Giovan Maria
Mazzoli**

Progettista:

Arch. Armando Casella
DVA - DVisionArchitecture

Direttore Lavori:

Collaboratori/Consulenti tecnici:

Impianti: P.I. Dario Gaffurini
Acustica: Arch. Simona Damato
Prev. Incendi: Arch. Giovanni Berlucchi
Inv. Idraulica: Geol. Federico Mori
Strutture: Ing. Andrea Zanardi
Sicurezza: Geom. Gianluigi Comini

Progettista strutture:

Coordinamento sicurezza:

Nome File:

TRT_PE_DVS_ST_RP_XXX_DO_9001

Redatto da:

ZAN

Verificato da:

DVS

Data:

31/08/2023

Numero revisione:

Revisione 01

AREA
TECNICA



**PROVINCIA
DI BRESCIA**

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	SCHEMA STRUTTURALE	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
4	MODELLI DI CALCOLO	8
5	TOLLERANZE	8
6	DURABILITÀ	9
7	RIFERIMENTI TECNICI	9
8	SOFTWARE UTILIZZATI-TIPO DI ELABORATORE	10
9	CRITERI ADOTTATI PER LA SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	11
10	CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITA' DEI RISULTATI	14
11	VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ	14
12	PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO	18
13	AZIONI SULLA COSTRUZIONE	18
13.1	CARICHI GRAVITAZIONALI	18
13.2	NEVE	20
13.3	AZIONE DEL VENTO	21
13.4	AZIONE DELLA TEMPERATURA	22
13.5	AZIONE ECCEZIONALI	23
13.6	AZIONE SISMICA	23
14	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	28
14.1.1	Strutture in c.a.	28
14.1.2	Strutture in c.a.p.	28
14.1.3	Strutture in carpenteria metallica	29
15	CLASSE DI ESECUZIONE DELLE STRUTTURE METALLICHE	30
16	MODELLO STRUTTURALE	32
16.1	TIPOLOGIE DI SEZIONI ADOTTATE	32
16.2	STORY DATA E VINCOLI ESTERNI	33
16.3	VINCOLI INTERNI	34
16.4	DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI DEL MODELLO	35
16.5	CARICHI APPLICATI	38
16.6	RIGIDENZE ELEMENTI STRUTTURALI	40
17	COMBINAZIONI DI CALCOLO	41
18	VERIFICHE STRUTTURALI	55
18.1	COMPORTAMENTO GLOBALE	56
18.2	EFFETTI P-DELTA	60
18.3	PILASTRI IN C.A.	61
18.3.1	Verifica aderenza	67
18.3.2	Verifica duttilità	68
18.3.3	Verifica punzonamento	70

18.4	SOLAIO ALVEOLARE 40+6 cm	71
18.5	VERIFICA A TAGLIO CORDOLO	81
18.6	TRAVI IN C.A. PRECOMPRESSO	82
18.6.1	TA1: TRAVE A T ROVESCIO PRIMO IMPALCATO	82
18.6.2	TB1: TRAVE A L 70x70 cm PRIMO IMPALCATO	94
18.6.3	TA2: TRAVE A L 70x70 cm SECONDO IMPALCATO	105
18.6.4	TB2: TRAVE 50x50 cm SECONDO IMPALCATO	117
18.6.5	TA3: TRAVE A L 70x100 cm COPERTURA	127
18.6.6	TB3: TEGOLO DI COPERTURA	139
18.7	MENSOLA PREFABBRICATA	151
18.8	SETTI IN C.A.	153
18.9	TRAVI IN C.A.	160
18.10	VERIFICA DI RESISTENZA DELLE PIASTRE	172
18.10.1	S.L.U.	172
18.10.2	S.L.E.	179
18.11	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI IN ACCIAIO	199
18.12	SPOSTAMENTI SLO E VERIFICA DI RIGIDEZZA	212
18.13	SPOSTAMENTI SLV	215
18.14	PRESSIONE DEL TERRENO E CEDIMENTI	216
18.14.1	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PLINTI	218
19	CONCLUSIONI	221
20	APPENDICE: SCALA IN ACCIAIO	222
20.1	AZIONI SULLA COSTRUZIONE	223
20.1.1	CARICHI GRAVITAZIONALI	223
20.1.2	AZIONE DELLA TEMPERATURA	224
20.2	VERIFICHE STRUTTURALI	225
20.2.1	COMPORTAMENTO GLOBALE E VERIFICA VIBRAZIONI	226
20.2.2	ELEMENTI IN ACCIAIO	227
21	APPENDICE: MURI DI SOSTEGNO	235
21.1	SOFTWARE UTILIZZATI-TIPO DI ELABORATORE	235
21.2	CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI	235
21.3	VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ	236
21.4	RISULTATI	237

1 PREMESSA

La presente relazione è stesa dal sottoscritto Ing. Andrea Zanardi, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Brescia al n. A 3308.

Oggetto dello studio è la verifica strutturale della nuova palestra dell'Istituto Scolastico Tartaglia-Olivieri da realizzarsi in via Oberdan n. 12/E nel Comune di Brescia (BS).

Unitamente alle scelte architettoniche, l'organismo strutturale è caratterizzato principalmente dalla scatola di fondazione, dall'impalcato di grande luce in copertura e dai setti in calcestruzzo armato. Segno distintivo dell'intervento è l'uso del materiale "calcestruzzo" come elemento estetico oltre che strutturale.

Nel dettaglio, si attueranno le seguenti opere:

- fondazioni progettate come travi Winkler su suolo elastico
- platee e plinti in calcestruzzo armato
- pareti controterra in calcestruzzo armato normale
- pilastri in calcestruzzo armato prefabbricato
- travi in calcestruzzo armato precompresso
- setti, travi e cordoli in calcestruzzo armato normale
- solai a piastra in calcestruzzo armato normale
- solai prefabbricati tipo alveolare
- impalcato di grande luce con tegoli a doppio T
- colonne in acciaio a sostegno della pensilina di copertura

Il piano "Zero Sismico" è a quota d'imposta del primo impalcato.

Il volume è costituito dalle seguenti quote estradosso strutturali caratteristiche:

- **LEV_00: Quota -3,41 m** quota fondazioni
- **LEV_01: Quota -0,30 m** (considerando come "zero") quota primo impalcato
- **LEV_02: Quota +4,95 m** quota prima copertura f.t.
- **LEV_03: Quota +8,61 m** quota seconda copertura f.t.

Lo schema strutturale adottato per la resistenza alle azioni orizzontali derivanti dall'azione del sisma e del vento è affidato ai setti in cemento armato.

Le elaborazioni di calcolo eseguite riportano i quadri tensionali e deformativi relativi ad alcuni elementi strutturali ritenuti particolarmente significativi.

È essenziale precisare che le strutture proposte risultano verificate con il metodo degli stati limite, sia sotto l'aspetto tensionale che deformativo, in ogni parte ed elemento.

2 SCHEMA STRUTTURALE

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo (§ 7.2.2), il valore del fattore di comportamento q , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di comportamento corrispondente.

$$q_{lim} = q_0 K_R$$

dove:

- q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttività, della tipologia strutturale, del coefficiente λ di cui al § 7.9.2.1 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; la scelta di q_0 deve essere esplicitamente giustificata;
- 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.

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD		
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
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5

Considerando una costruzione con struttura prefabbricata si considera un $q_{CD "B"} = 2,5$.

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD"B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

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

Il fattore di comportamento **q** che è stato adottato è pari quindi a **1,33** cautelativamente.

Per il sisma verticale il fattore di comportamento **q** che è stato adottato è pari quindi a **1,5**.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento, adottata nelle fasi di calcolo e progettazione delle strutture, è la seguente:

- Eurocodice 1. "Azioni sulle strutture. Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione".
- Eurocodice 2. "Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- Eurocodice 2. "Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio".
- Eurocodice 3. "Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- Eurocodice 3. "Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio".
- Eurocodice 3. "Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo".
- Eurocodice 3. "Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra".
- Eurocodice 3. "Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti".
- Eurocodice 4. "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- Eurocodice 8. "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1-1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".
- D.M. 17 gennaio 2018. "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- CNR-DT 207 R1/2018. "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle «Norme Tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17 gennaio 2018".
- D.M. 28-02-2017 e D.M. 07-03-2017: "Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni"

4 MODELLI DI CALCOLO

Sono stati utilizzati i modelli di calcolo esplicitamente richiamati nel D.M. 17.01.2018, ossia:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici;
- analisi dinamica modale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica;
- analisi degli effetti del 2° ordine (se significativi);
- con riferimento alle sezioni in c.a., verifiche sezionali agli S.L.U., utilizzando il legame parabola-rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastoplastico-incrudente a duttilità limitata per l'acciaio.

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed, in particolare, per la determinazione del fattore di comportamento, dei dettagli costruttivi e delle prestazioni, sia agli S.L.U. che allo S.L.D., si è fatto riferimento al D.M. 17.01.2018 ed alla Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019, n. 7, utilizzata come norma di dettaglio. La definizione quantitativa delle prestazioni e le suddette verifiche sono riportate nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegato.

5 TOLLERANZE

Nelle calcolazioni si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche, ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle Euronorme EN 1992-1991, EN 206, EN 1992-2005, ossia:

- copriferro -5 mm (EC2 4.4.1.3)
- per dimensioni $\leq 150\text{ mm}$ $\pm 5\text{ mm}$
- per dimensioni $= 400\text{ mm}$ $\pm 15\text{ mm}$
- per dimensioni $\geq 2500\text{ mm}$ $\pm 30\text{ mm}$

6 DURABILITÀ

Per garantire la durabilità della struttura:

- a) sono stati considerati degli stati limite di esercizio (S.L.E.) funzionali all'utilizzo ed all'ubicazione della struttura;
- b) in sede progettuale sono stati adottati opportuni accorgimenti, da impiegare in sede di esecuzione e/o manutenzione della struttura, per consentire un'ottimale conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture;
- c) è stata effettuata una valutazione accurata nella definizione dei materiali e delle dimensioni degli elementi;
- d) durante le fasi di costruzione, il Direttore dei Lavori implementerà severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo, nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" D.M. 17.01.2018 e relative istruzioni.

La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche effettuate sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegato.

7 RIFERIMENTI TECNICI

Per quanto non diversamente specificato dal D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e per quanto con tali norme non in contrasto (Cfr. Cap. 12 D.M. 17.01.2018), si è fatto riferimento, qualora necessario, alle indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- UNI EN 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- UNI EN 1993-1-1 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1998-1 - Azioni sismiche e regole sulle costruzioni.
- UNI EN 1993-1-3 - Progettazione di strutture in acciaio.

8 SOFTWARE UTILIZZATI-TIPO DI ELABORATORE

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (S.L.U. e S.L.E.), utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al D.M. 17.01.2018, come in dettaglio specificato negli allegati tabulati di calcolo.

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, mentre per l'analisi sismica è stata eseguita un'analisi dinamica modale.

SOFTWARE UTILIZZATO:

Per la modellazione globale, è stato costruito un modello ad elementi finiti utilizzando il programma MIDAS/Gen WINDOWS VERSION 2019 V. 2.1, licenza n. E8568A6C2ECD5420 prodotto da:

MIDAS Information Technology Co., Ltd.

*SKn Technopark Tech-center 15th fl. 190-1 Sangdaewon1-dong Jungwon-gu,
Seongnam, Gyeonggi-do, 462-721, Korea*

ELABORATORE UTILIZZATO:

MARCA	WORKSTATION ASSEMBLATA
MODELLO	CABINET ITEK MIDI TOWER M.ATX/ATX SILENT FONOASSORBENTE
PROCESSORE	CPU INTEL CORE I9 9900KF 3.6G 95W 14NM BOX 8C/16T SOCKET1151
MEMORIA	RAM DDR4 2666 16GB GOODRAM IRIDIUM CL 16 BLACK
TIPO SISTEMA	MICROSOFT WINDOWS 10 PRO X64 ITA 1PK OEM COA

Per la verifica degli elementi prefabbricati è stato utilizzando il programma EISEKO - TRAVI RTL-T-I versione 21.00.12, prodotto dalla:

Eiseko Computers.

Viale del Lavoro, 17 - 37036

San Martino Buon Albergo (VR) Italia

*Tel: 045 8031894 - Fax: 045 8044652 - E-mail: info@eiseko.com - Web:
www.eiseko.com*

9 CRITERI ADOTTATI PER LA SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti, utilizzando gli elementi di libreria specializzati per schematizzare le differenti entità strutturali.

In particolare, le travi ed i pilastri sono stati schematizzati con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione ed a taglio, utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite (modello finito da cui deriva la soluzione esatta in campo elastico lineare, senza alcuna necessità di ulteriori suddivisioni interne degli elementi strutturali). Tale elemento finito di tipo isoparametrico è stato modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente, ma non esatta, nello spirito del metodo FEM. Infatti, relativamente a tale tipologia di elementi finiti, la precisione dei risultati ottenuti dipende dalla forma e dalla densità della MESH.

Il metodo degli elementi finiti risulta particolarmente efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio, a livello nodale, con le azioni esterne.

Le verifiche sono state effettuate direttamente sullo stato tensionale ottenuto, sia per le azioni di tipo statico che di esercizio. Per quanto concerne le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano un'elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche sono state eseguite invece sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, ecc.).

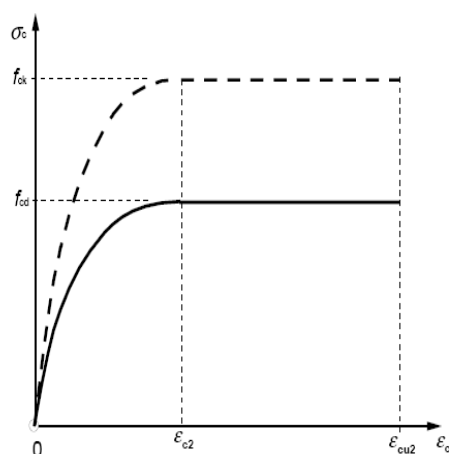
L'analisi delle sollecitazioni è stata condotta in fase elastica lineare, includendo gli eventuali effetti del secondo ordine.

Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche sono state ottenute sia dallo svolgimento di analisi statiche equivalenti che dall'elaborazione di analisi dinamiche modali.

I legami costitutivi, utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni, sono del tipo elastico lineare.

Con riferimento alle verifiche sezionali sono stati utilizzati i seguenti legami:

– **LEGAME PARABOLA RETTANGOLO PER IL CALCESTRUZZO**

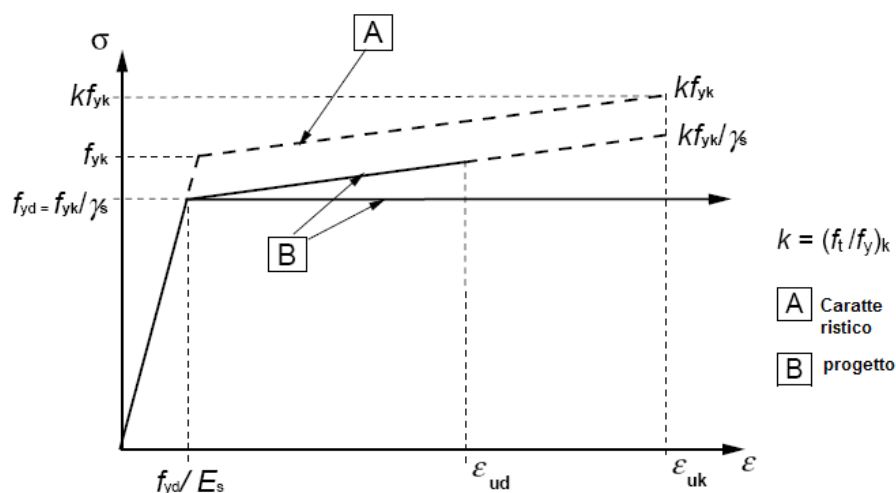


Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo.

Nel caso di analisi non lineari il valore ϵ_{cu2} è stato valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.

– **LEGAME ELASTICO PERFETTAMENTE PLASTICO O INCRUDENTE O DUTTILITA' LIMITATA PER L'ACCIAIO**

La configurazione finale del modello di calcolo utilizzato risulta pertanto rappresentativa della realtà fisica e considera adeguatamente anche le modalità e le sequenze costruttive.



Legame costitutivo di progetto acciaio per c.a. e da carpenteria.

Si descrivono le unità di misura adottate:

- Lunghezze	m
- Carichi	kN, kN/m, kN/m ²
- Peso per unità di volume	kN/m ³
- Momenti flettenti al metro	kNm/m
- Sforzo assiali al metro di lunghezza	kN/m
- Azioni taglianti al metro di lunghezza	kN/m
- Massa	ton kN/g

Si considera un sistema di riferimento cartesiano ortogonale avente il piano XY orizzontale, con l'asse X longitudinale e l'asse Y trasversale; l'asse Z, verticale e diretto verso l'alto, chiude la terna levogira.

CONVENZIONI ADOTTATE:

Nei modelli ad elementi finiti si farà ricorso alle seguenti convenzioni:
Con elemento 'truss' si intenderà un elemento dotato di sola rigidezza assiale avente 3 gradi di libertà per nodo.

Con elemento 'beam' si intenderà un elemento dotato di rigidezza assiale, flessionale e torsionale dotato di 6 gradi di libertà per ciascun nodo.

Le lettere maiuscole X, Y, Z identificano i tre assi del sistema di riferimento globale. Per gli elementi trave si adotta la seguente simbologia:

RISULTATI DI ANALISI STRUTTURALI	
DX, DY, DZ	Spostamenti nodali nelle dimensioni lineari del modello.
RX, RY, RZ	Rotazioni, in radianti.
F. Axial1, F.Axial2	Sforzi normali ai due estremi della trave.
B.M.11, B.M.21	Momenti flettenti (M1 ed M2) al nodo N1 della trave, nei piani principali d'inerzia 1 e 2.
B.M.12, B.M.22	Momenti flettenti (M1 ed M2) al nodo N2 della trave, nei piani principali d'inerzia 1 e 2.
Shear11, Shear12	Sforzi di taglio (V1 e V2) al nodo N1 della trave, nelle direzioni locali 1 e 2.
Shear12, Shear22	Sforzi di taglio (V1 e V2) al nodo N2 della trave, nelle direzioni locali 1 e 2.
Torque1, Torque2	Momenti torcenti alle due estremità della trave.

$\square(L1, L2)$	Tensioni longitudinali in punti interni della sezione.
R11, R21, R31	Rotazioni all'estremità N1 dell'asta, nel caso queste siano rilasciate, espresse in radianti.
R12, R22, R32	Rotazioni all'estremità N2 dell'asta, nel caso queste siano rilasciate, espresse in radianti.

dove gli indici 1, 2 e 3 identificano i nodi iniziale e finale della trave e i successivi indici 1 e 2 il sistema di riferimento locale dell'elemento beam (asse 3-3 longitudinale, assi 1-1 e 2-2 trasversali).

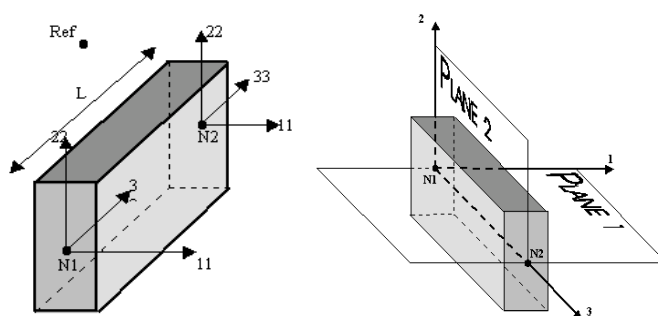


Figura 1 - Il sistema di coordinate locali nelle travi

10 CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI

Nel caso di utilizzo di software ad elementi finiti, come previsto al punto 10.2 delle Norme Tecniche di cui al D.M. 17.01.2018, l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti.

11 VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura, utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione e l'interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi, quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con gli esiti ricavati mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari abbiano fornito esiti in equilibrio con i carichi applicati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi relativamente ai carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua. Per quanto concerne gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i risultati ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

Gen Verification Examples contain the verified results of various program functions.

Each example entails a general verification process which confirms the validity of the structural analysis results. These results are compared with theoretical results and the results based on recognized technical reports. Each example is also compared with other similar programs results in this manual.

This manual consists of Title, Description, Model, Results and Comparison of Results of each example with brief explanations.

The references list publications at the end of each example and include lists of other analysis programs used to verify the examples.

Other programs used are as follows:

ADINA

ADINA R&D Inc.

ANSYS

ANSYS Inc.

ETABS

Computers and Structures, Inc.

MSC/NASTRAN

MSC. Software Co. Ltd.

NISA II

Engineering Mechanics Research Corporation

SAP2000

Computers and Structures, Inc.

STAAD/PRO

Research Engineers, Inc.

Relatively small magnitude of structural programs are illustrated in this manual in order to example specific capabilities of the program.

Di seguito sono riportati i due documenti di validazione che sono resi disponibili dal produttore.

Certificate of Registration



This is to certify that the Quality Management System of

MIDAS INFORMATION TECHNOLOGY CO., LTD.

17, Pangyo-ro 228beon-gil, Bundang-gu, Seongnam-si, Gyeonggi-do, 13487, Korea

applicable to

Engineering Solution Development and Design, Engineering Consulting Service for Computer modelling, Simulation, Structural analysis

has been assessed and registered by NQA against the provisions of

BS EN ISO 9001 : 2015

This registration is subject to the company maintaining a quality management system, to the above standard, which will be monitored by NQA.


Managing Director

Certificate No: 26712
Issue Date: 18 October 2010
Reissued: 01 September 2021
Valid Until: 04 September 2024
EAC Code: 33/34


0015





The use of the UKAS Accreditation Mark indicates accreditation in respect of those activities covered by the accreditation certificate number 015 held by NQA.
NQA is a trading name of NQA Certification Limited, Registration No. 09351758. Registered Office: Warwick House, Houghton Hall Park, Houghton Regis, Dunstable, LU5 5ZX, UK.
This certificate is the property of NQA and must be returned on request.

Certificate of Registration



This is to certify that the Environmental Management System of

MIDAS INFORMATION TECHNOLOGY CO., LTD.

17, Pangyo-ro 228beon-gil, Bundang-gu, Seongnam-si, Gyeonggi-do, 13487, Korea

applicable to

Engineering Solution Development and Design, Engineering Consulting Service for Computer modelling, Simulation, Structural analysis

has been assessed and registered by NQA against the provisions of

BS EN ISO 14001 : 2015

This registration is subject to the company maintaining an environmental management system, to the above standard, which will be monitored by NQA.

Managing Director

Certificate No: E 3950
Issue Date: 18 October 2010
Reissued: 01 September 2021
Valid Until: 04 September 2024



0015



The use of the UKAS Accreditation Mark indicates accreditation in respect of those activities covered by the accreditation certificate number 015 held by NQA.
NQA is a trading name of NQA Certification Limited, Registration No. 09351758. Registered Office: Warwick House, Houghton Hall Park, Houghton Regis, Dunstable, LU5 5ZX, UK.
This certificate is the property of NQA and must be returned on request.

12 PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO

In sede di collaudo la struttura dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, mentre le prestazioni attese dovranno essere conformi al § 9 del D.M. 17.01.2018.

Al fine di verificare le prestazioni, il collaudatore dovrà fare riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dall'allegato fascicolo dei calcoli statici per il valore delle azioni pari a quelle di esercizio.

13 AZIONI SULLA COSTRUZIONE

13.1 CARICHI GRAVITAZIONALI

Per la determinazione dei carichi agenti sulla struttura, sono stati considerati:

- permanenti strutturali G_1 (peso proprio elementi strutturali);
- permanenti non strutturali G_2 (peso proprio elementi non strutturali);
- variabili Q (sovraccarichi/neve).

Nella tabella seguente (Tab. 2.5.I N.T.C. 2018) sono riportati i coefficienti di combinazione da utilizzare per considerare i carichi variabili nelle varie combinazioni, in funzione delle categorie d'uso.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 2: Valori dei coefficienti di combinazione.

A seguire sono riassunti i carichi inputati nel modello di calcolo.

- Primo impalcato:
 - o Carico permanente G1k: 6,00 kN/mq
 - o Carico permanente G2k: 4,00 kN/mq
 - o Carico variabile Q_k: 6,00 kN/mq - Categ. C

- Secondo impalcato:
 - o Carico permanente G1k: 6,00 kN/mq
 - o Carico permanente G2k: 8,00 kN/mq
 - o Carico variabile Q_k: 2,00 kN/mq - Categ. Neve
 - o Carico variabile Q_k: 0,50 kN/mq - Categ. H

- Secondo impalcato (gettato opera):
 - o Carico permanente G2k: 4,00 kN/mq
 - o Carico variabile Q_k: 2,00 kN/mq - Categ. Neve

- Copertura (tegoli):
 - o Carico permanente G1k: 7,30 kN/mq
 - o Carico permanente G2k: 8,00 kN/mq
 - o Carico variabile Q_k: 0,50 kN/mq - Categ. H
 - o Carico variabile Q_k: 2,00 kN/mq - Neve

- Spinta del terreno:
 - o Angolo di attrito pari a 33°.
 - o Densità del terreno: 21,00 kN/mq.
 - o $K_a = (1 - \sin(\text{PHI})) / (1 + \sin(\text{PHI}))$

Si precisa che il peso proprio degli elementi strutturali è stato computato in automatico dal software di calcolo in funzione della geometria e del materiale associato. Per una maggiore esaustività e chiarezza si rimanda alle tavole esecutive delle strutture.

Carico tamponature esterne: 4,00 kN/mq.

13.2 NEVE

Come indicato nelle N.T.C. 2018, il carico provocato dalla neve sulle coperture è stato valutato mediante la seguente espressione di normativa:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_s è il carico della neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura (Cfr.§ 3.4.5);

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²] per un periodo di ritorno di 50 anni (Cfr.§ 3.4.2);

C_E è il coefficiente di esposizione (Cfr.§ 3.4.3);

C_t è il coefficiente termico (Cfr.§ 3.4.4).

Essendo il Comune di Brescia in zona I ed essendo l'area oggetto di intervento ad un'altitudine $a_s \leq 200$ m s.l.m., si ha:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Considerando la forma e l'inclinazione della copertura di progetto, si adotta $\mu_i = 0,8$.

Si considera un coefficiente di esposizione $C_E = 1$ e coefficiente termico $C_t = 1$.

Ne deriva che $q_s = 0,8 \cdot 1,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 \cdot 1 = 1,20 \text{ kN/m}^2$

13.3 AZIONE DEL VENTO

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del D.M. 2018 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n.7.

Ai sensi delle N.T.C. 2018 si assume:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

Regione Lombardia => Zona 1

Classe di rugosità: C

Distanza dalla costa > 100 km.

Altitudine: $a_s = 149$ m s.l.m. => $a_0 < a_s < 1500$ => $v_b = v_{b,0} = 25$ m/s

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 39,1 \text{ kg/m}^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente dinamico (C_d)

$$c_d = 1$$

La struttura (rispetto al piano campagna) è alta circa:

$$z = 8,30 \text{ m} > z_{\min} = 5,00 \text{ m} \Rightarrow C_e(z)$$

$$C_e = k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(Z/Z_0) \cdot (7 + C_t \cdot \ln(Z/Z_0)) =$$

$$C_e(z_{\max}) = 2,02; C_e(z_{\min}) = 1,71$$

Coefficiente di forma (C_p)

Nel caso oggetto di studio ci si può ricondurre all'ipotesi di "edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate e curve" così come riportato nella Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7 (§C3.3.8.1). Considerando la lunghezza e larghezza del fabbricato, si calcolano i coefficienti di forma in riferimento alla figura C3.3.2 della Circolare, di seguito riportata.

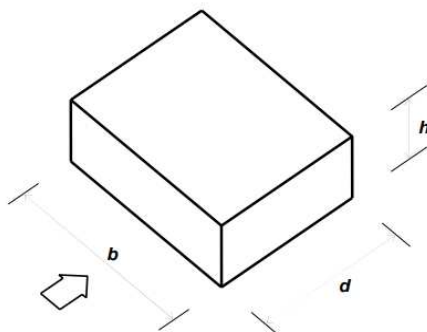


Figura G.1 – Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.

Tabella G.I – Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali.

Faccia sopravvento	Facce laterali	Faccia sottovento
$h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

13.4 AZIONE DELLA TEMPERATURA

Come definito nel paragrafo 3.5.5 nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici	
Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$

Viene quindi applicato agli elementi strutturali orizzontali in c.a. un delta termico pari a 10°C per le strutture protette.

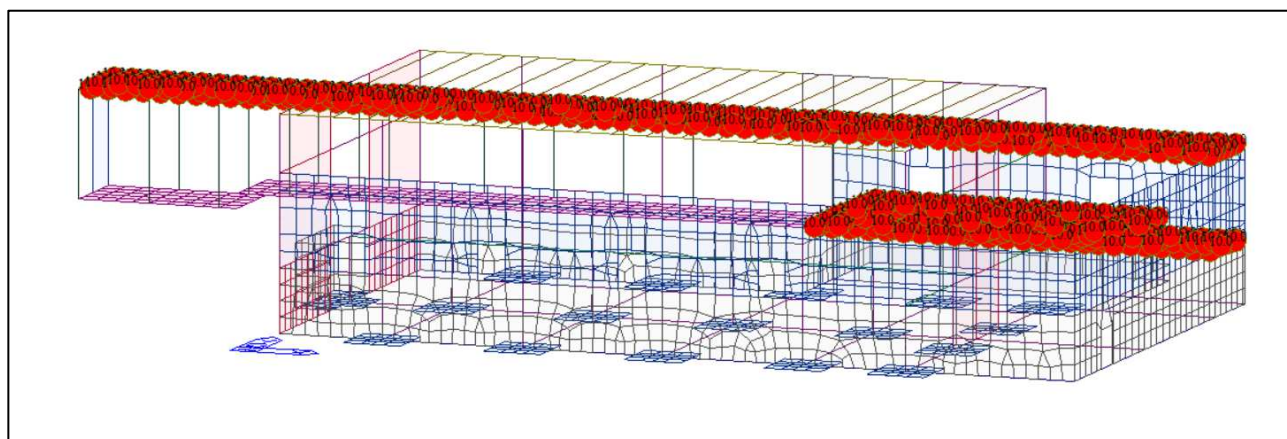


Figura 3: Variazione termica applicata agli elementi.

13.5 AZIONE ECCEZIONALI

Le azioni eccezionali, che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti, ove richiesto da specifiche esigenze di destinazione d'uso, devono essere verificate in base alle indicazioni di cui al § 3.6 delle N.T.C. 2018. Tuttavia saranno escluse dalle analisi in quanto non pertinenti alla destinazione d'uso del fabbricato.

13.6 AZIONE SISMICA

Come indicato nelle N.T.C. 2018, l'azione sismica è stata caratterizzata da tre componenti traslazionali considerate tra di loro indipendenti, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z, e, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie,
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie,
- accelerogramma.

Si specifica che:

1. l'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani;
2. le due componenti ortogonali indipendenti, che descrivono il moto orizzontale, sono state caratterizzate dallo stesso spettro di risposta;
3. l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono stati determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle N.T.C. 2018, per tutti i siti considerati, sono stati forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

L'azione sismica da adottare per la progettazione delle strutture è tipicamente definita dalle normative tecniche in funzione della accelerazione orizzontale massima convenzionale del terreno fondale (a livello di bedrock) a_g , che caratterizza il sito su cui è edificata la struttura.

I valori di a_g indicati dalle normative tecniche sono riferiti, anche in funzione della destinazione d'uso dell'edificio, a specifiche probabilità di superamento/occorrenza in un dato periodo di osservazione, ossia, equivalentemente, a specifici periodi di ritorno.

Al fine di ricavare le azioni agenti sulla struttura, le N.T.C. 2018 classificano le tipologie di opere nel capitolo 2.4, in cui si definiscono:

- la vita nominale V_N di un'opera strutturale;
- le quattro classi d'uso C_u (I,II,III,IV in ordine crescente di importanza strategica);
- il periodo di riferimento V_R per l'azione sismica, in funzione della vita nominale e della classe d'uso $V_R = C_u \times V_N$.

In relazione al fabbricato in esame è stata:

- considerata una vita nominale pari a **50 anni**;
- attribuita una **Classe III**, a cui corrisponde un coefficiente C_u pari a **1,5**.

Ne deriva:

$$V_R = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Si specifica inoltre che le coordinate del sito sono le seguenti:

- longitudine Est: 10,2283
- latitudine Nord: 45,5257

I parametri caratteristici per la valutazione dell'accelerazione sismica del sito di progetto sono:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito pari a **0,173 g**;
- F_0 valore massimo del fatto di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale pari a **2,437**;
- T_c^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale pari a **0,279**.

Per la definizione dell'azione sismica, le N.T.C. 2018 al punto 3.2.1 definiscono gli obiettivi prestazionali delle strutture, associando quattro stati limite della struttura e quattro probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

Allo stato limite di Salvaguardia della Vita (S.L.V.), facente parte degli stati limite ultimi, è associata una probabilità di superamento pari al 10% nel periodo considerato.

Lo spettro elastico e di progetto sono stati determinati considerando una **categoria di sottosuolo B** - " 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.", come risulta dalle indagini disponibili, con una **categoria topografica T1** - "superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

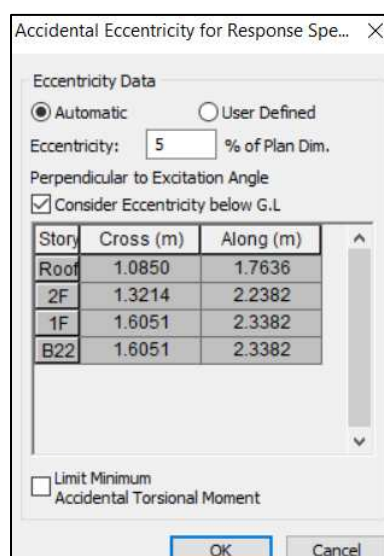
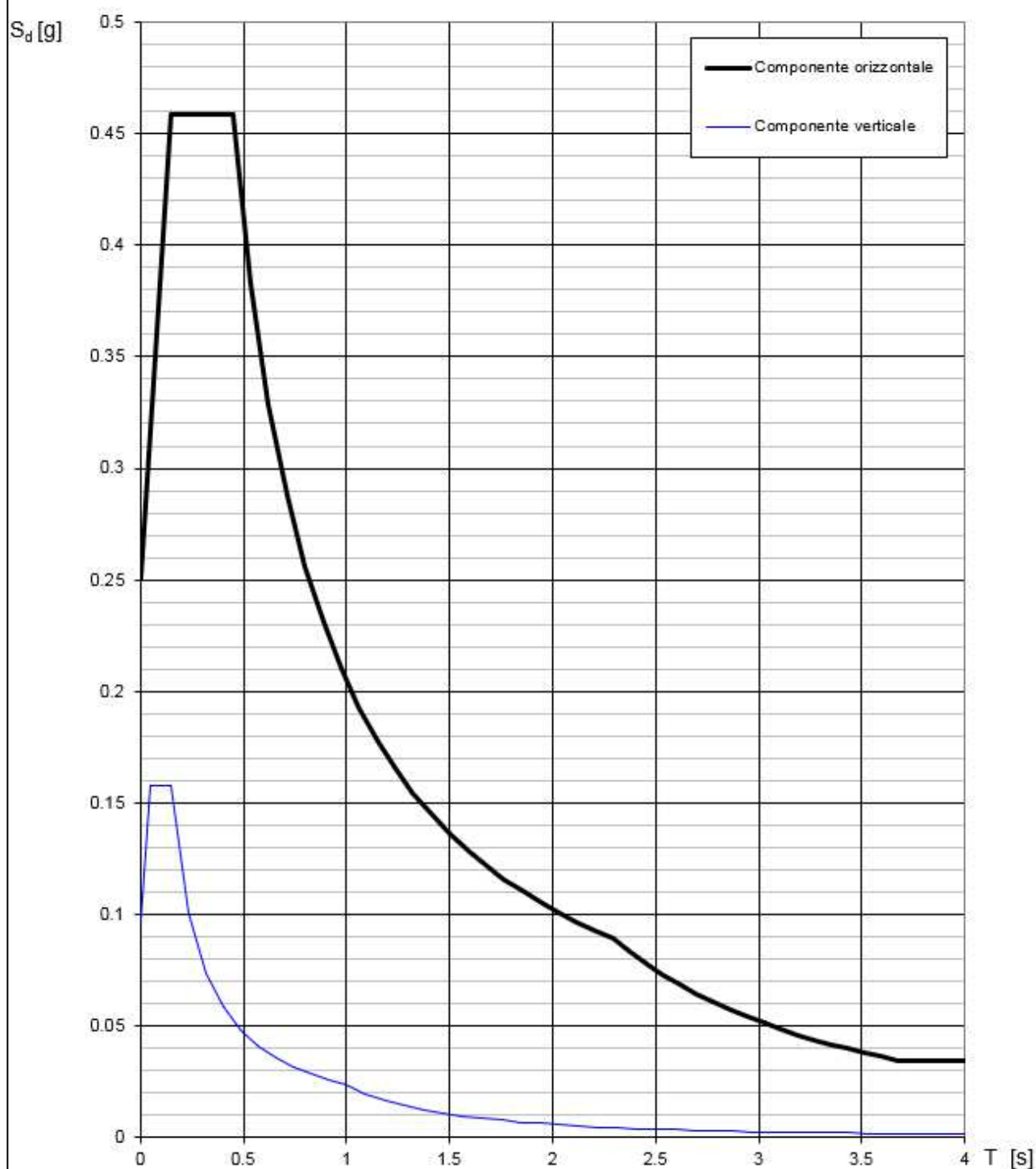


Figura 4: Eccentricità accidentale 5% valutata in automatico dal programma.

La quota di zero sismico viene impostata in corrispondenza del primo impalcato fuori terra.

Nelle immagini sottostanti sono riportati gli spettri di progetto rispettivamente per SLV, SLO utilizzati per le analisi dinamiche lineari.

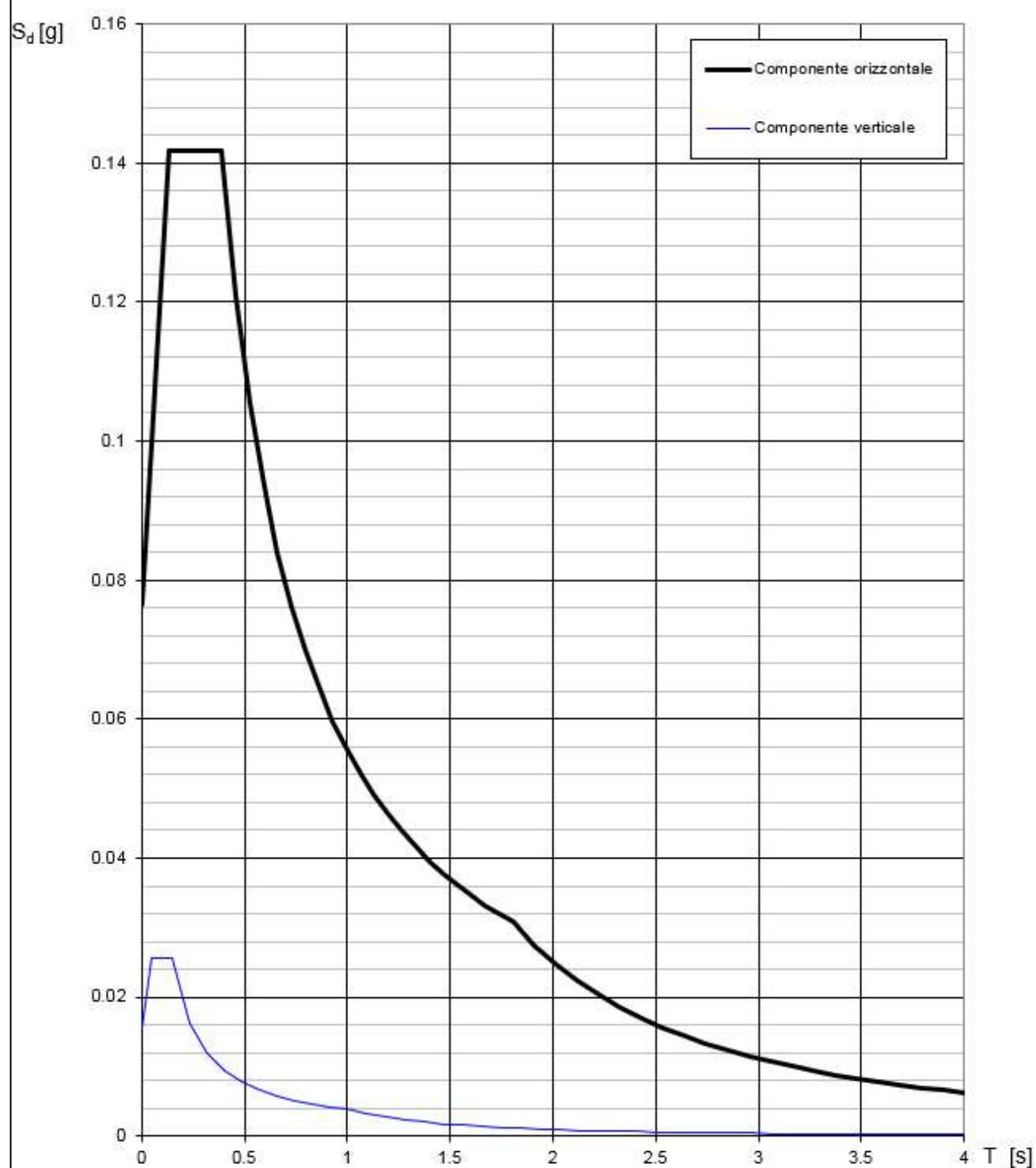
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Figura 5: Spettro sismico di progetto Orizzontale e Verticale - SLV ($q = 1,33$ e $1,5$).

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLO



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Figura 6: Spettro sismico di progetto Orizzontale e Verticale - SLO ($q = 1$).

14 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il calcolo degli elementi strutturali è stato elaborato considerando i seguenti materiali.

14.1.1 Strutture in c.a.

Classe di resistenza del calcestruzzo:

C 28/35 (gettato in opera)

Materiale	Grandezza	Valore	u.m.
Calcestruzzo C28/35	E	33.345	MPa
	f_{ck}	28,00	MPa
	f_{cd}	15,00	MPa
	f_{ctd}	1,84	MPa
	ρ	2.500	daN/mc

Acciaio d'armatura:

- B450C

Materiale	Grandezza	Valore	u.m.
Acciaio B450C	E	210.000	MPa
	f_{yk}	450,00	MPa
	f_{yd}	391,30	MPa

14.1.2 Strutture in c.a.p.

Classe cemento = N

Coeff. s (3.1.2 (6) EC2) $s = 0.25$

Resistenza caratt. cubica sbanco (min. C28/35) (4.1 NTC) $R_{ckj} = 40.00 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratt. cubica 28gg (min. C28/35) (4.1 NTC) $R_{ck} = 50.00 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di sicurezza $\gamma_c = 1.4$

Resistenza caratt. Cilindrica $f_{ck} = R_{ck} \times 0.83 = 45.65 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a compressione $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 53.65 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo cilindrica $f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / \gamma_c = 27.72 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media Traz. assiale $f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{(2/3)} = 3.83 \text{ N/mm}^2$

Ecm Trave $E_{cm} = 36.42 \text{ kN / mm}^2$

Armatura di precompressione

Trefoli stabilizzati a basso rilassamento $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$

Ep Trefoli stabilizzati $E_p = 195.00 \text{ kN / mm}^2$

Coefficiente di sicurezza $\gamma_a = 1.15$
 $f_{pk} = 1670 \text{ N/mm}^2$
 $f_{sd} = f_{pk} / 1.15 = 1452 \text{ N/mm}^2$
 Tensione iniziale trave $\sigma_{api} = 1400 \text{ N/mm}^2$

14.1.3 Strutture in carpenteria metallica

Acciaio da carpenteria:

- S275

Materiale	Grandezza	Valore	u.m.
Acciaio - S275	E	210.000	MPa
	f_{yk}	275,00	MPa
	f_{tk}	430,00	MPa

15 CLASSE DI ESECUZIONE DELLE STRUTTURE METALLICHE

Come quanto esposto nella Norma En 1090-1 risulta necessario definire la classe di esecuzione EXC della struttura. In particolare tale definizione dipende da tre parametri: **PC** (rischi connessi con l'esecuzione della struttura), **CC** (classi di conseguenza) e **SC** (categorie di servizio).

PC: rischi connessi con l'esecuzione della struttura

PC: rischi connessi con l'esecuzione della struttura En 1090-2 – Tab. B.2	
CATEGORIE	CRITERI
PC1	Componenti non saldati, prodotti con acciaio di qualsiasi resistenza
	Componenti non saldati, prodotti con acciaio di resistenza inferiore a S355
PC2	Componenti saldati, prodotti con acciaio di resistenza uguale o superiore a S355
	Componenti essenziali per l'integrità strutturale che sono assemblati tramite saldatura in cantiere
	Componenti prodotti tramite formatura a caldo o che ricevono trattamenti termici durante la fabbricazione
	Strutture e componenti con i loro sistemi di connessione progettati per azioni sismiche in regioni con attività sismica media o alta e in DCM* e DCH*
* DCL, DCM, DCH: classi di duttilità (rispettivamente bassa, media, alta) in accordo alla norma En 1998-1	
** Per la classificazione delle sollecitazioni a fatica per le gru vedere En 1991-3 e En 13001-1	

CC: classi di conseguenza

CC: classi di conseguenza En 1990 – Tab. B.1		
CLASSI DI CONSEGUENZA	DESCRIZIONE	ESEMPI DI EDIFICI E OPERE DI INGEGNERIA CIVILE
CC3	Elevate conseguenze come perdita di vite umane o conseguenze economiche, sociali o ambientali molto grandi	Tribune, edifici pubblici dove le conseguenze di un crollo sono elevate (come una sala da concerto)
CC2	Medie conseguenze come perdita di vite umane o conseguenze economiche, sociali o ambientali considerevoli	Edifici residenziali e per uffici, edifici pubblici dove le conseguenze di un crollo sono medie (come un edificio per uffici)
CC1	Basse conseguenze come perdita di vite umane e conseguenze economiche, sociali o ambientali piccole o trascurabili	Edifici agricoli dove la gente normalmente non entra (come edifici per deposito)

SC: categoria di servizio

SC: categorie di servizio En 1990 – Tab. B.1	
CATEGORIE	CRITERI
SC1	Strutture e componenti progettati solo per azioni quasi-statiche (ad esempio edifici)
	Strutture e componenti con i loro sistemi di connessione progettati per azioni sismiche in regioni con attività sismica bassa e in DCL*
	Strutture e componenti progettati per sollecitazioni a fatica derivanti da gru (classe S0)**
SC2	Strutture e componenti progettati per azioni a fatica in accordo alla norma En 1993 (ad esempio ponti stradali e ferroviari, gru di classe da S1 a S9**, strutture soggette a vibrazioni indotte dal vento, da presenza di folla, da presenza di macchinari rotanti)
	Strutture e componenti con i loro sistemi di connessione progettati per azioni sismiche in regioni con attività sismica media o alta e in DCM* e DCH*
* DCL, DCM, DCH: classi di duttilità (rispettivamente bassa, media, alta) in accordo alla norma En 1998-1 ** Per la classificazione delle sollecitazioni a fatica per le gru vedere En 1991-3 e En 13001-1	

EXC: classe di esecuzione

EXC: classi di esecuzione delle strutture En 1090-2 – Tab. B.3							
CLASSI DI CONSEGUENZA		CC1		CC2		CC3	
CATEGORIE DI SERVIZIO		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
CATEGORIE DI PRODUZIONE	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC4

16 MODELLO STRUTTURALE

16.1 TIPOLOGIE DI SEZIONI ADOTTATE

Nello specifico, la struttura è costituita da:

- Solaio alveolare di dimensioni: 40+6 cm;
- Pilastri prefabbricati di dimensioni: 50x50 cm;
- Travi prefabbricate:
 - o a T rovescia di dimensione: 60x90 cm;
 - o Ad L di dimensione:
 - 70x100 cm;
 - 70x80 cm.
 - o Tegolo a doppio T di copertura.
- Travi in c.a. di dimensione:
 - o Elevazione: 40x46 cm e 30x46 cm;
 - o Fondazione: 120x60 cm;
- Setti in c.a. gettati in opera di spessore pari a 25 cm, 30 cm e 40 cm;
- Piastre in c.a. gettati in opera di spessore pari a 30 cm;
- Plinti di fondazione di spessore pari a 80 cm;
- Platea di fondazione di spessore pari a 35 cm;
- Colonne in acciaio 200x200x8 mm.

Per una migliore comprensione si riporta un'immagine del modello di calcolo.

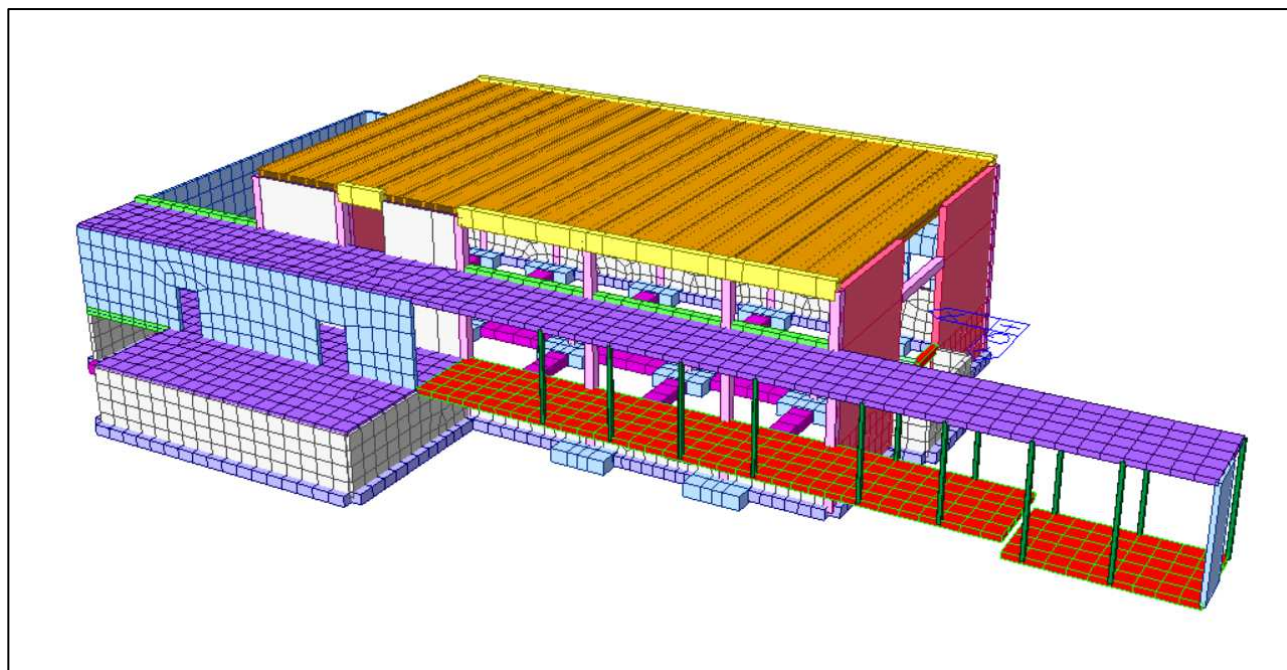


Figura 7: Modello di calcolo.

16.2 STORY DATA E VINCOLI ESTERNI

Le travi di fondazione e le platee sono state schematizzate come elementi ai quali è stato assegnato un vincolo esterno di tipo "surface spring", caratterizzate da una rigidezza assiale pari a 5,00 daN/cmc (molle alla Winkler).

I nodi delle travi e cordoli di fondazioni sono stati schematizzati con vincolo in direzione X e Y.

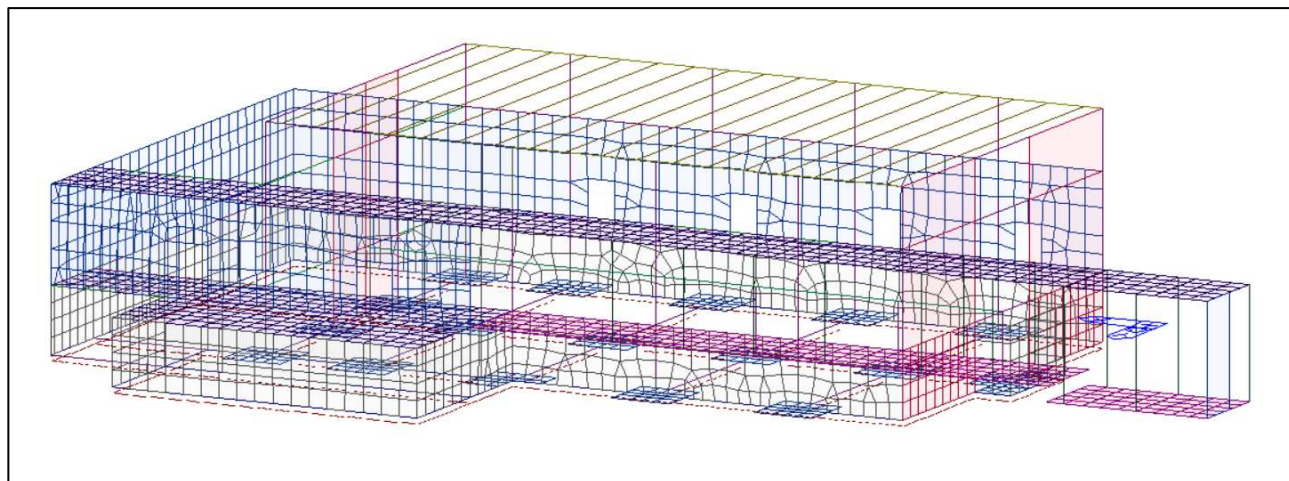


Figura 8: Travi di fondazione su suolo elastico con individuazione delle molle.

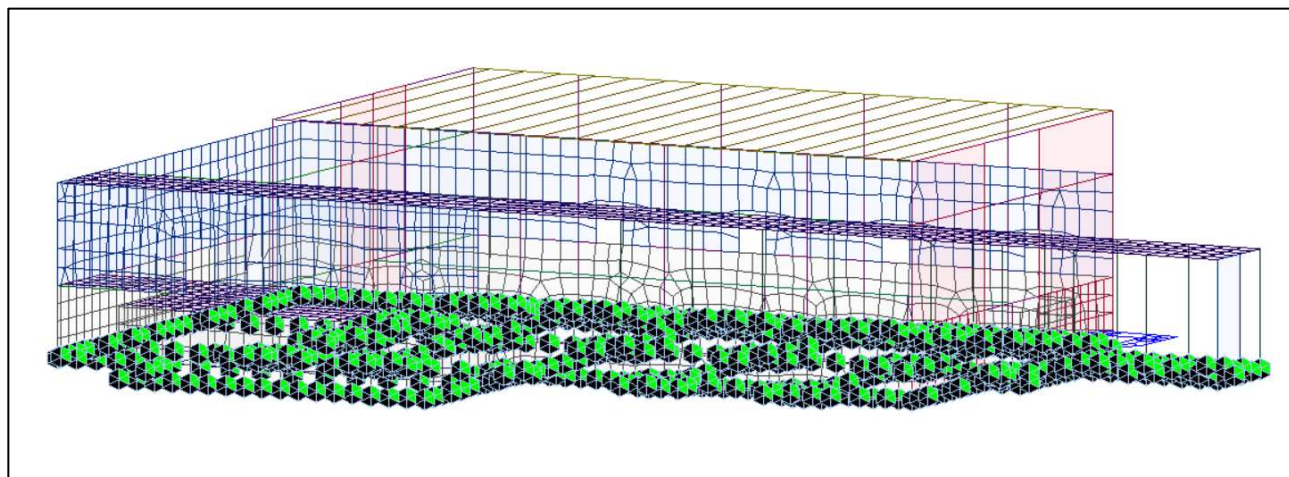


Figura 9: Vincoli alla base nodali.

Vengono definite in base ai vari piani dell'edificio le storie di analisi per considerare o meno i piani rigidi o deformabili:

- Piano di fondazione: non considerato rigido perché zona d'incastro dei pilastri con le fondazioni.
- Restanti piani considerati rigidi grazie alla presenza dei solai che sono caratterizzati da una cappa di calcestruzzo armato gettato in opera (spessore superiore a 4 cm); di conseguenza, le analisi numeriche sono state eseguite adottando l'ipotesi di piani infinitamente rigidi (D.M. 17.01.2018 § 7.2.6).

16.3 VINCOLI INTERNI

Nel modello di calcolo le travi prefabbricate vengono svincolate agli appoggi nei confronti dei momenti M_y e M_z ovvero nel piano e fuori piano.

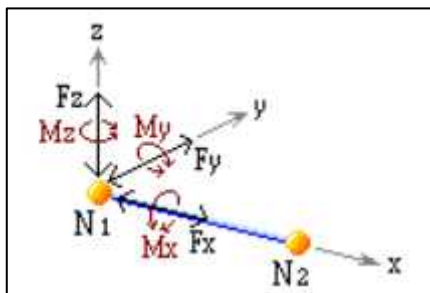


Figura 10: Sollecitazioni dell'elemento beam.

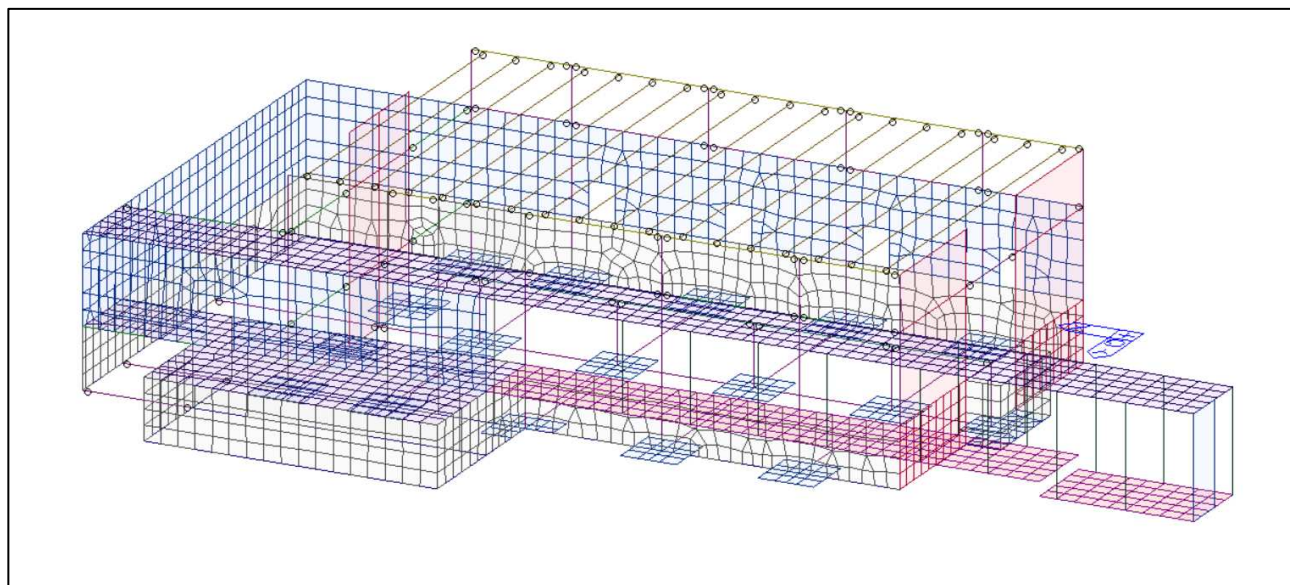


Figura 11: Individuazione svincoli travi.

16.4 DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI DEL MODELLO

Nel modello sono stati considerati tre tipologie di elementi:

- General beam: utilizzati per modellare travi, pilastri e tegoli

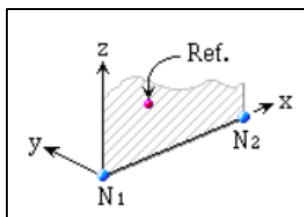


Figura 12: Sistema di riferimento dell'elemento beam tra due nodi.

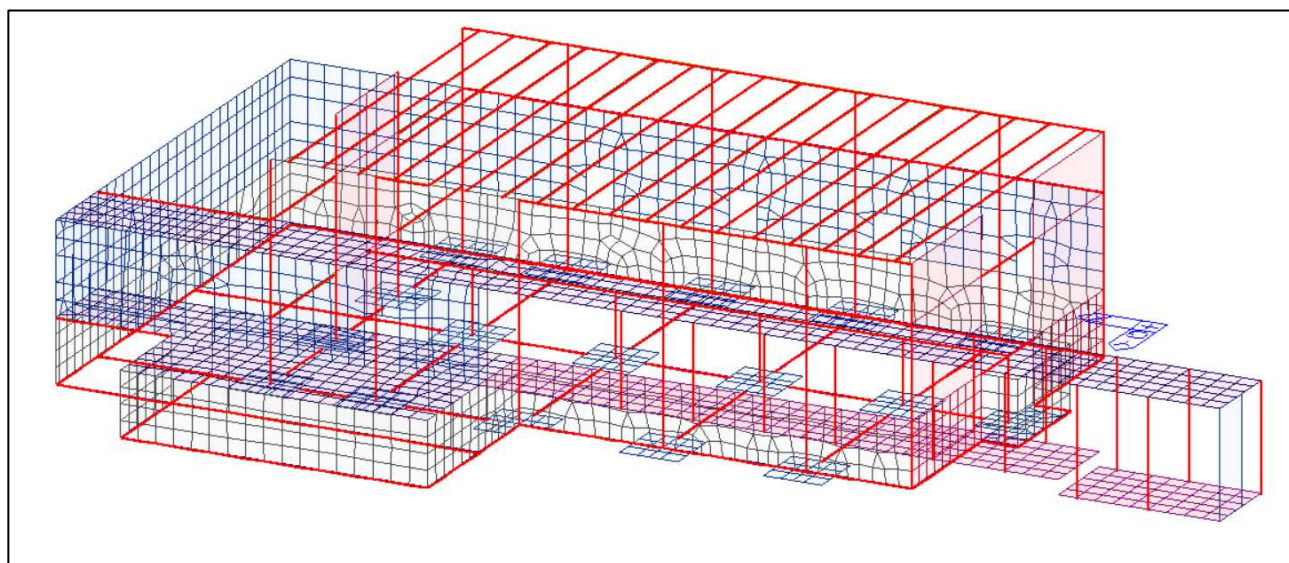


Figura 13: Individuazione degli elementi beam.

- Mesh di tipo plate con sub element di tipo thick.

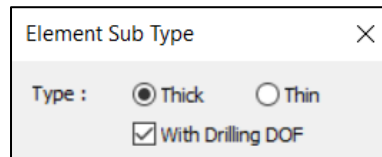


Figura 14: Caratteristica dell'elemento plate.

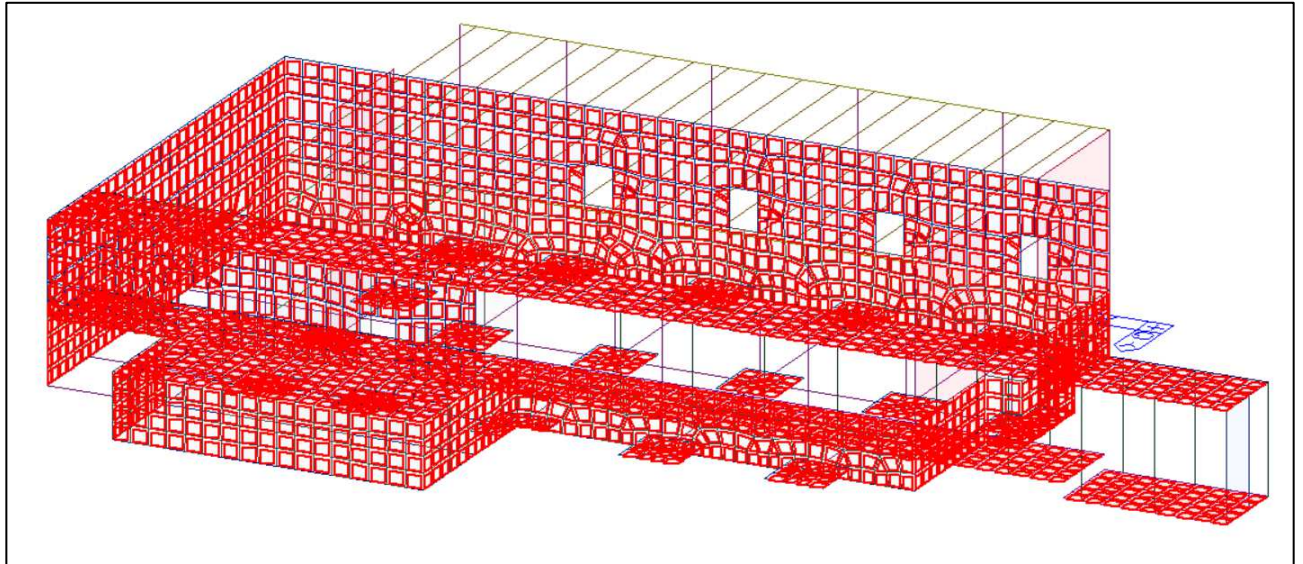


Figura 15: Individuazione degli elementi plate.

- Wall: utilizzati per modellare i setti:

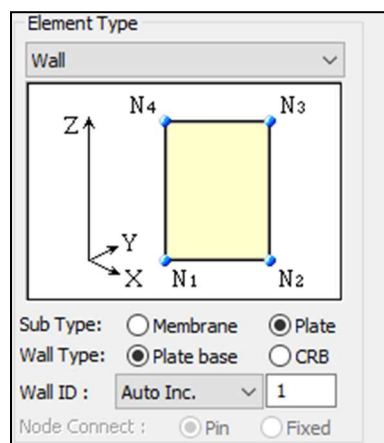


Figura 16: Caratteristica dell'elemento wall.

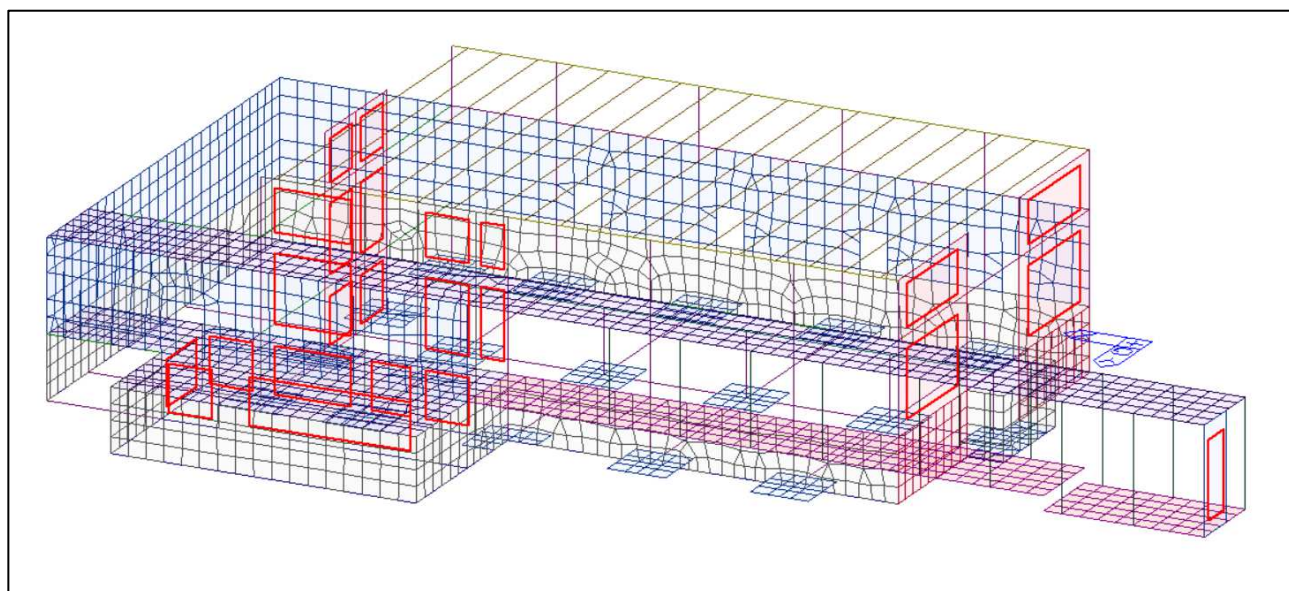


Figura 17: Individuazione degli elementi wall.

N.B. La congruenza fra elementi wall e plate è garantita automaticamente dal software di calcolo anche nei punti della piastra che non intercettano i nodi di estremità della parete.

16.5 CARICHI APPLICATI

I carichi agenti sono stati modellati come segue:

- Carichi d'area (solai);

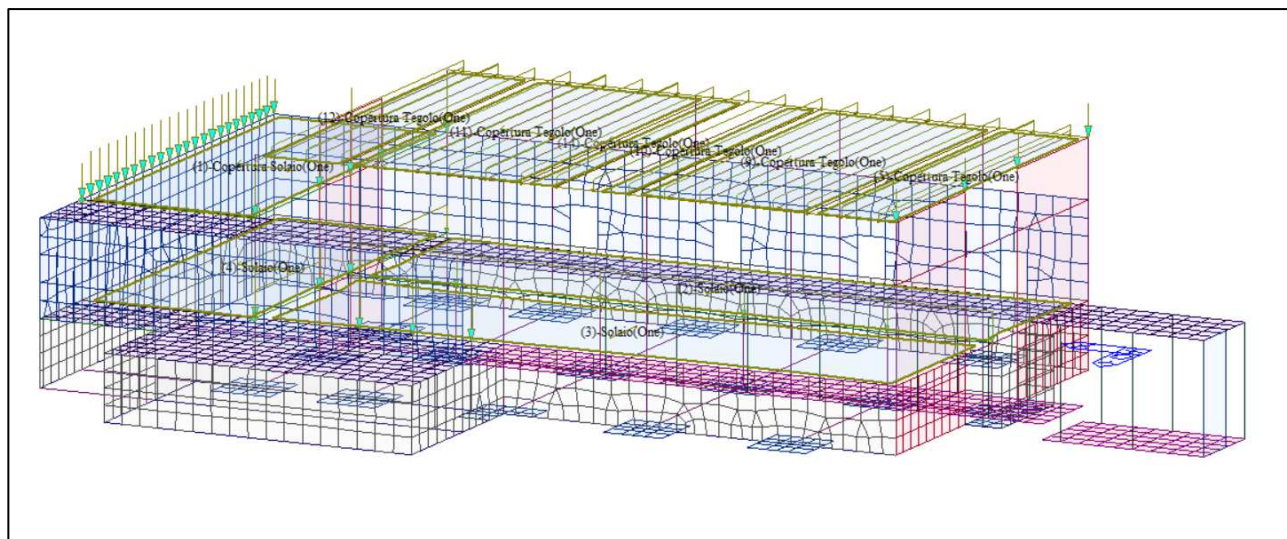


Figura 18: Carichi d'area.

- Carichi per la pressione del vento

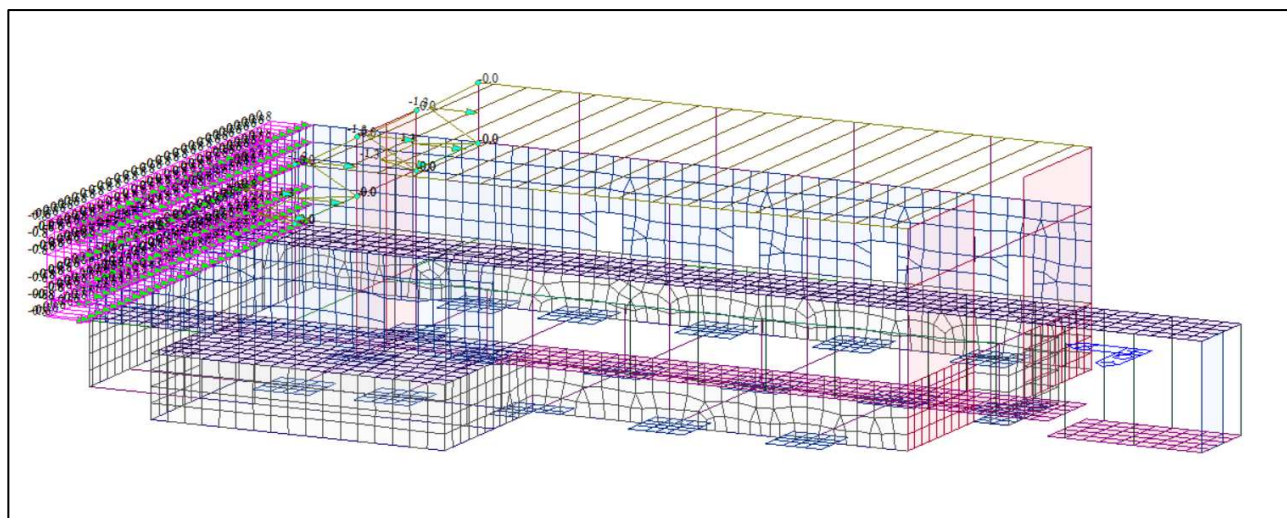


Figura 19: Carichi di piano - pressione del vento.

- Carichi di pressione sulle piastre

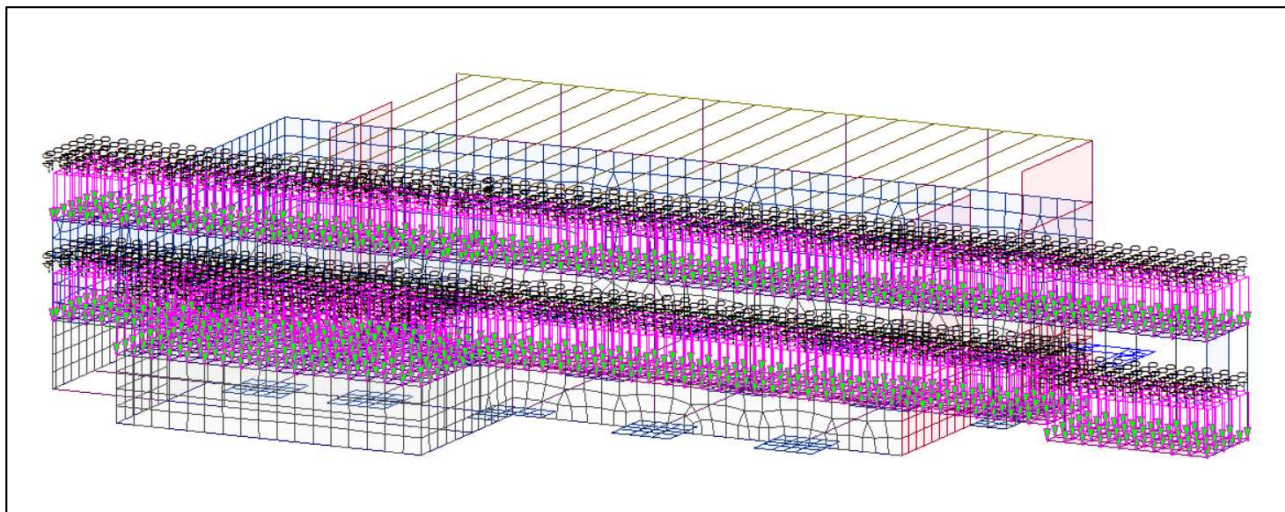


Figura 20: Carichi su elementi plate.

- Carichi distribuiti lineari (simulanti i tamponamenti).

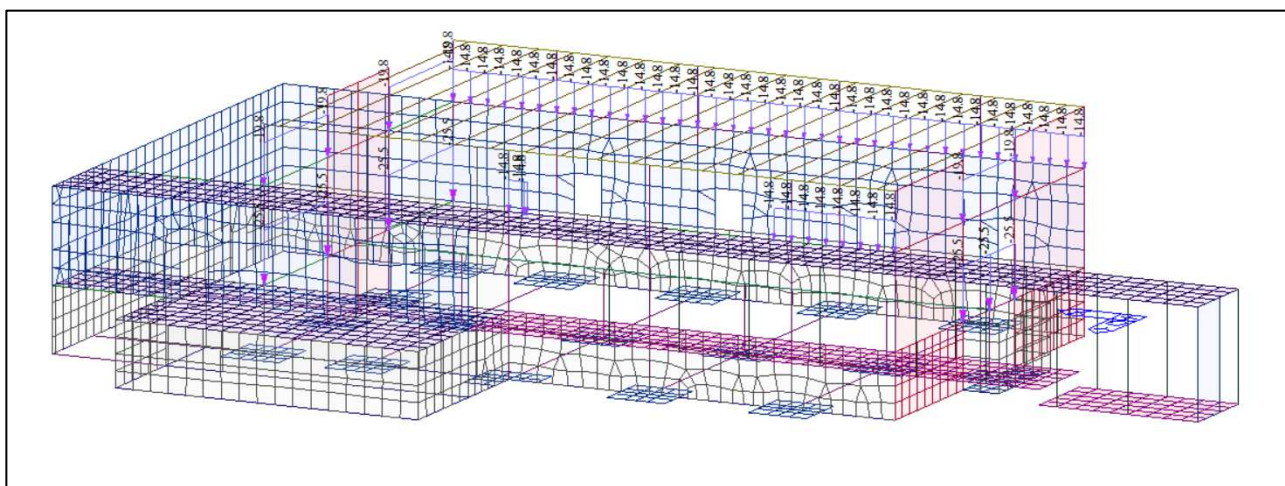


Figura 21: Carichi lineari su elementi beam.

- Carichi lineari (simulanti la spinta del terreno).

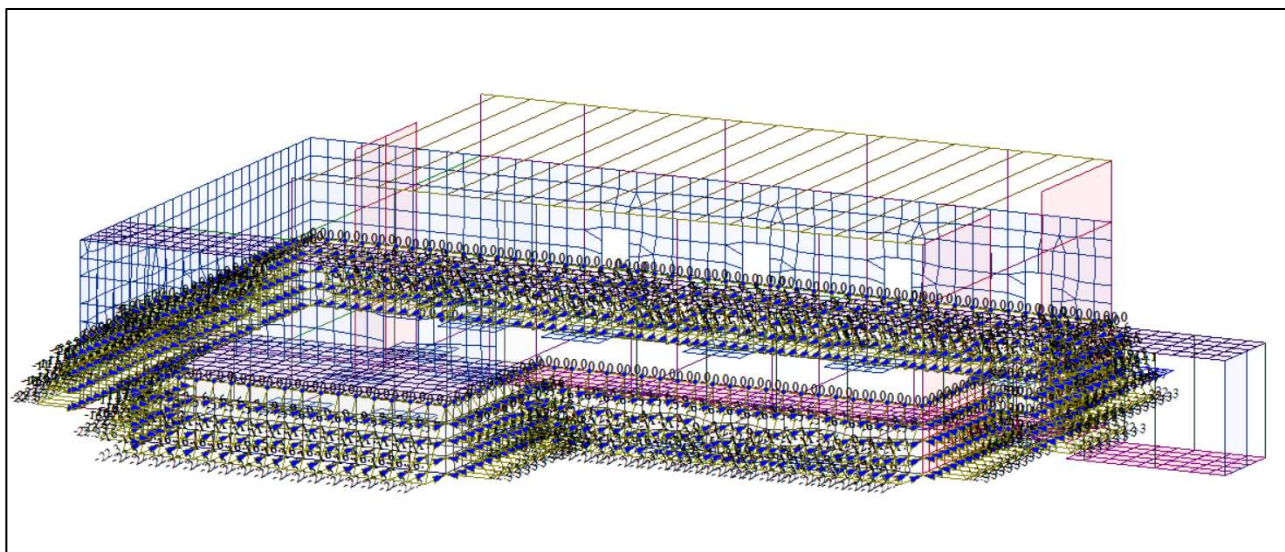


Figura 22: Carichi lineari su elementi plate.

16.6 RIGIDEZZE ELEMENTI STRUTTURALI

Come definisce l'eurocodice EN 1998-1:2004 al capitolo 4.3.1.7: a meno di ulteriori analisi più approfondite, le rigidezze elastiche a taglio e a flessione degli elementi in calcestruzzo fessurati possono essere assunte come metà delle corrispondenti rigidezze non fessurate.

Per tale ragione si è scelto di adottare la riduzione del modulo elastico E pari al 50% per le rigidezze flessionali e a taglio nella sola analisi sismica.

Static Load Case	
Moving load Analysis	Unchanged
Settlements Analysis	Unchanged
Time History/Response Spectrum/Eigenvalue Analysis	riduzione
Pushover Analysis	Unchanged
Time History Nonlinear Static Analysis	Unchanged
Unlisted Analysis Types	Unchanged

Figura 23: Riduzione modulo elastico per le analisi sismiche.

17 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17.01.2018 per i differenti stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, per effettuare la verifica degli stati limite, sono state definite le seguenti combinazioni delle azioni (Cfr. al § 2.5.3 N.T.C. 2018):

- combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.) (2.5.1);
- combinazione caratteristica (rara), generalmente adottata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili (2.5.2);
- combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) reversibili (2.5.3);
- combinazione quasi permanente (S.L.E.), abitualmente utilizzata per gli effetti a lungo termine (2.5.4);
- combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 formula 2.5.5).

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono stati desunti dalle norme (Cfr. § 2.6.1, Tab. 2.6.I) riportata nel seguito.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU					
		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 24: Coefficienti parziali di sicurezza.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio sono state effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (Cfr. § 2.5.3 e 3.2 delle N.T.C. 2018).

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (formula 2.5.7).

$$G_1+G_2+\Sigma\psi_{2j}Q_{kj}$$

In cui i valori dei coefficienti ψ_{2j} sono stati desunti dalle norme (Cfr. Tabella 2.5.I).

La struttura è stata progettata in modo tale che il degrado nel corso della sua vita nominale, effettuando una manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle predette norme.

In definitiva, la salvaguardia contro l'eccessivo degrado è stata ottenuta mediante un'accurata previsione delle possibili condizioni ambientali, con un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'applicazione, ove necessario, di sostanze o rivestimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software)
midas Gen - Load Combinations
(c)SINCE 1989
MIDAS Information Technology Co.,Ltd. (MIDAS IT)
Gen 2023

DESIGN TYPE : Concrete Design

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE LOADCASE (FACTOR) +	TYPE	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR)
1	SLO1	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(1.000) + SLO-Y(0.300)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(0.300)
2	SLO2	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(-1.000) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(1.000) + SLO-Y(-0.300)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(0.300)
3	SLO3	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(1.000) + SLO-Y(-0.300)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(-0.300)
4	SLO4	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(-1.000) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(1.000) + SLO-Y(0.300)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(-0.300)
5	SLO5	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(0.300) + SLO-Y(1.000)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(1.000)
6	SLO6	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(-0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(0.300) + SLO-Y(-1.000)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(1.000)
7	SLO7	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(-0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(-0.300) + SLO-Y(1.000)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(1.000)
8	SLO8	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(-0.300) + SLO-Y(-1.000)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(1.000)
9	SLO9	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(1.000) + SLO-Y(-0.300)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(0.300)
10	SLO10	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(-1.000) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(1.000) + SLO-Y(0.300)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(0.300)
11	SLO11	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(1.000) + SLO-Y(0.300)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(-0.300)
12	SLO12	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(-1.000) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(1.000) + SLO-Y(-0.300)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(-0.300)
13	SLO13	Strength/Stress	Add		

		Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(-0.300) +		Permanente(1.000) + SLO-X(0.300) + SLO-Y(1.000)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(1.000)
14	SLO14	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(0.300) + SLO-Y(-1.000)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(1.000)
15	SLO15	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(-0.300) + SLO-Y(1.000)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(1.000)
16	SLO16	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(-0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(-0.300) + SLO-Y(-1.000)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(1.000)
17	SLO17	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(-1.000) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(-1.000) + SLO-Y(-0.300)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(-0.300)
18	SLO18	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(-1.000) + SLO-Y(0.300)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(-0.300)
19	SLO19	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(-1.000) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(-1.000) + SLO-Y(0.300)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(0.300)
20	SLO20	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(-1.000) + SLO-Y(-0.300)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(0.300)
21	SLO21	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(-0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(-0.300) + SLO-Y(-1.000)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(-1.000)
22	SLO22	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(-0.300) + SLO-Y(1.000)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(-1.000)
23	SLO23	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(0.300) + SLO-Y(-1.000)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(-1.000)
24	SLO24	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(-0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(0.300) + SLO-Y(1.000)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(-1.000)
25	SLO25	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(-1.000) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(-1.000) + SLO-Y(0.300)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(-0.300)
26	SLO26	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(-1.000) + SLO-Y(-0.300)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(-0.300)
27	SLO27	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(-1.000) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(-1.000) + SLO-Y(-0.300)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(0.300)
28	SLO28	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(-1.000) + SLO-Y(0.300)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(0.300)
29	SLO29	Strength/Stress	Add		

		Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(0.300) +		Permanente(1.000) + SLO-X(-0.300) + SLO-Y(-1.000)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(-1.000)
30	SLO30	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(-0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(-0.300) + SLO-Y(1.000)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(-1.000)
31	SLO31	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(-0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(0.300) + SLO-Y(-1.000)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(-1.000)
32	SLO32	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLO-X(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLO-X(0.300) + SLO-Y(1.000)	Qk. Cat. C(0.600) SLO-Y(-1.000)
33	SLV1	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLV-Z(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLV-X(1.000) + SLV-X(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600) SLV-Y(0.300) SLV-Y(0.300)
34	SLV2	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLV-Z(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLV-X(1.000) + SLV-X(-1.000) +	Qk. Cat. C(0.600) SLV-Y(0.300) SLV-Y(-0.300)
35	SLV3	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLV-Z(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLV-X(1.000) + SLV-X(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600) SLV-Y(-0.300) SLV-Y(-0.300)
36	SLV4	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLV-Z(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLV-X(1.000) + SLV-X(-1.000) +	Qk. Cat. C(0.600) SLV-Y(-0.300) SLV-Y(0.300)
37	SLV5	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLV-Z(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLV-X(0.300) + SLV-X(0.300) +	Qk. Cat. C(0.600) SLV-Y(1.000) SLV-Y(1.000)
38	SLV6	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLV-Z(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLV-X(0.300) + SLV-X(-0.300) +	Qk. Cat. C(0.600) SLV-Y(1.000) SLV-Y(-1.000)
39	SLV7	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLV-Z(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLV-X(-0.300) + SLV-X(-0.300) +	Qk. Cat. C(0.600) SLV-Y(1.000) SLV-Y(1.000)
40	SLV8	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLV-Z(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLV-X(-0.300) + SLV-X(0.300) +	Qk. Cat. C(0.600) SLV-Y(1.000) SLV-Y(-1.000)
41	SLV9	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLV-Z(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLV-X(1.000) + SLV-X(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600) SLV-Y(0.300) SLV-Y(-0.300)
42	SLV10	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLV-Z(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLV-X(1.000) + SLV-X(-1.000) +	Qk. Cat. C(0.600) SLV-Y(0.300) SLV-Y(0.300)
43	SLV11	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLV-Z(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLV-X(1.000) + SLV-X(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600) SLV-Y(-0.300) SLV-Y(0.300)
44	SLV12	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLV-Z(0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLV-X(1.000) + SLV-X(-1.000) +	Qk. Cat. C(0.600) SLV-Y(-0.300) SLV-Y(-0.300)
45	SLV13	Strength/Stress	Add		

		Peso Proprio(1.000) +		Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600)
+		Terreno(1.000) +		SLV-X(-0.300) +	SLV-Y(-1.000)
+		SLV-Z(0.300) +		SLV-X(0.300) +	SLV-Y(-1.000)
62	SLV30	Strength/Stress	Add		
		Peso Proprio(1.000) +		Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600)
+		Terreno(1.000) +		SLV-X(-0.300) +	SLV-Y(-1.000)
+		SLV-Z(0.300) +		SLV-X(-0.300) +	SLV-Y(1.000)
63	SLV31	Strength/Stress	Add		
		Peso Proprio(1.000) +		Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600)
+		Terreno(1.000) +		SLV-X(0.300) +	SLV-Y(-1.000)
+		SLV-Z(0.300) +		SLV-X(-0.300) +	SLV-Y(-1.000)
64	SLV32	Strength/Stress	Add		
		Peso Proprio(1.000) +		Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600)
+		Terreno(1.000) +		SLV-X(0.300) +	SLV-Y(-1.000)
+		SLV-Z(0.300) +		SLV-X(0.300) +	SLV-Y(1.000)
65	SLV33	Strength/Stress	Add		
		Peso Proprio(1.000) +		Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600)
+		Terreno(1.000) +		SLV-X(1.000) +	SLV-Y(0.300)
+		SLV-Z(-0.300) +		SLV-X(1.000) +	SLV-Y(0.300)
66	SLV34	Strength/Stress	Add		
		Peso Proprio(1.000) +		Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600)
+		Terreno(1.000) +		SLV-X(1.000) +	SLV-Y(0.300)
+		SLV-Z(-0.300) +		SLV-X(-1.000) +	SLV-Y(-0.300)
67	SLV35	Strength/Stress	Add		
		Peso Proprio(1.000) +		Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600)
+		Terreno(1.000) +		SLV-X(1.000) +	SLV-Y(-0.300)
+		SLV-Z(-0.300) +		SLV-X(1.000) +	SLV-Y(-0.300)
68	SLV36	Strength/Stress	Add		
		Peso Proprio(1.000) +		Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600)
+		Terreno(1.000) +		SLV-X(1.000) +	SLV-Y(-0.300)
+		SLV-Z(-0.300) +		SLV-X(-1.000) +	SLV-Y(0.300)
69	SLV37	Strength/Stress	Add		
		Peso Proprio(1.000) +		Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600)
+		Terreno(1.000) +		SLV-X(0.300) +	SLV-Y(1.000)
+		SLV-Z(-0.300) +		SLV-X(0.300) +	SLV-Y(1.000)
70	SLV38	Strength/Stress	Add		
		Peso Proprio(1.000) +		Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600)
+		Terreno(1.000) +		SLV-X(0.300) +	SLV-Y(1.000)
+		SLV-Z(-0.300) +		SLV-X(-0.300) +	SLV-Y(-1.000)
71	SLV39	Strength/Stress	Add		
		Peso Proprio(1.000) +		Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600)
+		Terreno(1.000) +		SLV-X(-0.300) +	SLV-Y(1.000)
+		SLV-Z(-0.300) +		SLV-X(-0.300) +	SLV-Y(1.000)
72	SLV40	Strength/Stress	Add		
		Peso Proprio(1.000) +		Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600)
+		Terreno(1.000) +		SLV-X(-0.300) +	SLV-Y(1.000)
+		SLV-Z(-0.300) +		SLV-X(0.300) +	SLV-Y(-1.000)
73	SLV41	Strength/Stress	Add		
		Peso Proprio(1.000) +		Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600)
+		Terreno(1.000) +		SLV-X(1.000) +	SLV-Y(0.300)
+		SLV-Z(-0.300) +		SLV-X(1.000) +	SLV-Y(-0.300)
74	SLV42	Strength/Stress	Add		
		Peso Proprio(1.000) +		Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600)
+		Terreno(1.000) +		SLV-X(1.000) +	SLV-Y(0.300)
+		SLV-Z(-0.300) +		SLV-X(-1.000) +	SLV-Y(0.300)
75	SLV43	Strength/Stress	Add		
		Peso Proprio(1.000) +		Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600)
+		Terreno(1.000) +		SLV-X(1.000) +	SLV-Y(-0.300)
+		SLV-Z(-0.300) +		SLV-X(1.000) +	SLV-Y(0.300)
76	SLV44	Strength/Stress	Add		
		Peso Proprio(1.000) +		Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C(0.600)
+		Terreno(1.000) +		SLV-X(1.000) +	SLV-Y(-0.300)
+		SLV-Z(-0.300) +		SLV-X(-1.000) +	SLV-Y(-0.300)
77	SLV45	Strength/Stress	Add		

		Peso Proprio(1.000) +	Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C (0.600)
+		Terreno(1.000) +	SLV-X(0.300) +	SLV-Y (1.000)
+		SLV-Z(-0.300) +	SLV-X(-0.300) +	SLV-Y (1.000)
78	SLV46	Strength/Stress	Add	
		Peso Proprio(1.000) +	Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C (0.600)
+		Terreno(1.000) +	SLV-X(0.300) +	SLV-Y (1.000)
+		SLV-Z(-0.300) +	SLV-X(0.300) +	SLV-Y(-1.000)
79	SLV47	Strength/Stress	Add	
		Peso Proprio(1.000) +	Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C (0.600)
+		Terreno(1.000) +	SLV-X(-0.300) +	SLV-Y (1.000)
+		SLV-Z(-0.300) +	SLV-X(0.300) +	SLV-Y (1.000)
80	SLV48	Strength/Stress	Add	
		Peso Proprio(1.000) +	Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C (0.600)
+		Terreno(1.000) +	SLV-X(-0.300) +	SLV-Y (1.000)
+		SLV-Z(-0.300) +	SLV-X(-0.300) +	SLV-Y(-1.000)
81	SLV49	Strength/Stress	Add	
		Peso Proprio(1.000) +	Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C (0.600)
+		Terreno(1.000) +	SLV-X(-1.000) +	SLV-Y(-0.300)
+		SLV-Z(-0.300) +	SLV-X(-1.000) +	SLV-Y(-0.300)
82	SLV50	Strength/Stress	Add	
		Peso Proprio(1.000) +	Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C (0.600)
+		Terreno(1.000) +	SLV-X(-1.000) +	SLV-Y(-0.300)
+		SLV-Z(-0.300) +	SLV-X(1.000) +	SLV-Y (0.300)
83	SLV51	Strength/Stress	Add	
		Peso Proprio(1.000) +	Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C (0.600)
+		Terreno(1.000) +	SLV-X(1.000) +	SLV-Y (0.300)
+		SLV-Z(-0.300) +	SLV-X(-1.000) +	SLV-Y (0.300)
84	SLV52	Strength/Stress	Add	
		Peso Proprio(1.000) +	Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C (0.600)
+		Terreno(1.000) +	SLV-X(-1.000) +	SLV-Y (0.300)
+		SLV-Z(-0.300) +	SLV-X(1.000) +	SLV-Y(-0.300)
85	SLV53	Strength/Stress	Add	
		Peso Proprio(1.000) +	Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C (0.600)
+		Terreno(1.000) +	SLV-X(-0.300) +	SLV-Y(-1.000)
+		SLV-Z(-0.300) +	SLV-X(-0.300) +	SLV-Y(-1.000)
86	SLV54	Strength/Stress	Add	
		Peso Proprio(1.000) +	Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C (0.600)
+		Terreno(1.000) +	SLV-X(-0.300) +	SLV-Y(-1.000)
+		SLV-Z(-0.300) +	SLV-X(0.300) +	SLV-Y (1.000)
87	SLV55	Strength/Stress	Add	
		Peso Proprio(1.000) +	Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C (0.600)
+		Terreno(1.000) +	SLV-X(0.300) +	SLV-Y(-1.000)
+		SLV-Z(-0.300) +	SLV-X(0.300) +	SLV-Y(-1.000)
88	SLV56	Strength/Stress	Add	
		Peso Proprio(1.000) +	Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C (0.600)
+		Terreno(1.000) +	SLV-X(0.300) +	SLV-Y(-1.000)
+		SLV-Z(-0.300) +	SLV-X(-0.300) +	SLV-Y (1.000)
89	SLV57	Strength/Stress	Add	
		Peso Proprio(1.000) +	Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C (0.600)
+		Terreno(1.000) +	SLV-X(-1.000) +	SLV-Y(-0.300)
+		SLV-Z(-0.300) +	SLV-X(-1.000) +	SLV-Y (0.300)
90	SLV58	Strength/Stress	Add	
		Peso Proprio(1.000) +	Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C (0.600)
+		Terreno(1.000) +	SLV-X(-1.000) +	SLV-Y(-0.300)
+		SLV-Z(-0.300) +	SLV-X(1.000) +	SLV-Y(-0.300)
91	SLV59	Strength/Stress	Add	
		Peso Proprio(1.000) +	Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C (0.600)
+		Terreno(1.000) +	SLV-X(-1.000) +	SLV-Y (0.300)
+		SLV-Z(-0.300) +	SLV-X(-1.000) +	SLV-Y(-0.300)
92	SLV60	Strength/Stress	Add	
		Peso Proprio(1.000) +	Permanente(1.000) +	Qk. Cat. C (0.600)
+		Terreno(1.000) +	SLV-X(-1.000) +	SLV-Y (0.300)
+		SLV-Z(-0.300) +	SLV-X(1.000) +	SLV-Y (0.300)
93	SLV61	Strength/Stress	Add	

		Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLV-Z(-0.300) +		Permanente(1.000) + SLV-X(-0.300) + SLV-X(0.300) +	Qk. Cat. C(0.600) SLV-Y(-1.000) SLV-Y(-1.000)
94	SLV62	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLV-Z(-0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLV-X(-0.300) + SLV-X(-0.300) +	Qk. Cat. C(0.600) SLV-Y(-1.000) SLV-Y(1.000)
95	SLV63	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLV-Z(-0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLV-X(0.300) + SLV-X(-0.300) +	Qk. Cat. C(0.600) SLV-Y(-1.000) SLV-Y(-1.000)
96	SLV64	Strength/Stress Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) + + SLV-Z(-0.300) +	Add	Permanente(1.000) + SLV-X(0.300) + SLV-X(0.300) +	Qk. Cat. C(0.600) SLV-Y(-1.000) SLV-Y(1.000)
97	SLU1	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_x(0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(0.900) +	Qk. Cat. C(1.500) Terreno(1.300)
98	SLU2	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(1.500) + + W_x(0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(0.900) +	Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
99	SLU3	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + Qk. Cat. H(1.500) +	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(0.900) + W_x(0.900)	Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
100	SLU4	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_x(0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(1.500) +	Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
101	SLU5	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_x(1.500)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(0.900) +	Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
102	SLU6	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_x(-0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(0.900) +	Qk. Cat. C(1.500) Terreno(1.300)
103	SLU7	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(1.500) + + W_x(-0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(0.900) +	Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
104	SLU8	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + Qk. Cat. H(1.500) +	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(0.900) + W_x(-0.900)	Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
105	SLU9	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_x(-0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(1.500) +	Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
106	SLU10	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_x(-1.500)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(0.900) +	Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
107	SLU11	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_x(0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-0.900) +	Qk. Cat. C(1.500) Terreno(1.300)
108	SLU12	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(1.500) + + W_x(0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-0.900) +	Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
109	SLU13	Strength/Stress	Add		

		Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + Qk. Cat. H(1.500) +		Permanente(1.300) + Delta termico(-0.900) + W_x(0.900)		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
110	SLU14	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_x(0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-1.500) +		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
111	SLU15	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_x(1.500)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-0.900) +		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
112	SLU16	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_x(-0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-0.900) +		Qk. Cat. C(1.500) Terreno(1.300)
113	SLU17	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(1.500) + + W_x(-0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-0.900) +		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
114	SLU18	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + Qk. Cat. H(1.500) +	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-0.900) + W_x(-0.900)		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
115	SLU19	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_x(-0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-1.500) +		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
116	SLU20	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_x(-1.500)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-0.900) +		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
117	SLU21	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_y(0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(0.900) +		Qk. Cat. C(1.500) Terreno(1.300)
118	SLU22	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(1.500) + + W_y(0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(0.900) +		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
119	SLU23	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + Qk. Cat. H(1.500) +	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(0.900) + W_y(0.900)		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
120	SLU24	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_y(0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(1.500) +		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
121	SLU25	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_y(1.500)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(0.900) +		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
122	SLU26	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_y(-0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(0.900) +		Qk. Cat. C(1.500) Terreno(1.300)
123	SLU27	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(1.500) + + W_y(-0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(0.900) +		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
124	SLU28	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + Qk. Cat. H(1.500) +	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(0.900) + W_y(-0.900)		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
125	SLU29	Strength/Stress	Add			

		Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_y(-0.900)		Permanente(1.300) + Delta termico(1.500) +		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
126	SLU30	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_y(-1.500)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(0.900) +		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
127	SLU31	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_y(0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-0.900) +		Qk. Cat. C(1.500) Terreno(1.300)
128	SLU32	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(1.500) + + W_y(0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-0.900) +		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
129	SLU33	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + Qk. Cat. H(1.500) +	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-0.900) + W_y(0.900)		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
130	SLU34	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_y(0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-1.500) +		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
131	SLU35	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_y(1.500)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-0.900) +		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
132	SLU36	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_y(-0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-0.900) +		Qk. Cat. C(1.500) Terreno(1.300)
133	SLU37	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(1.500) + + W_y(-0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-0.900) +		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
134	SLU38	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + Qk. Cat. H(1.500) +	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-0.900) + W_y(-0.900)		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
135	SLU39	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_y(-0.900)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-1.500) +		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
136	SLU40	Strength/Stress Peso Proprio(1.300) + + Neve(0.750) + + W_y(-1.500)	Add	Permanente(1.300) + Delta termico(-0.900) +		Qk. Cat. C(1.050) Terreno(1.300)
137	RARA1	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_x(0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(0.600) +		Qk. Cat. C(1.000) Terreno(1.000)
138	RARA2	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(1.000) + + W_x(0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(0.600) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
139	RARA3	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + Qk. Cat. H(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(0.600) + W_x(0.600)		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
140	RARA4	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_x(0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(1.000) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
141	RARA5	Serviceability	Add			

		Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_x(-0.600)		Permanente(1.000) + Delta termico(0.600) +		Qk. Cat. C(1.000) Terreno(1.000)
142	RARA6	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(1.000) + + W_x(-0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(0.600) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
143	RARA7	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + Qk. Cat. H(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(0.600) + W_x(-0.600)		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
144	RARA8	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_x(-0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(1.000) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
145	RARA9	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_x(1.000)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(0.600) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
146	RARA10	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_x(-1.000)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(0.600) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
147	RARA11	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_x(0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-0.600) +		Qk. Cat. C(1.000) Terreno(1.000)
148	RARA12	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(1.000) + + W_x(0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-0.600) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
149	RARA13	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + Qk. Cat. H(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-0.600) + W_x(0.600)		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
150	RARA14	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_x(0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-1.000) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
151	RARA15	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_x(-0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-0.600) +		Qk. Cat. C(1.000) Terreno(1.000)
152	RARA16	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(1.000) + + W_x(-0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-0.600) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
153	RARA17	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + Qk. Cat. H(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-0.600) + W_x(-0.600)		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
154	RARA18	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_x(-0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-1.000) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
155	RARA19	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_x(1.000)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-0.600) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
156	RARA20	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_x(-1.000)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-0.600) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
157	RARA21	Serviceability	Add			

		Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_y(0.600)		Permanente(1.000) + Delta termico(0.600) +		Qk. Cat. C(1.000) Terreno(1.000)
158	RARA22	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(1.000) + + W_y(0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(0.600) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
159	RARA23	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + Qk. Cat. H(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(0.600) + W_y(0.600)		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
160	RARA24	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_y(0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(1.000) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
161	RARA25	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_y(-0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(0.600) +		Qk. Cat. C(1.000) Terreno(1.000)
162	RARA26	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(1.000) + + W_y(-0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(0.600) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
163	RARA27	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + Qk. Cat. H(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(0.600) + W_y(-0.600)		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
164	RARA28	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_y(-0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(1.000) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
165	RARA29	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_y(1.000)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(0.600) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
166	RARA30	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_y(-1.000)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(0.600) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
167	RARA31	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_y(0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-0.600) +		Qk. Cat. C(1.000) Terreno(1.000)
168	RARA32	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(1.000) + + W_y(0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-0.600) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
169	RARA33	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + Qk. Cat. H(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-0.600) + W_y(0.600)		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
170	RARA34	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_y(0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-1.000) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
171	RARA35	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_y(-0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-0.600) +		Qk. Cat. C(1.000) Terreno(1.000)
172	RARA36	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(1.000) + + W_y(-0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-0.600) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
173	RARA37	Serviceability	Add			

		Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + Qk. Cat. H(1.000) +		Permanente(1.000) + Delta termico(-0.600) + W_y(-0.600)		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
174	RARA38	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_y(-0.600)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-1.000) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
175	RARA39	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_y(1.000)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-0.600) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
176	RARA40	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.500) + + W_y(-1.000)	Add	Permanente(1.000) + Delta termico(-0.600) +		Qk. Cat. C(0.700) Terreno(1.000)
177	FR1	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000)	Add	Permanente(1.000) +		Qk. Cat. C(0.700)
178	FR2	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Neve(0.200) +	Add	Permanente(1.000) + Terreno(1.000)		Qk. Cat. C(0.600)
179	FR3	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Delta termico(0.500) +	Add	Permanente(1.000) + Terreno(1.000)		Qk. Cat. C(0.600)
180	FR4	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + W_y(0.200)		Qk. Cat. C(0.600)
181	FR5	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + W_y(-0.200)		Qk. Cat. C(0.600)
182	FR6	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + W_x(0.200)		Qk. Cat. C(0.600)
183	FR7	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000) +	Add	Permanente(1.000) + W_x(-0.200)		Qk. Cat. C(0.600)
184	QP1	Serviceability Peso Proprio(1.000) + + Terreno(1.000)	Add	Permanente(1.000) +		Qk. Cat. C(0.600)

18 VERIFICHE STRUTTURALI

Nel presente paragrafo vengono riportati esclusivamente i risultati più significativi dell'analisi. Infatti, l'inserimento di tutti i tabulati di calcolo, oltre ad essere di dubbia utilità, renderebbe poco comprensibile l'intera relazione.

Pertanto, si riportano:

- Comportamento globale;
- Effetti p-delta;
- Verifiche dei pilastri in c.a. precompresso;
- Verifica delle travi in c.a. precompresso;
- Verifica dei setti in c.a.;
- Verifica delle travi in c.a.;
- Verifica delle piastre in c.a.;
- Verifica della carpenteria metallica;
- Spostamenti allo SLO;
- Spostamenti allo SLV;
- Pressione del terreno e cedimenti.

18.1 COMPORTAMENTO GLOBALE

Si procede alla definizione delle forme modali della struttura per la caratterizzazione del comportamento sismico.

Il metodo per la ricerca degli autovalori è quello di Ritz.

Le direzioni prese in esame per la ricerca degli autovalori sono X, Y. In particolare come descritto al capitolo § 7.3.3.1 delle N.T.C.2018 si specifica che l'analisi lineare dinamica risulta applicabile se la massa totale partecipante risulta superiore all'85%.

Le masse totali nelle due direzioni sono pari a:

Story	Level (m)	Translational Mass		Rotational Mass (kN/g*m^2)	Center of Mass	
		X-DIR (kN/g)	Y-DIR (kN/g)		X-Coord (m)	Y-Coord (m)
Use Bedrock Level : ON, Bedrock Level , 0						
Consider Mass under Bedrock Level : ON						
Roof	11.7600	1755.11225668	1755.11225668	399979.7102	17.5098	15.8454
2F	8.6000	1012.90210355	1012.90210355	428931.4493	22.9011	20.5483
1F	3.5000	2300.82812474	2300.82812474	643507.0496	21.8127	20.1052
B223	-0.0000	0.00000000	0.00000000	0.0000	0.0000	0.0000
	Total	5068.84248497	5068.84248497			

Di seguito si riportano i periodi propri di vibrazione del fabbricato e le masse partecipanti.

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	3.4532	3.4532	45.6885	45.6885	1.5425	1.5425	11.7210	11.7210	0.3715	0.3715	1.1843	1.1843
	2	28.8652	32.3184	2.2303	47.9187	0.4955	2.0380	4.2879	16.0089	8.9312	9.3027	1.0313	2.2156
	3	4.8302	37.1486	0.2975	48.2163	22.2900	24.3281	1.6312	17.6401	0.7026	10.0053	0.0180	2.2336
	4	3.2350	40.3836	8.9975	57.2138	0.9587	25.2867	14.5049	32.1450	0.4054	10.4107	0.8634	3.0970
	5	2.2047	42.5883	0.1927	57.4065	0.0199	25.3067	0.0505	32.1955	2.0377	12.4484	0.2891	3.3861
	6	0.2760	42.8643	0.0594	57.4659	5.9705	31.2771	3.5379	35.7334	1.1392	13.5876	0.0680	3.4540
	7	0.0083	42.8726	0.1225	57.5884	0.9870	32.2642	2.3099	38.0433	0.1269	13.7145	0.0285	3.4826
	8	0.0001	42.8727	0.0000	57.5884	6.5810	38.8451	0.4465	38.4898	6.2793	19.9938	0.0000	3.4826
	9	0.0404	42.9131	0.0001	57.5885	11.8014	50.6466	5.5166	44.0064	5.6944	25.6883	0.0974	3.5800
	10	0.0540	42.9671	0.1194	57.7080	7.4891	58.1356	0.0354	44.0418	13.3778	39.0661	11.5416	15.1216
	11	0.0007	42.9677	0.0603	57.7683	9.5535	67.6891	0.5469	44.5886	14.2097	53.2757	0.0465	15.1681
	12	1.0105	43.9783	0.0991	57.8674	2.5530	70.2422	8.5583	53.1469	1.3796	54.6553	10.7018	25.8699
	13	0.0282	44.0065	0.0017	57.8691	6.3413	76.5835	0.0082	53.1551	0.1288	54.7841	0.5230	26.3929
	14	0.4384	44.4448	1.9946	59.8636	0.5630	77.1465	16.2780	69.4331	1.1342	55.9182	2.0976	28.4905
	15	0.0126	44.4575	0.0000	59.8637	3.7560	80.9025	0.0841	69.5172	0.0710	55.9892	0.3562	28.8467
	16	0.1799	44.6373	0.0091	59.8728	1.0304	81.9329	0.5146	70.0318	0.0008	55.9901	3.8408	32.6875
	17	0.5353	45.1726	0.0097	59.8826	1.1879	83.1208	0.2913	70.3231	2.0224	58.0125	9.3804	42.0679
	18	0.0017	45.1743	0.0032	59.8858	2.9270	86.0479	3.5556	73.8787	5.5506	63.5631	0.0298	42.0977
	19	0.2924	45.4667	0.0603	59.9461	1.3808	87.4287	0.0206	73.8993	11.2583	74.8215	1.7145	43.8122
	20	0.0236	45.4903	0.1196	60.0657	0.7225	88.1513	0.4525	74.3518	3.6895	78.5110	0.0786	43.8908
	21	0.2489	45.7392	1.0635	61.1292	0.5213	88.6725	9.1652	83.5170	0.0008	78.5118	0.1281	44.0189
	22	1.1211	46.8604	0.3423	61.4715	6.1466	94.8192	0.4764	83.9934	1.4556	79.9674	0.0114	44.0303
	23	0.0332	46.8936	0.1147	61.5862	0.0467	94.8659	0.0360	84.0294	0.0515	80.0188	0.0085	44.0388
	24	1.0454	47.9390	0.0173	61.6035	0.3246	95.1905	0.0851	84.1145	0.5127	80.5315	0.5038	44.5426
	25	1.4987	49.4377	16.4104	78.0140	0.0238	95.2143	2.5952	86.7097	0.1560	80.6875	4.2820	48.8246
	26	10.6831	60.1207	1.5748	79.5887	0.0676	95.2819	0.1678	86.8775	1.2333	81.9208	0.0292	48.8537
	27	13.8403	73.9611	0.2772	79.8660	0.1295	95.4114	0.2635	87.1410	1.7570	83.6779	0.0110	48.8647
	28	9.3773	83.3383	0.3444	80.2104	1.5743	96.9858	1.3686	88.5096	3.9939	87.6718	2.1091	50.9738
	29	1.1282	84.4665	0.0111	80.2215	2.8090	99.7947	2.4226	90.9322	2.0779	89.7496	2.1578	53.1316
	30	0.4207	84.8872	17.5061	97.7276	0.0010	99.7957	2.4192	93.3514	0.0159	89.7655	0.2662	53.3978
	31	9.5859	94.4731	0.0305	97.7582	0.0102	99.8060	0.0162	93.3676	0.5064	90.2719	0.3103	53.7081
	32	3.4622	97.9353	0.2053	97.9635	0.0655	99.8715	0.0490	93.4166	0.0084	90.2803	0.3437	54.0518
	33	0.8739	98.8092	0.0906	98.0541	0.0000	99.8715	0.0641	93.4807	0.3060	90.5863	0.3540	54.4058

Figura 25: Periodi propri struttura.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance		
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
	1	30.2607	4.8161	0.2076	0.0000e+00		
	2	34.6811	5.5197	0.1812	0.0000e+00		
	3	36.4653	5.8036	0.1723	0.0000e+00		
	4	37.7346	6.0056	0.1665	0.0000e+00		
	5	39.1357	6.2286	0.1605	0.0000e+00		
	6	44.9497	7.1540	0.1398	0.0000e+00		
	7	46.2639	7.3631	0.1358	0.0000e+00		
	8	49.5473	7.8857	0.1268	0.0000e+00		
	9	55.9823	8.9099	0.1122	0.0000e+00		
	10	57.1710	9.0990	0.1099	0.0000e+00		
	11	59.1776	9.4184	0.1062	0.0000e+00		
	12	61.2601	9.7499	0.1026	0.0000e+00		
	13	61.9122	9.8536	0.1015	0.0000e+00		
	14	62.6216	9.9665	0.1003	0.0000e+00		
	15	65.6734	10.4522	0.0957	0.0000e+00		
	16	67.4230	10.7307	0.0932	0.0000e+00		
	17	68.1078	10.8397	0.0923	0.0000e+00		
	18	72.3263	11.5111	0.0869	0.0000e+00		
	19	78.5330	12.4989	0.0800	0.0000e+00		
	20	86.4342	13.7564	0.0727	0.0000e+00		
	21	90.7229	14.4390	0.0693	0.0000e+00		
	22	92.0394	14.6485	0.0683	0.0000e+00		
	23	105.8269	16.8429	0.0594	0.0000e+00		
	24	122.0418	19.4236	0.0515	0.0000e+00		
	25	128.2507	20.4117	0.0490	0.0000e+00		
	26	134.8652	21.4645	0.0466	0.0000e+00		
	27	150.4014	23.9371	0.0418	0.0000e+00		
	28	177.8293	28.3024	0.0353	0.0000e+00		
	29	180.8437	28.7822	0.0347	0.0000e+00		
	30	214.5643	34.1490	0.0293	0.0000e+00		
	31	252.1738	40.1347	0.0249	0.0000e+00		
	32	313.8670	49.9535	0.0200	0.0000e+00		
	33	711.6140	113.2569	0.0088	0.0000e+00		

Figura 26: Masse partecipanti struttura.

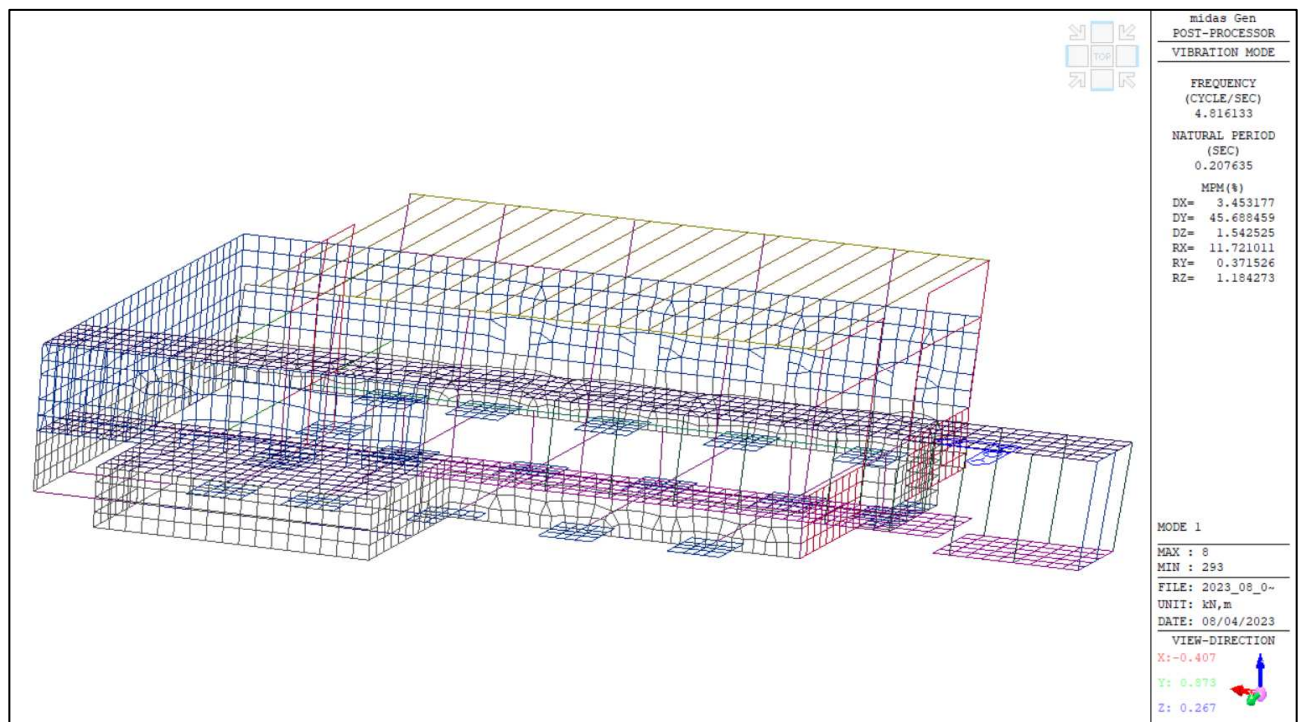


Figura 27: Forma modale n. 1.

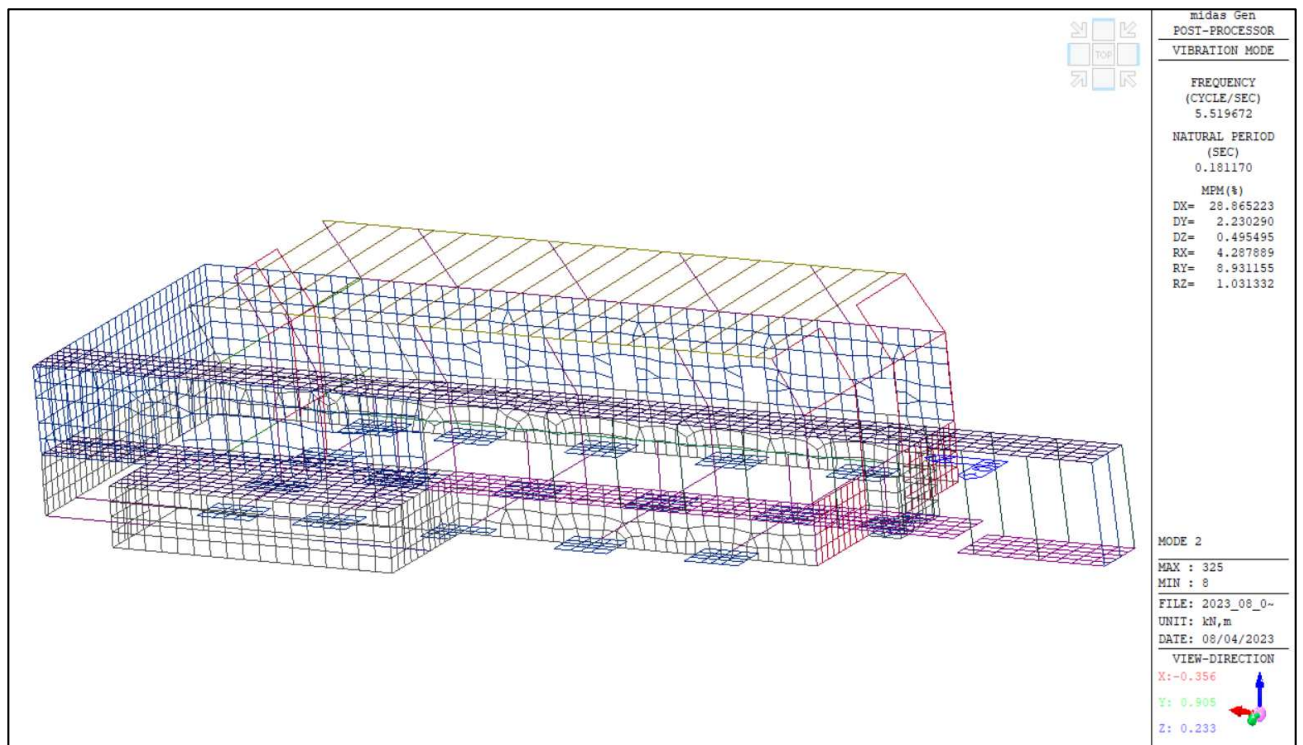


Figura 28: Forma modale n. 2.

A seguire si riporta la tabella dei tagli di piano per sisma in direzione X e Y:

Story	Level (m)	Spectrum	Inertia Force		Shear Force						Eccentricity (m)	Story Force (kN)	Eccentric Moment (kN*m)
					Spring Reactions		Without Spring		With Spring				
			X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)			
Roof	11.7600	SLV-X(RS)	6192.5829	1778.4959	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0850	6192.5829	6719.1703
2F	8.6000	SLV-X(RS)	2048.9855	727.2909	0.0000	0.0000	6192.5829	1778.4959	6192.5829	1778.4959	1.3214	2048.9855	2707.4428
1F	3.5000	SLV-X(RS)	2923.5714	724.6522	0.0000	0.0000	7505.9115	2483.2421	7505.9115	2483.2421	1.6051	2923.5714	4692.6473
B223	-0.0000	SLV-X(RS)	9111.6674	3043.9008	0.0000	0.0000	9111.6681	3043.9014	9111.6681	3043.9014	1.6851	9111.6670	15354.1417
Roof	11.7600	SLV-Y(RS)	2317.8298	6503.6192	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.7636	6503.6192	11469.5259
2F	8.6000	SLV-Y(RS)	529.1410	2490.6800	0.0000	0.0000	2317.8298	6503.6192	2317.8298	6503.6192	3.1982	2490.6800	7965.7394
1F	3.5000	SLV-Y(RS)	626.3721	3530.1615	0.0000	0.0000	2816.2423	8869.0081	2816.2423	8869.0081	2.7532	3530.1615	9719.3071
B223	-0.0000	SLV-Y(RS)	3072.4650	11116.4831	0.0000	0.0000	3072.4646	11116.4840	3072.4646	11116.4840	2.3382	11116.4827	25992.1576

18.2 EFFETTI P-DELTA

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

$$\theta = (P \cdot d_{Ex}) / (V \cdot h)$$

in cui **P** rappresenta il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante (considerato in combinazione quasi permanente), **d_{Ex}** è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLV, **V** è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame e infine **h** è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Gli effetti delle non linearità geometriche possono essere trascurate nel caso in cui $\theta < 0,1$; nel caso in cui $0,1 < \theta < 0,2$ le azioni dovranno essere incrementate di un fattore pari a $1/(1-\theta)$, mentre nel caso in cui $0,2 < \theta < 0,3$ gli effetti devono essere tenuti in conto mediante analisi non lineari. Il fattore θ non può comunque essere superiore a 0,3.

Nel seguito si portano le tabelle relative alla valutazione degli effetti P-Δ.

Verifica per sisma in direzione 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, le=1.5, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/le/Scale Factor/Beta!										
SLV-X(RS) 2F		3.16	13971.8040	4911.9121	0.0012	5.0000	0.0016	0.1000	OK	1.0000
SLV-X(RS) 1F		5.10	14709.0937	6188.1821	0.0003	5.0000	0.0002	0.1000	OK	1.0000
SLV-X(RS) B223		3.50	18027.7533	8011.4742	0.0001	5.0000	0.0001	0.1000	OK	1.0000
SLV-Y(RS) 2F		3.16	13971.8040	1192.8523	0.0003	5.0000	0.0019	0.1000	OK	1.0000
SLV-Y(RS) 1F		5.10	14709.0937	1529.9114	0.0002	5.0000	0.0006	0.1000	OK	1.0000
SLV-Y(RS) B223		3.50	18027.7533	1705.9534	0.0000	5.0000	0.0001	0.1000	OK	1.0000

Verifica per sisma in direzione 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, le=1.5, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/le/Scale Factor/Beta!										
SLV-X(RS) 2F		3.16	13971.8040	853.8976	0.0001	5.0000	0.0011	0.1000	OK	1.0000
SLV-X(RS) 1F		5.10	14709.0937	1274.7356	0.0001	5.0000	0.0005	0.1000	OK	1.0000
SLV-X(RS) B223		3.50	18027.7533	1714.7728	0.0001	5.0000	0.0003	0.1000	OK	1.0000
SLV-Y(RS) 2F		3.16	13971.8040	5154.5591	0.0009	5.0000	0.0012	0.1000	OK	1.0000
SLV-Y(RS) 1F		5.10	14709.0937	7284.4517	0.0009	5.0000	0.0005	0.1000	OK	1.0000
SLV-Y(RS) B223		3.50	18027.7533	9525.8601	0.0004	5.0000	0.0003	0.1000	OK	1.0000

Come risulta dalle tabelle soprastanti i valori di θ risultano inferiori a 0,1. Pertanto, gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati.

18.3 PILASTRI IN C.A.

L'edificio in esame è costituito da pilastri in c.a. considerati incastrati alla base.

I pilastri sono armati con 16Ø24 e 4Ø26 di spigolo e staffe Ø12/150 con infittimenti ogni 75 alle estremità.

Di seguito si riportano le azioni interne dei pilastri relative alla combinazione di involucro SLU-SLV.

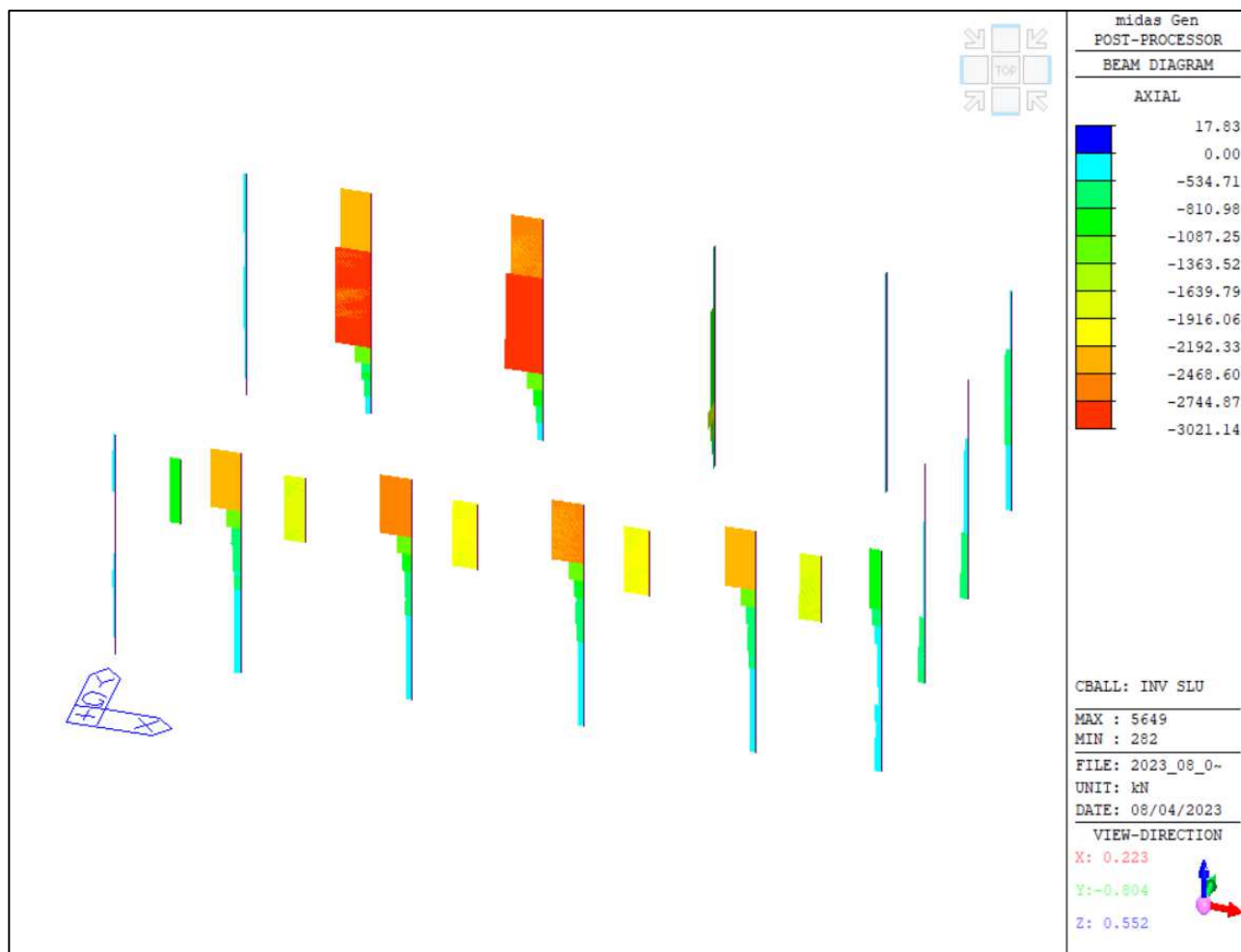


Figura 29: Pilastri - Azione assiale (kN).

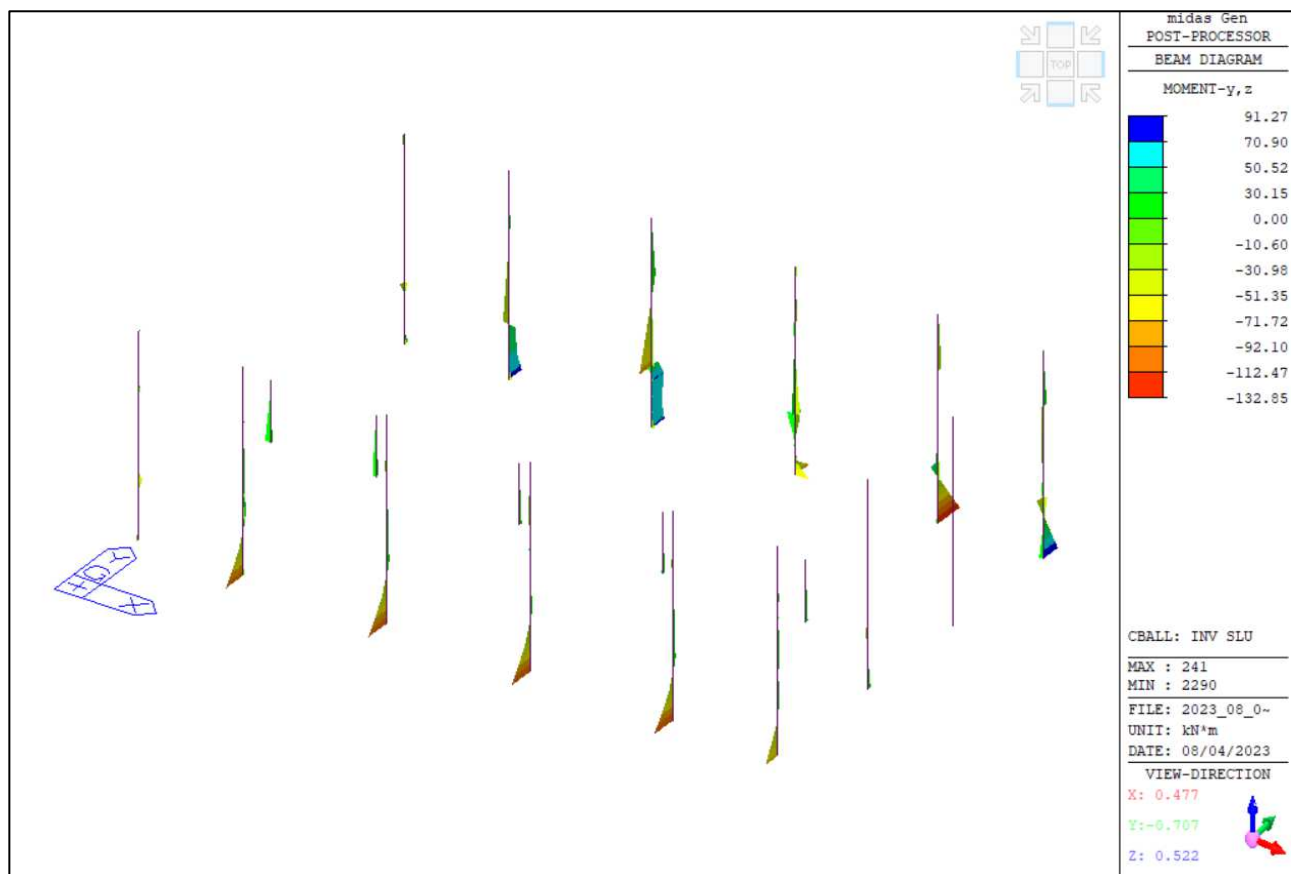


Figura 30: Pilastri - Momenti flettenti (kNm).

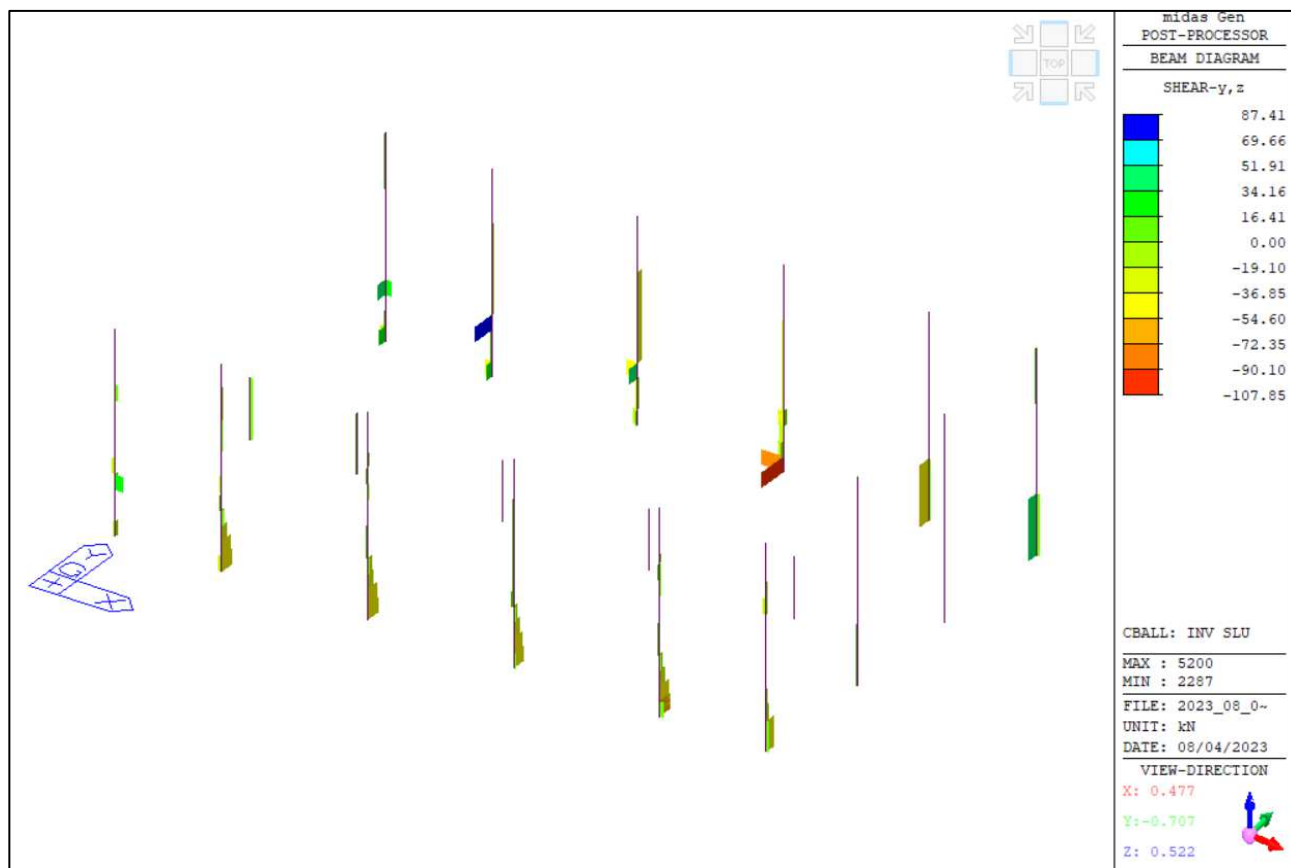


Figura 31: Pilastri - Azioni di taglio (kN).

Di seguito si riportano i tassi di verifica.

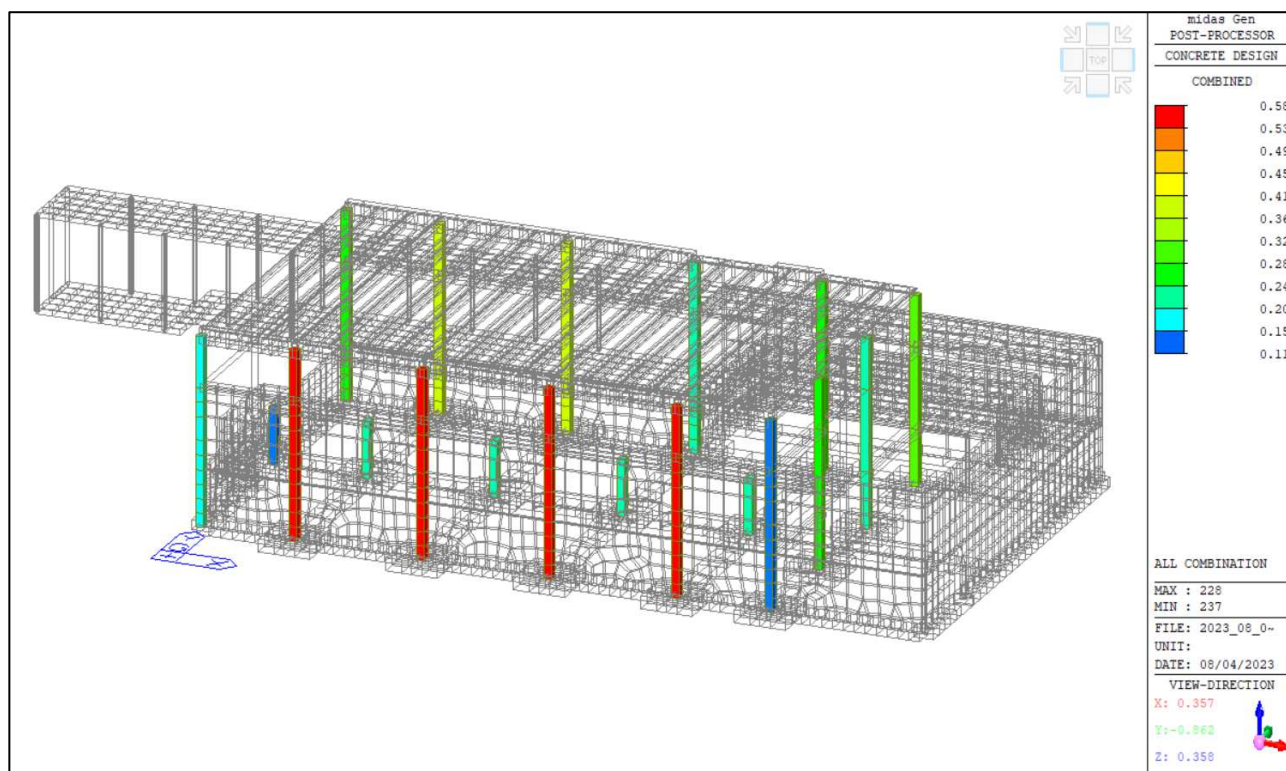



Figura 32: Pilastri - Tassi di verifica a pressoflessione.

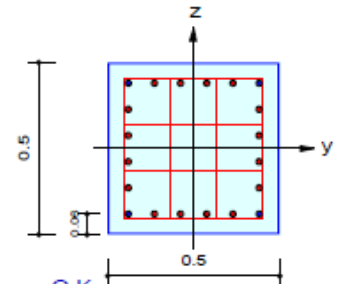
Essendo i tassi di verifica inferiori a 1 per ciascun elemento, le verifiche si ritengono soddisfatte.

Nello specifico, a seguire si riporta la verifica del pilastro più sollecitato.

	Company		Project Title	
	Author	zanardi	File Name	2023_08_03 iis_calcolo con setti rev_00.mgb

1. Design Condition

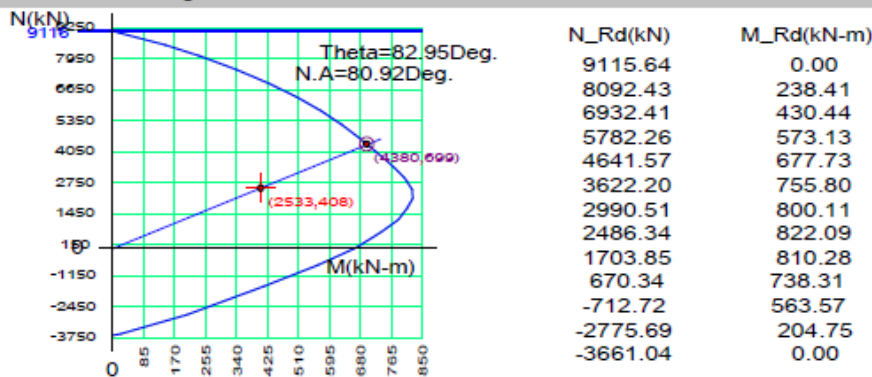
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM kN, m
 Member Number: 229 (PM), 2287 (Shear)
 Material Data : $f_{ck} = 40000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 Column Height : 11.76 m
 Section Property: 50x50 (No : 1)
 Rebar Pattern : 20 - 6 - P24(P26) $A_{st} = 0.009356 \text{ m}^2$ ($R_{hst} = 0.037$)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 133 (Pos : J)
 Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 9115.64 \text{ kN}$
 Axial Load Ratio $N_{Ed} / N_{Rd} = 2533.17 / 4379.53 = 0.578 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_{Ed} / M_{Rd} = 407.522 / 698.825 = 0.583 < 1.000$ O.K
 $M_{Edy} / M_{Rdy} = 50.6635 / 85.8001 = 0.590 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz} / M_{Rdz} = 404.360 / 693.538 = 0.583 < 1.000$ O.K

M-N Interaction Diagram



3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 82, POS : I)	z (LCB : 86, POS : I)
Applied Shear Force (V_{Ed})	91.9861 kN	154.031 kN
V_{Ed} / V_{Rdc}	$91.9861 / 259.542 = 0.354$	$154.031 / 271.588 = 0.567$
V_{Ed} / V_{Rds}	$91.9861 / 933.871 = 0.098$	$154.031 / 933.871 = 0.165$
V_{Ed} / V_{Rdmax}	$91.9861 / 1122.00 = 0.082$	$154.031 / 1122.00 = 0.137$
Shear Ratio	$0.354 < 1.000$ O.K	$0.567 < 1.000$ O.K
Asw-H_use	0.00603 m ² /m, 4-P12 @75	0.00603 m ² /m, 4-P12 @75
[MIDDLE]	y (LCB : 38, POS : 1/2)	z (LCB : 132, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_{Ed})	110.463 kN	50.6338 kN
V_{Ed} / V_{Rdc}	$110.463 / 340.047 = 0.325$	$50.6338 / 235.852 = 0.215$
V_{Ed} / V_{Rds}	$110.463 / 466.936 = 0.237$	$50.6338 / 466.936 = 0.108$
V_{Ed} / V_{Rdmax}	$110.463 / 1122.00 = 0.098$	$50.6338 / 1122.00 = 0.045$
Shear Ratio	$0.325 < 1.000$ O.K	$0.215 < 1.000$ O.K
Asw-H_use	0.00301 m ² /m, 4-P12 @150	0.00301 m ² /m, 4-P12 @150

4. Serviceability : Stress Limit Check

	Stress limit		Creep(QP)	
Load Combination	158(C)		184(Q)	
Component	Conc. Tens.	Conc. Comp.	Rebar Tens.	Conc. Comp.
Stress	0.00	7382.72	0.00	6837.35
Allowable Stress	-3859.70	24000.00	-360000.00	18000.00
Stress Ratio	0.0000	0.3076	0.0000	0.3799
Status	Uncracked	OK	OK	Linear

5. Serviceability : Crack Limit Check

	y (LCB : 184, POS : J)	z (LCB : 184, POS : J)
Crack Width	0.00000 m	0.00000 m
Allowable Crack Width	0.00030 m	0.00030 m
Check Ratio	$0.000 < 1.000$ O.K	$0.000 < 1.000$ O.K

Il momento sostanzialmente elastico $M'_{yd}= 956,614 \text{ kNm}$, riportato di seguito nel grafico momento curvatura, risulta maggiore del momento sollecitante $M_{ed}= 440,894 \text{ kNm}$, per cui la sezione rimane in campo elastico.

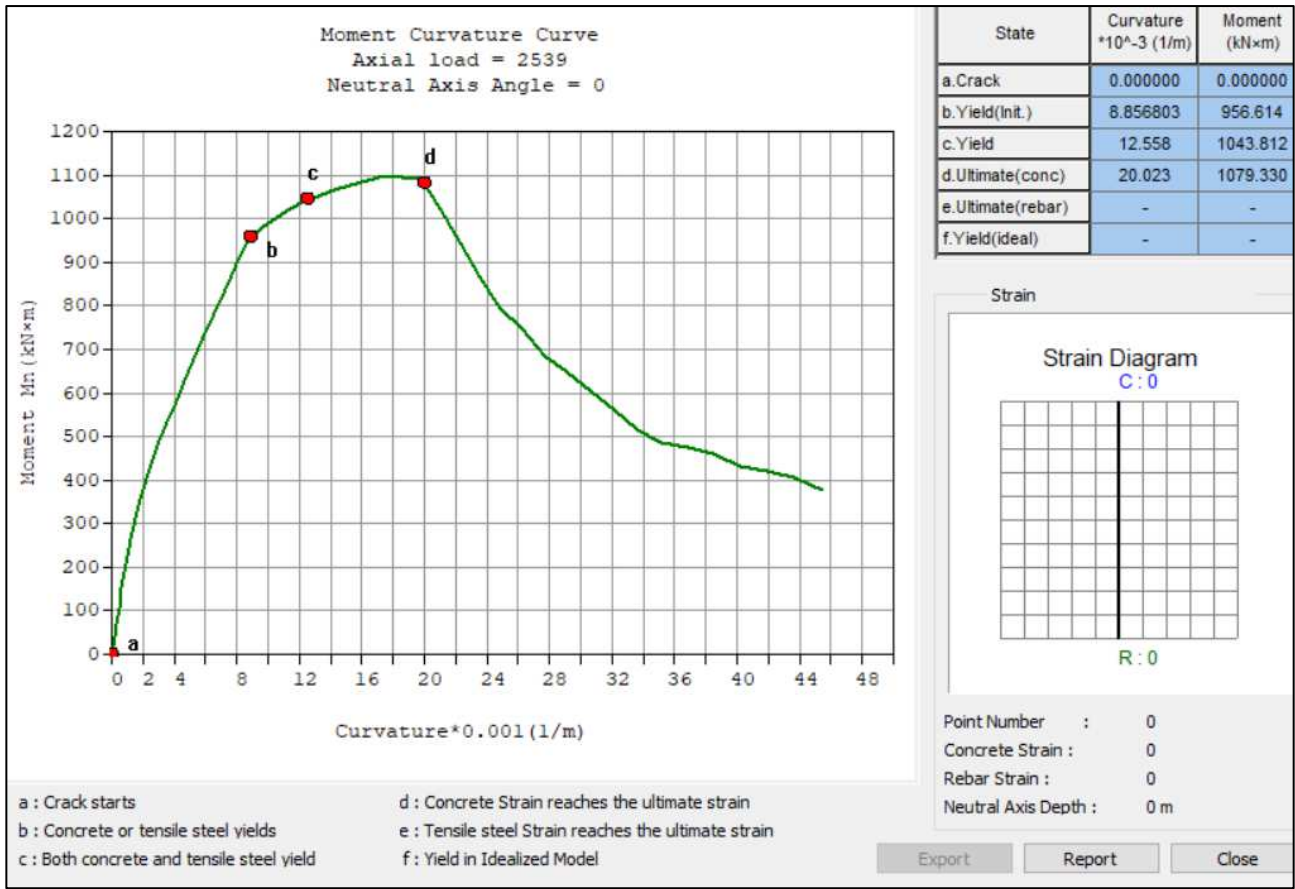


Figura 33: Verifica pilastro Momento-Curvatura.

Di seguito viene riportato il riassunto della verifica di tutti i pilastri.

midas Gen - RC-Column Checking [Eurocode2:04 & NTC2018]												Gen 2023			
=====															
*.PROJECT : *.UNIT SYSTEM : kN, m															
[Eurocode2:04 & NTC2018] RC-COLUMN DESIGN SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.															
MEMB SECT	Section Name Bc Hc	fck Height	fyk fyw	CHK LCB	N_Rdmax V-Rebar	N_Ed Rat-N	M_Edy Rat-My	M_Edz Rat-Mz	LCB	V_Rdc.end Rat-Vc.end	V_Rds.end Rat-Vs.end	V_Ed.end Rat-V.end	V_Rdc.mid Rat-Vc.mid	V_Rds.mid Rat-Vs.mid	V_Ed.mid Rat-V.mid
219	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	2403.30	48.0660	413.735	85	268.795	933.871	62.5080	240.719	466.936	36.9772
1	0.5000 0.5000	11.7600	450000	133	20- 6-P24-	0.538	0.545	0.544	33	0.233	0.067	0.233	0.154	0.079	0.154
221	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	1744.77	34.8955	34.8955	37	329.352	933.871	18.1927	330.796	466.936	18.1927
1	0.5000 0.5000	3.50000	450000	132	20- 6-P24-	0.198	0.197	0.197	37	0.055	0.019	0.055	0.055	0.039	0.055
223	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	2860.85	72.9518	72.9518	86	254.562	933.871	103.461	366.373	466.936	112.389
1	0.5000 0.5000	11.7600	450000	128	20- 6-P24-	0.336	0.337	0.337	38	0.406	0.111	0.406	0.307	0.241	0.307
224	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	3001.81	76.5461	76.5461	86	251.346	933.871	84.5142	366.373	466.936	59.8041
1	0.5000 0.5000	11.7600	450000	133	20- 6-P24-	0.353	0.354	0.354	82	0.336	0.090	0.336	0.163	0.128	0.163
226	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	2010.70	40.2140	40.2140	37	350.534	933.871	13.1219	351.978	466.936	13.1219
1	0.5000 0.5000	3.50000	450000	132	20- 6-P24-	0.228	0.227	0.227	37	0.037	0.014	0.037	0.037	0.028	0.037
228	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	2539.50	50.7899	437.959	136	264.399	933.871	52.9424	244.476	466.936	37.3762
1	0.5000 0.5000	11.7600	450000	133	20- 6-P24-	0.568	0.576	0.576	33	0.200	0.057	0.200	0.153	0.080	0.153
229	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	2533.18	50.6635	437.717	136	264.397	933.871	53.0874	240.526	466.936	37.6329
1	0.5000 0.5000	11.7600	450000	133	20- 6-P24-	0.567	0.576	0.575	33	0.201	0.057	0.201	0.156	0.081	0.156
231	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	2010.76	40.2153	40.2153	37	350.369	933.871	12.1234	351.813	466.936	12.1234
1	0.5000 0.5000	3.50000	450000	132	20- 6-P24-	0.228	0.227	0.227	37	0.035	0.013	0.035	0.034	0.026	0.034
234	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	1744.84	34.8969	34.8969	37	329.311	933.871	11.7116	330.755	466.936	11.7116
1	0.5000 0.5000	3.50000	450000	132	20- 6-P24-	0.198	0.197	0.197	37	0.036	0.013	0.036	0.035	0.025	0.035

midas Gen - RC-Column Checking [Eurocode2:04 & NTC2018]												Gen 2023			
=====															
*.PROJECT : *.UNIT SYSTEM : kN, m															
[Eurocode2:04 & NTC2018] RC-COLUMN DESIGN SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.															
MEMB SECT	Section Name Bc Hc	fck Height	fyk fyw	CHK LCB	N_Rdmax V-Rebar	N_Ed Rat-N	M_Edy Rat-My	M_Edz Rat-Mz	LCB	V_Rdc.end Rat-Vc.end	V_Rds.end Rat-Vs.end	V_Ed.end Rat-V.end	V_Rdc.mid Rat-Vc.mid	V_Rds.mid Rat-Vs.mid	V_Ed.mid Rat-V.mid
236	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	2395.60	47.9121	418.400	136	262.884	933.871	55.3529	238.138	466.936	37.5813
1	0.5000 0.5000	11.7600	450000	133	20- 6-P24-	0.551	0.542	0.543	33	0.211	0.059	0.211	0.158	0.080	0.158
237	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	979.347	19.5869	19.5869	136	265.124	933.871	38.6823	223.175	466.936	35.8628
1	0.5000 0.5000	11.7600	450000	128	20- 6-P24-	0.111	0.110	0.110	33	0.146	0.041	0.146	0.161	0.077	0.161
241	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	-625.11	99.9920	0.71879	82	313.056	933.871	67.3663	366.373	466.936	67.3663
1	0.5000 0.5000	11.7600	450000	41	20- 6-P24-	0.308	0.301	0.302	82	0.215	0.072	0.215	0.184	0.144	0.184
2287	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	1849.42	47.1601	47.1601	86	281.263	933.871	157.150	199.160	466.936	42.1571
1	0.5000 0.5000	11.7600	450000	82	20- 6-P24-	0.217	0.218	0.218	76	0.559	0.168	0.559	0.212	0.090	0.212
2290	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	-453.72	3.04068	99.8494	132	247.421	933.871	51.9190	244.458	466.936	51.9190
1	0.5000 0.5000	11.7600	450000	34	20- 6-P24-	0.257	0.251	0.261	132	0.210	0.056	0.210	0.212	0.111	0.212
2301	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	-528.56	0.35674	71.9140	86	257.221	933.871	47.7399	307.603	466.936	47.7399
1	0.5000 0.5000	11.7600	450000	37	20- 6-P24-	0.241	0.249	0.240	86	0.186	0.051	0.186	0.155	0.102	0.155
2304	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	-523.19	0.16794	58.9663	86	269.582	933.871	46.9379	329.312	466.936	46.9379
1	0.5000 0.5000	11.7600	450000	38	20- 6-P24-	0.220	0.216	0.223	86	0.174	0.050	0.174	0.143	0.101	0.143
2311	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	668.792	13.3758	72.6016	37	255.657	933.871	41.6902	257.101	466.936	41.6902
1	0.5000 0.5000	3.50000	450000	86	20- 6-P24-	0.114	0.115	0.115	37	0.163	0.045	0.163	0.162	0.089	0.162
4740	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	-612.73	6.30217	5.13010	81	249.249	933.871	29.9763	281.696	466.936	36.5432
1	0.5000 0.5000	11.7600	450000	38	20- 6-P24-	0.175	0.178	0.181	85	0.120	0.032	0.120	0.130	0.078	0.130

midas Gen - RC-Column Checking [Eurocode2:04 & NTC2018]												Gen 2023			
=====															
*.PROJECT : *.UNIT SYSTEM : kN, m															
[Eurocode2:04 & NTC2018] RC-COLUMN DESIGN SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.															
MEMB SECT	Section Name Bc Hc	fck Height	fyk fyw	CHK LCB	N_Rdmax V-Rebar	N_Ed Rat-N	M_Edy Rat-My	M_Edz Rat-Mz	LCB	V_Rdc.end Rat-Vc.end	V_Rds.end Rat-Vs.end	V_Ed.end Rat-V.end	V_Rdc.mid Rat-Vc.mid	V_Rds.mid Rat-Vs.mid	V_Ed.mid Rat-V.mid
4741	50x50, RT	45000.0	450000	OK	9797.47	-958.65	12.2053	8.55067	86	214.828	933.871	61.3939	218.140	466.936	38.2727
1	0.5000 0.5000	11.7600	450000	37	20- 6-P24-	0.277	0.270	0.281	133	0.286	0.066	0.286	0.175	0.082	0.175
=====															

18.3.1

Verifica aderenza

Di seguito si riporta la verifica secondo NTC2018 di aderenza acciaio-calcestruzzo.

Il calcolo è eseguito in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate e ancoraggi in zona tesa.

Si utilizza una lunghezza di aderenza acciaio - malta tipo "Emaco" minima pari a L_b.

		Malta		Plinto
CALCESTRUZZO		Classe CLS	C60/75	C28/35
Resistenza caratteristica cubica		R _{ck}	75	N/mm ² 35
Resistenza caratteristica cilindrica: R _{ck} *0.83		f _{ck}	62.25	N/mm ² 29.05
Resistenza media cilindrica: f _{ck} +8		f _{cm}	70.25	37.05
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo		γ _c	1.5	1.5
Resistenza di calcolo a compressione per elementi in c.a.v.: f _{ck} *0.85/γ _c		f _{cd}	35.28	N/mm ² 16.46
<div><div>$f_{t,lim} = 0.30 \cdot f_{ck}^{1/3}$ per classi ≤ C50/60 [11.2.3a] $f_{t,lim} = 2.12 \cdot \ln [1 + f_{t,lim}/10]$ per classi > C50/60 [11.2.3b]</div></div>	Resistenza media a trazione semplice (assiale)	f _{ctm}	4.42	N/mm ² 2.83
Resistenza a trazione per flessione: 1.2*f _{ctm}		f _{cfm}	5.30	N/mm ² 3.40
Resistenza caratteristica a trazione frattile 5%: 0.7*f _{ctm}		f _{ctk0.05}	3.09	N/mm ² 1.98
Resistenza di calcolo a trazione: f _{ctk0.05} /γ _c		f _{ctd}	2.06	N/mm ² 1.32
Trazione per stato limite di formazione delle fessure: f _{ctm} /1.2		σ _t	3.68	N/mm ² 2.36
<div><div><div>η₁ = 1.0 in condizioni di buona aderenza; η₁ = 0.7 in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si adottino idonei provvedimenti.</div></div></div>	Cattiva aderenza	η ₁	0.7	0.7
<div><div><div>η₂ = 1.0 per barre di diametro Φ ≤ 32 mm η₂ = (132 - Φ)/100 per barre di diametro superiore</div></div></div>	Coefficiente dipendente dal diametro	η ₂	1.00	0.72
2.25*η ₁ *η ₂ *f _{ctk0.05}		f _{bk}	4.87	N/mm ² 2.25
Resistenza tangenziale di calcolo di aderenza acciaio-calcestruzzo: f _{bk} /γ _c		f _{bd}	3.25	N/mm ² 1.50
ACCIAIO ORDINARIO B450C		f _{yk}	450	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio		γ _f	1.15	N/mm ²
Resistenza di calcolo acciaio: f _{yk} /γ _f		f _{yd}	391.30	N/mm ²
Combinazione caratteristica (rara): <0.8 f _{yk}		σ _s	360.00	N/mm ²
Calcolo Lunghezza minima per aderenza - NTC 2018				
	Ø	L _b	R _{ck}	
	mm	mm	N/mm ²	
Lunghezza Ancoraggio Barra - NTC2018	24	724	75	
Lunghezza Ancoraggio Barra - NTC2018	26	784	75	
Lunghezza Ancoraggio TUBOSYSTEM - NTC2018	60	398	35	

18.3.2

Verifica duttilità

Di seguito si riporta la verifica di duttilità del collegamento tra i pilastri e le fondazioni.

Dettagli costruttivi per la duttilità

Per le zone dissipative allo spiccatto dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.2.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [7.4.29]$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.4.30]$$

dove:

ω_{wd} è il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo è individuato con riferimento alla linea media delle staffe) che deve essere non minore di 0,12 in CD''A''.

μ_{ϕ} è la domanda in duttilità di curvatura allo SLC;

v_d è la forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV ($v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);

$\varepsilon_{sy,d}$ è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

h_c è la profondità della sezione trasversale lorda;

h_0 è la profondità del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe);

b_c è la larghezza minima della sezione trasversale lorda;

b_0 è la larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_c (con riferimento alla linea media delle staffe);

α è il coefficiente di efficacia del confinamento, uguale a $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, con:

a) per sezioni trasversali rettangolari

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0) \quad [7.4.31a]$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)] \quad [7.4.31b]$$

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature, b_i è la distanza tra barre consecutive contenute e s è il passo delle staffe;

b) per sezioni trasversali circolari con diametro del nucleo confinato D_0 (con riferimento alla linea media delle staffe)

$$\alpha_n = 1 \quad [7.4.31c]$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot D_0)]^{\beta} \quad [7.4.31d]$$

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature, b_i è la distanza tra barre consecutive contenute, $\beta = 2$ per staffe circolari singole, $\beta = 1$ per staffa a spirale.

La formula della duttilità in termini di curvatura, inversa della formula [7.4.29] è:

$$\mu_{\phi} = (\alpha \cdot \omega_{wd} + 0,035) / (30 v_d \varepsilon_{sy,d} b_c / b_0)$$

Valutazione della domanda

La domanda in duttilità di curvatura allo SLC nelle zone dissipative, espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura μ_{ϕ} , qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, può essere valutata in via approssimata come:

$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1, 2 \cdot (2q_0 - 1) & T_1 \geq T_c \\ 1, 2 \cdot \left[1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} \right] & T_1 < T_c \end{cases} \quad [7.4.3]$$

dove T_1 è il periodo proprio fondamentale della struttura.

La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata come indicato al § 4.1.2.3.4.2.

q0 x,y	1.33	[-]	c	40	mm	(lato pilastro)	bc	500	mm	<div>Domanda $\mu_{\phi D}$ 2.71075 [-]</div> <div>Capacità $\mu_{\phi C}$ 4.10 [-]</div>
			Vol staffe	276862.2774	mm3		b0	408	mm	
T1	0.2076	s	Vol core	24969600	mm4		wd	0.170	[-]	
Tc	0.396	s	fck	45	Mpa		vd	0.474	[-]	
			fed	25.50	Mpa		ε sy,d	0.002	[-]	
			fyk	450	Mpa		αn	0.867	[-]	
			fyd	391	Mpa		αs	0.666	[-]	
fi staffa	12	mm	Ned	3021000	N	16Ø24+4Ø26	α	0.577	[-]	
n° staf conf	4	[-]	n	20	[-]					
A sez staffe	113.10	mm2	bi	81.6	mm					
			s	150	mm					
			Es	210000	MPa					
			ε sy,d	0.001863354	[-]					

La verifica è soddisfatta.

**Progettista:**

Società: Zanardi Ingegneria S.r.l.
 Indirizzo: Via Carpen 39
 Telefono: 0365 373508
 E-Mail: info@zanardiingegneria.it
 Nome: Zanardi Andrea

Progetto:

Titolo: iis_tartaglia
 Luogo: Brescia
 Persona di Riferimento:
 Commenti:
 Norme di progetto: EOTA TR 060 + ETA 13/0151 - NA of Italy
 Unità di sistema: SI

Questo software si applica esclusivamente ai Prodotti a marchio Peikko e non può essere utilizzato per la validazione di prodotti di Terzi, anche qualora questi possano sembrare identici.

Colonna 1

Numero di colonne identiche: 1

Materiali

Classe di Calcestruzzo C25/30
 Armatura a Flessione B450B

$f_{cd} = 14.2 \text{ MPa}$
 $f_{yd,bar} = 391.3 \text{ MPa}$

Geometria

Spessore piastra	$h_d = 800 \text{ mm}$	
Dimensioni della Lastra	$i = 3,200 \text{ mm}$	$j = 3,200 \text{ mm}$
Altezza utile della piastra	$d_x = 727 \text{ mm}$	$d_y = 749 \text{ mm}$
Copriferro dell'armatura	$c_u = 40 \text{ mm}$	$c_o = 40 \text{ mm}$
Percentuale d'armatura	$\rho_x = 0.35 \%$	$\rho_y = 0.34 \%$
Area di armatura/m	$A_{sx} = 2,534 \text{ mm}^2$	$A_{sy} = 2,534 \text{ mm}^2$
Barre di armatura	$\emptyset_x = 22/150 \text{ mm}$	$\emptyset_y = 22/150 \text{ mm}$
Colonna quadrata	$a = 500 \text{ mm}$	
Luogo	Centro	

Carichi

Carico di punzonamento	$V_{Ed} = 3,021.0 \text{ kN}$	Fattore $\beta = 1.15$
Pressione del suolo	$q_d = 295 \text{ kN/m}^2$	$\Delta V = 334.1 \text{ kN}$
Forza Dinamica	$V_{dyn} = 0.0 \text{ kN}$	$(V_{Ed} - 2 \cdot \Delta V) \cdot \beta = 2,705.7 \text{ kN}$

Perimetro di controllo interno

Lunghezza interna	$u_1 = 5,415 \text{ mm}$	
Riduzione della lunghezza	$\Delta u_1 = 0 \text{ mm}$	$u_1 - \Delta u_1 = 5,415 \text{ mm}$
	$C_{Rd,c} = 0.1$	
Resistenza senza armatura di punzonamento	$V_{Rd,c} = 845.6 \text{ kN/m}^2$	$> v_{Ed} = 677.1 \text{ kN/m}^2$

Armatura a punzonamento non necessaria

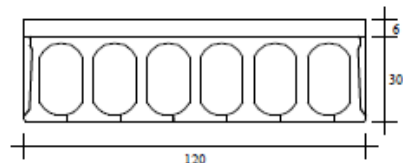
18.4 SOLAIO ALVEOLARE 40+6 cm

IMA S.R.L.

Ufficio Tecnico

Via Appia Km 6800 - 83030 - Montefredane (AV)

Tel: 0825 607088 - Fax: 0825 607352 - E-mail: info@imaprecompressi.it - Web: www.imaprecompressi.it



RELAZIONE IN ESERCIZIO

PROGETTO: iss_solaio alveolare 30+6.txt

Nome Trave: Esempio H30

Data : 11/07/2023 Ora : 15:36:09

La trave in oggetto è precompressa con il sistema a trefoli aderenti. Il calcolo è stato eseguito secondo NTC 17 - Gennaio - 2018 e secondo L'Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1 : 2005 per quanto consentito da NTC 17/1/18

N.B.: Nel calcolo il segno - indica trazione. I Newton sono ricavati col rapporto 10 anziché 9.81 anche nei valori riferiti agli Acciai lenti.

Si considera un ambiente NORMALE

TIPO SOLAIO TRAFILATO :

Altezza Solaio Alveolare	H =	30.00	cm
Larghezza Solaio Alveolare	B =	121.00	cm

MATERIALI :

Calcestruzzo:

Classe cemento	=	N
Coeff. s (3.1.2 (6) EC2)	s =	0.25
Resistenza caratt. cubica CLS Trave allo sbanco	Rckj =	40.00 N/mm ²
Resistenza caratt. cubica CLS Trave a 28gg	Rck =	55.00 N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	γ_c =	1.4
Resistenza caratt. cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} \times 0.83$	= 45.65 N/mm ²
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 53.65 N/mm ²
Resistenza di calcolo cilindrica	$f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	= 27.72 N/mm ²
Resistenza media Traz. assiale	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{(2/3)}$	= 3.83 N/mm ²
Ecm Trave	Ecm =	35.54 kN / mm ²

Calcestruzzo getto in opera:

Trapezi Getto

N°	Altezza (cm)	Base Inferiore (cm)	Base Superiore (cm)
1	6	120	120

Resistenza caratt. cubica CLS Getto a 28 gg	Rck =	25.00	N/mm ²
---	-------	-------	-------------------

Resistenza caratt. cilindrica ($f_{ck} = R_{ck} \times 0.83$)	$f_{ck} =$	20.75	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo cilindrica $f_{cd} = f_{ck} / 1.5 \times 0.85$	$f_{cd} =$	11.76	N/mm ²
Ecm Getto	$E_{cmg} =$	30.20	kN / mm ²
Armatura di precompressione			
Trefoli stabilizzati a basso rilassamento	$f_{pk} =$	1860	N/mm ²
Ep Trefoli stabilizzati	$E_p =$	195.00	kN / mm ²
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	
	$f_{p1k} =$	1670	N/mm ²
	$f_{sd} = f_{p1k} / 1.15 =$	1452	N/mm ²
Tesatura iniziale trefoli	$\sigma_{api} =$	1400	N/mm ²
Armatura lenta			
Acciaio B450C	$f_{yk} =$	450.00	N/mm ²
	$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 =$	391.30	N/mm ²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE :

Sezione geometrica solo Trave

Altezza Trave	$H_o =$	30.00	cm
Area Sezione	$A_o =$	1449.16	cm ²
Perimetro	$U =$	302.00	cm
Dimensione Nominale $2 \times A_o / U$	$=$	9.60	cm
Distanza baricentro da estradosso Trave	$Y'o =$	15.01	cm
Momento inerzia	$J_o =$	173598.78	cm ⁴
Modulo di resistenza superiore	$W'o =$	11569.39	cm ³
Modulo di resistenza inferiore	$W_o =$	11577.11	cm ³

CAMPATA N° 1

1) SCHEMA STATICO :

Trave su due appoggi :	Luce di calcolo	$LC =$	9.46	m
	Sbalzo sinistro	$S_s =$	0.15	m
	Sbalzo destro	$S_d =$	0.09	m
	Lunghezza totale	$L =$	9.70	m

Il calcolo viene distinto in due fasi :

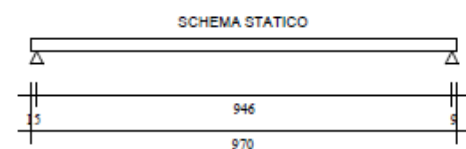
1a Fase : Reagisce la sola Trave precompressa.

2a Fase : Reagisce la Trave precompressa + il getto collaborante.

2) ANALISI DEI CARICHI :

1a Fase: reagisce la sola trave

Carichi Distribuiti:	Peso proprio Trave:	$G1 =$	3.62	kN/m
----------------------	---------------------	--------	------	------



Peso soletta:	G1 =	1.82	kN/m
Peso getto tra i trafilati:	G1 =	0.53	kN/m
2a Fase			
Carichi permanenti pienamente definiti:	G1 =	0.00	kN/m
Carichi permanenti non pienamente definiti:	G2 =	7.26	kN/m
Carichi accidentali dominanti:	Qk1 =	4.84	kN/m
Coeff. Stato limite ultimo Pesi propri e permanenti	$\gamma G1=$	1.30	
Coeff. Stato limite ultimo Permanenti non definiti	$\gamma G2=$	1.50	
Coeff. Stato limite ultimo carichi accidentali	$\gamma Qk1-Qk2=$	1.50	
CATEGORIA SOVRAC. ACCIDENTALI DOMINANTI			
C: Ambienti suscettibili di affollamento			
Coeff. ψ_{11} comb.frequente	=	0.70	
Coeff. ψ_{21} quasi perm.	=	0.60	

3) CARATTERISTICHE GEOMETRICHE :

Sezione con calcestruzzo e trefoli omogeneizzati

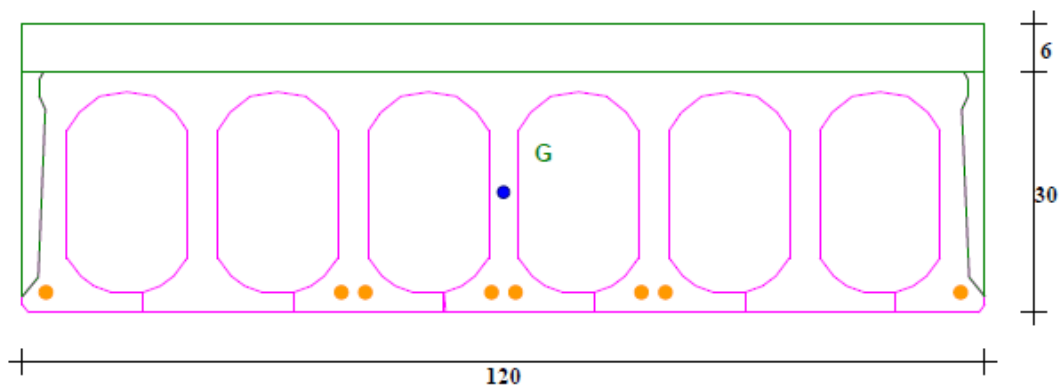
Coefficiente di omog. Ecs / Ecm	=	5.49	
Altezza Trave	Ho =	30.00	cm
Area omogeneizzata	A1 =	1482.54	cm ²
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'1 =	15.29	cm
Momento inerzia	J1 =	178695.37	cm ⁴
Modulo di resistenza superiore	Ws1 =	11689.90	cm ³
Modulo di resistenza inferiore	Wi1 =	12144.83	cm ³

Sezione con calcestruzzo trefoli e getti

E Getto / E Trave	=	0.85	
Altezza Trafilato	H1 =	30.00	cm
Altezza Getto	Hg =	6.00	cm
Area ideale + getto	A2 =	2256.49	cm ²
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'2 =	10.16	cm
Momento inerzia Trave + getto	J2 =	341081.04	cm ⁴
Modulo di resistenza estradosso getto	Wg =	24845.65	cm ³
Modulo di resistenza estradosso Trave	Ws2 =	33586.17	cm ³
Modulo di resistenza intradosso Trave	Wi2 =	17187.60	cm ³

4) ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE E ARMATURA LENTA :

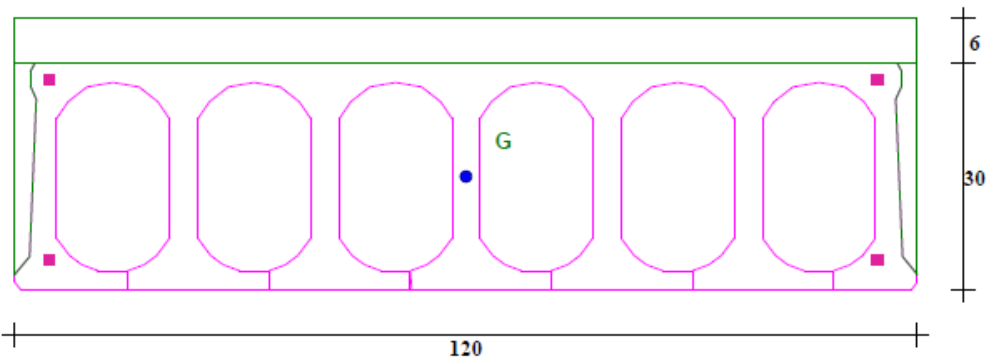
SEZIONE CON TREFOLI



Trefoli campata n° 1

N°	Y (cm)	X (cm)	Area (cm ²)	Neut SX.(m)	Neut DX.(m)
1	2.5	3	0.93	0	0
2	2.5	39.8	0.93	0	0
3	2.5	42.8	0.93	0	0
4	2.5	58.5	0.93	0	0
5	2.5	61.5	0.93	0	0
6	2.5	77.2	0.93	0	0
7	2.5	80.2	0.93	0	0
8	2.5	117	0.93	0	0

SEZIONE CON FERRI



Ferri					SPEZZONI			SPEZZONI	SPEZZONI
N°	Y (cm)	X (cm)	Area (cm²)	Diam.(mm)	Neut SX (m)	L ferro (m)	Neut DX (m)	Lung SX (m)	Lung DX (m)
1	3.5	5	2.01	16	0	0	0	0	0
2	3.5	115	2.01	16	0	0	0	0	0
3	27.5	5	2.01	16	0	0	0	0	0
4	27.5	115	2.01	16	0	0	0	0	0

5) ANALISI DELLE CADUTE DI TENSIONE :

Le cadute sono calcolate nella sezione di max sollecitazione a m 4.88 dall' estremo sx della Trave

Sollecitazioni iniziali di precompressione :

Area totale trefoli	=	7.44	cm²
Distanza Baric. trefoli da lembo Inf. Trave	=	2.50	cm
Tesatura iniziale	=	1400.00	N/mm²
Perdita al martinetto 1.500 % tesatura iniziale	=	21.00	N/mm²
Perdite per ritiro con maturazione vapore (6 giorni)	=	17.46	N/mm²
Perdite per Rilassamento con maturazione a vapore	=	11.28	N/mm²
Precompressione iniziale nei Trefoli	$\sigma_o =$	1350.26	N/mm²
Sforzo di precompressione iniziale	$N_o =$	1004.59	kN
Momento di precompressione iniziale	$M_o =$	12269.77	kNcm

Le cadute a tempo infinito sono calcolate con la formula:

$$D_{spcsr} = \frac{ecs \times E_p + 0.8 \times D_{sigmapr} + E_p/E_{cm} \times F_i(t,t_o) \times \sigma_{macqp}}{(1 + E_p/E_{cm} \times A_p/A_c \times (1 + A_c/J_c \times Z_{cp}^2) \times (1 + 0.8 \times F_i(t,t_o)))} \quad (5.46 \text{ EC2})$$

$ecs \times E_p =$ deformazione per ritiro $\times E_p$	=	97.50	N/mm²
$E_p =$ Modulo elasticità acciaio armonico	=	195.00	kN / mm²
$D_{sigmapr} =$ variazione tensione per rilassamento nel Bar. Trefoli Inf.	=	55.23	N/mm²

Rilassamento Trefoli dopo mille ore	=	2.50	%
E_p / E_{cm} = rapporto moduli acciaio/ CLS	=	5.49	
$F_i(t, t_0)$ = Coeff. di Viscosità a tempo infinito	=	2.27	
% vapore aria durante la maturazione	=	60.00	%
σ_{cp} = Tensione nel Bar. Trefoli (precom.+azioni quasi permanenti)	=	4.82	N/mm ²
Ap - Ac - Jc vedere nelle caratteristiche geometriche e sopra			
Zcp = Distanza tra Bar. Trefoli e bar. Trave	=	12.21	cm
Totale cadute di tensione nell' acciaio	=	192.19	N/mm ²
Sigma di precompressione finale nei trefoli	=	1207.81	N/mm ²

6) VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO :

Distanza di massima sollecitazione dall' estremo sinistro della Trave : $X = 4.73m$

Sforzo di precompressione finale	$N_f =$	898.61	kN
Momento di precompressione finale	$M_f =$	109.75	kNm
Combinazione di carichi quasi permanente.			
Coefficiente per combinazione quasi permanente	$\psi_{21} =$	0.60	
Momento del Peso Proprio e Sovracc. Permanenti	$M_{pp} =$	147.92	kNm
Momento Sovraccarichi accidentali	$M_{aqp} =$	32.49	kNm
Tensione sup. ammessa $< 0.45 \times f_{ck}$ Getto in Opera	=	9.34	N/mm ²
Tensione Sup. ammessa $< 0.45 \times f_{ck}$ Trave	=	20.54	N/mm ²
Tensione inferiore ammessa $> f_{ctm} / 1.2$	=	-3.19	N/mm ²
Tensione superiore nel getto in Opera	=	4.58	N/mm ²
Tensione superiore nel CLS Trave	=	5.76	N/mm ²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	2.99	N/mm ²

Combinazione di carichi Frequente.

Coefficiente per combinazione frequente	$\psi_{11} =$	0.70	
Momento Sovraccarichi accidentali	$M_{af} =$	37.90	kNm
Tensione inferiore per considerare sez. reagente $> f_{ctm} / 1.2$	=	-3.19	N/mm ²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	2.68	N/mm ²

Combinazione di carichi Rara.

Momento Sovraccarichi accidentali	$M_{ar} =$	54.14	kNm
Tensione sup. ammessa nel getto $< 0.60 \times f_{ck}$ Getto in Opera	=	12.45	N/mm ²
Tensione Sup. ammessa $< 0.60 \times f_{ck}$ Trave	=	27.39	N/mm ²
Tensione superiore nel getto in Opera	=	5.45	N/mm ²
Tensione superiore nel CLS Trave	=	6.41	N/mm ²

7) VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Il momento resistente è calcolato con il diagramma dell' acciaio formato da una bilatera con il punto di snervamento $= 0.9 \times f_{pk} / 1.15$ e l' estremo in $f_{pk} / 1.15$.

Il diagramma del CLS con ascissa max fcd

L'ordinata max =		3.5	o/oo
Momento di calcolo con comb. ultima	$M_{Ed} =$	289.75	kNm

Momento Resistente	MRd =	380.80	kNm
deve essere MRd >= MEd			
Deformazione del CalcestruzzoGetto	Dc =	3.50	o/oo
Deformazione totale acciaio	Da =	15.36	o/oo
Altezza zona compressa (0.8 x Y) da lembo sup. Getto in opera	Yr =	7.41	cm

8) VERIFICHE A TAGLIO SEZIONE NON PRECOMPRESSA (norma EN1168)

A DISTANZA d DA APPOGGIO SINISTRO

Verifica I^a fase (peso proprio + getto in opera)

Taglio ultimo	VEd1 =	34.53	kN
Area trefoli inferiori	Ati =	7.44	cm ²
Area trefoli inferiori utilizzabile per la verifica a taglio $At = Z/f_{yd}$	At =	6.83	cm ²
Trazione nei trefoli a filo netto appoggio $Z = \text{Sigap} \cdot At_i$	Z =	267.29	kN > VEd1 - VERIFICATO
Sigma di trazione nei trefoli a filo netto appoggio	Sigap =	359.26	N/mm ²
Larghezza resistente a Taglio	bw =	24.43	cm
Altezza Utile = H trave - Baric. tref.	d =	27.50	cm
Taglio resistente secondo la formula 4.3.3.2.2.3 EN1168			
$VR_{dc} = 0.8 \cdot J \cdot bw / S \cdot (f_{ctd}^2 + 0.9 \cdot \alpha_{fal} \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2}$	VRdc =	125.89	kN > VEd1 - VERIFICATO
Momento inerzia calcestruzzo	J =	173599	cm ⁴
Momento statico baricentrico area superiore baricentro	S =	7320	cm ³
Grado di precompressione $\alpha_{fal} = l_x / l_{pt2}$	$\alpha_{fal} =$	0.61	
Distanza sezione da testata	$l_x =$	42.50	cm
$l_{pt2} = 1.2 \times l_{pt} = 1.2 \times 0.19 \times \text{Dia} \times \text{Sigmai} / f_{bpt}$	=	69.75	cm
$f_{bpt} = 3.2 \times 0.7 \times f_{ctmj} / \text{GammaC}$	=	4.96	N/mm ²
Precompressione iniziale nei Trefoli	Sigmai =	1379.00	N/mm ²
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	$\sigma_{cp} =$	3.52	N/mm ²
$N_{Ed} = At_i \cdot \text{SigapX}$	NEd =	510.70	kN
Sigma di trazione nei trefoli a distanza l_x dalla testa	Sigapx =	686.42	N/mm ²
Area sezione calcestruzzo	A _c =	1449.16	cm ²

Verifica II^a fase (peso proprio+getto+sovraccarico)

Taglio ultimo	VEd =	112.82	kN
Armatura inferiore minima $A_{sl} = V_{Ed} / f_{yd}$ (4.1.2.3.5.1 NTC18)	A _{sl} =	2.88	cm ²
Numero fori riempiti di CLS	N° =	0	
Larghezza resistente a Taglio	bw =	30.01	cm
Altezza Utile = H trave - Baric. tref.	d =	33.50	cm
Angolo puntone compresso rispetto asse X	$\theta =$	45	°
$VR_{dc} = 0.8 \cdot J \cdot bw / S \cdot (f_{ctd}^2 + 0.9 \cdot \alpha_{fal} \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2}$	VRdc =	188.87	kN > VEd - VERIFICATO
Momento inerzia calcestruzzo	J =	323017	cm ⁴
Momento statico baricentrico area superiore baricentro	S =	11968	cm ³
Grado di precompressione $\alpha_{fal} = l_x / l_{pt2}$	$\alpha_{fal} =$	0.70	
Distanza sezione da testata	$l_x =$	48.50	cm

scp = NEd/Ac	scp =	4.02	N/mm ²
NEd = Ati*SigapX	NEd =	582.80	kN
Sigma di trazione nei trefoli a distanza lx dalla testa	Sigapx =	783.33	N/mm ²
Verifica Puntone: Vmax = 0.5*bw*d*Ni*fcd (6.5 EC2)	Vmax =	683.36	kN > VEd - VERIFICATO
Ni = 0.6 x (1 - fck/250)	V =	0.49	
fcd = 0.85 x fck / gammaC	fcd =	27.72	N/mm ²
Verifica aderenza Trafilato-Getto in opera			
TAGLIO di seconda fase comb. ultima	VEd2 =	79.77	kN
VEdi = beta * VEd2 / (z * bi) (beta = 1) (6.24 EC2)	VEdi =	0.23	N/mm ²
bi = larghezza superficie tra trafilato e getto	bi =	114.70	cm
VRdi = c * fctd (SENZA STAFFE) (6.25 EC2)	VRdi =	0.42	N/mm ²
fctd CLS getto in opera	fctd =	1.06	N/mm ²
Superficie Trafilato-Getto Scabra c = 0.40			
essendo VRdi > VEdi il solaio è verificato			

9) VERIFICHE A FLESSIONE E TAGLIO NELLE SEZIONI INIZIALI PRECOMPRESSE

Sezione 1 a metri .65 dal punto d' appoggio.

Momento dovuto al solo PP	Mpp =	10.37	kNm
SIGMA allo sbanco nei trefoli	=	1350.26	N/mm ²
Allo sbanco e con il solo peso della Trave. Calcolo a rottura per sollecitazione minima.			
Distanza da bordo inf. ultima dello Sforzo N	Dsu =	1.96	cm
Distanza da bordo inf. dello Sforzo N	Dse =	3.53	cm
deve essere Dse >= Dsu			
Sigma al lembo sup. Trave allo sbanco	=	-2.83	N / mm ²
Cadute di tensione Finali nei trefoli	=	273.42	N / mm ²
Sigma di precompressione finale nei trefoli		1126.58	N/mm ²
Sforzo di precompressione finale	Nsd =	838.17	kN
A tempo infinito e con tutti i carichi permanenti :			
M per peso proprio e carichi permanenti	Mpp =	37.86	kNm
Momento di Decompressione	Mde =	197.10	kNm > 0
Momento di calcolo della Trave	MEd =	74.16	kN x m ²
Momento Resistente	MRd =	380.51	kN x m ²

Deve essere MRd >= MEd

VERIFICA A TAGLIO

TAGLIO nella sezione in Comb. rara	Vsdo =	73.70	kN
Larghezza nel baricentro Trave	bw =	30.01	cm
TAGLIO di calcolo comb. ultima	VEd =	105.68	kN
Acciaio inferiore = Area Trefoli inferiori x 0.7	As1 =	5.21	cm ²
TAGLIO PORTATO DA TRAVE SENZA BISOGNO STAFFE	Vrdc =	188.87	kN >= VEd VERIFICATO
FORMULA UTILIZZATA : $I \times bw / S \times \text{SQR}(fctd^2 + 1 \times \text{sigma bar.} \times fctd)$			
Dove I = Momento inerzia Trave + getto	Ji =	341081.04	cm ⁴

bw = larghezza nel baricentro trave sopra riportata

S = Momento statico parte trave sup. baricentro rispetto baricentro	=	12422.66	cm ³
Sigma nel baricentro trave + getto		3.204	N/mm ²
fctd = fctm x 0.7 / GammaC	fctd =	1.92	N/mm ²

10) DEFORMABILITA' SOLAIO ALVEOLARE

Altezza ALVEOLARE = 30.00 cm

Frecce provocate dalla storia di carico della Trave : + freccia verso il basso, - freccia verso l'alto

Coefficiente riduttivo del modulo elastico (per maturaz. accelerata)	=	1.00	
Luce di calcolo Frecce iniziali	=	9.46	m
Calcestruzzo inizio precompressione	Rck'j =	40.00	N/mm ²
Ej Teorica ridotta	E'j =	33.64	kNmm ²
Momento inerzia Alveolare	Ji =	179037	cm ⁴
Freccia allo sbanco per precompressione	f1 =	-2.28	cm
Freccia per peso proprio trave	f2 =	0.63	cm
Freccia totale allo sbanco	f1+f2 =	-1.65	cm

FRECCIA ISTANTANEA IN ESERCIZIO - Si considerano agenti tutti i carichi

Calcestruzzo allo stadio finale	Rck =	55.00	N/mm ²
E Teorica ridotta	E =	35.54	kNmm ²
Momento inerzia Alveolare	Jt =	178693	cm ⁴
Momento inerzia Alveolare + getto	Jg =	333322	cm ⁴
Freccia per precompressione finale	f3 =	-1.83	cm
Freccia per peso proprio e getto in opera	f4 =	0.98	cm
Luce di calcolo Frecce finali	=	9.46	m
Freccia per carichi permanenti G1 di 2a fase	f5 =	0.00	cm
Freccia per permanenti non definiti (tramezze) G2	f6 =	0.64	cm
Freccia per tutti i carichi accidentali	f7 =	0.43	cm
Freccia totale per tutti i carichi a breve termine f3+f4+f5+f6+f7	ft =	0.22	cm

FRECCIA IN ESERCIZIO A LUNGO TERMINE - Si considera la combinazione quasi permanente

Coeff. di Viscosità a tempo infinito	Fi(t,to) =	2.27	
Coefficiente di omog. E acciai / E efficace	=	19.30	
Dove E efficace = E Teorica ridotta / [1 + Fi(t,to)] (7.20 EC2)	=	10.88	kN/mm ²
Momento inerzia Alveolare in mezzeria	Jf =	191685	cm ⁴
Momento inerzia Trave + getto in mezzeria	Jfg =	360328	cm ⁴
Freccia per precompressione finale	f3i =	-5.56	cm
Freccia differita per peso proprio e getto in opera	f4i =	2.98	cm
Freccia differita per carichi permanenti G1	f5i =	0.00	cm
Freccia differita per carichi perm. non definiti (tramezze) G2	f6i =	1.93	cm
Freccia differita per tutti i carichi acc. comb. quasi perm.	f7i =	0.77	cm
Limite deformazione	Lc/250 =	3.78	cm
Freccia totale quasi permanente f3i+f4i+f5i+f6i+f7i	fqper =	0.12	cm <= Lc/250 - VERIFICATO
Limite deformazione carichi successivi al getto	Lc/500 =	1.89	cm

Freccia quasi permanente dopo il getto $f_{qper}-(f_3+f_4)$

=

0.97 cm \leq $L_c/500$ - VERIFICATO

11) TAGLIO RESISTENTE LUNGO LA TRAVE

Sez. N°	Dist. m	VRdc kN	Formulazione
0	0.00	0.00	
1	0.65	188.87	Sez. non fess. 4.3.3.2.2.3 EN1168
2	2.10	176.08	Sez. non fess. 4.3.3.2.2.3 EN1168
3	3.15	224.28	Sez. non fess. 4.3.3.2.2.3 EN1168
4	4.20	227.85	Sez. non fess. 4.3.3.2.2.3 EN1168
5	4.73	228.29	Sez. non fess. 4.3.3.2.2.3 EN1168
6	6.31	224.28	Sez. non fess. 4.3.3.2.2.3 EN1168
7	7.36	216.97	Sez. non fess. 4.3.3.2.2.3 EN1168
8	8.75	200.81	Sez. non fess. 4.3.3.2.2.3 EN1168
9	0.00	0.00	

12) RIENTRO TREFOLI IN TESTATA TRAFILATI

Posto $fbpt = 3.2 \times 0.7 \times f_{ctmj} / \text{GammaC}$

=

4.96 N/mm²

$L_{pt2} = 1.2 \times L_{pt} = 1.2 \times 0.19 \times \text{Dia} \times \text{SigmaI} / fbpt$

=

697.52 mm

Rientro medio $0.4 \times L_{pt2} \times \text{SigmaI} / E_p = DLo$

=

1.97 mm

Rientro max = $DLo \times 1.2$

=

2.37 mm

18.5 VERIFICA A TAGLIO CORDOLO

Di seguito si riporta la verifica del cordolo 60x46 cm, con funzione di anticipare il taglio dovuto al solaio di piano, sovrastante la parete controterra.

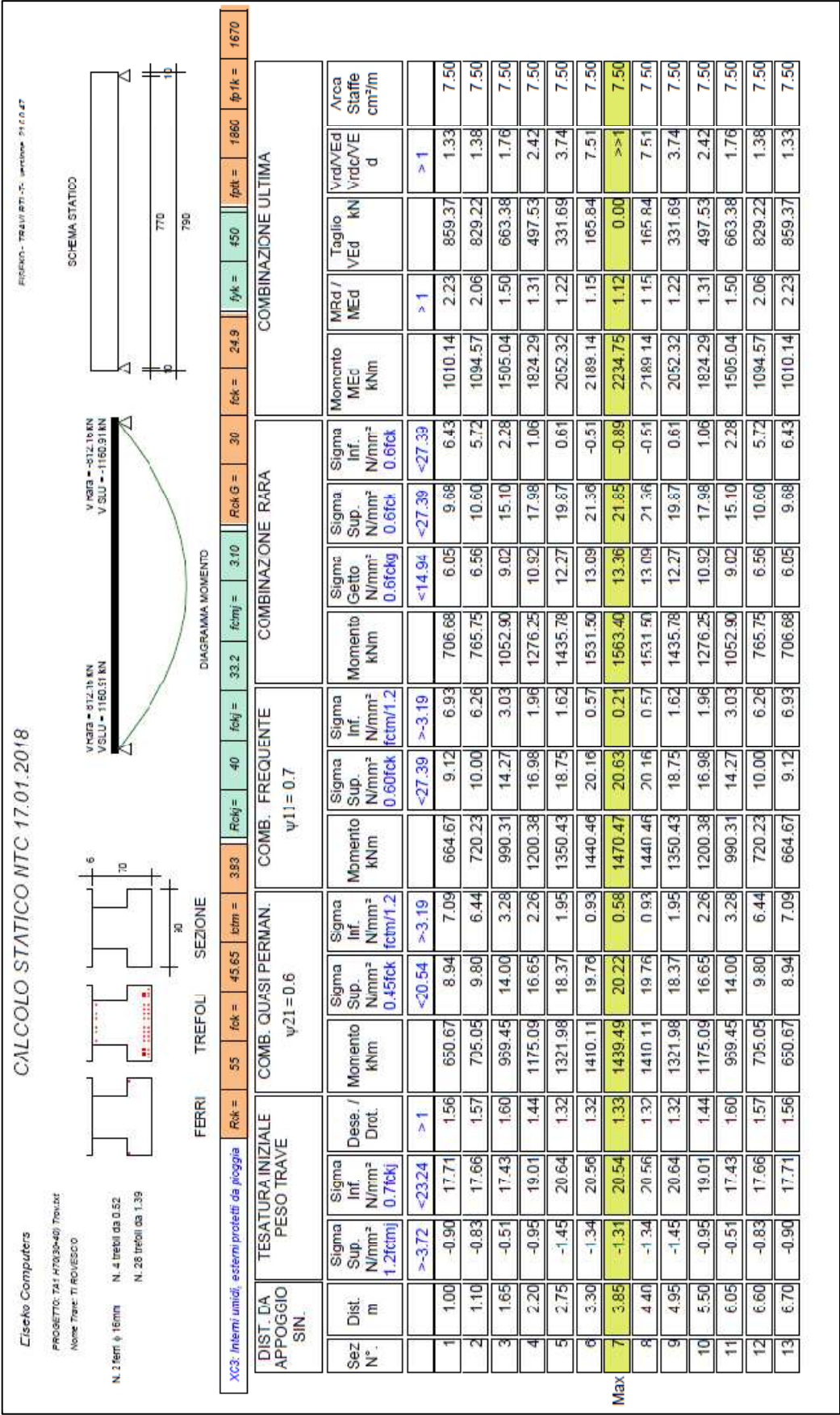
f_{ck}	28	MPa	resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
γ_c	1.5		coefficiente parziale di sicurezza sul materiale calcestruzzo
f_{cd}	15.87	MPa	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
f_{yk}	450	MPa	resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio
γ_s	1.15		coefficiente parziale di sicurezza sul materiale acciaio
f_{yd}	391.30	MPa	tensione di snervamento di progetto dell'armatura
f'_{cd}	7.93	MPa	resistenza a compressione ridotta
d	340	mm	altezza utile della sezione
b_w	600	mm	larghezza minima della sezione
α	90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
	1.57	rad	
θ	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
	0.79	rad	
a_{sw}	113.04	mm ²	area singolo braccio
b	2		n° bracci delle staffe
A_{sw}	226.08	mm ²	area totale delle staffe
s	150	mm	passo delle staffe
α_c	1		per elementi non compressi vale 1
V_{Rsd}	180.47	kN	resistenza a taglio limitata dalla resistenza a trazione delle staffe
V_{Rcd}	728.28	kN	resistenza a taglio limitata dalla resistenza a compressione dei puntoni
V_{Rd}	180.47	kN	taglio resistente
V_{Ed}	122.42	kN	taglio sollecitante

La verifica è soddisfatta.

18.6 TRAVI IN C.A. PRECOMPRESSO

18.6.1

TA1: TRAVE A T ROVESCIO PRIMO IMPALCATO



Eiseko Computers

Viale del Lavoro 17 - 37036 - S.Martino B.A. (Verona)

Tel: 045 8031894 - Fax: 045 8044652 - E-mail: info@eiseko.com - Web: www.eiseko.com

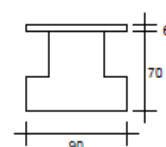
-

RELAZIONE IN ESERCIZIO

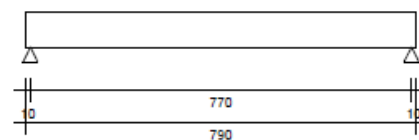
PROGETTO: TA1 H70(30+40) Trov.txt

Nome Trave: TI ROVESCIO

Data : 03.8.23 Ora : 17:35:52



SCHEMA STATICO



La trave in oggetto è precompressa con il sistema a trefoli aderenti. Il calcolo è stato eseguito secondo NTC 17 - Gennaio - 2018 e secondo L'Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1 : 2005 per quanto consentito da NTC 17/1/18 N.B.: Nel calcolo il segno - indica trazione. I Newton sono ricavati col rapporto 10 anziché 9.81 anche nei valori riferiti agli Acciai lenti.

Si considera un ambiente NORMALE

XC3: Interni umidi, esterni protetti da pioggia

1) SCHEMA STATICO

	Altezza Trave	H =	70.00	cm
	Larghezza Anima	An =	50.00	cm
Trave su due appoggi :	Luce di calcolo	LC =	7.70	m
	Sbalzo sinistro	Ss =	0.10	m
	Sbalzo destro	Sd =	0.10	m
	Lunghezza totale	L =	7.90	m

Il calcolo viene distinto in due fasi :

1a Fase : Reagisce la sola Trave precompressa.

2a Fase : Reagisce la Trave precompressa + il getto collaborante.

2) ANALISI DEI CARICHI

1a Fase

Peso proprio Trave:	G1 =	11.75	kN/m
Carichi permanenti pienamente definiti:	G1 =	62.70	kN/m

2a Fase

Carichi permanenti pienamente definiti:	G1 =	0.00	kN/m
Carichi permanenti non pienamente definiti:	G2 =	94.70	kN/m
Carichi accidentali dominanti:	Qk1 =	41.80	kN/m

Coeff. Stato limite ultimo Pesi propri e permanenti $\gamma G1 =$ 1.30

Coeff. Stato limite ultimo Permanenti non definiti $\gamma G2 =$ 1.50

Coeff. Stato limite ultimo carichi accidentali	$\gamma_{Qk1-Qk2} =$	1.50
CATEGORIA SOVRAC. ACCIDENTALI DOMINANTI		
C: Ambienti suscettibili di affollamento		
Coeff. ψ_{11} comb.frequente	=	0.70
Coeff. ψ_{21} quasi perm.	=	0.60

3) TAGLI E REAZIONI AGLI APPOGGI

Taglio sinistro comb.Rara	$V_{raraS} =$	812.16	kN
Taglio appoggio sinistro comb. ultima	$V_{EdS} =$	1160.91	kN
Taglio appoggio destro comb.Rara	$V_{raraD} =$	812.16	kN
Taglio appoggio destro comb. ultima	$V_{EdD} =$	1160.91	kN
Reazione appoggio sinistro comb.Rara	$R_{raraS} =$	833.25	kN
Reazione appoggio sinistro comb. ultima	$R_{EdS} =$	1191.06	kN
Reazione appoggio destro comb.Rara	$R_{raraD} =$	833.25	kN
Reazione appoggio destro comb. ultima	$R_{EdD} =$	1191.06	kN

4) MATERIALI

Calcestruzzo:

Classe cemento	=	N	
Coeff. s (3.1.2 (6) EC2)	s =	0.25	
Resistenza caratt. cubica sbanco (min. C28/35) (4.1 NTC)	Rckj =	40.00	N/mm²
Resistenza caratt. cubica 28gg (min. C28/35) (4.1 NTC)	Rck =	55.00	N/mm²
Coefficiente di sicurezza	γ c =	1.4	
Resistenza caratt. cilindrica	fck = Rck x 0.83	=	45.65 N/mm²
Resistenza media a compressione	fc m = fck + 8	=	53.65 N/mm²
Resistenza di calcolo cilindrica	fcd = 0.85 x fck / gammaC	=	27.72 N/mm²
Resistenza media Traz. assiale	fctm = 0,30 x fck^(2/3)	=	3.83 N/mm²
Ecm Trave	Ecm =	36.42	kN / mm²

Calcestruzzo getto in opera:

Trapezi Getto

N°	Altezza (cm)	Base Inferiore (cm)	Base Superiore (cm)
1	6	90	90

Resistenza caratt. cubica 28 gg (min. C16/20) (4.1 NTC)	Rck =	30.00	N/mm ²
Resistenza caratt. cilindrica (fck = Rck x 0.83)	fck =	24.90	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	γ_c =	1.5	
Resistenza di calcolo cilindrica fcdg = fck / 1.5 x 0.85	fcdg =	14.11	N/mm ²
Ecm Getto	Ecmg =	31.45	kN / mm ²
Armatura di precompressione			
Trefoli stabilizzati a basso rilassamento	fpk =	1860	N/mm ²
Ep Trefoli stabilizzati	Ep =	195.00	kN / mm ²
Coefficiente di sicurezza	γ_s =	1.15	

	$f_{p1k} =$	1670	N/mm ²
	$f_{sd} = f_{p1k} / 1.15 =$	1452	N/mm ²
Tesatura iniziale trefoli	$\sigma_{api} =$	1400	N/mm ²
Armatura lenta			
Acciaio B450C	$f_{yk} =$	450.00	N/mm ²
	$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 =$	391.30	N/mm ²

5) CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Sezione geometrica solo Trave

Altezza Trave	Ho =	70.00	cm
Area Sezione	Ao =	4700.00	cm ²
Perimetro	U =	320.00	cm
Dimensione Nominale $2 \times Ao / U$	=	29.38	cm
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'o =	40.11	cm
Momento inerzia	Jo =	1876618.26	cm ⁴

Sezione con calcestruzzo e trefoli omogeneizzati

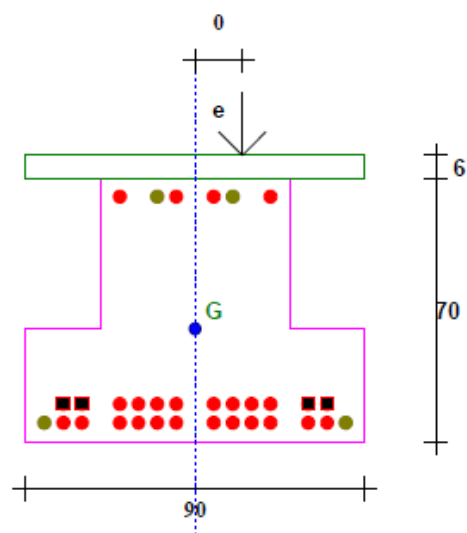
Coefficiente di omog. Ecs / Ecm	=	5.35	
Altezza Trave	H1 =	70.00	cm
Area omogeneizzata	A1 =	4898.62	cm ²
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'1 =	40.50	cm
Momento inerzia	J1 =	1987555.52	cm ⁴
Modulo di resistenza superiore	Ws1 =	48955.29	cm ³
Modulo di resistenza inferiore	Wi1 =	67602.55	cm ³

Sezione con calcestruzzo trefoli e getti

E Getto / E Trave	=	0.86	
Altezza Trave	H1 =	70.00	cm
Altezza Getto	Hg =	6.00	cm
Area ideale trave + getto in opera	A2 =	5364.93	cm ²
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'2 =	36.81	cm
Momento inerzia Trave + getto	J2 =	2798329.66	cm ⁴
Modulo di resistenza estradosso getto	Wg =	75696.35	cm ³
Modulo di resistenza estradosso Trave	Ws2 =	76021.32	cm ³
Modulo di resistenza intradosso Trave	Wi2 =	84311.93	cm ³

6) ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE E ARMATURA LENTA

SEZIONE CON TREFOLI

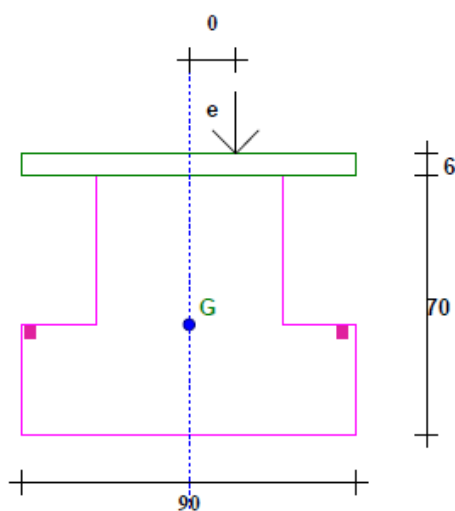


Trefoli

N°	Y (cm)	X (cm)	Area (cm ²)	Neut SX.(m)	Neut DX.(m)
1	5	5	0.52	0	0
2	5	10	1.39	0	0
3	5	15	1.39	0	0
4	5	25	1.39	0	0
5	5	30	1.39	0	0
6	5	35	1.39	0	0
7	5	40	1.39	0	0
8	5	50	1.39	0	0
9	5	55	1.39	0	0
10	5	60	1.39	0	0
11	5	65	1.39	0	0
12	5	75	1.39	0	0
13	5	80	1.39	0	0
14	5	85	0.52	0	0
15	10	10	1.39	1.00	1.00
16	10	15	1.39	1.50	1.50
17	10	25	1.39	0	0
18	10	30	1.39	0	0
19	10	35	1.39	0	0
20	10	40	1.39	0	0
21	10	50	1.39	0	0
22	10	55	1.39	0	0

23	10	60	1.39	0	0
24	10	65	1.39	0	0
25	10	75	1.39	1.50	1.50
26	10	80	1.39	1.00	1.00
27	65	25	1.39	0	0
28	65	35	0.52	0	0
29	65	40	1.39	0	0
30	65	50	1.39	0	0
31	65	55	0.52	0	0
32	65	65	1.39	0	0

SEZIONE CON FERRI



Ferri

N°	Y (cm)	X (cm)	Area (cm²)	Diam.(mm)	SPEZZONI			SPEZZONI	
					Neut SX (m)	L ferro (m)	Neut DX (m)	Lung SX (m)	Lung DX (m)
1	27	3	2.01	16	0	0	0	0	0
2	27	87	2.01	16	0	0	0	0	0

7) ANALISI DELLE CADUTE DI TENSIONE

Le cadute sono calcolate nella sezione di max sollecitazione a m 3.95 dall' estremo sx della Trave

Sollecitazioni iniziali di precompressione :

Area totale trefoli	=	41.00	cm²
Distanza Baric. trefoli da lembo Inf. Trave	=	16.69	cm
Tesatura iniziale	=	1400.00	N/mm²
Perdita al martinetto 1.500 % tesatura iniziale	=	21.00	N/mm²
Perdite per ritiro con maturazione vapore (6 giorni)	=	8.26	N/mm²
Perdite per Rilassamento con maturazione a vapore	=	13.30	N/mm²
Precompressione iniziale nei Trefoli	$\sigma_o =$	1357.44	N/mm²
Sforzo di precompressione iniziale	$N_o =$	5565.50	kN
Momento di precompressione iniziale	$M_o =$	71265.18	kNcm

Le perdite dipendenti dal tempo sono calcolate con la formula:

$$D_{spc} = \frac{e_{cs} \times E_p + 0.8 \times D_{sigmapr} + E_p/E_{cm} \times F_i(t,t_o) \times \sigma_{macqp}}{(1 + E_p/E_{cm} \times A_p/A_c \times (1 + A_c/J_c \times Z_{cp}^2) \times (1 + 0.8 \times F_i(t,t_o)))} \quad (5.46 \text{ EC2})$$

$e_{cs} \times E_p =$ deformazione per ritiro $\times E_p$	=	70.19	N/mm²
$E_p =$ Modulo elasticità acciaio armonico	=	195.00	kN / mm²

Ds _{mapr} = variazione tensione per rilassamento nel Bar. Trefoli Inf. =	60.45	N/mm ²
Rilassamento Trefoli dopo mille ore =	2.50	%
Ep / E _{cm} = rapporto moduli acciaio/ CLS =	5.35	
Fi(t,t ₀) = Coeff. di Viscosità a tempo infinito =	2.11	
% vapore aria durante la maturazione =	60.00	%
Sc _{qp} = Tensione nel Bar. Trefoli (precom.+azioni quasi permanenti) =	7.85	N/mm ²
Ap - Ac - Jc vedere nelle caratteristiche geometriche e sopra		
Z _{cp} = Distanza tra Bar. Trefoli e bar. Trave =	12.80	cm
Perdite dipendenti dal tempo nell' acciaio D _{spsr} =	158.64	N/mm ²
Sigma di precompressione finale nei trefoli σ_o - D _{spsr} =	1198.80	N/mm ²

8) VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Distanza di massima sollecitazione dall' estremo sinistro della Trave: X = 3.85m

Sforzo di precompressione finale N _f =	4915.09	kN
Momento di precompressione finale M _f =	629.37	kNm
Combinazione di carichi quasi permanente.		
Coefficiente per combinazione quasi permanente ψ_{21} =	0.60	
Momento del Peso Proprio e Sovracc. Permanenti M _{pp} =	1253.61	kNm
Momento Sovraccarichi accidentali M _{aqp} =	185.87	kNm
Tensione sup. ammessa < 0.45 x f _{ck} Getto in Opera =	11.21	N/mm ²
Tensione Sup. ammessa < 0.45 x f _{ck} Trave =	20.54	N/mm ²
Tensione inferiore ammessa > f _{ctm} / 1.2 =	-3.19	N/mm ²
Tensione superiore nel getto in Opera =	11.73	N/mm ²
Tensione superiore nel CLS Trave =	20.22	N/mm ²
Tensione inferiore nel CLS Trave =	0.58	N/mm ²
Combinazione di carichi Frequente.		
Coefficiente per combinazione frequente ψ_{11} =	0.70	
Momento Sovraccarichi accidentali M _{af} =	216.85	kNm
Tensione inferiore per considerare sez. reagente > f _{ctm} / 1.2 =	-3.19	N/mm ²
Tensione inferiore nel CLS Trave =	0.21	N/mm ²
Combinazione di carichi Rara.		
Momento Sovraccarichi accidentali M _{ar} =	309.79	kNm
Tensione sup. ammessa nel getto < 0,60 x f _{ck} Getto in Opera =	14.94	N/mm ²
Tensione Sup. ammessa < 0,60 x f _{ck} Trave =	27.39	N/mm ²
Tensione superiore nel getto in Opera =	13.36	N/mm ²
Tensione superiore nel CLS Trave =	21.85	N/mm ²

9) VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Il momento resistente è calcolato con il diagramma dell'acciaio formato da una bilatera con il punto di snervamento f_{p1d} e l' estremo f_{pd}

Si utilizza il modello a rettangolo del diagramma del CLS, con ascissa max f_{cd}

L'ordinata max = 3.5 o/oo

Momento sollecitante verticale	MEd =	2234.75	kNm
Momento resistente verticale	MRd =	2507.39	kNm
MRd >= MEd VERIFICATO			
Deformazione del CalcestruzzoGetto	Dc =	3.50	o/oo
Deformazione totale acciaio	Da =	7.88	o/oo
Altezza zona compressa (0.8 x Y) da lembo sup.Getto in opera	Yr =	36.67	cm
La Trave va in collasso per rottura del CLS superiore			

10) VERIFICHE A TAGLIO SUGLI APPOGGI

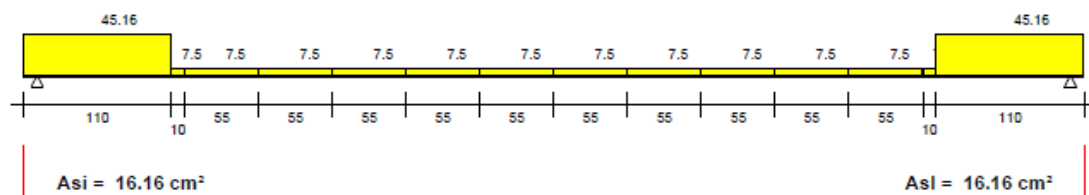
Sezione sugli appoggi

Taglio all' appoggio comb. Rara	Vrara =	812.16	kN
Taglio di calcolo all'appoggio comb. ultima	VEd =	1160.91	kN
Larghezza Trave resistente a Taglio	Bw =	50.00	cm
Altezza Utile = H trave - 3cm + Hgetto	d =	73.00	cm
Angolo puntone compresso usato per il calcolo	$\theta =$	45.0	°
Cot Tzeta >= 1 e <= 2.5	Cot $\theta =$	1.00	

Progetto staffe secondo Capitoli 6.2.2 e 6.2.3 EC2

DIAGRAMMA AREA STAFFE cm²/m

Sezioni fessurate a flessione o taglio: max(st. calcolo, sosp., 0.15bw); resto trave: max(sosp., 0.15bw)



Area staffe Taglio = $VEd \cdot s / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(Tzeta))$ (6.8 EC2)	Asw =	45.16	cm ² /m
Armatura lenta inferiore $VEd / f_{yd} \cdot \cot(Tzeta)$ MASSIMA	Asl =	29.67	cm ²
Momento Traslato $VEd \cdot z / 2 \cdot \cot(Tzeta)$ (9.2.1.3(2) EC2)	MEd =	381.36	kNm
Armatura lenta inferiore ancorata necessaria MINIMA	Asa =	16.16	cm ²
Momento Resistente con Asa	MRd =	409.31	kNm >= MEd VERIFICATO
Area tref. eventuale conteggiabile a taglio (8.10.2.3 EC2)	Atf =	6.28	cm ²
$\rho_l = Asl / (bw \cdot d) \leq 0.02$ (6.2.2 EC2)	$\rho_l =$	0.008	<= 0.02 VERIFICATO
Verifica Taglio Trazione			
$z = 0.9 \cdot d$	$z =$	65.70	cm
$f_{ywd} = f_{yd}$	$f_{ywd} =$	391.30	N/mm ²
Taglio $VRd,s = Asw \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(tzeta) / s$ (6.8 EC2)	VRds =	1160.91	kN >= VEd - VERIFICATO
Area staffe max ammessa a Taglio (6.12 EC2)	Asw,max =	86.84	cm ² /m >= Asw - VERIFICATO
Verifica Taglio Compressione			
$Vrd,max = \alpha_{fw} \cdot bw \cdot z \cdot n_1 \cdot f_{cd} / (\cot(Tzeta) + \tan(Tzeta))$ (6.9 EC2)	Vrd,max =	2232.48	kN >= VEd - VERIFICATO
$\alpha_{fw} =$	$\alpha_{fw} =$	1.00	
$n_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$ (6.6N EC2)	$V_1 =$	0.49	
Verifica Puntone $K_a \cdot bw \cdot d \cdot n_1 \cdot f_{cd}$ (6.5 EC2)	=	2480.53	kN >= VEd - VERIFICATO
$K_a = 0.5 - 0.1552 \cdot (\cot(Tzeta) - 1) / (2.5 - 1)$		0.500	

$n_i = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$	(6.6N EC2)	$V =$	0.49	
Verifica Staffe emergenti				
$VE_{di} = \text{Beta} \cdot VEd / (z \cdot b_i)$	(6.24 EC2)	$VE_{di} =$	1.80	N/mm ²
Beta = compressione getto/compressione totale		=	0.508	
b_i = larghezza superficie tra trave e getto		$b_i =$	50.00	cm
Area staffe / m emergenti		$A_s =$	24.07	cm ² /m
$VR_{di} = c \cdot x \cdot f_{ctd} + A_s/A_i \cdot \mu \cdot x \cdot f_{yd}$	(6.25 EC2)	$VR_{di} =$	1.80	N/mm ² >= VE_{di} - VERIFICATO
Superficie di contatto Trave-Getto $A_i = b_i \cdot 1m$		=	SCABRA	
$c = 0.40$ $\mu = 0.7$	(6.2.5 EC2)			
f_{ctd} CLS getto in opera		$f_{ctd} =$	1.19	N/mm ²
$VR_{di} \leq 0.5 \cdot N_{ig} \cdot x \cdot f_{cdg}$	(6.2.5 EC2)	=	3.81	N/mm ² VERIFICATO
N_i del getto in opera		$N_{ig} =$	0.54	

11) VERIFICHE A TAGLIO SEZIONE IN CAMPATA

Sezione 1 a metri 1 dall' appoggio sin.

Taglio nella sezione in Comb. rara	$V_{sdo} =$	601.21	kN
Taglio di calcolo comb. ultima	$VE_d =$	859.37	kN
Larghezza minima sezione Trave	$b_w =$	50.00	cm
$Cot(tzeta) =$		1.00	
TAGLIO RESISTENTE CON STAFFATURA NON RICHIESTA	$V_{rdc} =$	1141.34	kN >= $VE_d + V_{Ed-t}$
FORMULA UTILIZZATA : $I \cdot x \cdot B_w / S \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + 1 \cdot \sigma_{bar.} \cdot x \cdot f_{ctd}}$ (6.4 EC2)			
Dove I = Momento inerzia Trave + getto	$J_i =$	2785243.00	cm ⁴
B_w = larghezza nel baricentro trave sopra riportata			
S = Momento statico parte trave sup. baricentro rispetto baricentro	=	53106.68	cm ³
Sigma nel baricentro trave + getto		7.97	N/mm ²
	$f_{ctd} =$	1.92	N/mm ²
Essendo $V_{rdc} > VEd$: pongo staffatura minima	Area staffe/m =	7.50	cm ² /m
Non sono necessarie staffe emergenti			

12) DEFORMABILITA' DELLA TRAVE

Le Frecce sono calcolate nella sezione a m 3.95 dall' estremo sx della Trave

Altezza Trave = 70.00 cm

Frecce provocate dalla storia di carico della Trave :

+ Freccia verso il basso

- Freccia verso l' alto

Luce di calcolo Frecce	=	7.70	m
Calcestruzzo inizio precompressione	$R_{ck}' =$	40.00	N/mm ²
E iniziale Teorica	$E' =$	33.640	kN/mm ²
Momento inerzia Trave	$J_i =$	1998712	cm ⁴
Freccia per precompressione iniziale	$f_1 =$	-0.716	cm
Freccia per peso proprio trave	$f_2 =$	0.080	cm
Freccia allo sbanco Totale	$f_1 + f_2 =$	-0.636	cm

FRECCIA ISTANTANEA IN ESERCIZIO

Si considerano agenti tutti i carichi

Calcestruzzo a 28 gg	Rck =	55.00	N/mm ²
E Teorica	=	36.420	kN/mm ²
Momento inerzia Trave in mezzeria	Jt =	1987566	cm ⁴
Momento inerzia Trave + getto in mezzeria	Jg =	2798297	cm ⁴
Freccia per precompressione	f3 =	-0.665	cm
Freccia dovuta a tutti i carichi permanenti	f4 =	0.471	cm
Freccia Finale carichi permanenti pien. definiti = f3+f4	fp=	-0.193	cm
Freccia totale istantanea per tutti i carichi	ft =	0.420	cm

FRECCIA IN ESERCIZIO A LUNGO TERMINE

Si considera la combinazione di carico quasi permanente

Fi(t,to) = Coeff. di Viscosità a tempo inf.		2.112	
Coefficiente di omog. E acciaio / E efficace		17.944	
Dove E efficace = E Teorica / [1 + Fi(t,to)] (7.20 EC2)		11.703	kN/mm ²
Momento inerzia Trave in mezzeria	Jf =	2266059	cm ⁴
Momento inerzia Trave + getto in mezzeria	Jfg =	3125625	cm ⁴
Freccia per precompressione finale	f1 =	-1.637	cm
Freccia a lungo termine per carichi comb. quasi perm.	fd =	2.793	cm
Freccia tot. a lungo termine in comb quasi permanente fdt = f1+fd	fdt =	1.155	cm
Luce di calcolo Freccie / 250	Lc/250 =	3.080	cm
Freccia tot. a lungo termine	fdt=	1.155	cm<= Luce/250 - VERIFICATO

13) RIENTRO TREFOLI IN TESTATA TRAVE

Il rientro è calcolato con la formula EN 13369:2018 (E)

Posto fbpt = $3.2 \times 0.7 \times f_{ctmj} / \text{GammaC}$ (8.15 EC2)	=	4.96	N/mm ²
Lpt2= $1.2 \times \text{Lpt} = 1.2 \times 0.19 \times \text{Dia} \times \text{SigmaI}/\text{fbpt}$ (8.18 EC2)	=	951.17	mm
Rientro medio $0.4 \times \text{Lpt2} \times \text{SigmaI} / E_p = DLo$	=	2.69	mm
Rientro max = $DLo \times 1.3$ (4.2.3.2.4 EN 13369)	=	3.50	mm

14) ARMATURA ZOCCOLO E SOSPENSIONE

Sporgenza zoccolo	SP =	20.00	cm
Altezza zoccolo	HA =	30.00	cm
Carico distribuito ultimo sullo zoccolo	P =	143.13	kN/m
Asse appoggio $a=2 \cdot SP / 3$ da filo anima	a =	13.33	cm
Momento flettente ultimo $M=P \cdot a$ a filo anima	M =	1908.40	kNcm
Acciaio estradosso zoccolo $M / [0.9(HA-3)f_{yd}]$	=	2.01	cm ² / m
Staffatura a sospensione su due lati $2P/f_{yd}$	=	7.32	cm ² / m
Staffe correnti: min. $0.15bw = 7.5 > \text{sosp. } 7.32$	=	7.50	cm ² / m

Eiseko Computers

Viale del Lavoro 17 - 37036 - S.Martino B.A. (Verona)

Tel: 045 8031894 - Fax: 045 8044652 - E-mail: info@eiseko.com - Web: www.eiseko.com

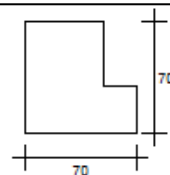
-

RELAZIONE IN ESERCIZIO

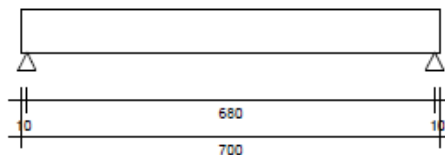
PROGETTO: TB1 H70(30+40) Trave a L.txt

Nome Trave: ELLE

Data : 03.8.23 Ora : 09:06:47



SCHEMA STATICO



La trave in oggetto è precompressa con il sistema a trefoli aderenti. Il calcolo è stato eseguito secondo

NTC 17 - Gennaio - 2018 e secondo L'Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1 : 2005 per quanto consentito da NTC 17/1/18

N.B.: Nel calcolo il segno - indica trazione. I Newton sono ricavati col rapporto 10 anziché 9.81 anche nei valori riferiti agli Acciai lenti.

Si considera un ambiente NORMALE

XC3: Interni umidi, esterni protetti da pioggia

1) SCHEMA STATICO

	Altezza Trave	H =	70.00	cm
	Larghezza Anima	An =	50.00	cm
Trave su due appoggi :	Luce di calcolo	LC =	6.80	m
	Sbalzo sinistro	Ss =	0.10	m
	Sbalzo destro	Sd =	0.10	m
	Lunghezza totale	L =	7.00	m

2) ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio Trave:	G1 =	10.25	kN/m
Carichi permanenti pienamente definiti:	G1 =	29.40	kN/m
Carichi permanenti non pienamente definiti:	G2 =	29.40	kN/m
Carichi accidentali dominanti:	Qk1 =	19.60	kN/m
Totale:		88.65	kN/m

Percentuale da considerare a torsione dei carichi permanenti 100.0%

Percentuale da considerare a torsione dei carichi accidentali 20.0%

Coeff. Stato limite ultimo Pesi propri e permanenti $\gamma_{G1} =$ 1.30

Coeff. Stato limite ultimo Permanenti non definiti $\gamma_{G2} =$ 1.50

Coeff. Stato limite ultimo carichi accidentali $\gamma_{Qk1-Qk2} =$ 1.50

CATEGORIA SOVRAC. ACCIDENTALI DOMINANTI

C: Ambienti suscettibili di affollamento

Coeff. ψ_{11} comb. frequente	=	0.70
Coeff. ψ_{21} quasi perm.	=	0.60

3) TAGLI E REAZIONI AGLI APPOGGI

Taglio sinistro comb. Rara	VraraS =	301.41	kN
Taglio appoggio sinistro comb. ultima	VEdS =	425.15	kN
Taglio appoggio destro comb. Rara	VraraD =	301.41	kN
Taglio appoggio destro comb. ultima	VEdD =	425.15	kN
Reazione appoggio sinistro comb. Rara	RraraS =	310.28	kN
Reazione appoggio sinistro comb. ultima	REdS =	437.66	kN
Reazione appoggio destro comb. Rara	RraraD =	310.28	kN
Reazione appoggio destro comb. ultima	REdD =	437.66	kN

4) MATERIALI

Calcestruzzo:

Classe cemento	=	N
Coeff. s (3.1.2 (6) EC2)	$s =$	0.25
Resistenza caratt. cubica sbanco (min. C28/35) (4.1 NTC)	$R_{ckj} =$	35.00 N/mm ²
Resistenza caratt. cubica 28gg (min. C28/35) (4.1 NTC)	$R_{ck} =$	50.00 N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1.4
Resistenza caratt. cilindrica $f_{ck} = R_{ck} \times 0.83$	=	41.50 N/mm ²
Resistenza media a compressione $f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	49.50 N/mm ²
Resistenza di calcolo cilindrica $f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	25.20 N/mm ²
Resistenza media Traz. assiale $f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{(2/3)}$	=	3.60 N/mm ²
Ecm Trave	$E_{cm} =$	35.55 kN / mm ²

Armatura di precompressione

Trefoli stabilizzati a basso rilassamento	$f_{pk} =$	1860 N/mm ²
Ep Trefoli stabilizzati	$E_p =$	195.00 kN / mm ²
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15
	$f_{p1k} =$	1670 N/mm ²
	$f_{sd} = f_{p1k} / 1.15 =$	1452 N/mm ²
Tesatura iniziale trefoli	$\sigma_{api} =$	1400 N/mm ²

Armatura lenta

Acciaio B450C	$f_{yk} =$	450.00 N/mm ²
	$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 =$	391.30 N/mm ²

5) CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Sezione geometrica solo Trave

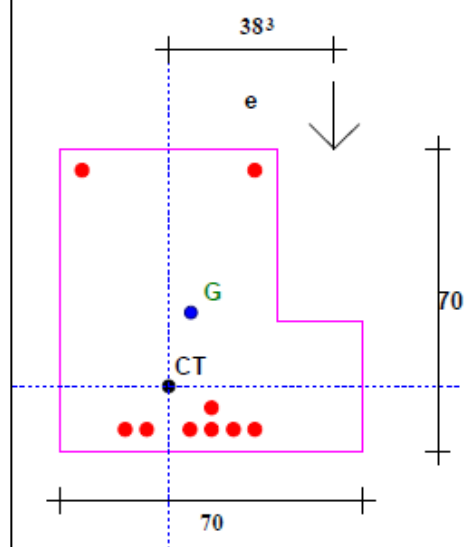
Altezza Trave	Ho =	70.00	cm
Area Sezione	Ao =	4100.00	cm ²
Perimetro	U =	280.00	cm
Dimensione Nominale $2 \times Ao / U$	=	29.29	cm
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'o =	37.93	cm
Distanza baricentro da lato sinistro Trave	X'o =	30.19	cm
Spessore efficace a torsione = $Ac/perimetro$	Spk =	14.58	cm
Area compresa linea media spessore a torsione	Ak =	1962.68	cm ²
Perimetro Area Ak	Uk =	181.67	cm
Momento inerzia	Jo =	1679037.02	cm ⁴

Sezione con calcestruzzo e trefoli omogeneizzati

Coefficiente di omog. Ecs / Ecm	=	5.49	
Altezza Trave	H1 =	70.00	cm
Area omogeneizzata	A1 =	4178.66	cm ²
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'1 =	38.11	cm
Momento inerzia	J1 =	1733505.75	cm ⁴
Modulo di resistenza superiore	Ws1 =	45484.39	cm ³
Modulo di resistenza inferiore	Wi1 =	54362.49	cm ³

6) ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE E ARMATURA LENTA

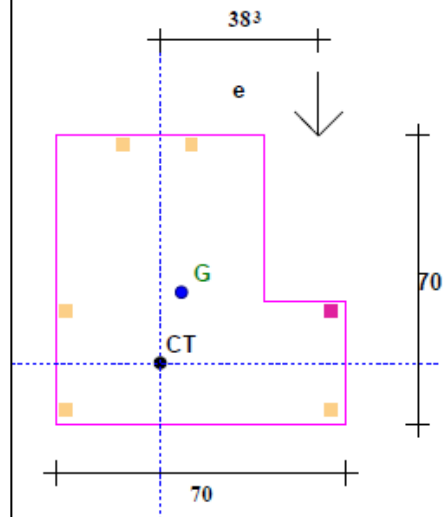
SEZIONE CON TREFOLI



Trefoli

N°	Y (cm)	X (cm)	Area (cm ²)	Neut SX.(m)	Neut DX.(m)
1	5	15	1.39	0	0
2	5	20	1.39	0	0
3	5	30	1.39	0	0
4	5	35	1.39	0	0
5	5	40	1.39	0	0
6	5	45	1.39	0	0
7	10	35	1.39	0	0
8	65	5	1.39	0	0
9	65	45	1.39	0	0

SEZIONE CON FERRI



Ferri

					SPEZZONI			SPEZZONI	SPEZZONI
N°	Y (cm)	X (cm)	Area (cm²)	Diam.(mm)	Neut SX (m)	L ferro (m)	Neut DX (m)	Lung SX (m)	Lung DX (m)
1	3	3	0.5	8	0	0	0	0	0
2	3	67	0.5	8	0	0	0	0	0
3	27	3	0.5	8	0	0	0	0	0
4	27	67	2.01	16	0	0	0	0	0
5	67	16.66	0.5	8	0	0	0	0	0
6	67	33.33	0.5	8	0	0	0	0	0

7) ANALISI DELLE CADUTE DI TENSIONE

Le cadute sono calcolate nella sezione di max sollecitazione a m 3.50 dall' estremo sx della Trave

Sollecitazioni iniziali di precompressione :

Area totale trefoli	=	12.51	cm²
Distanza Baric. trefoli da lembo Inf. Trave	=	18.89	cm
Tesatura iniziale	=	1400.00	N/mm²
Perdita al martinetto 1.500 % tesatura iniziale	=	21.00	N/mm²
Perdite per ritiro con maturazione vapore (6 giorni)	=	7.56	N/mm²
Perdite per Rilassamento con maturazione a vapore	=	13.30	N/mm²
Precompressione iniziale nei Trefoli	$\sigma_o =$	1358.14	N/mm²
Sforzo di precompressione iniziale	$N_o =$	1699.03	kN
Momento di precompressione iniziale	$M_o =$	22086.02	kNcm

Le perdite dipendenti dal tempo sono calcolate con la formula:

$$D_{spcsr} = \frac{ecs \times E_p + 0.8 \times D_{sigmapr} + E_p/E_{cm} \times F_i(t,t_o) \times \sigma_{macqp}}{(1 + E_p/E_{cm} \times A_p/A_c \times (1 + A_c/J_c \times Z_{cp}^2) \times (1 + 0.8 \times F_i(t,t_o)))} \quad (5.46 \text{ EC2})$$

ecs x Ep = deformazione per ritiro x Ep	=	70.93	N/mm ²
Ep = Modulo elasticità acciaio armonico	=	195.00	kN / mm ²
Dsigmapr =variazione tensione per rilassamento nel Bar. Trefoli Inf.	=	60.58	N/mm ²
Rilassamento Trefoli dopo mille ore	=	2.50	%
Ep / Ecm = rapporto moduli acciaio/ CLS	=	5.49	
Fi(t,to) = Coeff. di Viscosità a tempo infinito	=	2.25	
% vapore aria durante la maturazione	=	60.00	%
Scqp = Tensione nel Bar. Trefoli (precom.+azioni quasi permanenti)	=	0.35	N/mm ²
Ap - Ac - Jc vedere nelle caratteristiche geometriche e sopra			
Zcp = Distanza tra Bar. Trefoli e bar. Trave	=	13.00	cm
Perdite dipendenti dal tempo nell' acciaio	Dspcsr =	94.86	N/mm ²
Sigma di precompressione finale nei trefoli	σo - Dspcsr =	1263.27	N/mm ²

8) VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Distanza di massima sollecitazione dall' estremo sinistro della Trave: X =3.40m

Sforzo di precompressione finale	Nf =	1580.36	kN
Momento di precompressione finale	Mf =	205.43	kNm
Combinazione di carichi quasi permanente.			
Coefficiente per combinazione quasi permanente	ψ/21 =	0.60	
Momento del Peso Proprio e Sovracc. Permanenti	Mpp =	399.11	kNm
Momento Sovraccarichi accidentali	Maqp =	67.97	kNm
Tensione Sup. ammessa < 0.45 x fck Trave	=	18.68	N/mm ²
Tensione inferiore ammessa > fctm /1.2	=	-3.00	N/mm ²
Tensione superiore nel CLS Trave	=	9.53	N/mm ²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	-1.03	N/mm ²
Combinazione di carichi Frequente.			
Coefficiente per combinazione frequente	ψ/11 =	0.70	
Momento Sovraccarichi accidentali	Maf =	79.30	kNm
Tensione inferiore per considerare sez. reagente > fctm / 1.2	=	-3.00	N/mm ²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	-1.24	N/mm ²
Combinazione di carichi Rara.			
Momento Sovraccarichi accidentali	Mar =	113.29	kNm
Tensione Sup. ammessa < 0,60 x fck Trave	=	24.90	N/mm ²
Tensione superiore nel CLS Trave	=	10.53	N/mm ²

9) VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Il momento resistente è calcolato con il diagramma dell'acciaio formato da una bilatera con il punto di

snervamento f_{p1d} e l' estremo f_{pd}

Si utilizza il modello a rettangolo del diagramma del CLS, con ascissa max f_{cd}

L'ordinata max =		3.5	o/oo
Momento sollecitante verticale	MEd =	722.76	kNm
Momento resistente verticale	MRd =	881.70	kNm
MRd >= MEd VERIFICATO			
Deformazione del Calcestruzzo	Dc =	3.50	o/oo
Deformazione totale acciaio	Da =	17.36	o/oo
Altezza zona compressa (0.8 x Y) da lembo sup.Trave	Yr =	11.89	cm

10) VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE SUGLI APPOGGI

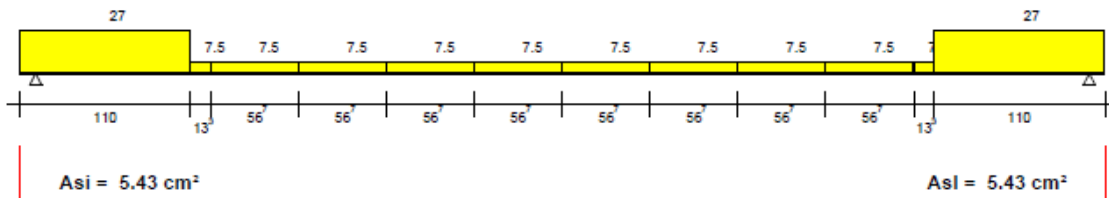
Sezione sugli appoggi

Taglio all' appoggio comb. Rara	Vrara =	301.41	kN
Taglio di calcolo all'appoggio comb. ultima	VEd =	425.15	kN
Eccentricità dei carichi	Ec =	38.33	cm
Percentuale a torsione dei carichi permanenti	Pp =	100.0%	
Percentuale a torsione dei carichi accidentali	Pa =	20.0%	
Momento Torcente all'appoggio comb. Rara	Tsdo =	51.09	kNm
Tsdo = Vrara Perman. *Ec *Pp + Vrara Accid. *Ec *Pa			
Momento Torcente comb. ultima	TEd =	68.97	kNm
TEd = VEd Perman. *Ec *Pp + VEd Accid. *Ec *Pa			
Larghezza Trave resistente a Taglio	Bw =	50.00	cm
Altezza Utile = H trave - 3cm	d =	67.00	cm
Angolo puntone compresso usato per il calcolo	$\theta =$	45.0	°
Cot Tzeta >= 1 e <= 2.5	Cot $\theta =$	1.00	
Dati Geometrici desunti da 6.3.2 EC2			
Spessore nominale di torsione	t =	14.58	cm
Area nominale di torsione	Ak =	1962.68	cm ²
Perimetro nominale di torsione	Uk =	181.67	cm

Progetto staffe secondo Capitoli 6.2.2 e 6.2.3 EC2

DIAGRAMMA AREA STAFFE cm²/m

Sezioni fessurate a flessione o taglio: max(st. calcolo, sosp., 0.15bw); resto trave: max(sosp., 0.15bw)



Area staffe Taglio = $V_{Ed} \cdot s / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(Tzeta))$ (6.8 EC2)	Asw =	18.02	cm ² /m
Armatura lenta inferiore $V_{Ed} / f_{yd} \cdot \cot(Tzeta)$ MASSIMA	Asl =	10.87	cm ²
Momento Traslato $V_{Ed} \cdot z / 2 \cdot \cot(Tzeta)$ (9.2.1.3(2) EC2)	MEd =	128.18	kNm
Armatura lenta inferiore ancorata necessaria MINIMA	Asa =	5.43	cm ²
Momento Resistente con Asa	MRd =	140.57	kNm >= MEd VERIFICATO

Area tref. eventuale conteggiabile a taglio (8.10.2.3 EC2)	Atf =	2.04	cm ²
$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0.02$ (6.2.2 EC2)	$\rho_l =$	0.003	≤ 0.02 VERIFICATO
Verifica Taglio Trazione			
$z = 0.9 \cdot d$	$z =$	60.30	cm
$f_{ywd} = f_{yd}$	$f_{ywd} =$	391.30	N/mm ²
Taglio $V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\alpha) / s$ (6.8 EC2)	$V_{Rd,s} =$	425.15	kN $\geq V_{Ed}$ - VERIFICATO
Area staffe max ammessa a Taglio (6.12 EC2)	$A_{sw,max} =$	80.55	cm ² /m $\geq A_{sw}$ - VERIFICATO
Verifica Taglio Compressione			
$V_{rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \eta_1 \cdot f_{cd} / (\cot(\alpha) + \tan(\alpha))$ (6.9 EC2)	$V_{rd,max} =$	1900.70	kN $\geq V_{Ed}$ - VERIFICATO
$\alpha_{cw} =$	$\alpha_{cw} =$	1.00	
$\eta_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$ (6.6N EC2)	$\eta_1 =$	0.50	
Verifica Puntone $K_a \cdot b_w \cdot d \cdot \eta_1 \cdot f_{cd}$ (6.5 EC2)	$=$	2111.89	kN $\geq V_{Ed}$ - VERIFICATO
$K_a = 0.5 - 0.1552 \cdot (\cot(\alpha) - 1) / (2.5 - 1)$		0.500	
$\eta_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$ (6.6N EC2)	$\eta_1 =$	0.50	
Progetto staffe Torsione secondo 6.27 EC2			
Taglio una parete: $V_{Ed-t} = T_{Ed} \cdot z_i / (2 \cdot A_k)$ (6.27 EC2)	$V_{Ed-t} =$	97.36	kN
$z_i =$ altezza parete torsionale resistente	$z_i =$	55.42	cm
Area staffe Torsione tot. = $2 \cdot V_{Ed-t} \cdot s / (z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\alpha))$	$A_{st} =$	8.98	cm ² /m
Area staffe Taglio + Torsione	$A_{sw} + A_{st} =$	27.00	cm ² /m
Progetto Ferri longitudinali secondo 6.28 EC2			
$A_{sl} = T_{Ed} \cdot U_k / (2 \cdot A_k \cdot x \cdot f_{yd}) \cdot \cot(\alpha)$ (6.28 EC2)	$A_{sl} =$	8.16	cm ²
$T_{Ed} / T_{Rd,max} + V_{Ed} / V_{Rd,max} < 1$ (6.29 EC2)	$=$	0.41	< 1 VERIFICATO
$T_{Rd,max} = \eta_1 \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t$ (6.30 EC2)	$=$	360.88	kNm
$\eta_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$ (6.22 EC2)	$=$	0.50	

11) VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE SEZIONE IN CAMPATA

Sezione 1 a metri 1 dall' appoggio sin.

Taglio nella sezione in Comb. rara	$V_{sdo} =$	212.76	kN
Taglio di calcolo comb. ultima	$V_{Ed} =$	300.11	kN
Larghezza minima sezione Trave	$b_w =$	50.00	cm
Momento Torcente comb. rara	$T_{sdo} =$	36.06	kNm
Momento Torcente comb. ultima	$T_{Ed} =$	48.68	kNm
$V_{Ed-t} = T_{Ed} \cdot z_i / (2 \cdot A_k)$ (6.27 EC2)	$V_{Ed-t} =$	68.73	kN
$\cot(\alpha) =$		1.00	
TAGLIO RESISTENTE CON STAFFATURA NON RICHIESTA	$V_{rdc} =$	735.13	kN $\geq V_{Ed} + V_{Ed-t}$
FORMULA UTILIZZATA : $I \times B_w / S \times \sqrt{f_{ctd}^2 + 1 \times \sigma_{bar} \cdot x \cdot f_{ctd}}$ (6.4 EC2)			
Dove I = Momento inerzia sola trave	$J_i =$	1733506.00	cm ⁴
$B_w =$ larghezza nel baricentro trave sopra riportata			
S = Momento statico parte trave sup. baricentro rispetto baricentro	$=$	36901.73	cm ³
Sigma nel baricentro trave		3.65	N/mm ²
	$f_{ctd} =$	1.80	N/mm ²
$V_{rdc} > V_{Ed} + V_{Ed-t}$ pongo staffatura minima	Area staffe/m =	7.50	cm ² /m

12) DEFORMABILITA' DELLA TRAVE

Le Frecce sono calcolate nella sezione a m 3.50 dall' estremo sx della Trave

Altezza Trave = 70.00 cm

Frecce provocate dalla storia di carico della Trave :

+ Freccia verso il basso

- Freccia verso l' alto

Luce di calcolo Frecce	=	6.80	m
Calcestruzzo inizio precompressione	Rck' =	35.00	N/mm ²
E iniziale Teorica	E' =	32.590	kN/mm ²
Momento inerzia Trave	Ji =	1739311	cm ⁴
Freccia per precompressione iniziale	f1=	-0.221	cm
Freccia per peso proprio trave	f2=	0.050	cm
Freccia allo sbanco Totale	f1+f2 =	-0.171	cm

FRECCIA ISTANTANEA IN ESERCIZIO

Si considerano agenti tutti i carichi

Calcestruzzo a 28 gg	Rck =	50.00	N/mm ²
E Teorica	=	35.550	kN/mm ²
Momento inerzia Trave in mezzeria	Jt =	1733329	cm ⁴
Freccia per precompressione	f3 =	-0.204	cm
Freccia dovuta a tutti i carichi permanenti	f4 =	0.179	cm
Freccia Finale carichi permanenti pien. definiti = f3+f4	fp=	-0.025	cm
Freccia totale istantanea per tutti i carichi	ft =	0.197	cm

FRECCIA IN ESERCIZIO A LUNGO TERMINE

Si considera la combinazione di carico quasi permanente

Fi(t,to) = Coeff. di Viscosità a tempo inf.		2.247	
Coefficiente di omog. E acciaio / E efficace		19.183	
Dove E efficace = E Teorica / [1 + Fi(t,to)] (7.20 EC2)		10.947	kN/mm ²
Momento inerzia Trave in mezzeria	Jf =	1880684	cm ⁴
Freccia per precompressione finale	f1 =	-0.565	cm
Freccia a lungo termine per carichi comb. quasi perm.	fd =	1.092	cm
Freccia tot. a lungo termine in comb quasi permanente fdt = f1+fd	fdt =	0.527	cm
Luce di calcolo Frecce / 250	Lc/250 =	2.720	cm
Freccia tot. a lungo termine	fdt=	0.527	cm<= Luce/250 - VERIFICATO

13) RIENTRO TREFOLI IN TESTATA TRAVE

Il rientro è calcolato con la formula EN 13369:2018 (E)

Posto fbpt = 3.2 x 0.7 x fctmj / GammaC (8.15 EC2)	=	4.54	N/mm ²
Lpt2= 1.2 x Lpt= 1.2 x 0.19 x Dia x Sigmai/fbpt (8.18 EC2)	=	1039.72	mm
Rientro medio 0.4 x Lpt2 x Sigmai / Ep = DLo	=	2.94	mm
Rientro max = DLo x 1.3 (4.2.3.2.4 EN 13369)	=	3.82	mm

14) ARMATURA ZOCCOLO E SOSPENSIONE

Sporgenza zoccolo	SP =	20.00	cm
Altezza zoccolo	HA =	30.00	cm
Carico distribuito ultimo sullo zoccolo	P =	111.72	kN/m
Asse appoggio $a=2 \cdot SP / 3$ da filo anima	a =	13.33	cm
Momento flettente ultimo $M=P \cdot a$ a filo anima	M =	1489.60	kNcm
Acciaio estradosso zoccolo $M / [0.9(HA-3)f_yd]$	=	1.57	cm ² / m
Staffatura a sospensione su due lati $2P/f_yd$	=	5.71	cm ² / m
Staffe correnti: min. $0.15bw = 7.5 > sosp. 5.71$	=	7.50	cm ² / m

Eiseko Computers

Viale del Lavoro 17 - 37036 - S.Martino B.A. (Verona)

Tel: 045 8031894 - Fax: 045 8044652 - E-mail : info@eiseko.com - Web:

www.eiseko.com

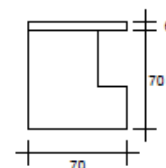
-

RELAZIONE IN ESERCIZIO

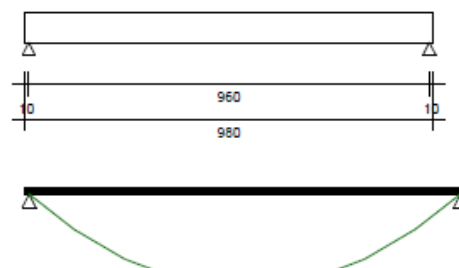
PROGETTO: TA2 H70(30+40) Trave a L.txt

Nome Trave: ELLE

Data : 01.8.23 Ora : 17:33:06



SCHEMA STATICO



La trave in oggetto è precompressa con il sistema a trefoli aderenti. Il calcolo è stato eseguito secondo NTC 17 - Gennaio - 2018 e secondo L'Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1 : 2005 per quanto consentito da NTC 17/1/18 N.B.: Nel calcolo il segno - indica trazione. I Newton sono ricavati col rapporto 10 anziché 9.81 anche nei valori riferiti agli Acciai lenti.

Si considera un ambiente NORMALE

XC3: Interni umidi, esterni protetti da pioggia

1) SCHEMA STATICO

	Altezza Trave	H =	70.00	cm
	Larghezza Anima	An =	50.00	cm
Trave su due appoggi :	Luce di calcolo	LC =	9.60	m
	Sbalzo sinistro	Ss =	0.10	m
	Sbalzo destro	Sd =	0.10	m
	Lunghezza totale	L =	9.80	m

Il calcolo viene distinto in due fasi :

1a Fase : Reagisce la sola Trave precompressa.

2a Fase : Reagisce la Trave precompressa + il getto collaborante.

2) ANALISI DEI CARICHI

1a Fase

Peso proprio Trave:	G1 =	10.25	kN/m
Carichi permanenti pienamente definiti:	G1 =	29.40	kN/m

2a Fase

Carichi permanenti pienamente definiti:	G1 =	0.00	kN/m
Carichi permanenti non pienamente definiti:	G2 =	29.40	kN/m
Carichi accidentali dominanti:	Qk1 =	9.80	kN/m
Altri carichi accidentali:	Qk2 =	2.00	kN/m

Percentuale a torsione dei carichi 1a Fase 100.0%

Percentuale a torsione dei carichi di 2a Fase		20.0%
Coeff. Stato limite ultimo Pesì propri e permanenti	$\gamma_{G1} =$	1.30
Coeff. Stato limite ultimo Permanenti non definiti	$\gamma_{G2} =$	1.50
Coeff. Stato limite ultimo carichi accidentali	$\gamma_{Qk1-Qk2} =$	1.50

CATEGORIA SOVRAC. ACCIDENTALI DOMINANTI

Neve (a quota $\leq 1000\text{m s.l.m.}$)

Coeff. ψ_{11} comb.frequente	=	0.20
Coeff. ψ_{21} quasi perm.	=	0.00

CATEGORIA ALTRI SOVRAC. ACCIDENTALI

H: Coperture

Coeff. ψ_{02} comb. RARA	=	0.00
Coeff. ψ_{12} comb.frequente	=	0.00
Coeff. ψ_{22} quasi perm.	=	0.00

3) TAGLI E REAZIONI AGLI APPOGGI

Taglio sinistro comb.Rara	$V_{raraS} =$	378.48	kN
Taglio appoggio sinistro comb. ultima	$V_{EdS} =$	529.66	kN
Taglio appoggio destro comb.Rara	$V_{raraD} =$	378.48	kN
Taglio appoggio destro comb. ultima	$V_{EdD} =$	529.66	kN
Reazione appoggio sinistro comb.Rara	$R_{raraS} =$	386.37	kN
Reazione appoggio sinistro comb. ultima	$R_{EdS} =$	540.69	kN
Reazione appoggio destro comb.Rara	$R_{raraD} =$	386.37	kN
Reazione appoggio destro comb. ultima	$R_{EdD} =$	540.69	kN

4) MATERIALI

Calcestruzzo:

Classe cemento	=	N
Coeff. s (3.1.2 (6) EC2)	$s =$	0.25
Resistenza caratt. cubica sbanco (min. C28/35) (4.1 NTC)	$R_{ckj} =$	35.00 N/mm ²
Resistenza caratt. cubica 28gg (min. C28/35) (4.1 NTC)	$R_{ck} =$	50.00 N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1.4
Resistenza caratt. cilindrica $f_{ck} = R_{ck} \times 0.83$	=	41.50 N/mm ²
Resistenza media a compressione $f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	49.50 N/mm ²
Resistenza di calcolo cilindrica $f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	25.20 N/mm ²
Resistenza media Traz. assiale $f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)}$	=	3.60 N/mm ²
Ecm Trave	$E_{cm} =$	35.55 kN / mm ²

Calcestruzzo getto in opera:

Trapezi Getto

N°	Altezza (cm)	Base Inferiore (cm)	Base Superiore (cm)
1	6	70	70

Resistenza caratt. cubica 28 gg (min. C16/20) (4.1 NTC)	$R_{ck} =$	25.00	N/mm ²
---	------------	-------	-------------------

Resistenza caratt. cilindrica ($f_{ck} = R_{ck} \times 0.83$)	$f_{ck} =$	20.75	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo cilindrica $f_{cdg} = f_{ck} / 1.5 \times 0.85$	$f_{cdg} =$	11.76	N/mm ²
Ecm Getto	$E_{cmg} =$	30.20	kN / mm ²
Armatura di precompressione			
Trefoli stabilizzati a basso rilassamento	$f_{pk} =$	1860	N/mm ²
Ep Trefoli stabilizzati	$E_p =$	195.00	kN / mm ²
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	
	$f_{p1k} =$	1670	N/mm ²
	$f_{sd} = f_{p1k} / 1.15 =$	1452	N/mm ²
Tesatura iniziale trefoli	$\sigma_{api} =$	1400	N/mm ²
Armatura lenta			
Acciaio B450C	$f_{yk} =$	450.00	N/mm ²
	$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 =$	391.30	N/mm ²

5) CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Sezione geometrica solo Trave

Altezza Trave	Ho =	70.00	cm
Area Sezione	Ao =	4100.00	cm ²
Perimetro	U =	280.00	cm
Dimensione Nominale 2 x Ao / U	=	29.29	cm
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'o =	37.93	cm
Distanza baricentro da lato sinistro Trave	X'o =	30.20	cm
Spessore efficace a torsione = Ac/perimetro	Spk =	14.58	cm
Area compresa linea media spessore a torsione	Ak =	1962.68	cm ²
Perimetro Area Ak	Uk =	181.67	cm
Momento inerzia	Jo =	1679037.02	cm ⁴

Sezione con calcestruzzo e trefoli omogeneizzati

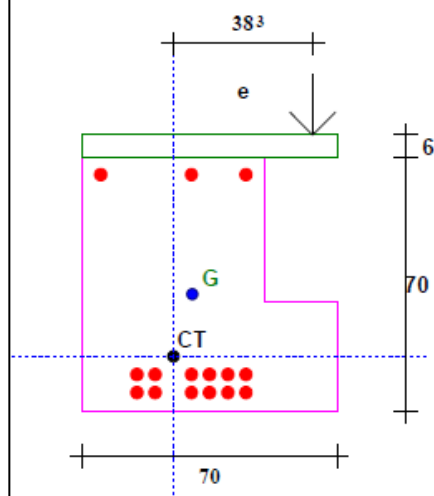
Coefficiente di omog. Ecs / Ecm	=	5.49	
Altezza Trave	H1 =	70.00	cm
Area omogeneizzata	A1 =	4215.42	cm ²
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'1 =	38.25	cm
Momento inerzia	J1 =	1756262.14	cm ⁴
Modulo di resistenza superiore	Ws1 =	45914.51	cm ³
Modulo di resistenza inferiore	Wi1 =	55316.56	cm ³

Sezione con calcestruzzo trefoli e getti

E Getto / E Trave	=	0.85	
Altezza Trave	H1 =	70.00	cm
Altezza Getto	Hg =	6.00	cm
Area ideale trave + getto in opera	A2 =	4572.21	cm ²
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'2 =	35.03	cm
Momento inerzia Trave + getto	J2 =	2317079.87	cm ⁴
Modulo di resistenza estradosso getto	Wg =	66474.36	cm ³
Modulo di resistenza estradosso Trave	Ws2 =	66142.38	cm ³
Modulo di resistenza intradosso Trave	Wi2 =	66262.30	cm ³
Spessore efficace a torsione Trave+getto	Spkg =	15.08	cm
Area compresa linea media spessore a torsione	Akg =	2127.38	cm ²
Perimetro Area Akg	Ukg =	191.68	cm

6) ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE E ARMATURA LENTA

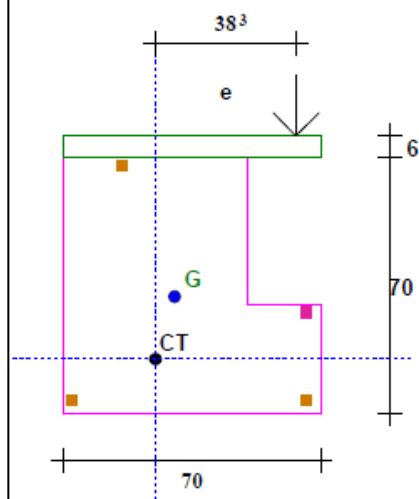
SEZIONE CON TREFOLI



Trefoli

N°	Y (cm)	X (cm)	Area (cm ²)	Neut SX.(m)	Neut DX.(m)
1	5	15	1.39	0	0
2	5	20	1.39	0	0
3	5	30	1.39	0	0
4	5	35	1.39	0	0
5	5	40	1.39	0	0
6	5	45	1.39	0	0
7	10	15	1.39	0	0
8	10	20	1.39	0	0
9	10	30	1.39	0	0
10	10	35	1.39	0	0
11	10	40	1.39	0	0
12	10	45	1.39	0	0
13	65	5	1.39	0	0
14	65	30	1.39	0	0
15	65	45	1.39	0	0

SEZIONE CON FERRI



Ferri					SPEZZONI			SPEZZONI		SPEZZONI	
N°	Y (cm)	X (cm)	Area (cm²)	Diam.(mm)	Neut SX (m)	L ferro (m)	Neut DX (m)	Lung SX (m)	Lung DX (m)	Lung SX (m)	Lung DX (m)
1	3	3	0.79	10	0	0	0	0	0	0	0
2	3	67	0.79	10	0	0	0	0	0	0	0
3	27	67	2.01	16	0	0	0	0	0	0	0
4	67	16.66	0.79	10	0	0	0	0	0	0	0

7) ANALISI DELLE CADUTE DI TENSIONE

Le cadute sono calcolate nella sezione di max sollecitazione a m 4.90 dall' estremo sx della Trave

Sollecitazioni iniziali di precompressione :

Area totale trefoli	=	20.85	cm²
Distanza Baric. trefoli da lembo Inf. Trave	=	19.00	cm
Tesatura iniziale	=	1400.00	N/mm²
Perdita al martinetto 1.500 % tesatura iniziale	=	21.00	N/mm²
Perdite per ritiro con maturazione vapore (6 giorni)	=	7.56	N/mm²
Perdite per Rilassamento con maturazione a vapore	=	13.30	N/mm²
Precompressione iniziale nei Trefoli	$\sigma_o =$	1358.14	N/mm²
Sforzo di precompressione iniziale	$N_o =$	2831.72	kN
Momento di precompressione iniziale	$M_o =$	36104.08	kNcm

Le perdite dipendenti dal tempo sono calcolate con la formula:

$$D_{spcsr} = \frac{ecs \times E_p + 0.8 \times D_{sigmapr} + E_p/E_{cm} \times F_i(t,t_o) \times \sigma_{macqp}}{(1 + E_p/E_{cm} \times A_p/A_c \times (1 + A_c/J_c \times Z_{cp}^2) \times (1 + 0.8 \times F_i(t,t_o)))} \quad (5.46 \text{ EC2})$$

ecs x Ep = deformazione per ritiro x Ep	=	70.93	N/mm ²
Ep = Modulo elasticità acciaio armonico	=	195.00	kN / mm ²
Dsigmapr =variazione tensione per rilassamento nel Bar. Trefoli Inf.	=	60.58	N/mm ²
Rilassamento Trefoli dopo mille ore	=	2.50	%
Ep / Ecm = rapporto moduli acciaio/ CLS	=	5.49	
Fi(t,to) = Coeff. di Viscosità a tempo infinito	=	2.25	
% vapore aria durante la maturazione	=	60.00	%
Scqp = Tensione nel Bar. Trefoli (precom.+azioni quasi permanenti)	=	3.06	N/mm ²
Ap - Ac - Jc vedere nelle caratteristiche geometriche e sopra			
Zcp = Distanza tra Bar. Trefoli e bar. Trave	=	12.75	cm
Perdite dipendenti dal tempo nell' acciaio	Dspcsr =	122.63	N/mm ²
Sigma di precompressione finale nei trefoli	σo - Dspcsr =	1235.50	N/mm ²

8) VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Distanza di massima sollecitazione dall' estremo sinistro della Trave: X =4.80m

Sforzo di precompressione finale	Nf =	2576.03	kN
Momento di precompressione finale	Mf =	328.44	kNm
Combinazione di carichi quasi permanente.			
Coefficiente per combinazione quasi permanente	ψ21 =	0.00	
Coefficiente per combinazione quasi permanente	ψ22 =	0.00	
Momento del Peso Proprio e Sovracc. Permanenti	Mpp =	795.46	kNm
Momento Sovraccarichi accidentali	Maqp =	0.00	kNm
Tensione sup. ammessa < 0.45 x fck Getto in Opera	=	9.34	N/mm ²
Tensione Sup. ammessa < 0.45 x fck Trave	=	18.68	N/mm ²
Tensione inferiore ammessa > fctm /1.2	=	-3.00	N/mm ²
Tensione superiore nel getto in Opera	=	5.10	N/mm ²
Tensione superiore nel CLS Trave	=	14.03	N/mm ²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	-1.32	N/mm ²
Combinazione di carichi Frequente.			
Coefficiente per combinazione frequente	ψ11 =	0.20	
Coefficiente per combinazione frequente	ψ12 =	0.00	
Momento Sovraccarichi accidentali	Maf =	22.58	kNm
Tensione inferiore per considerare sez. reagente > fctm / 1.2	=	-3.00	N/mm ²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	-1.66	N/mm ²
Combinazione di carichi Rara.			
Coefficiente per combinazione rara	ψ02 =	0.00	
Momento Sovraccarichi accidentali	Mar =	112.90	kNm

Tensione sup. ammessa nel getto $< 0,60 \times f_{ck}$ Getto in Opera	=	12.45	N/mm ²
Tensione Sup. ammessa $< 0,60 \times f_{ck}$ Trave	=	24.90	N/mm ²
Tensione superiore nel getto in Opera	=	10.85	N/mm ²
Tensione superiore nel CLS Trave	=	17.83	N/mm ²
Area di acciaio lento presente inferiormente	=	1.58	cm ²
Sigma nell'acciaio lento	=	49.46	N/mm ²
Sigma nei trefoli più bassi	=	1274.07	N/mm ²

9) VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Il momento resistente è calcolato con il diagramma dell'acciaio formato da una bilatera con il punto di snervamento f_{p1d} e l' estremo f_{pd}

Si utilizza il modello a rettangolo del diagramma del CLS, con ascissa max f_{cd}

L'ordinata max =		3.5	o/oo
Momento sollecitante verticale	MEd =	1271.17	kNm
Momento resistente verticale	MRd =	1431.47	kNm
MRd \geq MEd VERIFICATO			
Deformazione del CalcestruzzoGetto	Dc =	3.50	o/oo
Deformazione totale acciaio	Da =	11.53	o/oo
Altezza zona compressa (0.8 x Y) da lembo sup. Getto in opera	Yr =	22.06	cm

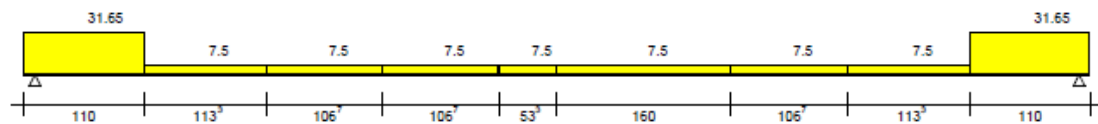
10) VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE SUGLI APPOGGI

Sezione sugli appoggi

Taglio all' appoggio comb. Rara	Vrara =	378.48	kN
Taglio di calcolo all'appoggio comb. ultima	VEd =	529.66	kN
Eccentricità dei carichi	Ec =	38.33	cm
Percentuale a torsione dei carichi 1a Fase		100.0%	
Percentuale a torsione dei carichi di 2a Fase		20.0%	
Momento Torcente all'appoggio comb. Rara	Tsdo =	68.52	kNm
Tsdo = Vrara Perman. \cdot Ec \cdot Pp + Vrara Accid. \cdot Ec \cdot Pa			
Momento Torcente comb. ultima	TEd =	91.96	kNm
TEd = VEd Perman. \cdot Ec \cdot Pp + VEd Accid. \cdot Ec \cdot Pa			
Larghezza Trave resistente a Taglio	Bw =	50.00	cm
Altezza Utile = H trave - 3cm + Hgetto	d =	73.00	cm
Angolo puntone compresso usato per il calcolo	$\theta =$	45.0	°
Cot Tzeta ≥ 1 e ≤ 2.5	Cot $\theta =$	1.00	
Dati Geometrici desunti da 6.3.2 EC2			
Spessore nominale di torsione	t =	15.08	cm
Area nominale di torsione	Ak =	2127.38	cm ²
Perimetro nominale di torsione	Uk =	191.68	cm
Progetto staffe secondo Capitoli 6.2.2 e 6.2.3 EC2			

DIAGRAMMA AREA STAFFE cm²/m

Sezioni fessurate a flessione o taglio: max(st. calcolo, sosp., 0.15bw); resto trave: max(sosp., 0.15bw)



Asi = 7.37 cm²

Asl = 7.37 cm²

Area staffe Taglio = $V_{Ed} \cdot s / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(Tzeta))$ (6.8 EC2)	Asw =	20.60	cm ² /m
Armatura lenta inferiore $V_{Ed} / f_{yd} \cdot \cot(Tzeta)$ MASSIMA	Asl =	13.54	cm ²
Momento Traslato $V_{Ed} \cdot z / 2 \cdot \cot(Tzeta)$ (9.2.1.3(2) EC2)	MEd =	173.99	kNm
Armatura lenta inferiore ancorata necessaria MINIMA	Asa =	7.37	cm ²
Momento Resistente con Asa	MRd =	190.05	kNm >= MEd VERIFICATO
Area tref. eventuale conteggiabile a taglio (8.10.2.3 EC2)	Atf =	3.36	cm ²
$\rho_l = Asl / (bw \cdot d) \leq 0.02$ (6.2.2 EC2)	$\rho_l =$	0.004	≤ 0.02 VERIFICATO
Verifica Taglio Trazione			
$z = 0.9 \cdot d$	$z =$	65.70	cm
$f_{ywd} = f_{yd}$	$f_{ywd} =$	391.30	N/mm ²
Taglio $VR_{d,s} = Asw \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(tzeta) / s$ (6.8 EC2)	$VR_{d,s} =$	529.66	kN >= V_{Ed} - VERIFICATO
Area staffe max ammessa a Taglio (6.12 EC2)	$Asw,max =$	80.55	cm ² /m >= Asw - VERIFICATO
Verifica Taglio Compressione			
$V_{rd,max} = \text{Alfacw} \cdot bw \cdot z \cdot n_1 \cdot f_{cd} / (\cot(Tzeta) + \tan(Tzeta))$ (6.9 EC2)	$V_{rd,max} =$	2070.91	kN >= V_{Ed} - VERIFICATO
$\text{Alfacw} =$	$\alpha_{cw} =$	1.00	
$n_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$ (6.6N EC2)	$V_1 =$	0.50	
Verifica Puntone $K_a \cdot bw \cdot d \cdot n_1 \cdot f_{cd}$ (6.5 EC2)	$=$	2301.01	kN >= V_{Ed} - VERIFICATO
$K_a = 0.5 - 0.1552 \cdot (\cot(Tzeta) - 1) / (2.5 - 1)$		0.500	
$n_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$ (6.6N EC2)	$V =$	0.50	
Progetto staffe Torsione secondo 6.27 EC2			
Taglio una parete: $V_{Ed-t} = T_{Ed} \cdot z_i / (2 \cdot x \cdot A_k)$ (6.27 EC2)	$V_{Ed-t} =$	131.66	kN
$z_i =$ altezza parete torsionale resistente	$z_i =$	60.92	cm
Area staffe Torsione tot. = $2 \cdot V_{Ed-t} \cdot s / (z \cdot f_{yd} \cdot \cot(Tzeta))$	$A_{st} =$	11.05	cm ² /m
Area staffe Taglio + Torsione	$Asw + A_{st} =$	31.65	cm ² /m
Progetto Ferri longitudinali secondo 6.28 EC2			
$Asl = T_{Ed} \cdot x \cdot U_k / (2 \cdot x \cdot A_k \cdot f_{yd} \cdot \cot(Tzeta))$ (6.28 EC2)	$Asl =$	10.59	cm ²
$T_{Ed} / TR_{d,max} + V_{Ed} / VR_{d,max} < 1$ (6.29 EC2)	$=$	0.48	< 1 VERIFICATO
$TR_{d,max} = N_i \cdot \text{Alfacw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t$ (6.30 EC2)	$=$	404.47	kNm
$N_i = 0.6 \cdot x \cdot (1 - f_{ck}/250)$ (6.22 EC2)	$=$	0.50	
Verifica Staffe emergenti			
$V_{Edi} = \text{Beta} \cdot (V_{Ed} + V_{Ed-t}) / (z \cdot b_i)$ (6.24 EC2)	$V_{Edi} =$	0.96	N/mm ²
$\text{Beta} =$ compressione getto/compressione totale	$=$	0.478	
$b_i =$ larghezza superficie tra trave e getto	$b_i =$	50.00	cm
Area staffe / m emergenti	$As =$	9.84	cm ² /m

$VR_{di} = c \times f_{ctd} + A_s/A_i \times \mu \times f_{yd}$ (6.25 EC2)	$VR_{di} =$	0.96	N/mm ² >= VE_{di} - VERIFICATO
Superficie di contatto Trave-Getto $A_i = b_i \times 1m$	=	SCABRA	
$c = 0.40 \quad \mu = 0.7$ (6.2.5 EC2)			
f_{ctd} CLS getto in opera	$f_{ctd} =$	1.06	N/mm ²
$VR_{di} \leq 0.5 \times N_{ig} \times f_{cdg}$ (6.2.5 EC2)	=	3.23	N/mm ² VERIFICATO
N_i del getto in opera	$N_{ig} =$	0.55	

11) VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE SEZIONE IN CAMPATA

Sezione 1 a metri 1 dall' appoggio sin.

Taglio nella sezione in Comb. rara	$V_{sdo} =$	299.63	kN
Taglio di calcolo comb. ultima	$VE_{d} =$	419.31	kN
Larghezza minima sezione Trave	$b_w =$	50.00	cm
Momento Torcente comb. rara	$T_{sdo} =$	54.24	kNm
Momento Torcente comb. ultima	$TE_{d} =$	72.80	kNm
$VE_{d-t} = TE_{d} \times z_i / (2 \times A_k)$ (6.27 EC2)	$VE_{d-t} =$	104.23	kN
$Cot(tzeta) =$		1.00	
TAGLIO RESISTENTE CON STAFFATURA NON RICHIESTA	$V_{rdc} =$	935.88	kN >= $VE_{d} + VE_{d-t}$
FORMULA UTILIZZATA : $I \times B_w / S \times \sqrt{f_{ctd}^2 + 1 \times \sigma_{bar.} \times f_{ctd}}$ (6.4 EC2)			
Dove I = Momento inerzia Trave + getto	$J_i =$	2317080.00	cm ⁴
B_w = larghezza nel baricentro trave sopra riportata			
S = Momento statico parte trave sup. baricentro rispetto baricentro	=	44938.17	cm ³
Sigma nel baricentro trave + getto		5.53	N/mm ²
	$f_{ctd} =$	1.80	N/mm ²
$V_{rdc} > VE_{d} + VE_{d-t}$ pongo staffatura minima	Area staffe/m =	7.50	cm ² /m
Non sono necessarie staffe emergenti			

12) DEFORMABILITA' DELLA TRAVE

Le Freccie sono calcolate nella sezione a m 4.90 dall' estremo sx della Trave

Altezza Trave = 70.00 cm

Freccie provocate dalla storia di carico della Trave :

+ Freccia verso il basso

- Freccia verso l' alto

Luce di calcolo Freccie	=	9.60	m
Calcestruzzo inizio precompressione	$R_{ck}' =$	35.00	N/mm ²
E iniziale Teorica	$E' =$	32.590	kN/mm ²
Momento inerzia Trave	$J_i =$	1764535	cm ⁴
Freccia per precompressione iniziale	$f_1 =$	-0.717	cm
Freccia per peso proprio trave	$f_2 =$	0.197	cm
Freccia allo sbanco Totale	$f_1 + f_2 =$	-0.520	cm

FRECCIA ISTANTANEA IN ESERCIZIO

Si considerano agenti tutti i carichi

Calcestruzzo a 28 gg	$R_{ck} =$	50.00	N/mm ²
----------------------	------------	-------	-------------------

E Teorica	=	35.550	kN/mm ²
Momento inerzia Trave in mezzeria	Jt =	1756046	cm ⁴
Momento inerzia Trave + getto in mezzeria	Jg =	2316852	cm ⁴
Freccia per precompressione	f3 =	-0.661	cm
Freccia dovuta a tutti i carichi permanenti	f4 =	0.702	cm
Freccia Finale carichi permanenti pien. definiti = f3+f4	fp=	0.041	cm
Freccia totale istantanea per tutti i carichi	ft =	0.568	cm
FRECCIA IN ESERCIZIO A LUNGO TERMINE			
Si considera la combinazione di carico quasi permanente			
Fi(t,to) = Coeff. di Viscosità a tempo inf.		2.247	
Coefficiente di omog. E acciaio / E efficace		19.183	
Dove E efficace = E Teorica / [1 + Fi(t,to)] (7.20 EC2)		10.947	kN/mm ²
Momento inerzia Trave in mezzeria	Jf =	1963142	cm ⁴
Momento inerzia Trave + getto in mezzeria	Jfg =	2549117	cm ⁴
Freccia per precompressione finale	f1 =	-1.742	cm
Freccia a lungo termine per carichi comb. quasi perm.	fd =	3.204	cm
Freccia tot. a lungo termine in comb quasi permanente fdt = f1+fd	fdt =	1.462	cm
Luce di calcolo Frecce / 250	Lc/250 =	3.840	cm
Freccia tot. a lungo termine	fdt=	1.462	cm<= Luce/250 - VERIFICATO

13) RIENTRO TREFOLI IN TESTATA TRAVE

Il rientro è calcolato con la formula EN 13369:2018 (E)

Posto fbpt = 3.2 x 0.7 x fctmj / GammaC (8.15 EC2)	=	4.54	N/mm ²
Lpt2= 1.2 x Lpt= 1.2 x 0.19 x Dia x Sigmai/fbpt (8.18 EC2)	=	1039.72	mm
Rientro medio 0.4 x Lpt2 x Sigmai / Ep = DLo	=	2.94	mm
Rientro max = DLo x 1.3 (4.2.3.2.4 EN 13369)	=	3.82	mm

14) ARMATURA ZOCCOLO E SOSPENSIONE

Sporgenza zoccolo	SP =	20.00	cm
Altezza zoccolo	HA =	30.00	cm
Carico distribuito ultimo sullo zoccolo	P =	97.02	kN/m
Asse appoggio a=2-SP / 3 da filo anima	a =	13.33	cm
Momento flettente ultimo M=P·a a filo anima	M =	1293.60	kNcm
Acciaio estradosso zoccolo M / [0.9(HA-3)f _{yd}]	=	1.36	cm ² / m
Staffatura a sospensione su due lati 2P/f _{yd}	=	4.96	cm ² / m
Staffe correnti: min. 0.15bw = 7.5 > sosp. 4.96	=	7.50	cm ² / m

[illegible]

Eiseko Computers

Viale del Lavoro 17 - 37036 - S.Martino B.A. (Verona)

Tel: 045 8031894 - Fax: 045 8044652 - E-mail : info@eiseko.com - Web:

www.eiseko.com

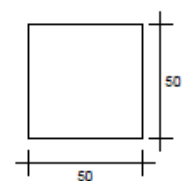
-

RELAZIONE IN ESERCIZIO

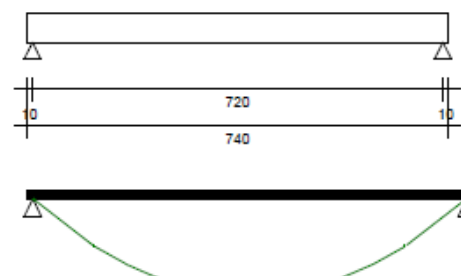
PROGETTO: TB2 H50x50 Rettangolare.txt

Nome Trave: RETTANGOLARE

Data : 01.8.23 Ora : 17:56:40



SCHEMA STATICO



La trave in oggetto è precompressa con il sistema a trefoli aderenti. Il calcolo è stato eseguito secondo NTC 17 - Gennaio - 2018 e secondo L'Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1 : 2005 per quanto consentito da NTC 17/1/18 N.B.: Nel calcolo il segno - indica trazione. I Newton sono ricavati col rapporto 10 anziché 9.81 anche nei valori riferiti agli Acciai lenti.

Si considera un ambiente NORMALE

XC3: Interni umidi, esterni protetti da pioggia

1) SCHEMA STATICO

	Altezza Trave	H =	50.00	cm
	Larghezza Anima	An =	50.00	cm
Trave su due appoggi :	Luce di calcolo	LC =	7.20	m
	Sbalzo sinistro	Ss =	0.10	m
	Sbalzo destro	Sd =	0.10	m
	Lunghezza totale	L =	7.40	m

2) ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio Trave:	G1 =	6.25	kN/m
Carichi permanenti pienamente definiti:	G1 =	14.88	kN/m
Totale:		21.13	kN/m

Coeff. Stato limite ultimo Pesi propri e permanenti	γ_{G1} =	1.30
Coeff. Stato limite ultimo Permanenti non definiti	γ_{G2} =	1.50
Coeff. Stato limite ultimo carichi accidentali	$\gamma_{Qk1-Qk2}$ =	1.50

CATEGORIA SOVRAC. ACCIDENTALI DOMINANTI

Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)

Coeff. ψ_{11} comb. frequente	=	0.20
Coeff. ψ_{21} quasi perm.	=	0.00

3) TAGLI E REAZIONI AGLI APPOGGI

Taglio sinistro comb.Rara	VraraS =	76.07	kN
Taglio appoggio sinistro comb. ultima	VEdS =	98.89	kN
Taglio appoggio destro comb.Rara	VraraD =	76.07	kN
Taglio appoggio destro comb. ultima	VEdD =	98.89	kN
Reazione appoggio sinistro comb.Rara	RraraS =	78.18	kN
Reazione appoggio sinistro comb. ultima	REdS =	101.64	kN
Reazione appoggio destro comb.Rara	RraraD =	78.18	kN
Reazione appoggio destro comb. ultima	REdD =	101.64	kN

4) MATERIALI

Calcestruzzo:

Classe cemento	=	N
Coeff. s (3.1.2 (6) EC2)	s =	0.25
Resistenza caratt. cubica sbanco (min. C28/35) (4.1 NTC)	Rckj =	35.00 N/mm ²
Resistenza caratt. cubica 28gg (min. C28/35) (4.1 NTC)	Rck =	50.00 N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	γ_c =	1.4
Resistenza caratt. cilindrica $f_{ck} = R_{ck} \times 0.83$	=	41.50 N/mm ²
Resistenza media a compressione $f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	49.50 N/mm ²
Resistenza di calcolo cilindrica $f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	25.20 N/mm ²
Resistenza media Traz. assiale $f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)}$	=	3.60 N/mm ²
Ecm Trave	Ecm =	35.55 kN / mm ²

Armatura di precompressione

Trefoli stabilizzati a basso rilassamento	f _{pk} =	1860 N/mm ²
Ep Trefoli stabilizzati	E _p =	195.00 kN / mm ²
Coefficiente di sicurezza	γ_s =	1.15
	f _{p1k} =	1670 N/mm ²
	f _{sd} = f _{p1k} / 1.15 =	1452 N/mm ²
Tesatura iniziale trefoli	σ_{api} =	1400 N/mm ²

Armatura lenta

Acciaio B450C	f _{yk} =	450.00 N/mm ²
	f _{yd} = f _{yk} / 1.15 =	391.30 N/mm ²

5) CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Sezione geometrica solo Trave

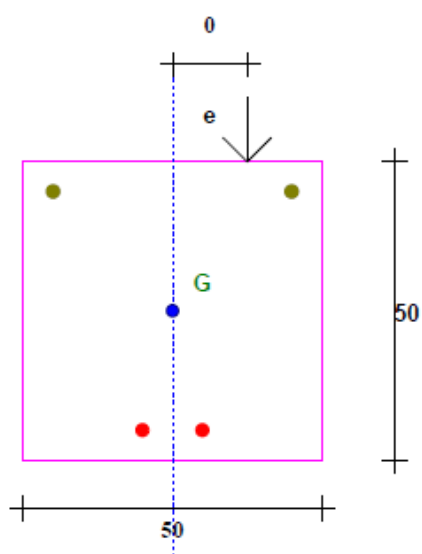
Altezza Trave	Ho =	50.00	cm
Area Sezione	Ao =	2500.00	cm ²
Perimetro	U =	200.00	cm
Dimensione Nominale $2 \times Ao / U$	=	25.00	cm
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'o =	25.00	cm
Momento inerzia	Jo =	520833.33	cm ⁴

Sezione con calcestruzzo e trefoli omogeneizzati

Coefficiente di omog. Ecs / Ecm	=	5.49	
Altezza Trave	H1 =	50.00	cm
Area omogeneizzata	A1 =	2527.13	cm ²
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'1 =	25.06	cm
Momento inerzia	J1 =	532512.51	cm ⁴
Modulo di resistenza superiore	Ws1 =	21247.98	cm ³
Modulo di resistenza inferiore	Wi1 =	21353.29	cm ³

6) ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE E ARMATURA LENTA

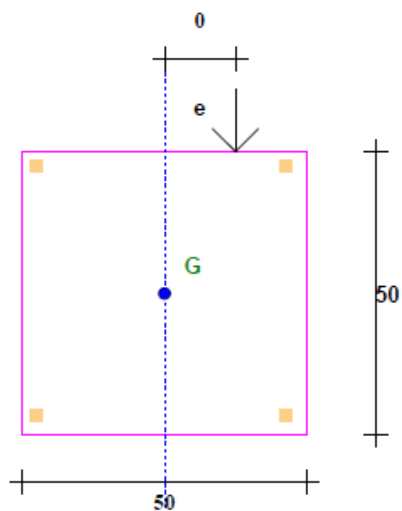
SEZIONE CON TREFOLI



Trefoli

N°	Y (cm)	X (cm)	Area (cm²)	Neut SX.(m)	Neut DX.(m)
1	5	20	1.39	0	0
2	5	30	1.39	0	0
3	45	5	0.52	0	0
4	45	45	0.52	0	0

SEZIONE CON FERRI



Ferri

					SPEZZONI			SPEZZONI	
N°	Y (cm)	X (cm)	Area (cm²)	Diam.(mm)	Neut SX (m)	L ferro (m)	Neut DX (m)	Lung SX (m)	Lung DX (m)
1	3	3	0.5	8	0	0	0	0	0
2	3	47	0.5	8	0	0	0	0	0
3	47	3	0.5	8	0	0	0	0	0
4	47	47	0.5	8	0	0	0	0	0

7) ANALISI DELLE CADUTE DI TENSIONE

Le cadute sono calcolate nella sezione di max sollecitazione a m 3.70 dall' estremo sx della Trave

Sollecitazioni iniziali di precompressione :

Area totale trefoli	=	3.82	cm²
Distanza Baric. trefoli da lembo Inf. Trave	=	15.89	cm
Tesatura iniziale	=	1400.00	N/mm²
Perdita al martinetto 1.500 % tesatura iniziale	=	21.00	N/mm²
Perdite per ritiro con maturazione vapore (6 giorni)	=	8.09	N/mm²
Perdite per Rilassamento con maturazione a vapore	=	13.30	N/mm²
Precompressione iniziale nei Trefoli	$\sigma_o =$	1357.61	N/mm²
Sforzo di precompressione iniziale	$N_o =$	518.61	kN
Momento di precompressione iniziale	$M_o =$	4692.39	kNcm

Le perdite dipendenti dal tempo sono calcolate con la formula:

$$D_{spc} = \frac{e_{cs} \times E_p + 0.8 \times \Delta \sigma_{mapr} + E_p/E_{cm} \times f_i(t, t_o) \times \sigma_{macq}}{(1 + E_p/E_{cm} \times A_p/A_c \times (1 + A_c/J_c \times Z_{cp}^2) \times (1 + 0.8 \times f_i(t, t_o)))} \quad (5.46 \text{ EC2})$$

ecs x Ep = deformazione per ritiro x Ep	=	74.07	N/mm ²
Ep = Modulo elasticità acciaio armonico	=	195.00	kN / mm ²
Dsigma _{pr} = variazione tensione per rilassamento nel Bar. Trefoli Inf.	=	60.48	N/mm ²
Rilassamento Trefoli dopo mille ore	=	2.50	%
Ep / Ecm = rapporto moduli acciaio/ CLS	=	5.49	
Fi(t,to) = Coeff. di Viscosità a tempo infinito	=	2.28	
% vapore aria durante la maturazione	=	60.00	%
Scqp = Tensione nel Bar. Trefoli (precom.+azioni quasi permanenti)	=	-1.32	N/mm ²
Ap - Ac - Jc vedere nelle caratteristiche geometriche e sopra			
Zcp = Distanza tra Bar. Trefoli e bar. Trave	=	9.05	cm
Perdite dipendenti dal tempo nell' acciaio	Dspcsr =	79.42	N/mm ²
Sigma di precompressione finale nei trefoli	σ _o - Dspcsr =	1278.18	N/mm ²

8) VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Distanza di massima sollecitazione dall' estremo sinistro della Trave: X = 3.60m

Sforzo di precompressione finale	Nf =	488.27	kN
Momento di precompressione finale	Mf =	44.18	kNm
Combinazione di carichi quasi permanente.			
Coefficiente per combinazione quasi permanente	ψ ₂₁ =	0.00	
Momento del Peso Proprio e Sovracc. Permanenti	M _{pp} =	136.92	kNm
Momento Sovraccarichi accidentali	M _{aqp} =	0.00	kNm
Tensione Sup. ammessa < 0.45 x f _{ck} Trave	=	18.68	N/mm ²
Tensione inferiore ammessa > f _{ctm} / 1.2	=	-3.00	N/mm ²
Tensione superiore nel CLS Trave	=	6.30	N/mm ²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	-2.41	N/mm ²

Combinazione di carichi Frequente.

Coefficiente per combinazione frequente	ψ ₁₁ =	0.20	
Momento Sovraccarichi accidentali	M _{af} =	0.00	kNm
Tensione inferiore per considerare sez. reagente > f _{ctm} / 1.2	=	-3.00	N/mm ²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	-2.41	N/mm ²

Combinazione di carichi Rara.

Momento Sovraccarichi accidentali	M _{ar} =	0.00	kNm
Tensione Sup. ammessa < 0,60 x f _{ck} Trave	=	24.90	N/mm ²
Tensione superiore nel CLS Trave	=	6.30	N/mm ²

9) VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Il momento resistente è calcolato con il diagramma dell'acciaio formato da una bilatera con il punto di snervamento f_{p1d} e l' estremo f_{pd}

Si utilizza il modello a rettangolo del diagramma del CLS, con ascissa max f_{cd}

L'ordinata max =		3.5	o/oo
Momento sollecitante verticale	M _{Ed} =	178.00	kNm
Momento resistente verticale	M _{Rd} =	207.65	kNm

MRd >= MEd VERIFICATO

Deformazione del Calcestruzzo	Dc =	3.05	o/oo
Deformazione totale acciaio	Da =	31.46	o/oo
Altezza zona compressa (0.8 x Y) da lembo sup.Trave	Yr =	3.72	cm
La Trave va in collasso per rottura dell'acciaio inf.			

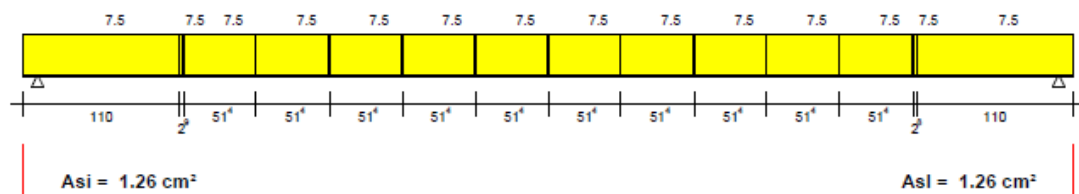
10) VERIFICHE A TAGLIO SUGLI APPOGGI

Sezione sugli appoggi

Taglio all' appoggio comb. Rara	Vrara =	76.07	kN
Taglio di calcolo all'appoggio comb. ultima	VEd =	98.89	kN
Larghezza Trave resistente a Taglio	Bw =	50.00	cm
Altezza Utile = H trave - 3cm	d =	47.00	cm
Angolo puntone compresso usato per il calcolo	$\theta =$	45.0	°
Cot Tzeta >= 1 e <= 2.5	Cot $\theta =$	1.00	

DIAGRAMMA AREA STAFFE cm²/m

E' stampato 0.15bw



Area staffe	Asw =	7.50	cm ² /m
Armatura lenta inferiore VEd / fyd * Cot(Tzeta) MASSIMA	Asl =	2.53	cm ²
Momento Traslato VEd*z/2*Cot(Tzeta) (9.2.1.3(2) EC2)	MEd =	20.91	kNm
Armatura lenta inferiore ancorata necessaria MINIMA	Asa =	1.26	cm ²
Momento Resistente con Asa	MRd =	23.16	kNm >= MEd VERIFICATO
TAGLIO RESISTENTE CON STAFFATURA NON RICHIESTA			
Vrdc1 = Crdc*k*(100*ro1*fck)^(1/3)*bw*d (6.2.a EC2)	Vrdc1 =	82.82	kN
Crdc = 0,18 / GammaC		0.129	
k = 1 + Sqr(200 / d) <= 2		1.65	
rol = Asl / (bw * d) <= 0.02 (6.2.2 EC2)		0.001	<= 0.02 VERIFICATO
Vrmin1 = 0.035*k^(3/2)*(fck)^(1/2)*bw*d (6.2.b EC2)	Vrdc2 =	112.54	kN
Vrdc = max(Vrdc1, Vrmin1)	Vrdc =	112.54	kN >= VEd VERIFICATO

11) VERIFICHE A TAGLIO SEZIONE IN CAMPATA

Sezione 1 a metri 1 dall' appoggio sin.

Taglio nella sezione in Comb. rara	Vsdo =	54.94	kN
Taglio di calcolo comb. ultima	VEd =	71.42	kN
Larghezza minima sezione Trave	bw =	50.00	cm
Cot(tzeta) =		1.00	
TAGLIO RESISTENTE CON STAFFATURA NON RICHIESTA	Vrdc =	430.39	kN >= VEd+VEd-t

FORMULA UTILIZZATA : $I \times Bw / S \times \text{SQR}(f_{ctd}^2 + 1 \times \sigma_{bar.} \times f_{ctd})$ (6.4 EC2)

Dove I = Momento inerzia sola trave	Ji =	532512.50	cm ⁴
Bw = larghezza nel baricentro trave sopra riportata			
S = Momento statico parte trave sup. baricentro rispetto baricentro	=	15906.23	cm ³
Sigma nel baricentro trave		1.88	N/mm ²
	f _{ctd} =	1.80	N/mm ²
Essendo V _{rdc} > V _{Ed} : pongo staffatura minima	Area staffe/m =	7.50	cm ² /m

12) DEFORMABILITA' DELLA TRAVE

Le Freccie sono calcolate nella sezione a m 3.70 dall' estremo sx della Trave

Altezza Trave = 50.00 cm

Freccie provocate dalla storia di carico della Trave :

+ Freccia verso il basso

- Freccia verso l' alto

Luce di calcolo Freccie	=	7.20	m
Calcestruzzo inizio precompressione	R _{ck} ' =	35.00	N/mm ²
E iniziale Teorica	E' =	32.590	kN/mm ²
Momento inerzia Trave	Ji =	533705	cm ⁴
Freccia per precompressione iniziale	f ₁ =	-0.172	cm
Freccia per peso proprio trave	f ₂ =	0.126	cm
Freccia allo sbanco Totale	f ₁ +f ₂ =	-0.046	cm

FRECCIA ISTANTANEA IN ESERCIZIO

Si considerano agenti tutti i carichi

Calcestruzzo a 28 gg	R _{ck} =	50.00	N/mm ²
E Teorica	=	35.550	kN/mm ²
Momento inerzia Trave in mezzeria	J _t =	532423	cm ⁴
Freccia per precompressione	f ₃ =	-0.158	cm
Freccia dovuta a tutti i carichi permanenti	f ₄ =	0.390	cm
Freccia Finale carichi permanenti pien. definiti = f ₃ +f ₄	f _p =	0.232	cm
Freccia totale istantanea per tutti i carichi	f _t =	0.232	cm

FRECCIA IN ESERCIZIO A LUNGO TERMINE

Si considera la combinazione di carico quasi permanente

Fi(t,t ₀) = Coeff. di Viscosità a tempo inf.		2.285	
Coefficiente di omog. E acciaio / E efficace		19.403	
Dove E efficace = E Teorica / [1 + Fi(t,t ₀)] (7.20 EC2)		10.823	kN/mm ²
Momento inerzia Trave in mezzeria	J _f =	564514	cm ⁴
Freccia per precompressione finale	f ₁ =	-0.459	cm
Freccia a lungo termine per carichi comb. quasi perm.	f _d =	1.210	cm
Freccia tot. a lungo termine in comb quasi permanente f _{dt} = f ₁ +f _d	f _{dt} =	0.751	cm
Luce di calcolo Freccie / 250	L _c /250 =	2.880	cm
Freccia tot. a lungo termine	f _{dt} =	0.751	cm <= Luce/250 - VERIFICATO

13) RIENTRO TREFOLI IN TESTATA TRAVE

Il rientro è calcolato con la formula EN 13369:2018 (E)

$$\text{Posto } f_{bpt} = 3.2 \times 0.7 \times f_{ctmj} / \text{GammaC} \quad (8.15 \text{ EC2}) \quad = \quad 4.54 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\text{Lpt2} = 1.2 \times \text{Lpt} = 1.2 \times 0.19 \times \text{Dia} \times \text{SigmaI} / f_{bpt} \quad (8.18 \text{ EC2}) \quad = \quad 1039.72 \quad \text{mm}$$

$$\text{Rientro medio} = 0.4 \times \text{Lpt2} \times \text{SigmaI} / E_p = DLo \quad = \quad 2.94 \quad \text{mm}$$

$$\text{Rientro max} = DLo \times 1.3 \quad (4.2.3.2.4 \text{ EN 13369}) \quad = \quad 3.82 \quad \text{mm}$$

PROGETTO: TB3 H100(30-70) Trave a L, bz
Nome Trave: ELLE

N. 5 ferri ϕ 10mm
N. 12 trefoli da 1.39

N. 1 ferri ϕ 16mm

SCHEMA STATICO

<

Eiseko Computers

Viale del Lavoro 17 - 37036 - S.Martino B.A. (Verona)

Tel: 045 8031894 - Fax: 045 8044652 - E-mail : info@eiseko.com - Web:
www.eiseko.com

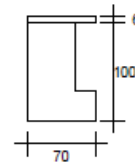
-

RELAZIONE IN ESERCIZIO

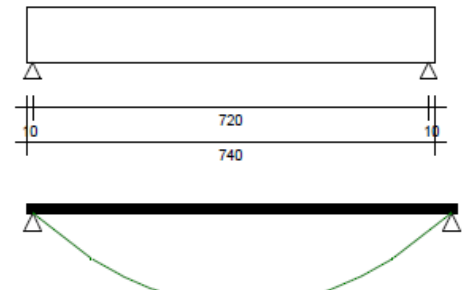
PROGETTO: TB3 H100(30+70) Trave a L.txt

Nome Trave: ELLE

Data : 01.8.23 Ora : 17:52:18



SCHEMA STATICO



La trave in oggetto è precompressa con il sistema a trefoli aderenti. Il calcolo è stato eseguito secondo NTC 17 - Gennaio - 2018 e secondo L'Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1 : 2005 per quanto consentito da NTC 17/1/18 N.B.: Nel calcolo il segno - indica trazione. I Newton sono ricavati col rapporto 10 anziché 9.81 anche nei valori riferiti agli Acciai lenti.

Si considera un ambiente NORMALE

XC3: Interni umidi, esterni protetti da pioggia

1) SCHEMA STATICO

	Altezza Trave	H =	100.00	cm
	Larghezza Anima	An =	50.00	cm
Trave su due appoggi :	Luce di calcolo	LC =	7.20	m
	Sbalzo sinistro	Ss =	0.10	m
	Sbalzo destro	Sd =	0.10	m
	Lunghezza totale	L =	7.40	m

Il calcolo viene distinto in due fasi :

1a Fase : Reagisce la sola Trave precompressa.

2a Fase : Reagisce la Trave precompressa + il getto collaborante.

2) ANALISI DEI CARICHI

1a Fase

Peso proprio Trave:	G1 =	14.00	kN/m
Carichi permanenti pienamente definiti:	G1 =	63.13	kN/m

2a Fase

Carichi permanenti pienamente definiti:	G1 =	0.00	kN/m
Carichi permanenti non pienamente definiti:	G2 =	85.60	kN/m
Carichi accidentali dominanti:	Qk1 =	21.40	kN/m
Altri carichi accidentali:	Qk2 =	5.35	kN/m

Percentuale a torsione dei carichi 1a Fase 100.0%

Percentuale a torsione dei carichi di 2a Fase		20.0%
Coeff. Stato limite ultimo Pesi propri e permanenti	$\gamma_{G1} =$	1.30
Coeff. Stato limite ultimo Permanenti non definiti	$\gamma_{G2} =$	1.50
Coeff. Stato limite ultimo carichi accidentali	$\gamma_{Qk1-Qk2} =$	1.50

CATEGORIA SOVRAC. ACCIDENTALI DOMINANTI

Neve (a quota $\leq 1000\text{m s.l.m.}$)

Coeff. ψ_{11} comb.frequente	=	0.20
Coeff. ψ_{21} quasi perm.	=	0.00

CATEGORIA ALTRI SOVRAC. ACCIDENTALI

H: Coperture

Coeff. ψ_{02} comb. RARA	=	0.00
Coeff. ψ_{12} comb.frequente	=	0.00
Coeff. ψ_{22} quasi perm.	=	0.00

3) TAGLI E REAZIONI AGLI APPOGGI

Taglio sinistro comb.Rara	$V_{raraS} =$	662.87	kN
Taglio appoggio sinistro comb. ultima	$V_{EdS} =$	938.77	kN
Taglio appoggio destro comb.Rara	$V_{raraD} =$	662.87	kN
Taglio appoggio destro comb. ultima	$V_{EdD} =$	938.77	kN
Reazione appoggio sinistro comb.Rara	$R_{raraS} =$	681.28	kN
Reazione appoggio sinistro comb. ultima	$R_{EdS} =$	964.85	kN
Reazione appoggio destro comb.Rara	$R_{raraD} =$	681.28	kN
Reazione appoggio destro comb. ultima	$R_{EdD} =$	964.85	kN

4) MATERIALI

Calcestruzzo:

Classe cemento	=	N	
Coeff. s (3.1.2 (6) EC2)	s =	0.25	
Resistenza caratt. cubica sbanco (min. C28/35) (4.1 NTC)	Rckj =	35.00	N/mm²
Resistenza caratt. cubica 28gg (min. C28/35) (4.1 NTC)	Rck =	50.00	N/mm²
Coefficiente di sicurezza	γ c =	1.4	
Resistenza caratt. cilindrica	fck = Rck x 0.83	=	41.50 N/mm²
Resistenza media a compressione	fcm = fck + 8	=	49.50 N/mm²
Resistenza di calcolo cilindrica	fcd = 0.85 x fck / gammaC	=	25.20 N/mm²
Resistenza media Traz. assiale	fctm = 0,30 x fck^(2/3)	=	3.60 N/mm²
Ecm Trave	Ecm =	35.55	kN / mm²

Calcestruzzo getto in opera:

Trapezi Getto

N°	Altezza (cm)	Base Inferiore (cm)	Base Superiore (cm)
1	6	70	70

Resistenza caratt. cubica 28 gg (min. C16/20) (4.1 NTC)	$R_{ck} =$	25.00	N/mm ²
---	------------	-------	-------------------

Resistenza caratt. cilindrica ($f_{ck} = R_{ck} \times 0.83$)	$f_{ck} =$	20.75	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo cilindrica $f_{cdg} = f_{ck} / 1.5 \times 0.85$	$f_{cdg} =$	11.76	N/mm ²
Ecm Getto	$E_{cmg} =$	30.20	kN / mm ²
Armatura di precompressione			
Trefoli stabilizzati a basso rilassamento	$f_{pk} =$	1860	N/mm ²
Ep Trefoli stabilizzati	$E_p =$	195.00	kN / mm ²
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	
	$f_{p1k} =$	1670	N/mm ²
	$f_{sd} = f_{p1k} / 1.15 =$	1452	N/mm ²
Tesatura iniziale trefoli	$\sigma_{api} =$	1400	N/mm ²
Armatura lenta			
Acciaio B450C	$f_{yk} =$	450.00	N/mm ²
	$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 =$	391.30	N/mm ²

5) CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Sezione geometrica solo Trave

Altezza Trave	Ho =	100.00	cm
Area Sezione	Ao =	5600.00	cm ²
Perimetro	U =	340.00	cm
Dimensione Nominale $2 \times Ao / U$	=	32.94	cm
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'o =	53.75	cm
Distanza baricentro da lato sinistro Trave	X'o =	28.83	cm
Spessore efficace a torsione = $Ac/perimetro$	Spk =	16.67	cm
Area compresa linea media spessore a torsione	Ak =	2777.77	cm ²
Perimetro Area Ak	Uk =	233.33	cm
Momento inerzia	Jo =	4867916.67	cm ⁴

Sezione con calcestruzzo e trefoli omogeneizzati

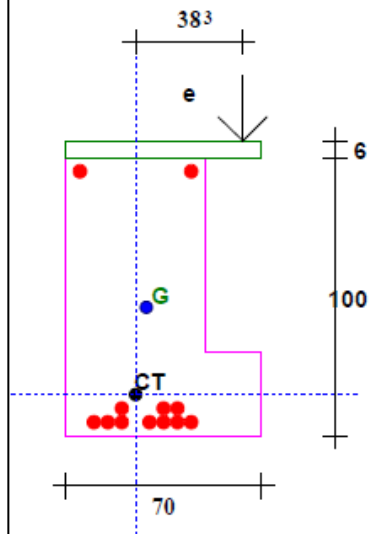
Coefficiente di omog. Ecs / Ecm	=	5.49	
Altezza Trave	H1 =	100.00	cm
Area omogeneizzata	A1 =	5704.61	cm ²
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'1 =	54.13	cm
Momento inerzia	J1 =	5041816.22	cm ⁴
Modulo di resistenza superiore	Ws1 =	93140.50	cm ³
Modulo di resistenza inferiore	Wi1 =	109918.45	cm ³

Sezione con calcestruzzo trefoli e getti

E Getto / E Trave	=	0.85	
Altezza Trave	H1 =	100.00	cm
Altezza Getto	Hg =	6.00	cm
Area ideale trave + getto in opera	A2 =	6061.41	cm ²
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'2 =	50.77	cm
Momento inerzia Trave + getto	J2 =	6138888.37	cm ⁴
Modulo di resistenza estradosso getto	Wg =	127296.28	cm ³
Modulo di resistenza estradosso Trave	Ws2 =	120919.48	cm ³
Modulo di resistenza intradosso Trave	Wi2 =	124694.07	cm ³
Spessore efficace a torsione Trave+getto	Spkg =	16.99	cm
Area compresa linea media spessore a torsione	Akg =	2938.56	cm ²
Perimetro Area Akg	Ukg =	244.05	cm

6) ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE E ARMATURA LENTA

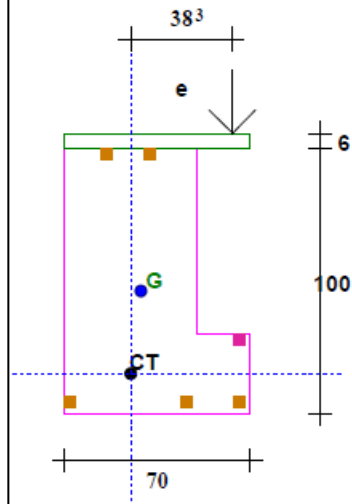
SEZIONE CON TREFOLI



Trefoli

N°	Y (cm)	X (cm)	Area (cm ²)	Neut SX.(m)	Neut DX.(m)
1	5	10	1.39	0	0
2	5	15	1.39	0	0
3	5	20	1.39	0	0
4	5	30	1.39	0	0
5	5	35	1.39	0	0
6	5	40	1.39	0	0
7	5	45	1.39	0	0
8	10	20	1.39	0	0
9	10	35	1.39	0	0
10	10	40	1.39	0	0
11	95	5	1.39	0	0
12	95	45	1.39	0	0

SEZIONE CON FERRI



Ferri					SPEZZONI			SPEZZONI	SPEZZONI
N°	Y (cm)	X (cm)	Area (cm²)	Diam.(mm)	Neut SX (m)	L ferro (m)	Neut DX (m)	Lung SX (m)	Lung DX (m)
1	3	3	0.79	10	0	0	0	0	0
2	3	47	0.79	10	0	0	0	0	0
3	3	67	0.79	10	0	0	0	0	0
4	27	67	2.01	16	0	0	0	0	0
5	97	16.66	0.79	10	0	0	0	0	0
6	97	33.33	0.79	10	0	0	0	0	0

7) ANALISI DELLE CADUTE DI TENSIONE

Le cadute sono calcolate nella sezione di max sollecitazione a m 3.70 dall' estremo sx della Trave

Sollecitazioni iniziali di precompressione :

Area totale trefoli	=	16.68	cm²
Distanza Baric. trefoli da lembo Inf. Trave	=	21.25	cm
Tesatura iniziale	=	1400.00	N/mm²
Perdita al martinetto 1.500 % tesatura iniziale	=	21.00	N/mm²
Perdite per ritiro con maturazione vapore (6 giorni)	=	7.28	N/mm²
Perdite per Rilassamento con maturazione a vapore	=	13.30	N/mm²
Precompressione iniziale nei Trefoli	$\sigma_o =$	1358.42	N/mm²
Sforzo di precompressione iniziale	$N_o =$	2265.84	kN
Momento di precompressione iniziale	$M_o =$	55784.09	kNcm

Le perdite dipendenti dal tempo sono calcolate con la formula:

$$D_{spcsr} = \frac{e_{cs} \times E_p + 0.8 \times D_{sigmapr} + E_p/E_{cm} \times F_i(t, t_0) \times \sigma_{macqp}}{(1 + E_p/E_{cm} \times A_p/A_c \times (1 + A_c/J_c \times Z_{cp}^2) \times (1 + 0.8 \times F_i(t, t_0)))} \quad (5.46 \text{ EC2})$$

$e_{cs} \times E_p$ = deformazione per ritiro $\times E_p$	=	69.86	N/mm ²
E_p = Modulo elasticità acciaio armonico	=	195.00	kN / mm ²
$D_{sigmapr}$ = variazione tensione per rilassamento nel Bar. Trefoli Inf.	=	60.63	N/mm ²
Rilassamento Trefoli dopo mille ore	=	2.50	%
E_p / E_{cm} = rapporto moduli acciaio/ CLS	=	5.49	
$F_i(t, t_0)$ = Coeff. di Viscosità a tempo infinito	=	2.22	
% vapore aria durante la maturazione	=	60.00	%
σ_{qp} = Tensione nel Bar. Trefoli (precom.+azioni quasi permanenti)	=	1.90	N/mm ²
$A_p - A_c - J_c$ vedere nelle caratteristiche geometriche e sopra			
Z_{cp} = Distanza tra Bar. Trefoli e bar. Trave	=	24.62	cm
Perdite dipendenti dal tempo nell' acciaio	D_{spcsr} =	111.87	N/mm ²
Sigma di precompressione finale nei trefoli	$\sigma_o - D_{spcsr}$ =	1246.55	N/mm ²

8) VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Distanza di massima sollecitazione dall' estremo sinistro della Trave: $X = 3.60\text{m}$

Sforzo di precompressione finale	N_f =	2079.24	kN
Momento di precompressione finale	M_f =	511.90	kNm

Combinazione di carichi quasi permanente.

Coefficiente per combinazione quasi permanente	ψ_{21} =	0.00	
Coefficiente per combinazione quasi permanente	ψ_{22} =	0.00	
Momento del Peso Proprio e Sovracc. Permanenti	M_{pp} =	1054.49	kNm
Momento Sovraccarichi accidentali	M_{aqp} =	0.00	kNm
Tensione sup. ammessa $< 0.45 \times f_{ck}$ Getto in Opera	=	9.34	N/mm ²
Tensione Sup. ammessa $< 0.45 \times f_{ck}$ Trave	=	18.68	N/mm ²
Tensione inferiore ammessa $> f_{ctm} / 1.2$	=	-3.00	N/mm ²
Tensione superiore nel getto in Opera	=	4.36	N/mm ²
Tensione superiore nel CLS Trave	=	8.10	N/mm ²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	-0.69	N/mm ²

Combinazione di carichi Frequente.

Coefficiente per combinazione frequente	ψ_{11} =	0.20	
Coefficiente per combinazione frequente	ψ_{12} =	0.00	
Momento Sovraccarichi accidentali	M_{af} =	27.73	kNm
Tensione inferiore per considerare sez. reagente $> f_{ctm} / 1.2$	=	-3.00	N/mm ²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	-0.92	N/mm ²

Combinazione di carichi Rara.

Coefficiente per combinazione rara	ψ_{02} =	0.00	
Momento Sovraccarichi accidentali	M_{ar} =	138.67	kNm

Tensione sup. ammessa nel getto $< 0,60 \times f_{ck}$ Getto in Opera	=	12.45	N/mm ²
Tensione Sup. ammessa $< 0,60 \times f_{ck}$ Trave	=	24.90	N/mm ²
Tensione superiore nel getto in Opera	=	5.45	N/mm ²
Tensione superiore nel CLS Trave	=	9.25	N/mm ²

9) VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Il momento resistente è calcolato con il diagramma dell'acciaio formato da una bilatera con il punto di snervamento f_{p1d} e l'estremo f_{pd}

Si utilizza il modello a rettangolo del diagramma del CLS, con ascissa max f_{cd}

L'ordinata max =		3.5	o/oo
Momento sollecitante verticale	MEd =	1689.78	kNm
Momento resistente verticale	MRd =	1953.05	kNm
MRd \geq MEd VERIFICATO			
Deformazione del CalcestruzzoGetto	Dc =	3.50	o/oo
Deformazione totale acciaio	Da =	17.30	o/oo
Altezza zona compressa (0.8 x Y) da lembo sup. Getto in opera	Yr =	19.33	cm

10) VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE SUGLI APPOGGI

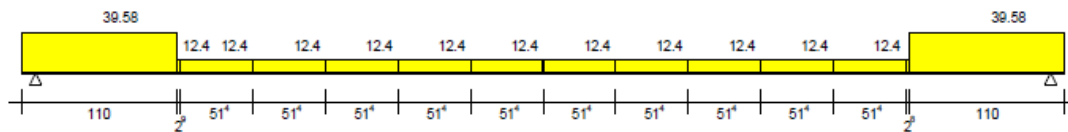
Sezione sugli appoggi

Taglio all'appoggio comb. Rara	Vrara =	662.87	kN
Taglio di calcolo all'appoggio comb. ultima	VEd =	938.77	kN
Eccentricità dei carichi	Ec =	38.33	cm
Percentuale a torsione dei carichi 1a Fase		100.0%	
Percentuale a torsione dei carichi di 2a Fase		20.0%	
Momento Torcente all'appoggio comb. Rara	Tsdo =	116.64	kNm
Tsdo = Vrara Perman. \cdot Ec \cdot Pp + Vrara Accid. \cdot Ec \cdot Pa			
Momento Torcente comb. ultima	TEd =	157.54	kNm
TEd = VEd Perman. \cdot Ec \cdot Pp + VEd Accid. \cdot Ec \cdot Pa			
Larghezza Trave resistente a Taglio	Bw =	50.00	cm
Altezza Utile = H trave - 3cm + Hgetto	d =	103.00	cm
Angolo puntone compresso usato per il calcolo	θ =	45.0	°
Cot Tzeta ≥ 1 e ≤ 2.5	Cot θ =	1.00	
Dati Geometrici desunti da 6.3.2 EC2			
Spessore nominale di torsione	t =	16.99	cm
Area nominale di torsione	Ak =	2938.56	cm ²
Perimetro nominale di torsione	Uk =	244.05	cm

Progetto staffe secondo Capitoli 6.2.2 e 6.2.3 EC2

DIAGRAMMA AREA STAFFE cm²/m

Sezioni fessurate a flessione o taglio: max(st. calcolo, sosp., 0.15bw); resto trave: max(sosp., 0.15bw)



Asl = 12.74 cm²

Asl = 12.74 cm²

Area staffe Taglio = $V_{Ed} \cdot s / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(Tzeta))$ (6.8 EC2)	Asw =	25.88	cm²/m
Armatura lenta inferiore $V_{Ed} / f_{yd} \cdot \cot(Tzeta)$ MASSIMA	Asl =	23.99	cm²
Momento Traslato $V_{Ed} \cdot z / 2 \cdot \cot(Tzeta)$ (9.2.1.3(2) EC2)	MEd =	435.12	kNm
Armatura lenta inferiore ancorata necessaria MINIMA	Asa =	12.74	cm²
Momento Resistente con Asa	MRd =	473.71	kNm >= MEd VERIFICATO
Area tref. eventuale conteggiabile a taglio (8.10.2.3 EC2)	Atf =	2.88	cm²
$\rho_l = Asl / (b_w \cdot d) \leq 0.02$ (6.2.2 EC2)	$\rho_l =$	0.005	<= 0.02 VERIFICATO
Verifica Taglio Trazione			
$z = 0.9 \cdot d$	z =	92.70	cm
$f_{ywd} = f_{yd}$	$f_{ywd} =$	391.30	N/mm²
Taglio $VR_{d,s} = Asw \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(Tzeta) / s$ (6.8 EC2)	VRds =	938.77	kN >= VEd - VERIFICATO
Area staffe max ammessa a Taglio (6.12 EC2)	Asw,max =	80.55	cm²/m >= Asw - VERIFICATO
Verifica Taglio Compressione			
$V_{rd,max} = \alpha_{fcd} \cdot b_w \cdot z \cdot n_i \cdot f_{cd} / (\cot(Tzeta) + \tan(Tzeta))$ (6.9 EC2)	Vrd,max =	2921.97	kN >= VEd - VERIFICATO
$\alpha_{fcd} =$	$\alpha_{fcd} =$	1.00	
$n_i = 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$ (6.6N EC2)	V 1 =	0.50	
Verifica Puntone $K_a \cdot b_w \cdot d \cdot n_i \cdot f_{cd}$ (6.5 EC2)	=	3246.64	kN >= VEd - VERIFICATO
$K_a = 0.5 - 0.1552 \cdot (\cot(Tzeta) - 1) / (2.5 - 1)$		0.500	
$n_i = 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$ (6.6N EC2)	V =	0.50	
Progetto staffe Torsione secondo 6.27 EC2			
Taglio una parete: $V_{Ed-t} = T_{Ed} \cdot x_{zi} / (2 \cdot x \cdot A_k)$ (6.27 EC2)	VEd-t =	238.60	kN
z_i = altezza parete torsionale resistente	$z_i =$	89.01	cm
Area staffe Torsione tot. = $2 \cdot V_{Ed-t} \cdot s / (z \cdot f_{yd} \cdot \cot(Tzeta))$	Ast =	13.70	cm²/m
Area staffe Taglio + Torsione	Asw+Ast =	39.58	cm²/m
Progetto Ferri longitudinali secondo 6.28 EC2			
$Asl = T_{Ed} \cdot x \cdot U_k / (2 \cdot x \cdot A_k \cdot f_{yd} \cdot \cot(Tzeta))$ (6.28 EC2)	Asl =	16.72	cm²
$T_{Ed} / T_{Rd,max} + V_{Ed} / V_{Rd,max} < 1$ (6.29 EC2)	=	0.57	< 1 VERIFICATO
$T_{Rd,max} = N_i \cdot \alpha_{fcd} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t$ (6.30 EC2)	=	629.38	kNm
$N_i = 0.6 \cdot x \cdot (1 - f_{ck} / 250)$ (6.22 EC2)	=	0.50	
Verifica Staffe emergenti			
$V_{Edi} = \beta \cdot (V_{Ed} + V_{Ed-t}) / (z \cdot b_i)$ (6.24 EC2)	VEdi =	0.79	N/mm²
β = compressione getto/compressione totale	=	0.312	
b_i = larghezza superficie tra trave e getto	$b_i =$	50.00	cm
Area staffe / m emergenti	As =	6.74	cm²/m

$VR_{di} = c \times f_{ctd} + A_s/A_i \times \mu \times f_{yd}$ (6.25 EC2)	$VR_{di} =$	0.79	N/mm ² >= V _{Edi} - VERIFICATO
Superficie di contatto Trave-Getto $A_i = b_i \times 1m$	=	SCABRA	
$c = 0.40$ $\mu = 0.7$ (6.2.5 EC2)			
f_{ctd} CLS getto in opera	$f_{ctd} =$	1.06	N/mm ²
$VR_{di} \leq 0.5 \times N_{ig} \times f_{cdg}$ (6.2.5 EC2)	=	3.23	N/mm ² VERIFICATO
Ni del getto in opera	$N_{ig} =$	0.55	

11) VERIFICHE A TAGLIO E TORSIONE SEZIONE IN CAMPATA

Sezione 1 a metri 1 dall' appoggio sin.

Taglio nella sezione in Comb. rara	$V_{sdo} =$	478.74	kN
Taglio di calcolo comb. ultima	$V_{Ed} =$	678.00	kN
Larghezza minima sezione Trave	$b_w =$	50.00	cm
Momento Torcente comb. rara	$T_{sdo} =$	84.24	kNm
Momento Torcente comb. ultima	$T_{Ed} =$	113.78	kNm
$V_{Ed-t} = T_{Ed} \times z_i / (2 \times A_k)$ (6.27 EC2)	$V_{Ed-t} =$	172.33	kN
$Cot(\theta) =$		1.00	
TAGLIO RESISTENTE CON STAFFATURA NON RICHIESTA	$V_{rdc} =$	1104.67	kN >= V _{Ed} +V _{Ed-t}
FORMULA UTILIZZATA : $I \times B_w / S \times \sqrt{f_{ctd}^2 + 1 \times \sigma_{bar} \times f_{ctd}}$ (6.4 EC2)			
Dove I = Momento inerzia Trave + getto	$J_i =$	6138889.00	cm ⁴
B _w = larghezza nel baricentro trave sopra riportata			
S = Momento statico parte trave sup. baricentro rispetto baricentro	=	84568.01	cm ³
Sigma nel baricentro trave + getto		3.35	N/mm ²
	$f_{ctd} =$	1.80	N/mm ²
$V_{rdc} > V_{Ed} + V_{Ed-t}$ pongo staffatura minima	Area staffe/m =	7.50	cm ² /m
Non sono necessarie staffe emergenti			

12) DEFORMABILITA' DELLA TRAVE

Le Frecce sono calcolate nella sezione a m 3.70 dall' estremo sx della Trave

Altezza Trave = 100.00 cm

Frecce provocate dalla storia di carico della Trave :

+ Freccia verso il basso

- Freccia verso l' alto

Luce di calcolo Frecce	=	7.20	m
Calcestruzzo inizio precompressione	$R_{ck}' =$	35.00	N/mm ²
E iniziale Teorica	$E' =$	32.590	kN/mm ²
Momento inerzia Trave	$J_i =$	5059977	cm ⁴
Freccia per precompressione iniziale	$f_1 =$	-0.216	cm
Freccia per peso proprio trave	$f_2 =$	0.030	cm
Freccia allo sbanco Totale	$f_1 + f_2 =$	-0.186	cm

FRECCIA ISTANTANEA IN ESERCIZIO

Si considerano agenti tutti i carichi

Calcestruzzo a 28 gg	$R_{ck} =$	50.00	N/mm ²
----------------------	------------	-------	-------------------

10

E Teorica	=	35.550	kN/mm ²
Momento inerzia Trave in mezzeria	Jt =	5040928	cm ⁴
Momento inerzia Trave + getto in mezzeria	Jg =	6137985	cm ⁴
Freccia per precompressione	f3 =	-0.199	cm
Freccia dovuta a tutti i carichi permanenti	f4 =	0.151	cm
Freccia Finale carichi permanenti pien. definiti = f3+f4	fp=	-0.048	cm
Freccia totale istantanea per tutti i carichi	ft =	0.123	cm
FRECCIA IN ESERCIZIO A LUNGO TERMINE			
Si considera la combinazione di carico quasi permanente			
Fi(t,to) = Coeff. di Viscosità a tempo inf.		2.221	
Coefficiente di omog. E acciaio / E efficace		19.027	
Dove E efficace = E Teorica / [1 + Fi(t,to)] (7.20 EC2)		11.037	kN/mm ²
Momento inerzia Trave in mezzeria	Jf =	5501207	cm ⁴
Momento inerzia Trave + getto in mezzeria	Jfg =	6638720	cm ⁴
Freccia per precompressione finale	f1 =	-0.545	cm
Freccia a lungo termine per carichi comb. quasi perm.	fd =	0.853	cm
Freccia tot. a lungo termine in comb quasi permanente fdt = f1+fd	fdt =	0.308	cm
Luce di calcolo Freccie / 250	Lc/250 =	2.880	cm
Freccia tot. a lungo termine	fdt=	0.308	cm<= Luce/250 - VERIFICATO

13) RIENTRO TREFOLI IN TESTATA TRAVE

Il rientro è calcolato con la formula EN 13369:2018 (E)

Posto fbpt = $3.2 \times 0.7 \times fctmj / \text{GammaC}$ (8.15 EC2)	=	4.54	N/mm ²
Lpt2= $1.2 \times Lpt = 1.2 \times 0.19 \times \text{Dia} \times \text{SigmaI}/\text{fbpt}$ (8.18 EC2)	=	1039.72	mm
Rientro medio $0.4 \times Lpt2 \times \text{SigmaI} / E_p = DLo$	=	2.94	mm
Rientro max = $DLo \times 1.3$ (4.2.3.2.4 EN 13369)	=	3.82	mm

14) ARMATURA ZOCCOLO E SOSPENSIONE

Sporgenza zoccolo	SP =	20.00	cm
Altezza zoccolo	HA =	30.00	cm
Carico distribuito ultimo sullo zoccolo	P =	242.57	kN/m
Asse appoggio $a=2 \cdot SP / 3$ da filo anima	a =	13.33	cm
Momento flettente ultimo $M=P \cdot a$ a filo anima	M =	3234.25	kNcm
Acciaio estradosso zoccolo $M / [0.9(HA-3)f_{yd}]$	=	3.40	cm ² / m
Staffatura a sospensione su due lati $2P/f_{yd}$	=	12.40	cm ² / m
Staffe correnti: min. $0.15bw = 7.5 < \text{sosp. } 12.4$	=	12.40	cm ² / m

Bonetti S.p.A.

Via Taetto 13 - 25014 - Castenedolo

Tel: 0302302933 - Fax: 0302302936 - E-mail : bonettispa@bonettispa.eu - Web: www.bonettispa.eu

-

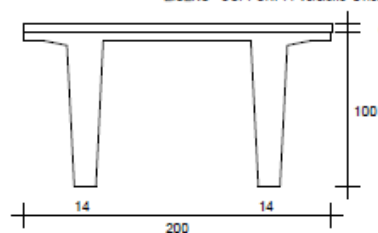
RELAZIONE IN ESERCIZIO

PROGETTO: TL100x250x2140.txt

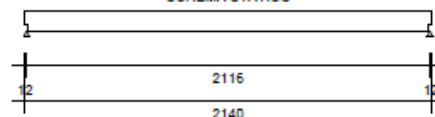
Nome Trave: Coppone TT Bonetti

Data : 13.7.23 Ora : 19:07:32

EISEKO - COPPONI TT versione 21.3.0.41



SCHEMA STATICO



La trave in oggetto è precompressa con il sistema a trefoli aderenti. Il calcolo è stato eseguito secondo NTC 17 - Gennaio - 2018 e secondo L'Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1 : 2005 per quanto consentito da NTC 17/1/18

N.B.: Nel calcolo il segno - indica trazione. I Newton sono ricavati col rapporto 10 anziché 9.81 anche nei valori riferiti agli Acciai lenti.

Si considera un ambiente NORMALE

XC3: Interni umidi, esterni protetti da pioggia

1) SCHEMA STATICO :

	Altezza Coppone	H =	100.00	cm
	Larghezza Superiore Coppone	B =	200.00	cm
	Larghezza singola nervatura	An =	14.00	cm
Trave su due appoggi :	Luce di calcolo	LC =	21.16	m
	Sbalzo sinistro	Ss =	0.12	m
	Sbalzo destro	Sd =	0.12	m
	Lunghezza totale	L =	21.40	m

Il calcolo viene distinto in due fasi :

1a Fase : Reagisce la sola Trave precompressa.

2a Fase : Reagisce la Trave precompressa + il getto collaborante.

2) ANALISI DEI CARICHI :

Larghezza di incidenza dei carichi:	=	201.00	cm
1a Fase			
Peso proprio Trave:	G1 =	11.55	kN/m
Peso getto in opera:	G1 =	1.50	kN/m ² x 2.01 = 3.02 kN/m
2a Fase			
Carichi permanenti non pienamente definiti:	G2 =	8.00	kN/m ² x 2.01 = 16.08 kN/m
Carichi accidentali dominanti:	Qk1 =	2.00	kN/m ² x 2.01 = 4.02 kN/m
Altri carichi accidentali:	Qk2 =	0.50	kN/m ² x 2.01 = 1.01 kN/m

Coeff. Stato limite ultimo Pesi propri e permanenti	$\gamma_{G1} =$	1.30
Coeff. Stato limite ultimo Permanenti non definiti	$\gamma_{G2} =$	1.50
Coeff. Stato limite ultimo carichi accidentali	$\gamma_{Qk1-Qk2} =$	1.50

CATEGORIA SOVRAC. ACCIDENTALI DOMINANTI

Neve (a quota $\leq 1000\text{m}$ s.l.m.)

Coeff. ψ_{11} comb.frequente	=	0.20
Coeff. ψ_{21} quasi perm.	=	0.00

CATEGORIA ALTRI SOVRAC. ACCIDENTALI

H: Coperture

Coeff. ψ_{02} comb. RARA	=	0.00
Coeff. ψ_{12} comb.frequente	=	0.00
Coeff. ψ_{22} quasi perm.	=	0.00

3) TAGLI E REAZIONI AGLI APPOGGI :

Taglio appoggio sinistro comb.Rara	$V_{raraS} =$	366.80	kN
Taglio appoggio sinistro comb. ultima	$V_{EdS} =$	519.37	kN
Taglio appoggio destro comb.Rara	$V_{raraD} =$	366.80	kN
Taglio appoggio destro comb. ultima	$V_{EdD} =$	519.37	kN
Reazione appoggio sinistro comb.Rara	$R_{raraS} =$	370.96	kN
Reazione appoggio sinistro comb. ultima	$R_{EdS} =$	525.27	kN
Reazione appoggio destro comb.Rara	$R_{raraD} =$	370.96	kN
Reazione appoggio destro comb. ultima	$R_{EdD} =$	525.27	kN

4) MATERIALI :

Calcestruzzo:

Classe cemento	=	N
Coeff. s (3.1.2 (6) EC2)	$s =$	0.25
Classe Resistenza caratt. cubica CLS Trave allo sbanco		C32/40
Resistenza caratt. cubica CLS Trave allo sbanco	$R_{ckj} =$	40.00 N/mm ²
Classe Resistenza caratt. cubica CLS Trave a 28gg		C40/50
Resistenza caratt. cubica CLS Trave a 28gg	$R_{ck} =$	50.00 N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1.4
Resistenza caratt. cilindrica $f_{ck} = R_{ck} \times 0.83$	=	41.50 N/mm ²
Resistenza media a compressione $f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	49.50 N/mm ²
Resistenza di calcolo cilindrica $f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	25.20 N/mm ²
Resistenza media Traz. assiale $f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)}$	=	3.60 N/mm ²
Ecm Trave	$E_{cm} =$	35.55 kN / mm ²

Calcestruzzo getto in opera:

Trapezi Getto

N°	Altezza (cm)	Base Inferiore (cm)	Base Superiore (cm)
1	6	201	201

Classe Resistenza caratt. cubica CLS Getto a 28 gg		C25/30	
Resistenza caratt. cubica CLS Getto a 28 gg	$R_{ck} =$	30.00	N/mm ²
Resistenza caratt. cilindrica ($f_{ck} = R_{ck} \times 0.83$)	$f_{ck} =$	24.90	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo cilindrica $f_{cd} = f_{ck} / 1.5 \times 0.85$	$f_{cd} =$	14.11	N/mm ²
Ecm Getto	$E_{cmg} =$	30.20	kN / mm ²
Armatura di precompressione			
Trefoli stabilizzati a basso rilassamento	$f_{pk} =$	1860	N/mm ²
Ep Trefoli stabilizzati	$E_p =$	195.00	kN / mm ²
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	
	$f_{p1k} =$	1670	N/mm ²
	$f_{sd} = f_{p1k} / 1.15 =$	1452	N/mm ²
Tesatura iniziale trefoli	$\sigma_{api} =$	1400	N/mm ²
Armatura lenta			
Acciaio B450C	$f_{yk} =$	450.00	N/mm ²
	$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 =$	391.30	N/mm ²

5) CARATTERISTICHE GEOMETRICHE :

Sezione geometrica solo Trave

Altezza Trave	Ho =	100.00	cm
Area Sezione	Ao =	4621.76	cm ²
Perimetro	U =	766.07	cm
Dimensione Nominale $2 \times Ao / U$	=	12.07	cm
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'o =	38.09	cm
Momento inerzia	Jo =	4329243.00	cm ⁴

Sezione con calcestruzzo e trefoli omogeneizzati

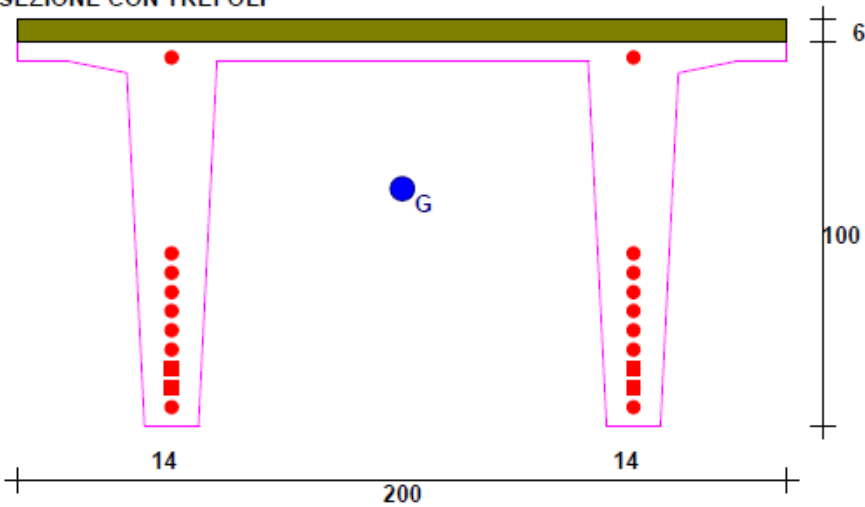
Coefficiente di omog. Ecs / Ecm	=	5.49	
Altezza Trave	H1 =	100.00	cm
Area omogeneizzata	A1 =	4746.44	cm ²
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'1 =	38.56	cm
Momento inerzia	J1 =	4662732.00	cm ⁴
Modulo di resistenza superiore	Ws1 =	118588.50	cm ³
Modulo di resistenza inferiore	Wi1 =	76839.54	cm ³

Sezione con calcestruzzo trefoli e getti

E Getto / E Trave	=	0.85	
Altezza Trave	H1 =	100.00	cm
Altezza Getto	Hg =	6.00	cm
Area ideale trave + getto in opera	A2 =	5759.31	cm ²
Distanza baricentro da estradosso Trave	Y'2 =	31.16	cm
Momento inerzia Trave + getto	J2 =	5931755.00	cm ⁴
Modulo di resistenza estradosso getto	Wg =	187882.20	cm ³
Modulo di resistenza estradosso Trave	Ws2 =	190335.90	cm ³
Modulo di resistenza intradosso Trave	Wi2 =	86173.09	cm ³

6) ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE E ARMATURA LENTA :

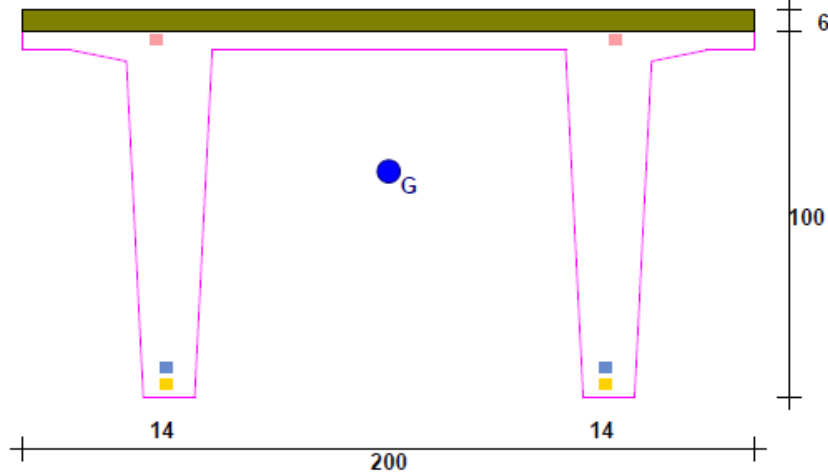
SEZIONE CON TREFOLI



Trefoli

N°	Y (cm)	X (cm)	Area (cm²)	Neut. Sx (m)	Neut. Dx (m)
1	5.00	39.92	1.39	0.00	0.00
2	5.00	160.07	1.39	0.00	0.00
3	10.00	39.92	1.39	4.00	4.00
4	10.00	160.07	1.39	4.00	4.00
5	15.00	39.92	1.39	2.00	2.00
6	15.00	160.07	1.39	2.00	2.00
7	20.00	39.92	1.39	0.00	0.00
8	20.00	160.07	1.39	0.00	0.00
9	25.00	39.92	1.39	0.00	0.00
10	25.00	160.07	1.39	0.00	0.00
11	30.00	39.92	1.39	0.00	0.00
12	30.00	160.07	1.39	0.00	0.00
13	35.00	39.92	1.39	0.00	0.00
14	35.00	160.07	1.39	0.00	0.00
15	40.00	39.92	1.39	0.00	0.00
16	40.00	160.07	1.39	0.00	0.00
17	45.00	39.92	1.39	0.00	0.00
18	45.00	160.07	1.39	0.00	0.00
19	96.00	39.92	1.39	0.00	0.00
20	96.00	160.07	1.39	0.00	0.00

SEZIONE CON FERRI



Ferri

N°	Y (cm)	X (cm)	Area (cm²)	Diam.(mm)	SPEZZONI			SPEZZONI	
					Neut SX (m)	L ferro (m)	Neut DX (m)	Lung SX (m)	Lung DX (m)
1	3	39.92	0.2	5	0	0	0	0	0
2	3	160.07	0.2	5	0	0	0	0	0
3	7.5	39.92	4.52	24	5.00	11.40	5.00	0	0
4	7.5	160.08	4.52	24	5.00	11.40	5.00	0	0
5	97	37.42	1.13	12	0	0	0	0	0
6	97	162.57	1.13	12	0	0	0	0	0

7) ANALISI DELLE CADUTE DI TENSIONE :

Le cadute sono calcolate nella sezione di max sollecitazione a m 10.70 dall' estremo sx della Trave

Sollecitazioni iniziali di precompressione :

Area totale trefoli	=	27.80	cm²
Distanza Baric. trefoli da lembo Inf. Trave	=	32.10	cm
Tesatura iniziale	=	1400.00	N/mm²
Perdita al martinetto 1.500 % tesatura iniziale	=	21.00	N/mm²
Perdite per ritiro con maturazione vapore (5 giorni)	=	11.67	N/mm²
Perdite per Rilassamento con maturazione a vapore	=	12.84	N/mm²
Precompressione iniziale nei Trefoli	$\sigma_o =$	1354.50	N/mm²
Sforzo di precompressione iniziale	$N_o =$	3765.50	kN
Momento di precompressione iniziale	$M_o =$	93793.89	kNcm

Le cadute a tempo infinito sono calcolate con la formula:

$$D_{spc} = \frac{e_{cs} \times E_p + 0.8 \times D_{sigmapr} + E_p/E_{cm} \times F_i(t, t_0) \times \sigma_{macqp}}{(1 + E_p/E_{cm} \times A_p/A_c \times (1 + A_c/J_c \times Z_{cp}^2) \times (1 + 0.8 \times F_i(t, t_0)))} \quad (5.46 \text{ EC2})$$

$e_{cs} \times E_p$ = deformazione per ritiro $\times E_p$	=	86.48	N/mm ²
E_p = Modulo elasticità acciaio armonico	=	195.00	kN / mm ²
$D_{sigmapr}$ = variazione tensione per rilassamento nel Bar. Trefoli Inf.	=	59.90	N/mm ²
Rilassamento Trefoli dopo mille ore	=	2.50	%
E_p / E_{cm} = rapporto moduli acciaio/ CLS	=	5.49	
$F_i(t, t_0)$ = Coeff. di Viscosità a tempo infinito	=	2.46	
% vapore aria durante la maturazione	=	60.00	%
σ_{cp} = Tensione nel Bar. Trefoli (precom.+azioni quasi permanenti)	=	4.59	N/mm ²
$A_p - A_c - J_c$ vedere nelle caratteristiche geometriche e sopra			
Z_{cp} = Distanza tra Bar. Trefoli e bar. Trave	=	24.91	cm
Totale cadute di tensione nell' acciaio	=	188.39	N/mm ²
Sigma di precompressione finale nei trefoli	=	1211.61	N/mm ²

8) VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO :

Distanza di massima sollecitazione dall' estremo sinistro della Trave: $X = 10.58\text{m}$

Sforzo di precompressione finale	$N_f =$	3368.28	kN
Momento di precompressione finale	$M_f =$	839.00	kNm
Combinazione di carichi quasi permanente.			
Coefficiente per combinazione quasi permanente	$\psi_{21} =$	0.00	
Coefficiente per combinazione quasi permanente	$\psi_{22} =$	0.00	
Momento del Peso Proprio e Sovracc. Permanenti	$M_{pp} =$	1715.39	kNm
Momento Sovraccarichi accidentali	$M_{aqp} =$	0.00	kNm
Tensione sup. ammessa $< 0.45 \times f_{ck}$ Getto in Opera	=	11.21	N/mm ²
Tensione Sup. ammessa $< 0.45 \times f_{ck}$ Trave	=	18.68	N/mm ²
Tensione inferiore ammessa $> f_{ctm} / 1.2$	=	-3.00	N/mm ²
Tensione superiore nel getto in Opera	=	4.79	N/mm ²
Tensione superiore nel CLS Trave	=	10.41	N/mm ²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	-1.00	N/mm ²
Combinazione di carichi Frequente.			
Coefficiente per combinazione frequente	$\psi_{11} =$	0.20	
Coefficiente per combinazione frequente	$\psi_{12} =$	0.00	
Momento Sovraccarichi accidentali	$M_{af} =$	45.00	kNm
Tensione inferiore per considerare sez. reagente $> f_{ctm} / 1.2$	=	-3.00	N/mm ²
Tensione inferiore nel CLS Trave	=	-1.49	N/mm ²
Combinazione di carichi Rara.			
Coefficiente per combinazione rara	$\psi_{02} =$	0.00	
Momento Sovraccarichi accidentali	$M_{ar} =$	224.99	kNm

Tensione sup. ammessa nel getto $< 0,60 \times f_{ck}$ Getto in Opera	=	14.94	N/mm ²
Tensione Sup. ammessa $< 0,60 \times f_{ck}$ Trave	=	24.90	N/mm ²
La sezione si considera parzializzata			
Tensione superiore nel getto in Opera	=	7.17	N/mm ²
Tensione superiore nel CLS Trave	=	11.86	N/mm ²
Area di acciaio lento presente inferiormente	=	0.40	cm ²
Sigma nell'acciaio lento	=	70.62	N/mm ²
Sigma nei trefoli più bassi	=	1279.31	N/mm ²

9) VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Il momento resistente è calcolato con il diagramma dell' acciaio formato da una bilatera con il punto di snervamento $= 0.9 \times f_{pk} / 1.15$ e l' estremo in $f_{pk} / 1.15$.

Il diagramma del CLS con ascissa max f_{cd}

L'ordinata max =		3.5	o/oo
Momento di calcolo con comb. ultima	MEd =	2747.49	kNm
Momento Resistente	MRd =	3103.19	kNm
deve essere $MRd \geq MEd$			
Deformazione del CalcestruzzoGetto	Dc =	2.01	o/oo
Deformazione totale acciaio	Da =	16.27	o/oo
Altezza zona compressa ($0.8 \times Y$) da lembo sup. Getto in opera	Yr =	10.80	cm

La Trave va in collasso per rottura dell'acciaio inf.

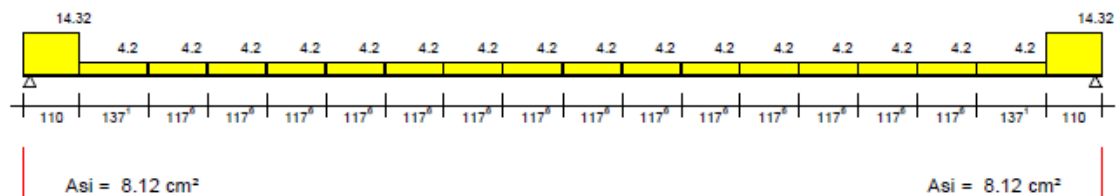
10) VERIFICHE A TAGLIO NELLA SEZIONE

Sezione sull'appoggio sinistro

Taglio all' appoggio comb.Rara	Vrara =	366.80	kN
Taglio di calcolo all'appoggio comb. ultima	VEd =	519.37	kN
Larghezza resistente a Taglio	bw =	28.00	cm
Angolo puntone compresso calcolato	$\theta =$	9.3	°
Angolo puntone compresso usato per il calcolo	$\theta =$	45.0	°
Cotg Tzeta ≥ 1 e ≤ 2.5	Cotg $\theta =$	1.00	
Angolo posizione staffe rispetto asse X	$\alpha =$	90	°

Progetto armatura a taglio secondo Capitoli 6.2.2 e 6.2.3 EC2

DIAGRAMMA AREA STAFFE cm²/m



Area staffe = $VEd \cdot s / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg(Tzeta))$ (6.8 EC2) Asw = 14.32 cm²/m

Acciaio inferiore VEd / (fyk / 1.15)	Asl =	13.27	cm ²
Momento Traslato	MEd =	240.73	kNm
Acciaio inferiore ancorato necessario	Asa =	8.12	cm ²
Momento Resistente con Asa	MRd =	307.32	kNm
MRd >= MEd VERIFICATO			
rol = Asa / (bw * d) <= 0.02 (6.2.2 EC2)	ρ l =	0.003	<= 0.02 VERIFICATO
Verifica Taglio Trazione			
z = 0.9 x d	z =	92.70	cm
fywd = fyk / 1.15	fywd =	391.30	N/mm ²
Taglio VRd,s = Asw*z*fywd*cotg(tzeta)/s (6.8 EC2)	VRds =	519.37	kN >= VEd - VERIFICATO
Area staffe max ammessa (6.12 EC2)	Asw,m =	45.11	cm ² /m >= Asw - VERIFICATO
Verifica Taglio Compressione			
Vrd,max= Alfaw*bw*z*ni*fcd/(Cot(Tzeta)+Tan(Tzeta)) (6.9 EC2)	Vrd,max =	1636.30	kN >= VEd - VERIFICATO
Alfaw =	αcw =	1.00	
ni1 = 0.6 * (1 - fck/250) (6.6N EC2)	V 1 =	0.50	
Verifica Puntone Ka*bw*d*ni*fcd (6.5 EC2)	=	1818.12	kN >= VEd - VERIFICATO
Ka = 0.5-0.1552 * (Cotg(Tzeta)-1)/(2.5 - 1)		0.500	
ni = 0.6 * (1 - fck/250) (6.6N EC2)	V =	0.50	
fcd	=	25.20	N/mm ²
Verifica Staffe emergenti			
TAGLIO di seconda fase comb. ultima	VEd2 =	318.99	kN
VEdi = Beta x VEd2 / (z x bi) (6.2.5 (6.24) EC2)	=	0.11	N/mm ²
Beta = Rapporto tra contributo getto e trave	=	0.644	cm
bi tra trave e getto	=	200.00	cm
VRdi = c * fctd (SENZA STAFFE) (6.2.5 (6.25) EC2)	=	0.48	N/mm ²
fctd CLS getto in opera	fctd =	1.19	N/mm ²
Superficie Trave-Getto Scabra c = 0.40			
essendo VRdi > VEdi senza tener conto di staffe sporgenti			
Non c'è bisogno di staffe sporgenti			
Sezione sulla sella di appoggio			
Larghezza resistente a Taglio	bw =	28.00	cm
Altezza Utile = H trave + H getto - scasso - 3cm	d =	72.00	cm
Progetto armatura a taglio secondo Capitoli 6.2.2 e 6.2.3 EC2			
Area staffe = VEd*s/(z*fywd*Cotg(Tzeta)) (6.8 EC2)	Asw =	20.48	cm ² /m
Acciaio inferiore minimo = VEd / (fyk / 1.15)	Asl =	13.27	cm ²
Momento Traslato	MEd =	168.28	kNm
Acciaio inferiore ancorato necessario	Asa =	8.35	cm ²
Momento Resistente con Asa	MRd =	216.28	kNm
MRd >= MEd VERIFICATO			
Acciaio inferiore necessario Asl	=	13.27	cm ²
rol = Asa / (bw * d) <= 0.02 (6.2.2 EC2)	ρ l =	0.005	<= 0.02 VERIFICATO

Verifica Taglio Compressione

$V_{rd,max} = \frac{\alpha_{fw} \cdot b_w \cdot z \cdot n_1 \cdot f_{ctd}}{(\cot(\theta) + \tan(\theta))}$ (6.9 EC2)	$V_{rd,max} =$	1143.82	kN $\geq V_{Ed}$ - VERIFICATO
$\alpha_{fw} =$	$\alpha_{fw} =$	1.00	
$n_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$ (6.6N EC2)	$V_1 =$	0.50	
Verifica Puntone $K_a \cdot b_w \cdot d \cdot n_1 \cdot f_{ctd}$ (6.5 EC2)	$=$	1270.92	kN $\geq V_{Ed}$ - VERIFICATO
$K_a = 0.5 - 0.1552 \cdot (\cot(\theta) - 1) / (2.5 - 1)$		0.500	
$n_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$ (6.6N EC2)	$V =$	0.50	

11) VERIFICHE A FLESSIONE E TAGLIO NELLE SEZIONI INIZIALI PRECOMPRESSE

Sezione 1 a metri .98 dal punto d' appoggio.

Momento dovuto al solo PP	$M_{pp} =$	114.25	kNm
SIGMA allo sbanco nei trefoli	$=$	1354.50	N/mm ²
Allo sbanco e con il solo peso della Trave. Calcolo a rottura per sollecitazione minima.			
Distanza da bordo inf. ultima dello Sforzo N	$D_{su} =$	21.57	cm
Distanza da bordo inf. dello Sforzo N	$D_{se} =$	40.61	cm
deve essere $D_{se} \geq D_{su}$			
Cadute di tensione Finali nei trefoli	$=$	263.24	N / mm ²
Sigma di precompressione finale nei trefoli		1136.76	N/mm ²
Sforzo di precompressione finale	$N_{sd} =$	2528.15	kN
A tempo infinito e con tutti i carichi permanenti :			
M per peso proprio e carichi permanenti	$M_{pp} =$	303.07	kNm
Momento di Decompressione	$M_{de} =$	861.93	kNm > 0
Momento di calcolo della Trave	$M_{Ed} =$	485.41	kNm
Momento Resistente	$M_{Rd} =$	2142.62	kNm
Deve essere $M_{Rd} \geq M_{Ed}$			

VERIFICA A TAGLIO

TAGLIO nella sezione in Comb. rara	$V_{sdo} =$	332.83	kN
Larghezza nel baricentro Trave	$b_w =$	41.99	cm
TAGLIO di calcolo comb. ultima	$V_{Ed} =$	471.27	kN
TAGLIO PORTATO DA TRAVE SENZA BISOGNO STAFFE	$V_{rdc} =$	1039.03	kN $\geq V_{Ed}$
FORMULA UTILIZZATA : $I \times b_w / S \times \sqrt{f_{ctd}^2 + 1 \times \sigma_{bar} \times f_{ctd}}$			
I = Momento inerzia Trave + getto	$J_i =$	5931755.00	cm ⁴
b_w = larghezza nel baricentro trave sopra riportata			
S = Momento statico parte trave sup. baricentro rispetto baricentro	$=$	81031.52	cm ³
Sigma nel baricentro trave + getto		4.56	N/mm ²
$f_{ctd} = f_{ctm} \times 0.7 / \gamma_{ac}$	$f_{ctd} =$	1.80	N/mm ²
Essendo $V_{rdc} >$ Taglio ultimo pongo staffatura minima Area staffe/m	$=$	4.20	cm ² /m

12) DEFORMABILITA' DELLA TRAVE

Le Frecce sono calcolate nella sezione a m 10.70 dall' estremo sx della Trave

Altezza Trave = 100.00 cm

Frecce provocate dalla storia di carico della Trave :

+ Freccia verso il basso

- Freccia verso l' alto

Luce di calcolo Frecce	=	21.16	m
Calcestruzzo inizio precompressione	$R_{ck}' =$	40.00	N/mm ²
E iniziale Teorica	$E' =$	33.640	kN/mm ²
Momento inerzia Trave in mezzeria	$J_i =$	4682258	cm ⁴
Freccia per precompressione iniziale	$f_1 =$	-3.677	cm
Freccia per peso proprio trave	$f_2 =$	1.925	cm
Freccia allo sbanco Totale	$f_1 + f_2 =$	-1.752	cm

FRECCIA ISTANTANEA IN ESERCIZIO

Si considerano agenti tutti i carichi

Calcestruzzo allo stadio finale	$R_{ck} =$	50.00	N/mm ²
E Teorica	=	35.550	kN/mm ²
Momento inerzia Trave in mezzeria	$J_t =$	4659959	cm ⁴
Momento inerzia Trave + getto	$J_g =$	6174689	cm ⁴
Freccia per precompressione	$f_3 =$	-3.495	cm
Freccia dovuta a tutti i carichi permanenti	$f_4 =$	2.307	cm
Freccia Finale carichi permanenti pien. definiti	$f_p = f_3 + f_4 =$	-1.188	cm
Freccia totale istantanea per tutti i carichi	$f_t =$	1.214	cm

FRECCIA IN ESERCIZIO A LUNGO TERMINE

Si considera la combinazione di carico quasi permanente

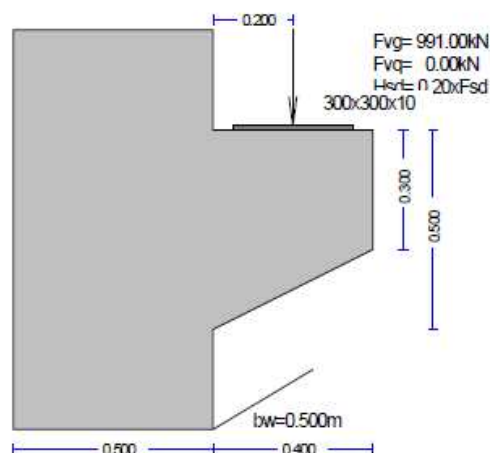
$F_i(t, t_0) =$ Coeff. di Viscosità a tempo inf.		2.462	
L'acciaio è omogeneizzato con E acciaio / E efficace			
$E \text{ efficace} = (E \text{ Teorica} / (1 + F_i(t, t_0))) - (7.4.3 (7.20) EC2)$		10.269	kN/mm ²
e quindi Coefficiente di omog. E acciaio / E efficace		20.450	
Momento inerzia Trave in mezzeria	$J_f =$	5574852	cm ⁴
Momento inerzia Trave + getto in mezzeria	$J_{fg} =$	7355145	cm ⁴
Freccia per precompressione finale	$f_1 =$	-9.073	cm
Freccia a lungo termine per carichi comb. quasi perm.	$f_d =$	12.395	cm
Freccia tot.a lungo termine in comb quasi permanente $f_{dt} = f_1 + f_d$	$f_{dt} =$	3.322	cm
Luce di calcolo Frecce / 250	$L_c/250 =$	8.464	cm
Freccia tot.a lungo termine	$f_{dt} =$	3.322	cm \leq Luce/250 - VERIFICATO

18.7 MENSOLA PREFABBRICATA

Mensola

(UNI EN1992-1-1:2015, UNI EN1990:2006, +UNI EN)

C45/55-B450C



Dimensionamento del Calcestruzzo

Classe del CA	: C45/55-B450C	(EC2 §3)
Classe di esposizione ambientale	: XC2	(EC2 §4.4.1)
Copriferro	: Cnom=35 mm	(EC2 §4.4.1)
$\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$		(EC2 Tab. 2.1N)
Fattori parziali di sicurezza per l'azione:	$\gamma_G=1.30$, $\gamma_Q=1.50$	(EC0 Annessi A1)
$f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 45 / 1.50 = 25.50$ MPa		(EC2 §3.1.6)
$f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05 / \gamma_c = 1.00 \times 2.7 / 1.50 = 1.80$ MPa		(EC2 §3.1.6)
$f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391$ MPa		(EC2 §3.2.7)
Modulo elasticità del calcestruzzo	$E_{cm}=36.0$ GPa	

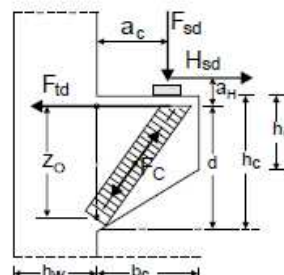
2. Dimensioni e carichi

Dimensioni $h_w=0.500$ m, $b_w=0.500$ m, $b_c=0.400$ m
 $h_c=0.500$ m, $h_d=0.300$ m, $a_c=0.200$ m
 Piastra di appoggio $b_x h_x t=300 \times 300 \times 10$ mm
 Carico permanente $F_{vg}=991.00$ kN, Carico variabile $F_{vq}=0.00$ kN
 Forza orizzontale $H_{ed}=0.200 \times F_{ed}$

3. Modello di calcolo

$0.40 h_c \leq a_c \leq h_c$ ($0.40 \times 0.500 = 0.200 \leq 0.200 \leq 0.500$ m)
 condizioni di mensola tozza
 Progettazione con modello a puntone-catena con il
 puntone compresso e catena costituita dall'armatura
 $d = h - C_{nom} - 2\phi = 500 - 35 - 2 \times 14 = 437$ mm, $d = 0.437$ m
 $a_H = C_{nom} + 2\phi + t = 35 + 2 \times 14 + 10 = 73$ mm, $a_H = 0.073$ m
 $d/a_c = 0.437 / 0.200$, $\theta = 65.4^\circ$, $\tan \theta = 2.18$
 $F_{ed} = 1.00 \times 991.00 + 1.00 \times 0.00 = 991.00$ kN
 $H_{ed} = 0.20 \times 991.00 = 198.20$ kN

(EC2 §5.6.4, §6.5, J.3)



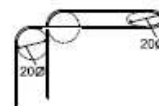
4. Capacità del puntone di CLS Vrdmax

(EC2 §6.2.3 Eq.6.9)

$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$,
 $V_{ed}/\max(V_{rdmax}) = 0.90$, $\theta = 28.0^\circ$ $\cot \theta = 1.88$ $\tan \theta = 0.53$
 $\alpha_{cw} = 1.00$ $z = 0.9d$, $f_{ck} = 45.0 \leq 60 \text{ MPa}$ $v_1 = 0.6[1 - f_{ck}/250] = 0.6[1 - 45/250] = 0.492$, $f_{cd} = 25.50 \text{ MPa}$
 $V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 500 \times 0.9 \times 437 \times 0.492 \times 25.50 / 2.41 = 1023.7 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 991.0 \text{ kN} < 1023.7 \text{ kN} = V_{rdmax}$, la verifica è soddisfatta

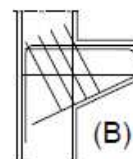
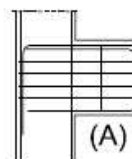
5. Forza nella catena

$z_o = d(1 - 0.4V_{ed}/V_{rdmax}) = 0.437 \times (1 - 0.4 \times 991.0/1023.7) = 0.268 \text{ m}$
 Forza nella catena $F_{td} = F_{ed} \cdot \alpha_{cw} / z_o + H_{ed} \cdot (\alpha_H + z_o) / z_o$
 $F_{td} = 991.0 \times 0.200 / 0.268 + 198.2 \times (0.073 + 0.268) / 0.268 = 992.37 \text{ kN}$
 $A_{s, req} = F_{td} / f_{yd} = 10 \times 992.37 / 391 = 25.38 \text{ cm}^2$
 Armatura principale a trazione (anello) $9 \varnothing 14$ (27.72 cm^2)



6. Staffe

$\alpha_c / h_c = 0.200 / 0.500 = 0.400 < 0.50$
 Staffe chiuse orizzontali Figura A
 o staffe inclinate, Figura B
 Area totale $A_{sw} = 0.25 \times 25.38 \text{ cm}^2 = 6.34 \text{ cm}^2$
 Utilizzare chiuse staffe $5 \varnothing 10$ (7.85 cm^2)



(EC2 Annessi J.3)

7. Verificare la pressione sotto la piastra di carico

(EC2 §6.5.4.b)

Tensione di compressione media nel CLS $\sigma_c = F_{ed} / A_c \leq \sigma_{rdmax} = 0.60 v_1 f_{cd}$ $v_1 = 1 - f_{ck} / 250$ (EC2 Eq.6.56, 6.57N)
 $\sigma_c = 1000 \times 991.0 / (300 \times 300) = 11.01 < 0.49 \times 25.50 = 12.55 \text{ N/mm}^2$ la verifica è soddisfatta

8. Ancoraggio dell'armatura

(EC2 §8.4)

Diametro minimo effettivo dell'armatura principale $4 \times 14 = 56 \text{ mm}$ (EC2 Tab.8.1N)
 Larghezza prescritta della mensola $b_{req} = 1.50 \times 56 + 2 \times 14 + 2 \times 35 = 182 \text{ mm}$

Lunghezza richiesta dell'ancoraggio (EC2 Eq.8.3)

$l_{b, reqd} = (\sigma_s / f_{bd}) \cdot (\sigma_{sd} / f_{bd}) = (14/4) \times (358/4.05) = 309 \text{ mm}$

$\sigma_{sd} = 1000 \times 992.37 / 2772 = 358 \text{ MPa}$ $f_{bd} = 2.25 \times 1.00 \times f_{ctd} = 4.05 \text{ MPa}$ (EC2 §8.4.2)

Lunghezza dell'ancoraggio di progetto $l_{bd} = 1.00 \times 309 = 309 \text{ mm}$, $C_{nom} = 35 \text{ mm} < 3 \times 14 = 42 \text{ mm} = (3 \varnothing)$ (EC2 §8.4.4, T.8.2)

Lunghezza dell'ancoraggio minima $l_{b, min} = \max(0.30 l_{b, reqd}, 10 \varnothing, 100 \text{ mm}) = 140 \text{ mm}$

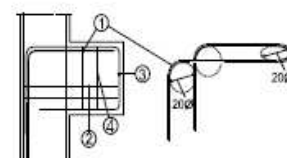
Lunghezza di ancoraggio necessaria per l'armatura principale $L_{bd} = 310 \text{ mm} = 0.310 \text{ m}$

9. Distinta barre di armatura

Num	tipo	Barre di armatura [mm]	quant	\varnothing	g/m [kg/m]	lunghez [m]	peso [kg]
1	①	310  60	9	14	1.210	2.280	24.83
2	②	100  420	5	10	0.617	2.680	8.27
3	③	630  210	2	10	0.617	2.170	2.68

Peso totale [kg]

35.78



18.8 SETTI IN C.A.

Di seguito si riportano le azioni interne delle pareti relative alla combinazione di involucro SLU-SLV.

Le pareti sono armate in verticale con $\varnothing 16/150$ e in orizzontale con $\varnothing 12/150$ o $\varnothing 16/150$ su entrambe le facce.

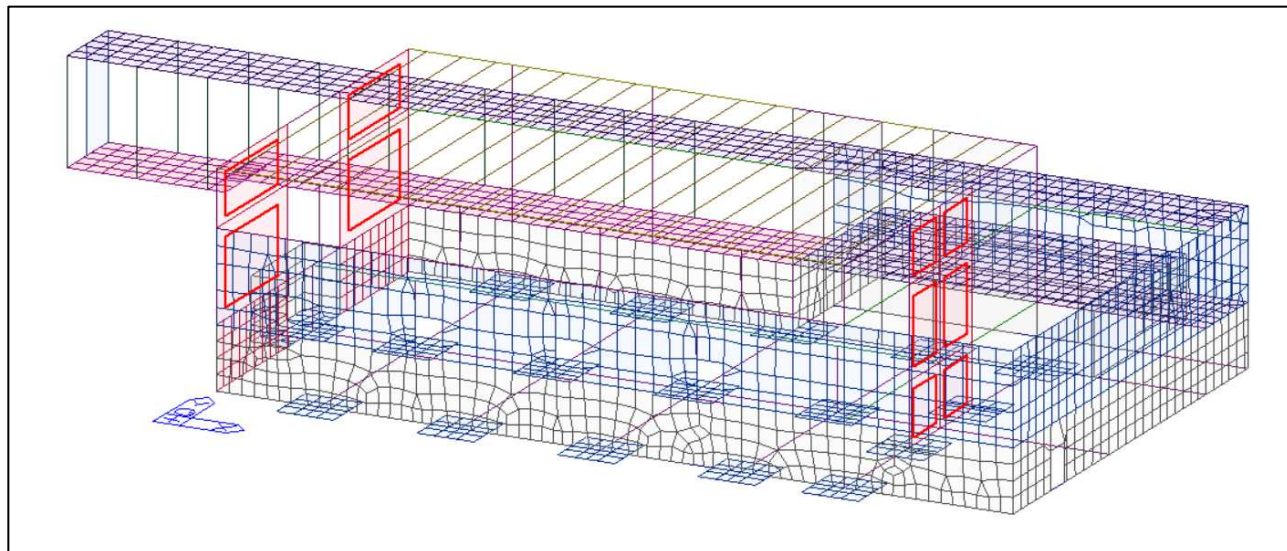


Figura 34: Pareti sp. 40 cm - verticale $\varnothing 16/150$ - orizzontale $\varnothing 16/150$.

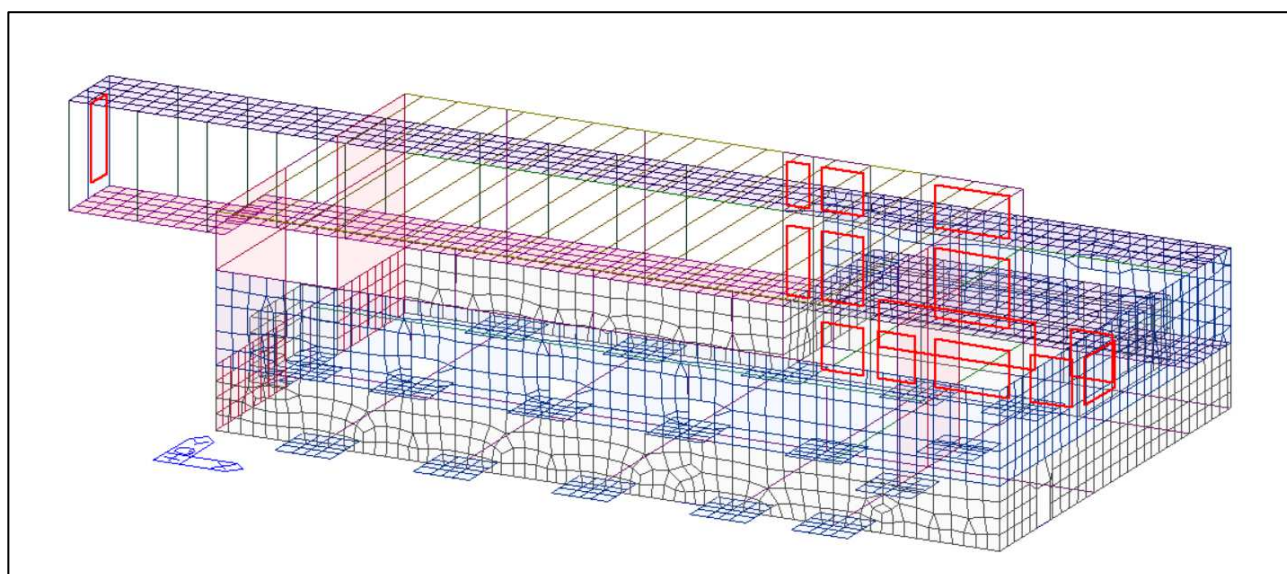


Figura 35: Pareti sp. 30 cm - verticale $\varnothing 16/150$ - orizzontale $\varnothing 12/150$.

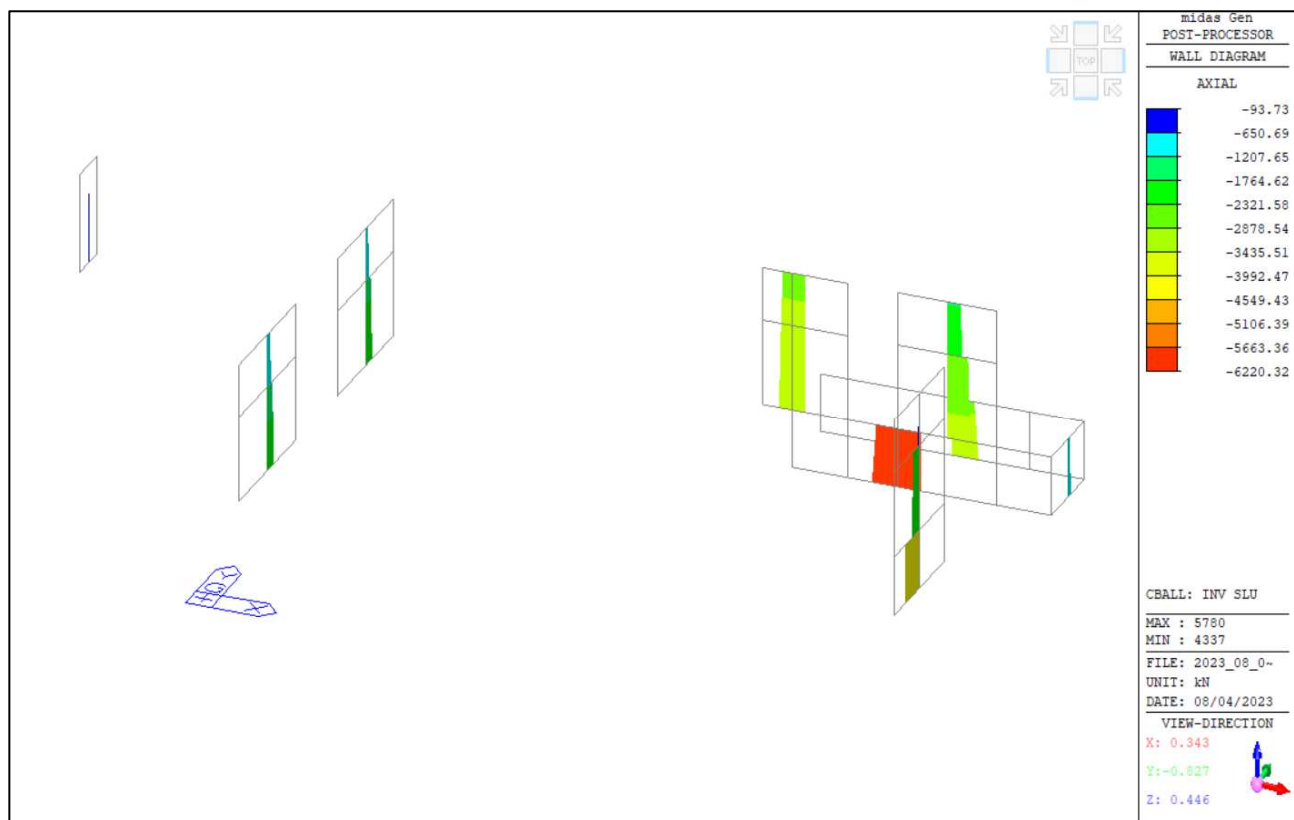


Figura 36: Pareti - Azione assiale (kN).

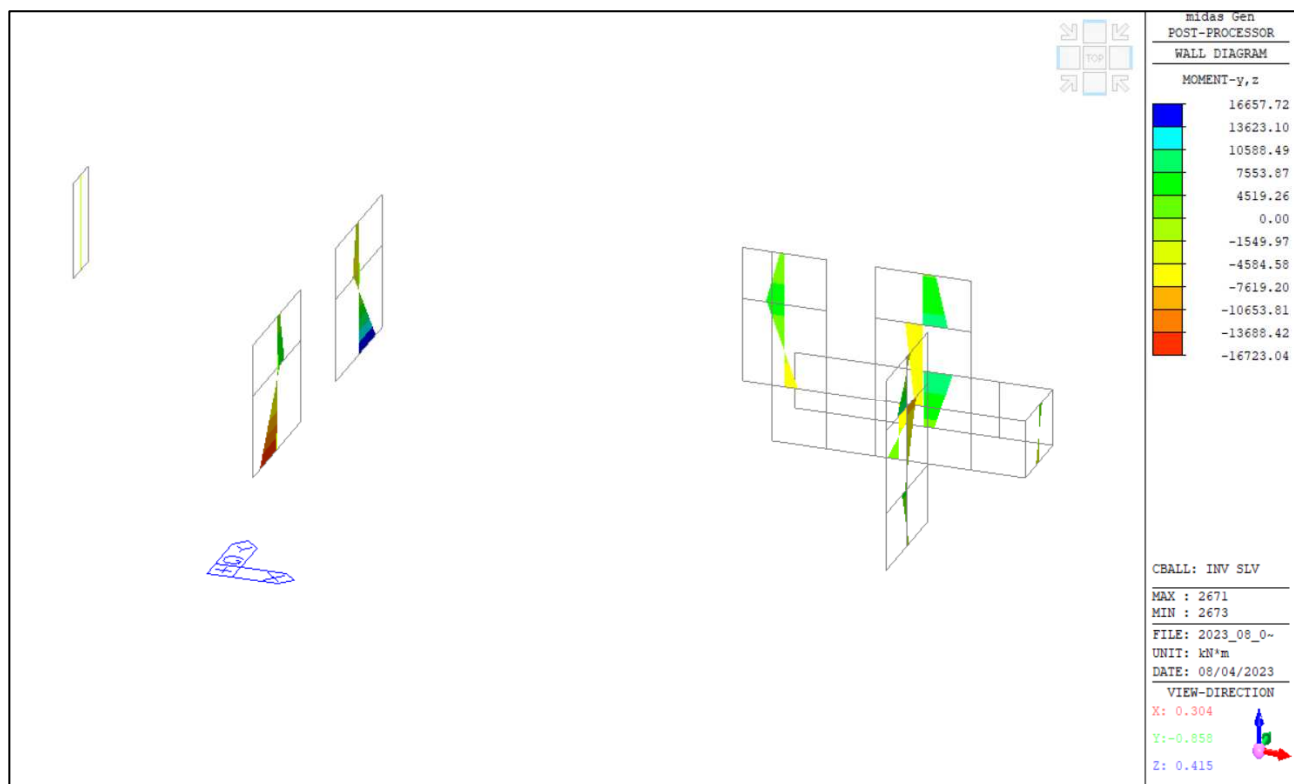


Figura 37: Pareti - Momenti flettenti (kNm).

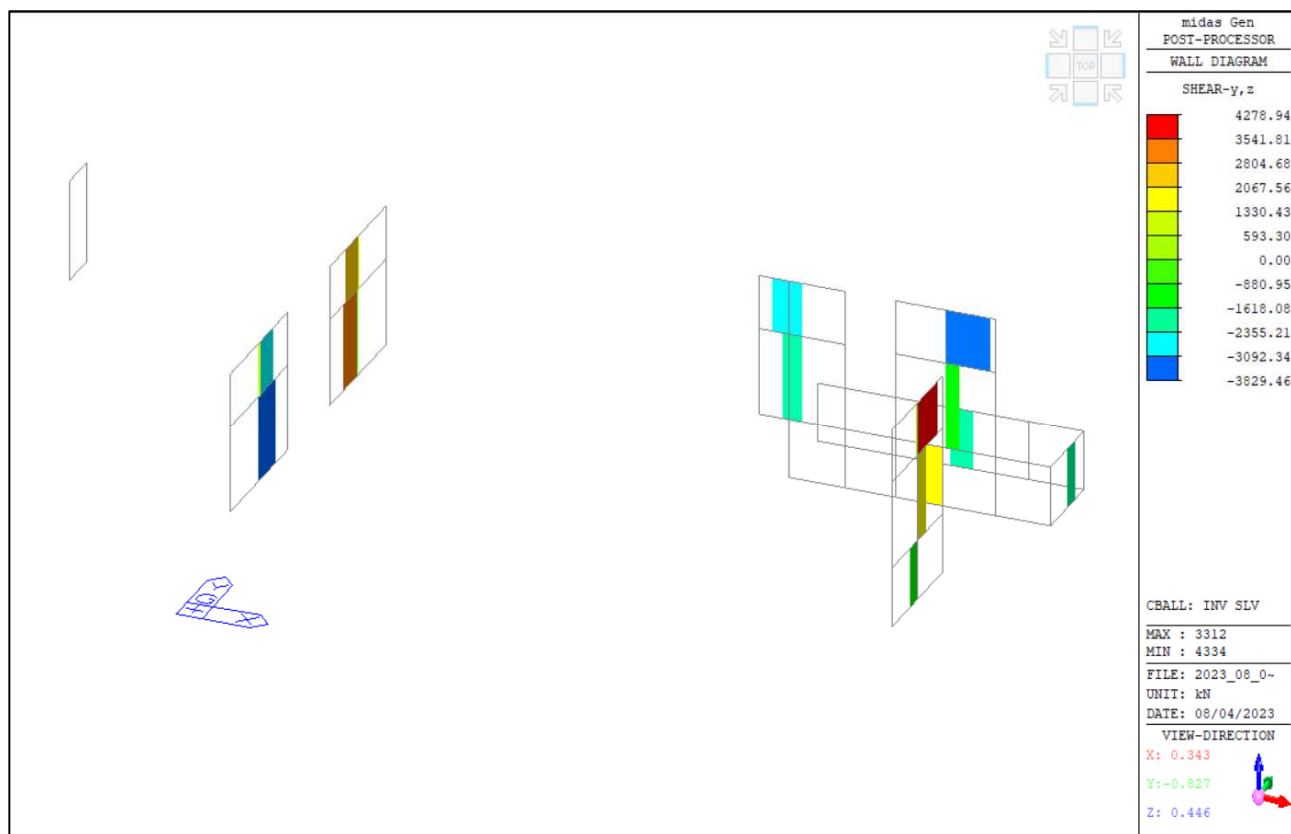


Figura 38: Pareti - Azioni di taglio (kN).

Nel seguito si riporta l'immagine con i tassi di verifica di ogni singolo maschio (elemento che costituisce la parete).

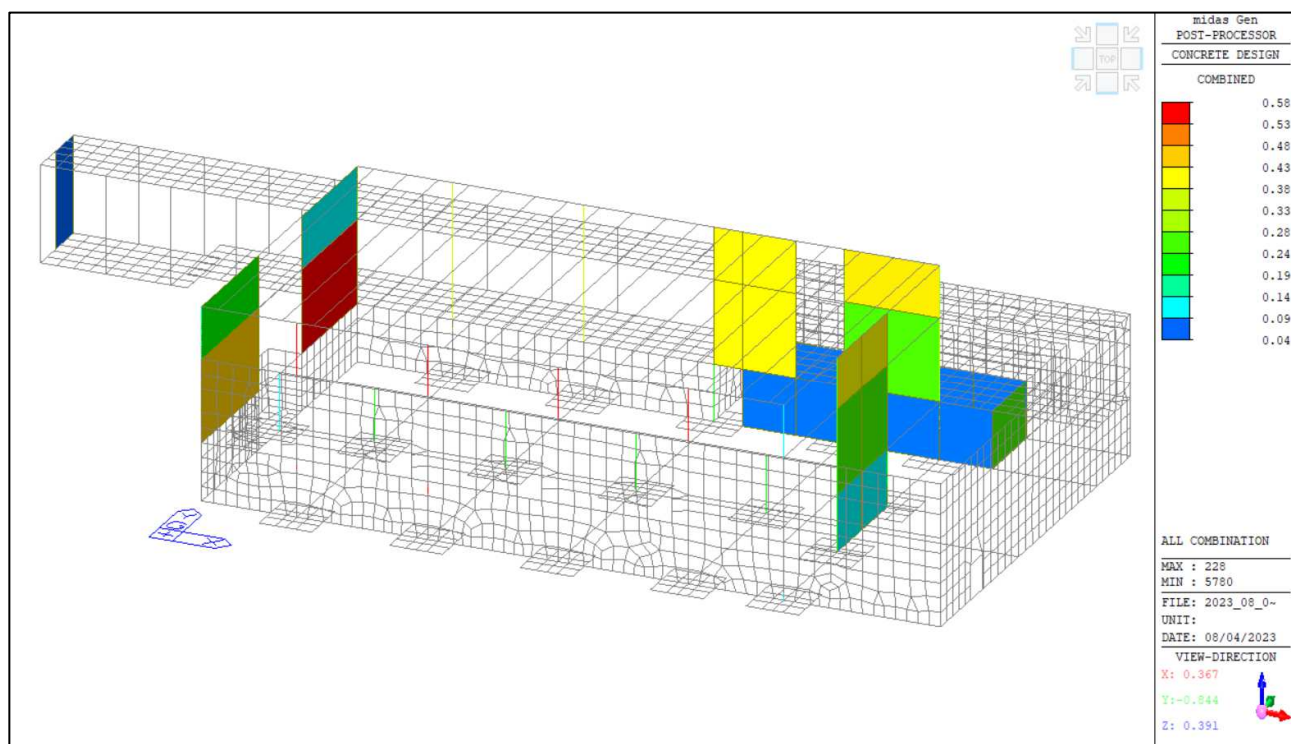


Figura 39: Tassi di sfruttamento a presso-flessione - Pareti di taglio.

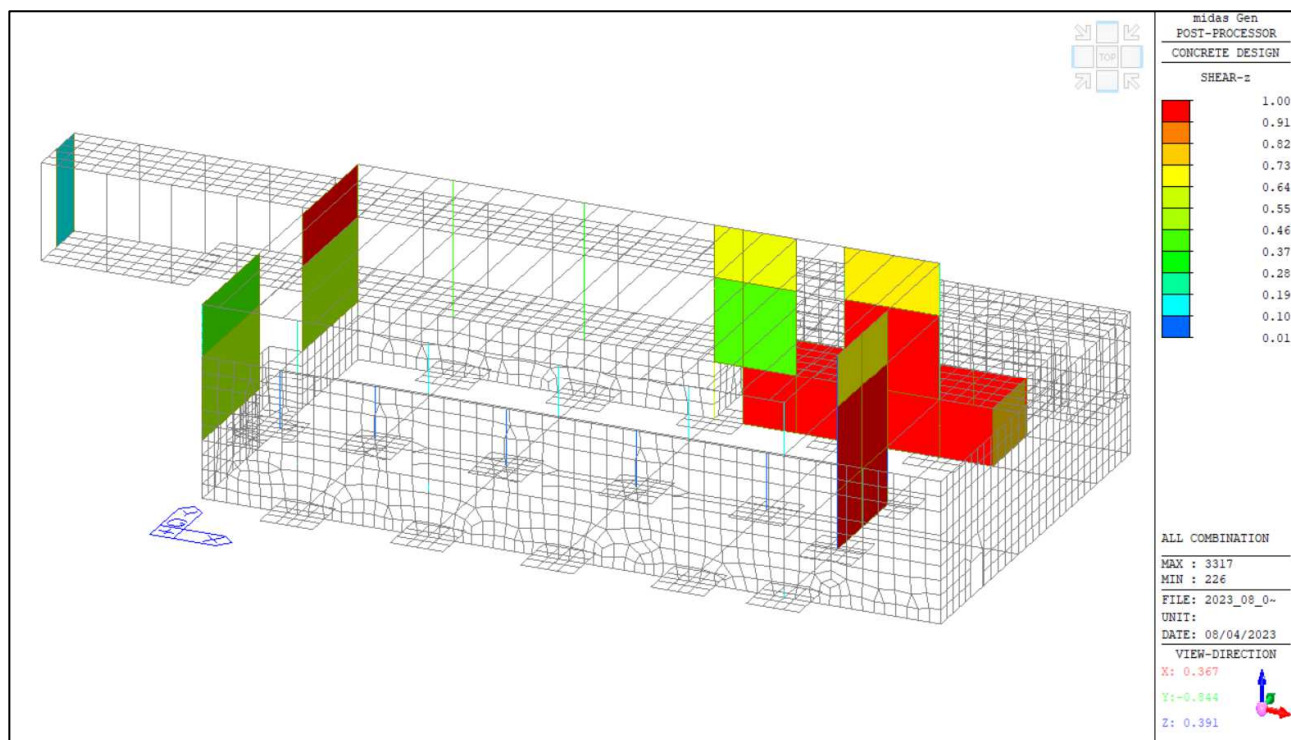


Figura 40: Tassi di sfruttamento a taglio - Pareti di taglio.

Essendo i tassi di verifica inferiori a 1 per ciascun elemento, le verifiche si ritengono soddisfatte.

Nello specifico, a seguire si riporta la verifica della parete più caratteristica ai fini della verifica e sollecitata.



Company

Project Title

Author

zanardi

File Name

2023_08_03 iis_calcolo con setti rev_00.mgb

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018

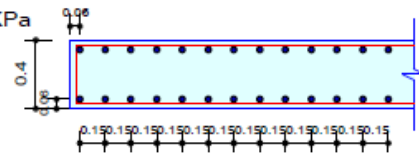
Unit System : kN, m

Wall ID : 7 (Wall Mark : wM0007)

Story : 1F (Height = 5.1 m)

Material Data : $f_{ck} = 28000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa

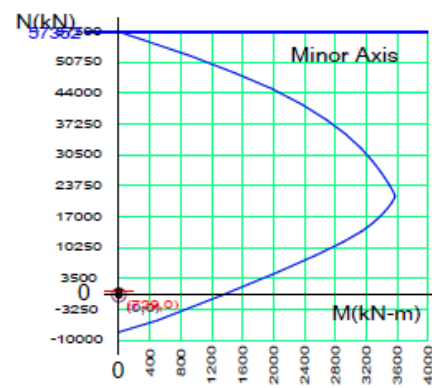
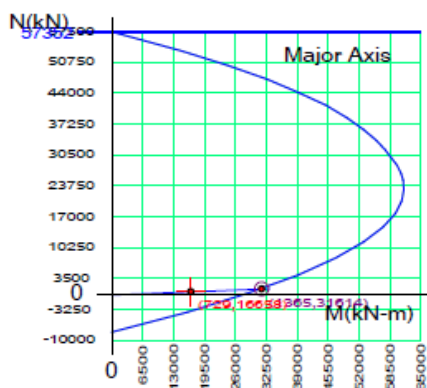
Wall Dim. (Length*Thk) : 7.8*0.4 m

Vertical Rebar : P16 @150 ($A_sV = 0.00268$ m²/m)

2. Axial and Moments Capacity

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 57352.1$ kN

	y (LCB : 37, POS : I)	z (LCB : 37, POS : I)
N_{Ed} (kN)	729.391	729.391
N_{Rd} (kN)	1364.75	0.00000
N_{Ed} / N_{Rd}	$0.534 < 1.000$ O.K	$0.000 < 1.000$ O.K
M_{Ed} (kN-m)	16657.7	0.00000
M_{Rd} (kN-m)	31614.1	0.00000
M_{Ed} / M_{Rd}	$0.527 < 1.000$ O.K	$0.000 < 1.000$ O.K



3. Shear Capacity

Applied Shear Force	V_{Ed}	= 3092.29 kN (Load Combination : 37)
Shear Ratio by Conc	V_{Ed}/V_{Rdc}	= $3092.29 / 905.035 = 3.4168$
Shear Ratio by V_{Rds}	V_{Ed}/V_{Rds}	= $3092.29 / 6625.66 = 0.4667$
Shear Ratio by V_{Rdmax}	V_{Ed}/V_{Rdmax}	= $3092.29 / 10024.6 = 0.3085$
Shear Ratio	V_{Ed}/V_{Rd}	= $0.467 < 1.000$ O.K
(Asw-H _{req} = 0.00125 m ² /m, P16 @150)		

Il momento sostanzialmente elastico $M'_{yd} = 21124,334$ kNm, riportato di seguito nel grafico momento curvatura, risulta maggiore del momento sollecitante $M_{ed} = 16657,70$ kNm, per cui la sezione rimane in campo elastico.

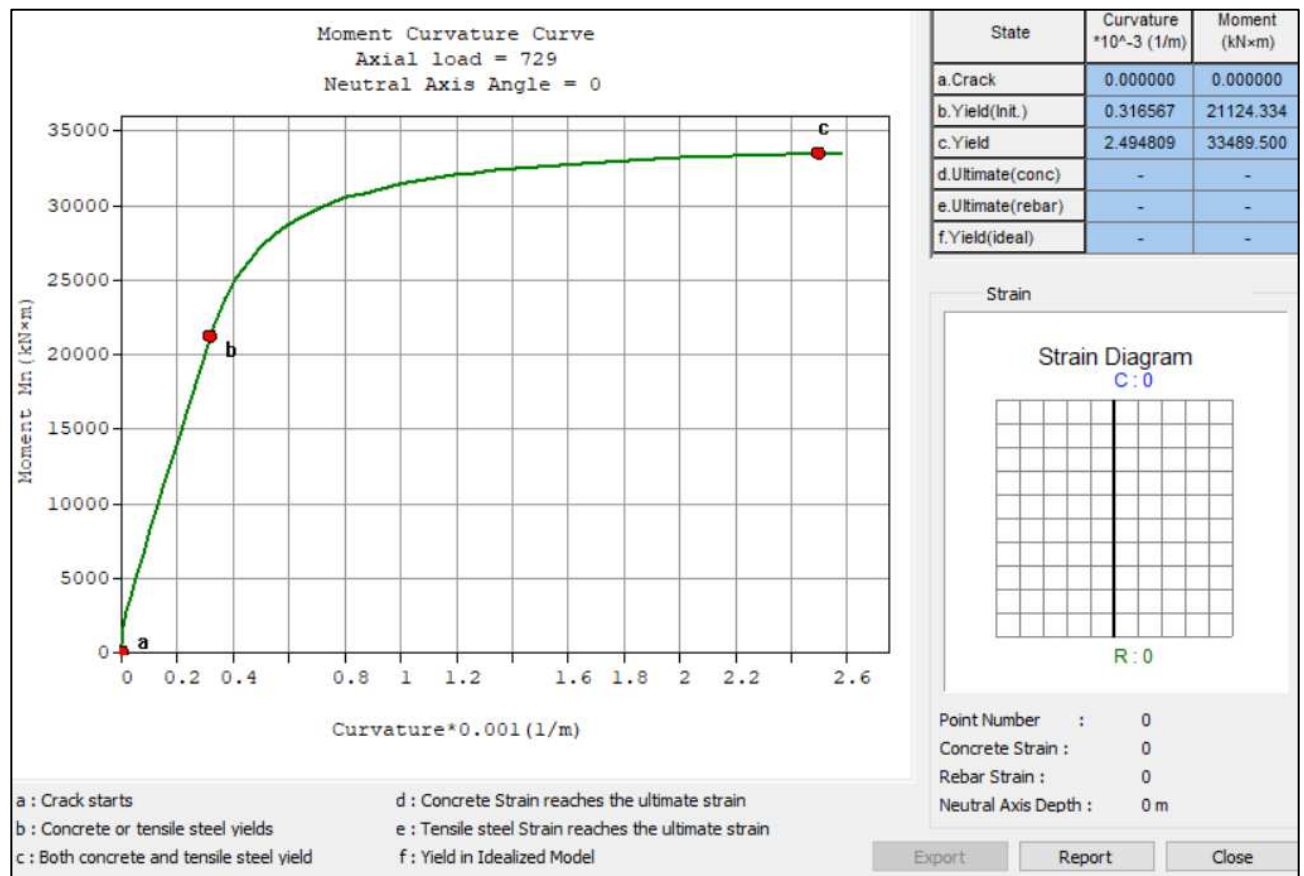


Figura 41: Verifica setto Momento-Curvatura.

Di seguito viene riportato il riassunto della verifica di tutte le pareti.

midas Gen - RC-Wall Checking [Eurocode2:04 & NTC2018] Method 1 Gen 2023												
=====												
*.PROJECT :												
*.UNIT SYSTEM : kN, m												
=====												
[Eurocode2:04] RC-WALL DESIGN SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.												

WID	Wall	Mark	fck	fyk	CHK	N_Rdmax	Rat-Ny	M_Edy	Rat-My	V_Rdc	V_Rds	V_Ed
Story	Lw	HTw	hw	fyw	LCB	N_Ed	Rat-Nz	M_Edz	Rat-Mz	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V

1	wM0001		28000.0	450000	OK	87534.0	0.073	1548.24	0.074	1770.29	7237.42	1727.74
B223	15.1554	3.50000	0.30000	450000	107	6211.53	0.000	0.00000	0.000	0.976	0.239	0.976

2	wM0002		28000.0	450000	OK	28931.5	0.408	6429.05	0.411	883.594	4247.22	1665.04
2F	5.00000	3.16000	0.30000	450000	34	1260.71	0.000	0.00000	0.000	1.88*	0.392	0.392

3	wM0003		28000.0	450000	OK	33254.8	0.443	8585.22	0.446	725.516	4911.00	3829.46
2F	5.78143	3.16000	0.30000	450000	33	1174.09	0.000	0.00000	0.000	5.28*	0.780	0.780

5	wM0005		28000.0	450000	OK	88629.4	0.056	9692.50	0.054	1664.96	7347.31	1664.58
B223	15.3855	3.50000	0.30000	450000	38	1120.03	0.000	0.00000	0.000	1.000	0.227	1.000

6	wM0006		28000.0	450000	OK	51441.3	0.421	9997.15	0.417	785.006	5955.74	4278.94
2F	7.01135	3.16000	0.40000	450000	37	293.791	0.000	0.00000	0.000	5.45*	0.718	0.718

7	wM0007		28000.0	450000	OK	57352.1	0.534	16657.7	0.527	905.035	6625.66	3092.29
1F	7.80000	5.10000	0.40000	450000	37	729.391	0.000	0.00000	0.000	3.42*	0.467	0.467

8	wM0008		28000.0	450000	OK	58674.5	0.445	12104.1	0.453	1282.54	6762.24	3317.58
1F	7.96079	5.10000	0.40000	450000	37	-397.04	0.000	0.00000	0.000	2.59*	0.491	0.491

9	wM0009		28000.0	450000	OK	27100.6	0.284	2782.42	0.280	549.758	2234.34	1649.50
B223	4.67878	3.50000	0.30000	450000	38	13.1792	0.000	0.00000	0.000	3.00*	0.738	0.738

10	wM0010		28000.0	450000	OK	11934.8	0.042	168.189	0.042	221.451	1146.11	41.7236
B223	2.40000	5.90000	0.25000	450000	37	129.407	0.000	0.00000	0.000	0.188	0.036	0.188

18.9 TRAVI IN C.A.

Di seguito si riportano le azioni interne delle travi relative alla combinazione di involucro SLU-SLV.

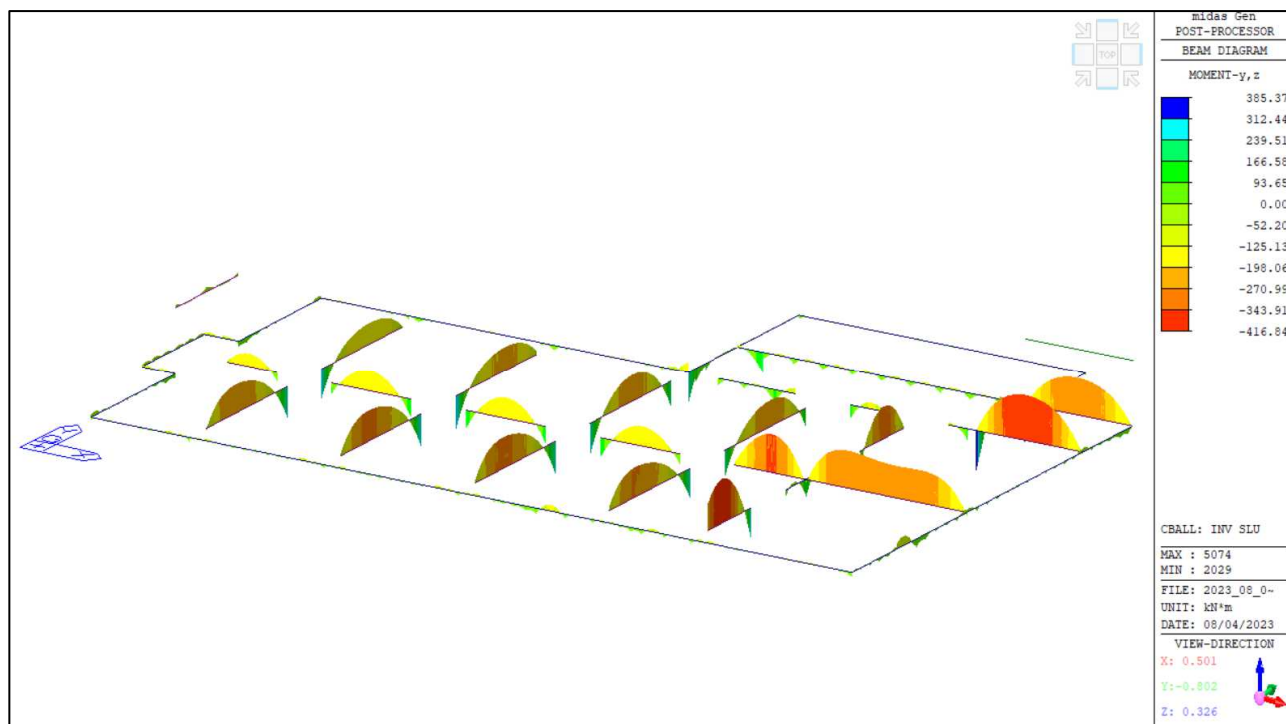


Figura 42: Travi - Momenti flettenti (kNm).

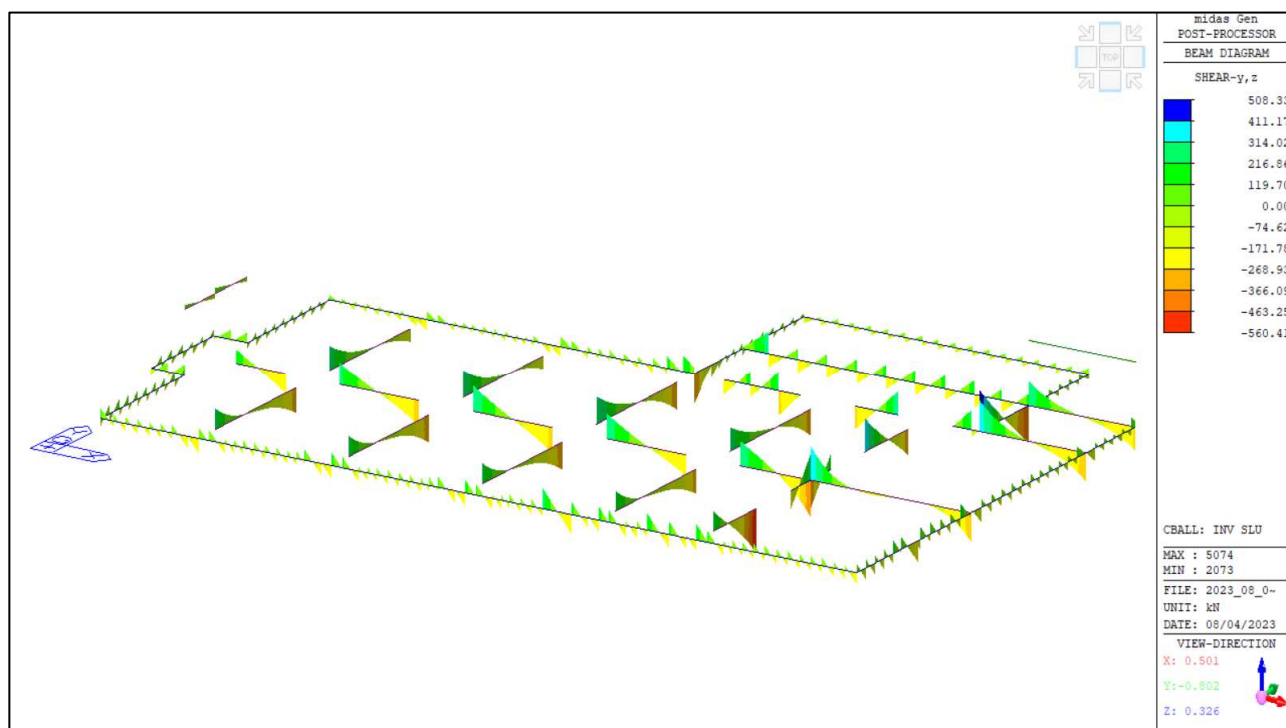


Figura 43: Travi - Azioni di taglio (kN).

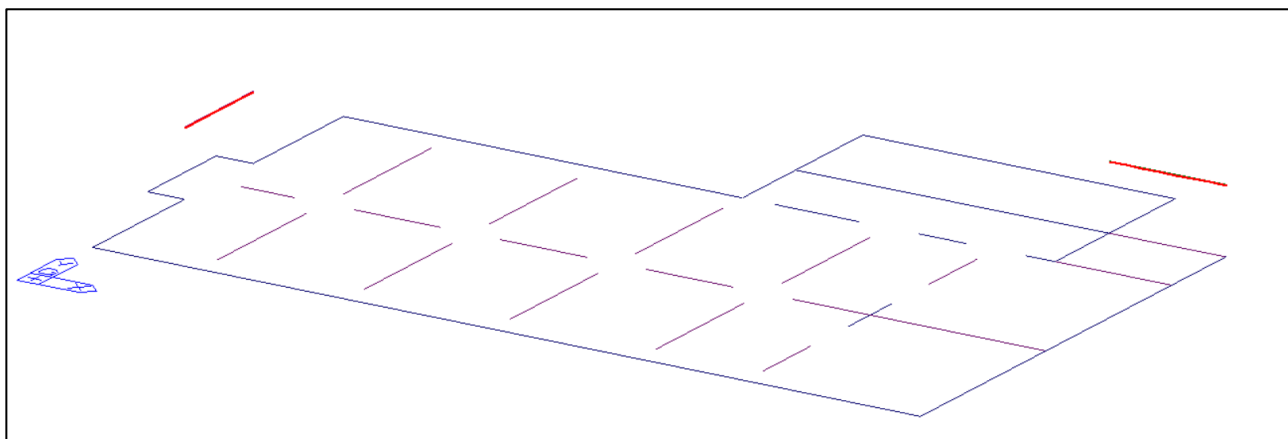


Figura 44: Travi - 4+4Ø20 + 1+1Ø16 parete, staffe 2Ø12/75-150-75.

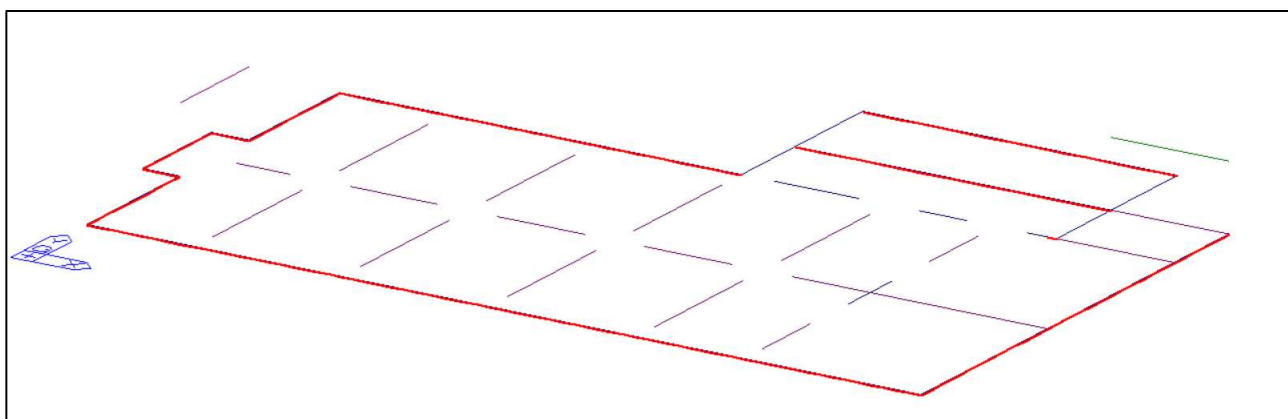


Figura 45: Travi - 8+8Ø16, staffe 4Ø10/75-150-75.

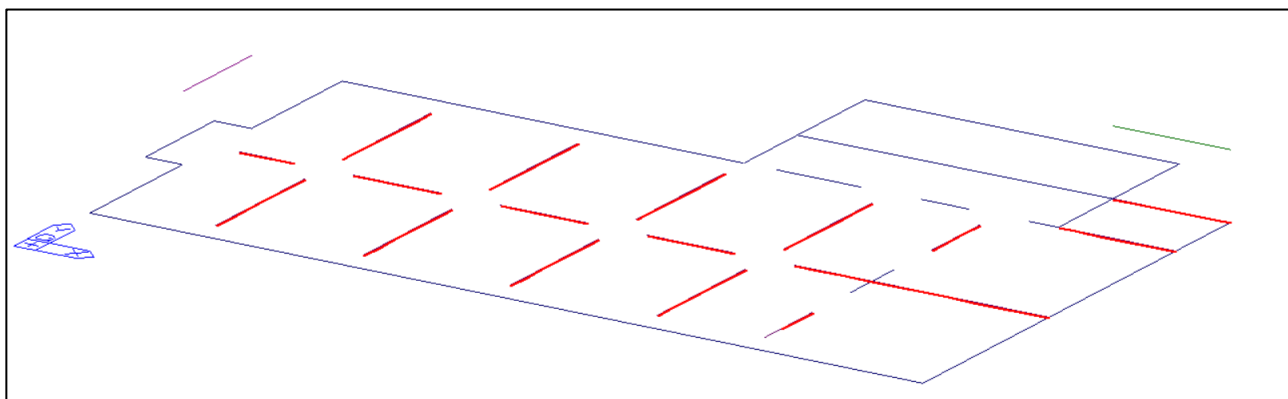


Figura 46: Travi - 10+10Ø20, staffe 4Ø10/75-150-75.

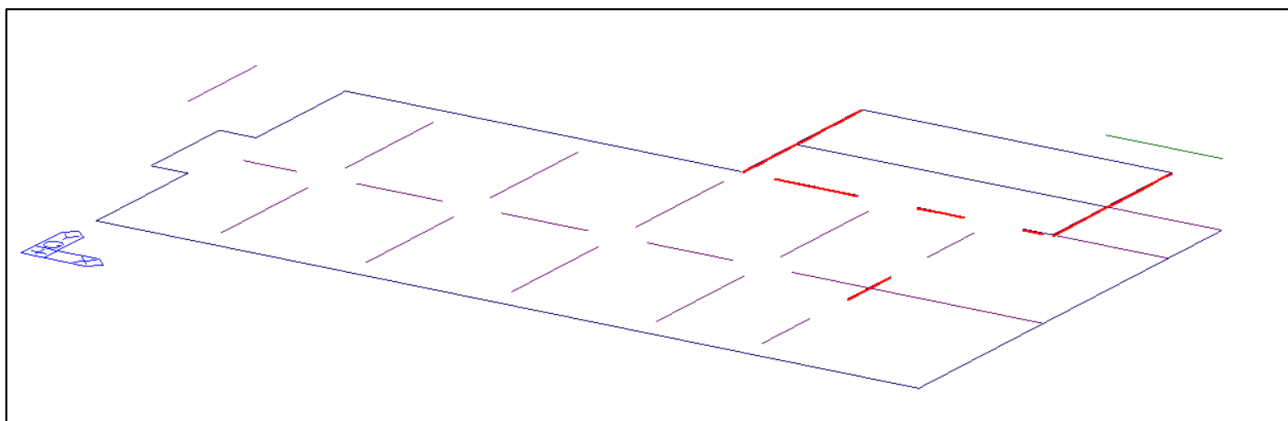


Figura 47: Travi - 8+8Ø20, staffe 4Ø10/75-150-75.

Di seguito si riportano i tassi di verifica.

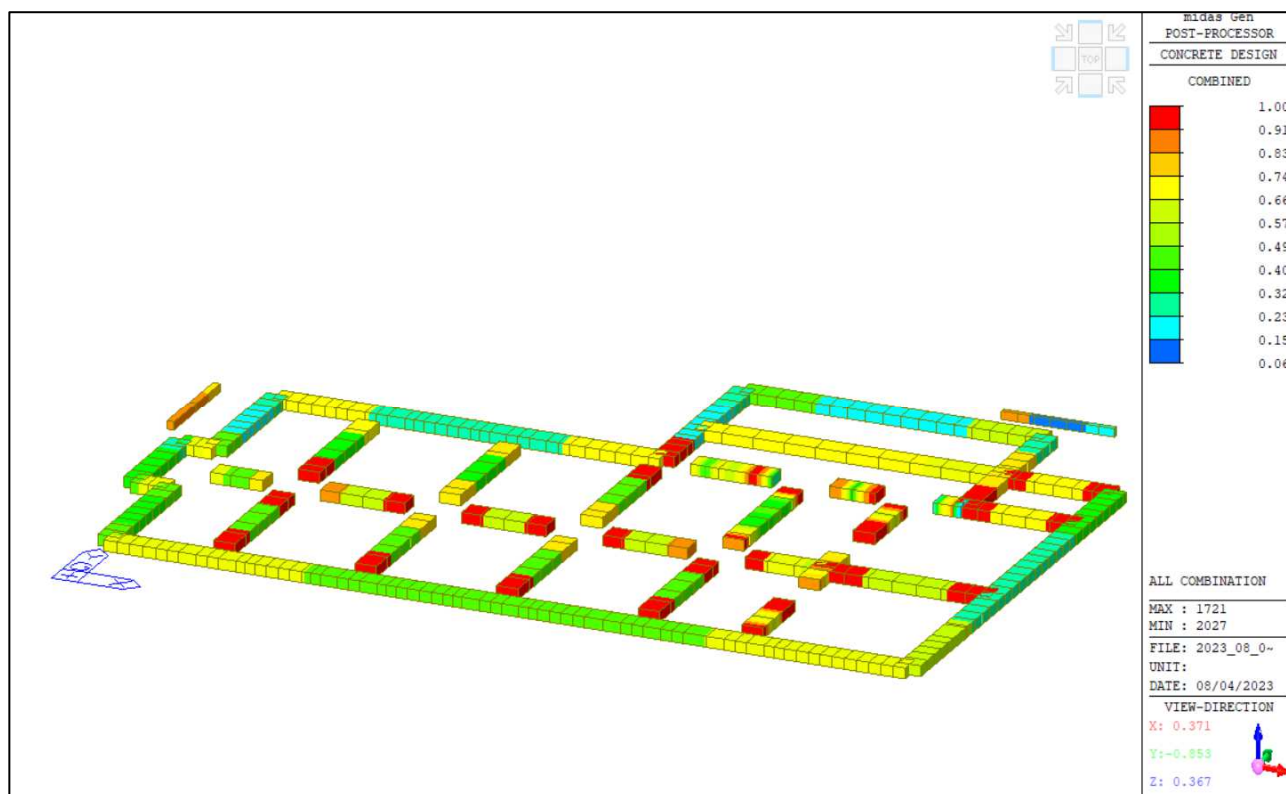



Figura 48: Travi - Tassi di verifica a pressoflessione.

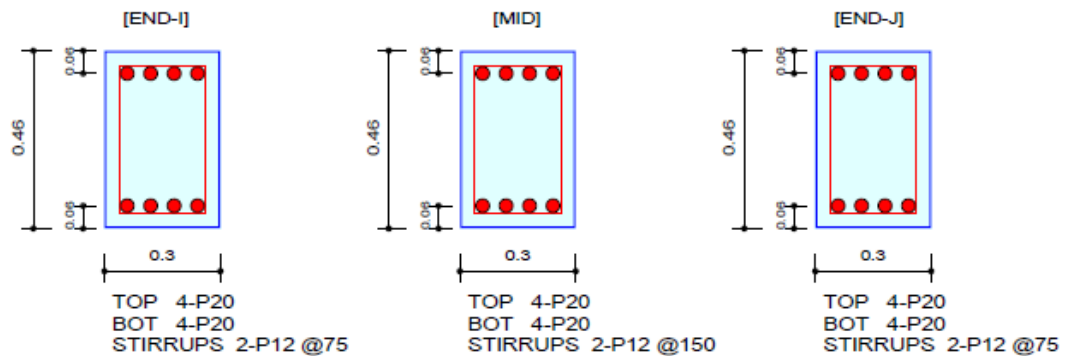
Essendo i tassi di verifica inferiori a 1 per ciascun elemento, le verifiche si ritengono soddisfatte.

Nello specifico, a seguire si riporta la verifica della trave più sollecitato.

	Company		Project Title	
	Author	zanardi	File Name	2023_08_03 iis_calcolo con setti rev_00.mgt

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	30x46 (No : 3)	Beam Span	6.30019m




2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	85	85	86
Moment (M _{Ed})	4.31	5.53	70.14
Factored Strength (M _{Rd})	175.55	175.55	175.55
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0245	0.0315	0.3995
Neutral Axis (x/d)	0.1973	0.1973	0.1973
(+) Load Combination No.	34	37	38
Moment (M _{Ed})	2.10	6.23	69.60
Factored Strength (M _{Rd})	175.55	175.55	175.55
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0120	0.0355	0.3965
Neutral Axis (x/d)	0.1973	0.1973	0.1973
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0013	0.0013	0.0013
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0013	0.0013	0.0013

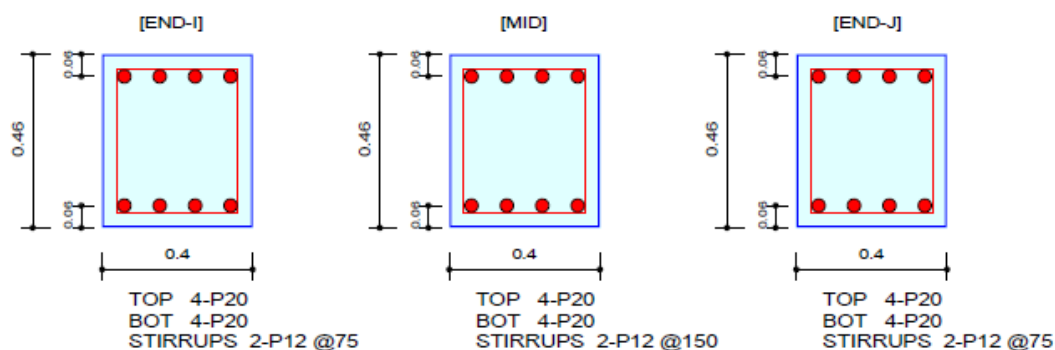
3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	81	86	33
Factored Shear Force (V _{Ed})	16.18	8.27	66.96
V _{Rdc}	75.79	75.79	75.79
V _{Rds}	424.49	212.24	424.49
V _{Rdmax}	428.40	428.40	428.40
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0030	0.0015	0.0030
Using Stirrups Spacing	2-P12 @75	2-P12 @150	2-P12 @75
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.2135	0.1091	0.8835
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.0381	0.0390	0.1577
Check Ratio	0.2135	0.1091	0.8835

	Company		Project Title	
	Author	zanardi	File Name	2023_08_03 iis_calcolo con setti rev_00.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	40x46 (No : 6)	Beam Span	5.93435m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	85	86	86
Moment (M _{Ed})	71.49	74.55	79.34
Factored Strength (M _{Rd})	177.65	177.65	177.65
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.4024	0.4196	0.4466
Neutral Axis (x/d)	0.1763	0.1763	0.1763
(+) Load Combination No.	37	37	38
Moment (M _{Ed})	43.66	21.20	46.79
Factored Strength (M _{Rd})	177.65	177.65	177.65
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.2458	0.1193	0.2634
Neutral Axis (x/d)	0.1763	0.1763	0.1763
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0013	0.0013	0.0013
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0013	0.0013	0.0013

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	85	37	37
Factored Shear Force (V _{Ed})	71.93	82.10	77.10
V _{Rdc}	91.81	91.81	91.81
V _{Rds}	424.49	212.24	424.49
V _{Rdmax}	571.20	571.20	571.20
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0030	0.0015	0.0030
Using Stirrups Spacing	2-P12 @75	2-P12 @150	2-P12 @75
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.7834	0.8942	0.8397
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.1694	0.3868	0.1816
Check Ratio	0.7834	0.8942	0.8397



Company

Project Title

Author

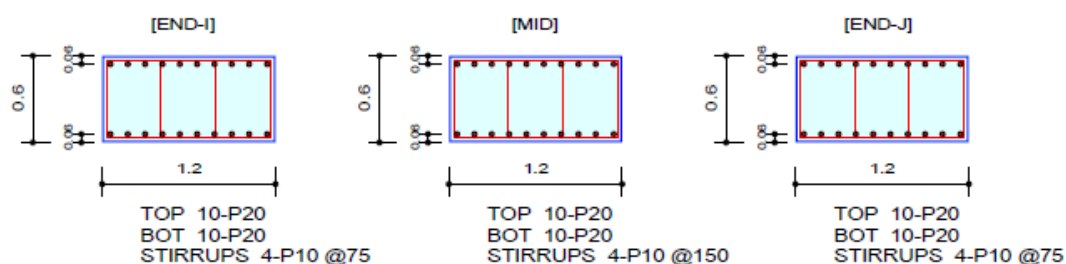
zanardi

File Name

2023_08_03 iis_calcolo con setti rev_00.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	120x60 cordoli (No : 4)	Beam Span	9.50023m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	112	85	85
Moment (M _{Ed})	355.36	445.92	372.33
Factored Strength (M _{Rd})	621.97	621.97	621.97
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.5713	0.7169	0.5986
Neutral Axis (x/d)	0.1230	0.1230	0.1230
(+) Load Combination No.	117	117	38
Moment (M _{Ed})	309.46	199.32	322.05
Factored Strength (M _{Rd})	621.97	621.97	621.97
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.4975	0.3205	0.5178
Neutral Axis (x/d)	0.1230	0.1230	0.1230
Using Rebar Top (As _{top})	0.0031	0.0031	0.0031
Using Rebar Bot (As _{bot})	0.0031	0.0031	0.0031

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	116	40	55
Factored Shear Force (V _{Ed})	298.27	297.72	298.06
V _{Rdc}	298.33	298.33	298.33
V _{Rds}	801.27	400.63	801.27
V _{Rdmax}	2313.36	2313.36	2313.36
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0042	0.0021	0.0042
Using Stirrups Spacing	4-P10 @75	4-P10 @150	4-P10 @75
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.9998	0.9979	0.9991
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.3722	0.7431	0.3720
Check Ratio	0.9998	0.9979	0.9991

Di seguito viene riportato il riassunto della verifica di tutti gli elementi strutturali.

midas Gen - RC-Beam Checking [Eurocode2:04 & NTC2018]										Gen 2023									
=====																			
*.PROJECT : *.UNIT SYSTEM : kN, m																			
[Eurocode2:04 & NTC2018] RC-BEAM CHECK SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.																			
=====																			
*.MEMB = 1034, SECT = 3 (30x46, RECT), Span = 6.30019 *.Bc = 0.3000, Hc = 0.4600 *.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000																			
POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV		
I	OK	0.0013	0.0013	4.31228(85)	0.197	175.555	0.025	2.11079(34)	0.197	175.555	0.012	16.2156(81)	75.7900	424.487	0.214	0.038	0.214		
M	OK	0.0013	0.0013	5.55587(85)	0.197	175.555	0.032	6.25978(37)	0.197	175.555	0.036	8.32414(86)	75.7900	212.243	0.110	0.039	0.110		
J	OK	0.0013	0.0013	70.5292(86)	0.197	175.555	0.402	69.9287(38)	0.197	175.555	0.398	67.2729(33)	75.7900	424.487	0.888	0.158	0.888		
=====																			
*.MEMB = 1534, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 1.51128 *.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000 *.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000																			
POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV		
I	OK	0.0031	0.0031	239.128(122)	0.123	621.972	0.384	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	47.7616(112)	298.334	801.266	0.160	0.060	0.160		
M	OK	0.0031	0.0031	252.289(122)	0.123	621.972	0.406	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	32.6795(113)	298.334	400.633	0.110	0.082	0.110		
J	OK	0.0031	0.0031	252.289(122)	0.123	621.972	0.406	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	16.3998(132)	298.334	801.266	0.055	0.020	0.055		
=====																			
*.MEMB = 1562, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 21.5791 *.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000 *.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000																			
POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV		
I	OK	0.0016	0.0016	67.0895(86)	0.097	332.162	0.202	81.7563(38)	0.097	332.162	0.246	155.131(38)	244.842	801.266	0.634	0.194	0.634		
M	OK	0.0016	0.0016	13.7781(82)	0.097	332.162	0.041	49.8994(37)	0.097	332.162	0.150	69.1592(86)	244.842	400.633	0.282	0.173	0.282		
J	OK	0.0016	0.0016	151.993(85)	0.097	332.162	0.458	12.5459(37)	0.097	332.162	0.038	161.558(38)	244.842	801.266	0.660	0.202	0.660		
=====																			
*.MEMB = 1563, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 44.7637 *.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000 *.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000																			
POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV		
I	OK	0.0016	0.0016	5.46112(85)	0.097	332.162	0.016	46.6106(37)	0.097	332.162	0.140	142.163(37)	244.842	801.266	0.581	0.177	0.581		
M	OK	0.0016	0.0016	51.7528(86)	0.097	332.162	0.156	56.1412(37)	0.097	332.162	0.169	114.787(85)	244.842	400.633	0.469	0.287	0.469		
J	OK	0.0016	0.0016	0.00000(136)	0.097	332.162	0.000	49.5606(38)	0.097	332.162	0.149	152.734(85)	244.842	801.266	0.624	0.191	0.624		
=====																			
midas Gen - RC-Beam Checking [Eurocode2:04 & NTC2018]										Gen 2023									
=====																			
*.PROJECT : *.UNIT SYSTEM : kN, m																			
[Eurocode2:04 & NTC2018] RC-BEAM CHECK SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.																			
=====																			
*.MEMB = 1570, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 9.50023 *.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000 *.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000																			
POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV		
I	OK	0.0031	0.0031	345.058(112)	0.123	621.972	0.555	42.2717(132)	0.123	621.972	0.068	297.520(2)	298.334	801.266	0.997	0.371	0.997		
M	OK	0.0031	0.0031	345.058(112)	0.123	621.972	0.555	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	29.0955(82)	298.334	400.633	0.098	0.073	0.098		
J	OK	0.0031	0.0031	283.746(112)	0.123	621.972	0.456	33.6131(112)	0.123	621.972	0.054	287.070(85)	298.334	801.266	0.962	0.358	0.962		
=====																			
*.MEMB = 1660, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 7.80000 *.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000 *.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000																			
POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV		
I	OK	0.0016	0.0016	37.4029(85)	0.097	332.162	0.113	15.3062(37)	0.097	332.162	0.046	63.4039(33)	244.842	801.266	0.259	0.079	0.259		
M	OK	0.0016	0.0016	20.7033(85)	0.097	332.162	0.062	36.2087(37)	0.097	332.162	0.109	48.2902(86)	244.842	400.633	0.197	0.121	0.197		
J	OK	0.0016	0.0016	34.5333(85)	0.097	332.162	0.104	110.919(37)	0.097	332.162	0.334	66.0039(82)	244.842	801.266	0.270	0.082	0.270		
=====																			
*.MEMB = 1675, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 7.96079 *.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000 *.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000																			
POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV		
I	OK	0.0016	0.0016	38.2101(86)	0.097	332.162	0.115	109.939(38)	0.097	332.162	0.331	91.4617(34)	244.842	801.266	0.374	0.114	0.374		
M	OK	0.0016	0.0016	23.0733(86)	0.097	332.162	0.069	41.6398(38)	0.097	332.162	0.125	80.8928(108)	244.842	400.633	0.330	0.202	0.330		
J	OK	0.0016	0.0016	20.9254(85)	0.097	332.162	0.063	15.1693(37)	0.097	332.162	0.046	127.049(86)	244.842	801.266	0.519	0.159	0.519		
=====																			
*.MEMB = 1921, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 6.30019 *.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000 *.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000																			
POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV		
I	OK	0.0031	0.0031	339.170(85)	0.123	621.972	0.545	13.7987(117)	0.123	621.972	0.022	269.695(6)	298.334	801.266	0.904	0.337	0.904		
M	OK	0.0031	0.0031	445.922(85)	0.123	621.972	0.717	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	126.891(38)	298.334	400.633	0.425	0.317	0.425		
J	OK	0.0031	0.0031	372.327(85)	0.123	621.972	0.599	24.1213(38)	0.123	621.972	0.039	297.696(112)	298.334	801.266	0.998	0.372	0.998		

*.PROJECT :
*.UNIT SYSTEM : kN, m

[Eurocode2:04 & NTC2018] RC-BEAM CHECK SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

*.MEMB = 2026, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 1.11436
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0025	0.0025	0.00000(136)	0.114	502.051	0.000	102.806(132)	0.114	502.051	0.205	247.315(112)	276.949	801.266	0.893	0.309	0.893
M	OK	0.0025	0.0025	19.0763(112)	0.114	502.051	0.038	43.3395(132)	0.114	502.051	0.086	179.671(112)	276.949	400.633	0.649	0.448	0.649
J	OK	0.0025	0.0025	21.9637(112)	0.114	502.051	0.044	0.00000(136)	0.114	502.051	0.000	44.2969(132)	276.949	801.266	0.160	0.055	0.160

*.MEMB = 2027, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 0.50434
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0025	0.0025	2.42570(86)	0.114	502.051	0.005	2.61500(38)	0.114	502.051	0.005	16.6770(81)	276.949	801.266	0.060	0.021	0.060
M	OK	0.0025	0.0025	2.42570(86)	0.114	502.051	0.005	13.5786(34)	0.114	502.051	0.027	75.3510(112)	276.949	400.633	0.272	0.188	0.272
J	OK	0.0025	0.0025	0.00000(136)	0.114	502.051	0.000	24.4857(34)	0.114	502.051	0.049	105.897(112)	276.949	801.266	0.382	0.132	0.382

*.MEMB = 2069, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 2.72277
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	166.834(85)	0.123	621.972	0.268	291.254(37)	0.123	621.972	0.468	291.610(92)	298.334	801.266	0.977	0.364	0.977
M	OK	0.0031	0.0031	309.368(102)	0.123	621.972	0.497	32.6260(37)	0.123	621.972	0.052	297.715(40)	298.334	400.633	0.998	0.743	0.998
J	OK	0.0031	0.0031	309.368(102)	0.123	621.972	0.497	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	102.481(85)	298.334	801.266	0.344	0.128	0.344

*.MEMB = 2070, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 1.42277
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	296.397(117)	0.123	621.972	0.477	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	142.915(85)	298.334	801.266	0.479	0.178	0.479
M	OK	0.0031	0.0031	258.865(117)	0.123	621.972	0.416	16.7764(38)	0.123	621.972	0.027	265.047(132)	298.334	400.633	0.888	0.662	0.888
J	OK	0.0031	0.0031	176.734(86)	0.123	621.972	0.284	106.532(38)	0.123	621.972	0.171	290.474(85)	298.334	801.266	0.974	0.363	0.974

*.PROJECT :
*.UNIT SYSTEM : kN, m

[Eurocode2:04 & NTC2018] RC-BEAM CHECK SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

*.MEMB = 2073, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 2.72117
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	335.984(132)	0.123	621.972	0.540	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	98.3171(85)	298.334	801.266	0.330	0.123	0.330
M	OK	0.0031	0.0031	324.798(132)	0.123	621.972	0.522	24.2060(38)	0.123	621.972	0.039	295.058(49)	298.334	400.633	0.989	0.736	0.989
J	OK	0.0031	0.0031	76.1323(86)	0.123	621.972	0.122	322.049(38)	0.123	621.972	0.518	283.512(34)	298.334	801.266	0.950	0.354	0.950

*.MEMB = 2082, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 1.20142
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	17.4100(85)	0.123	621.972	0.028	53.6941(117)	0.123	621.972	0.086	208.840(127)	298.334	801.266	0.700	0.261	0.700
M	OK	0.0031	0.0031	96.9638(132)	0.123	621.972	0.156	6.33493(37)	0.123	621.972	0.010	179.351(127)	298.334	400.633	0.601	0.448	0.601
J	OK	0.0031	0.0031	132.688(132)	0.123	621.972	0.213	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	129.488(127)	298.334	801.266	0.434	0.162	0.434

*.MEMB = 2083, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 1.20142
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	162.611(122)	0.123	621.972	0.261	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	108.892(112)	298.334	801.266	0.365	0.136	0.365
M	OK	0.0031	0.0031	207.725(122)	0.123	621.972	0.334	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	90.7774(112)	298.334	400.633	0.304	0.227	0.304
J	OK	0.0031	0.0031	223.973(122)	0.123	621.972	0.360	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	60.6334(112)	298.334	801.266	0.203	0.076	0.203

*.MEMB = 2084, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 1.51128
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	249.580(122)	0.123	621.972	0.401	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	37.6796(132)	298.334	801.266	0.126	0.047	0.126
M	OK	0.0031	0.0031	239.486(122)	0.123	621.972	0.385	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	94.6371(132)	298.334	400.633	0.317	0.236	0.317
J	OK	0.0031	0.0031	190.963(102)	0.123	621.972	0.307	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	132.255(132)	298.334	801.266	0.443	0.165	0.443

*.PROJECT :
*.UNIT SYSTEM : kN, m

[Eurocode2:04 & NTC2018] RC-BEAM CHECK SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

*.MEMB = 2085, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 1.42255
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	148.474(117)	0.123	621.972	0.239	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	174.211(132)	298.334	801.266	0.584	0.217	0.584
M	OK	0.0031	0.0031	94.3714(117)	0.123	621.972	0.152	80.4678(38)	0.123	621.972	0.129	279.424(132)	298.334	400.633	0.937	0.697	0.937
J	OK	0.0031	0.0031	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	176.103(132)	0.123	621.972	0.283	281.338(86)	298.334	801.266	0.943	0.351	0.943

*.MEMB = 2114, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 1.29072
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0025	0.0025	0.00000(136)	0.114	502.051	0.000	138.017(34)	0.114	502.051	0.275	273.718(38)	276.949	801.266	0.988	0.342	0.988
M	OK	0.0025	0.0025	54.1263(81)	0.114	502.051	0.108	52.7328(34)	0.114	502.051	0.105	233.835(112)	276.949	400.633	0.844	0.584	0.844
J	OK	0.0025	0.0025	76.0509(81)	0.114	502.051	0.151	0.00000(136)	0.114	502.051	0.000	100.252(34)	276.949	801.266	0.362	0.125	0.362

*.MEMB = 2115, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 1.29072
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0025	0.0025	65.8936(82)	0.114	502.051	0.131	0.00000(136)	0.114	502.051	0.000	87.1495(82)	276.949	801.266	0.315	0.109	0.315
M	OK	0.0025	0.0025	52.0620(132)	0.114	502.051	0.104	48.7500(132)	0.114	502.051	0.097	234.932(132)	276.949	400.633	0.848	0.586	0.848
J	OK	0.0025	0.0025	0.00000(136)	0.114	502.051	0.000	137.337(132)	0.114	502.051	0.274	254.898(86)	276.949	801.266	0.920	0.318	0.920

*.MEMB = 2352, SECT = 6 (40x46, RECT), Span = 5.93435
*.Bc = 0.4000, Hc = 0.4600
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0013	0.0013	73.6777(85)	0.176	177.650	0.415	45.8885(37)	0.176	177.650	0.258	72.8515(85)	91.8131	424.487	0.793	0.172	0.793
M	OK	0.0013	0.0013	75.7691(86)	0.176	177.650	0.427	21.7720(37)	0.176	177.650	0.123	83.2255(37)	91.8131	212.243	0.906	0.392	0.906
J	OK	0.0013	0.0013	82.0494(86)	0.176	177.650	0.462	50.3745(38)	0.176	177.650	0.284	78.4782(37)	91.8131	424.487	0.855	0.185	0.855

*.PROJECT :
*.UNIT SYSTEM : kN, m

[Eurocode2:04 & NTC2018] RC-BEAM CHECK SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

*.MEMB = 4401, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 10.3998
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0025	0.0025	7.45743(86)	0.114	502.051	0.015	19.3445(37)	0.114	502.051	0.039	74.3222(37)	276.949	801.266	0.268	0.093	0.268
M	OK	0.0025	0.0025	41.0007(85)	0.114	502.051	0.082	24.7962(37)	0.114	502.051	0.049	42.9500(107)	276.949	400.633	0.155	0.107	0.155
J	OK	0.0025	0.0025	7.43737(85)	0.114	502.051	0.015	300.903(122)	0.114	502.051	0.599	266.453(16)	276.949	801.266	0.962	0.333	0.962

*.MEMB = 4419, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 2.00000
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0016	0.0016	28.5250(85)	0.097	332.162	0.086	56.9864(37)	0.097	332.162	0.172	147.763(37)	244.842	801.266	0.604	0.184	0.604
M	OK	0.0016	0.0016	28.5250(85)	0.097	332.162	0.086	33.3514(37)	0.097	332.162	0.100	145.909(37)	244.842	400.633	0.596	0.364	0.596
J	OK	0.0016	0.0016	48.7219(86)	0.097	332.162	0.147	21.9114(38)	0.097	332.162	0.066	92.4442(85)	244.842	801.266	0.378	0.115	0.378

*.MEMB = 4421, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 5.93435
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0016	0.0016	28.4884(81)	0.097	332.162	0.086	2.21214(33)	0.097	332.162	0.007	76.1460(107)	244.842	801.266	0.311	0.095	0.311
M	OK	0.0016	0.0016	30.1137(81)	0.097	332.162	0.091	7.00233(37)	0.097	332.162	0.021	95.1593(34)	244.842	400.633	0.389	0.238	0.389
J	OK	0.0016	0.0016	30.1137(81)	0.097	332.162	0.091	3.83719(34)	0.097	332.162	0.012	89.8858(107)	244.842	801.266	0.367	0.112	0.367

*.MEMB = 4428, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 2.00000
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0016	0.0016	31.2202(86)	0.097	332.162	0.094	62.1394(38)	0.097	332.162	0.187	157.045(34)	244.842	801.266	0.641	0.196	0.641
M	OK	0.0016	0.0016	31.2202(86)	0.097	332.162	0.094	32.0906(38)	0.097	332.162	0.097	149.850(38)	244.842	400.633	0.612	0.374	0.612
J	OK	0.0016	0.0016	42.5382(85)	0.097	332.162	0.128	29.5207(37)	0.097	332.162	0.089	107.353(86)	244.842	801.266	0.438	0.134	0.438

*.PROJECT :
*.UNIT SYSTEM : kN, m

[Eurocode2:04 & NTC2018] RC-BEAM CHECK SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

*.MEMB = 4493, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 4.70050
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	123.543(97)	0.123	621.972	0.199	98.2611(112)	0.123	621.972	0.158	265.495(112)	298.334	801.266	0.890	0.331	0.890
M	OK	0.0031	0.0031	186.667(117)	0.123	621.972	0.300	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	150.118(127)	298.334	400.633	0.503	0.375	0.503
J	OK	0.0031	0.0031	91.5382(112)	0.123	621.972	0.147	176.297(97)	0.123	621.972	0.283	279.948(131)	298.334	801.266	0.938	0.349	0.938

*.MEMB = 4495, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 4.70050
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	103.141(117)	0.123	621.972	0.166	167.186(112)	0.123	621.972	0.269	283.945(116)	298.334	801.266	0.952	0.354	0.952
M	OK	0.0031	0.0031	191.928(127)	0.123	621.972	0.309	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	149.216(112)	298.334	400.633	0.500	0.372	0.500
J	OK	0.0031	0.0031	106.750(112)	0.123	621.972	0.172	158.898(97)	0.123	621.972	0.255	279.488(131)	298.334	801.266	0.937	0.349	0.937

*.MEMB = 4497, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 4.70037
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	84.5988(97)	0.123	621.972	0.136	183.375(112)	0.123	621.972	0.295	280.011(131)	298.334	801.266	0.939	0.349	0.939
M	OK	0.0031	0.0031	180.071(127)	0.123	621.972	0.290	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	150.211(112)	298.334	400.633	0.503	0.375	0.503
J	OK	0.0031	0.0031	118.879(112)	0.123	621.972	0.191	96.9894(97)	0.123	621.972	0.156	257.861(127)	298.334	801.266	0.864	0.322	0.864

*.MEMB = 4646, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 7.65094
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	96.9556(117)	0.123	621.972	0.156	275.064(117)	0.123	621.972	0.442	275.618(128)	298.334	801.266	0.924	0.344	0.924
M	OK	0.0031	0.0031	202.512(117)	0.123	621.972	0.326	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	105.487(127)	298.334	400.633	0.354	0.263	0.354
J	OK	0.0031	0.0031	163.057(117)	0.123	621.972	0.262	97.0187(37)	0.123	621.972	0.156	219.225(127)	298.334	801.266	0.735	0.274	0.735

*.PROJECT :
*.UNIT SYSTEM : kN, m

[Eurocode2:04 & NTC2018] RC-BEAM CHECK SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

*.MEMB = 4649, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 7.64427
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	208.648(86)	0.123	621.972	0.335	142.276(123)	0.123	621.972	0.229	293.964(79)	298.334	801.266	0.985	0.367	0.985
M	OK	0.0031	0.0031	251.585(122)	0.123	621.972	0.404	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	119.434(132)	298.334	400.633	0.400	0.298	0.400
J	OK	0.0031	0.0031	117.887(122)	0.123	621.972	0.190	279.964(132)	0.123	621.972	0.450	289.275(133)	298.334	801.266	0.970	0.361	0.970

*.MEMB = 4655, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 7.64427
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	218.558(132)	0.123	621.972	0.351	132.659(123)	0.123	621.972	0.213	291.787(69)	298.334	801.266	0.978	0.364	0.978
M	OK	0.0031	0.0031	266.102(122)	0.123	621.972	0.428	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	128.758(132)	298.334	400.633	0.432	0.321	0.432
J	OK	0.0031	0.0031	123.997(122)	0.123	621.972	0.199	309.570(132)	0.123	621.972	0.498	245.457(86)	298.334	801.266	0.823	0.306	0.823

*.MEMB = 4667, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 1.42118
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	204.782(85)	0.123	621.972	0.329	4.12529(37)	0.123	621.972	0.007	298.267(116)	298.334	801.266	1.000	0.372	1.000
M	OK	0.0031	0.0031	309.182(132)	0.123	621.972	0.497	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	238.019(132)	298.334	400.633	0.798	0.594	0.798
J	OK	0.0031	0.0031	335.982(132)	0.123	621.972	0.540	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	106.934(132)	298.334	801.266	0.358	0.133	0.358

*.MEMB = 4668, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 7.64949
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	210.251(132)	0.123	621.972	0.338	128.819(123)	0.123	621.972	0.207	290.218(38)	298.334	801.266	0.973	0.362	0.973
M	OK	0.0031	0.0031	251.065(132)	0.123	621.972	0.404	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	117.168(132)	298.334	400.633	0.393	0.292	0.393
J	OK	0.0031	0.0031	114.248(132)	0.123	621.972	0.184	270.662(132)	0.123	621.972	0.435	276.432(133)	298.334	801.266	0.927	0.345	0.927

*.PROJECT :
*.UNIT SYSTEM : kN, m

[Eurocode2:04 & NTC2018] RC-BEAM CHECK SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

*.MEMB = 4670, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 0.80284
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	257.382(117)	0.123	621.972	0.414	271.431(128)	298.334	801.266	0.910	0.339	0.910
M	OK	0.0031	0.0031	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	199.324(117)	0.123	621.972	0.320	276.817(127)	298.334	400.633	0.928	0.691	0.928
J	OK	0.0031	0.0031	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	97.7313(117)	0.123	621.972	0.157	230.196(127)	298.334	801.266	0.772	0.287	0.772

*.MEMB = 4671, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 4.18038
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	257.491(97)	0.123	621.972	0.414	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	281.059(128)	298.334	801.266	0.942	0.351	0.942
M	OK	0.0031	0.0031	354.521(97)	0.123	621.972	0.570	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	179.686(107)	298.334	400.633	0.602	0.449	0.602
J	OK	0.0031	0.0031	274.388(97)	0.123	621.972	0.441	49.9299(97)	0.123	621.972	0.080	458.146(107)	298.334	801.266	1.54*	0.572	0.572

*.MEMB = 4672, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 1.90567
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0025	0.0025	47.1278(85)	0.114	502.051	0.094	63.2062(37)	0.114	502.051	0.126	202.036(37)	276.949	801.266	0.730	0.252	0.730
M	OK	0.0025	0.0025	47.1278(85)	0.114	502.051	0.094	41.5043(38)	0.114	502.051	0.083	215.563(132)	276.949	400.633	0.778	0.538	0.778
J	OK	0.0025	0.0025	0.00000(136)	0.114	502.051	0.000	171.925(132)	0.114	502.051	0.342	276.218(81)	276.949	801.266	0.997	0.345	0.997

*.MEMB = 4674, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 1.30194
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0025	0.0025	56.9914(122)	0.114	502.051	0.114	0.00000(136)	0.114	502.051	0.000	82.7367(132)	276.949	801.266	0.299	0.103	0.299
M	OK	0.0025	0.0025	43.5742(122)	0.114	502.051	0.087	64.4677(122)	0.114	502.051	0.128	249.370(132)	276.949	400.633	0.900	0.622	0.900
J	OK	0.0025	0.0025	0.00000(136)	0.114	502.051	0.000	159.229(122)	0.114	502.051	0.317	263.659(86)	276.949	801.266	0.952	0.329	0.952

*.PROJECT :
*.UNIT SYSTEM : kN, m

[Eurocode2:04 & NTC2018] RC-BEAM CHECK SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

*.MEMB = 4682, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 7.64841
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	104.108(122)	0.123	621.972	0.167	309.459(117)	0.123	621.972	0.498	232.484(34)	298.334	801.266	0.779	0.290	0.779
M	OK	0.0031	0.0031	223.898(97)	0.123	621.972	0.360	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	117.494(127)	298.334	400.633	0.394	0.293	0.394
J	OK	0.0031	0.0031	185.975(117)	0.123	621.972	0.299	100.284(37)	0.123	621.972	0.161	231.215(132)	298.334	801.266	0.775	0.289	0.775

*.MEMB = 4683, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 2.93113
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	103.612(97)	0.123	621.972	0.167	37.6373(34)	0.123	621.972	0.061	174.483(108)	298.334	801.266	0.585	0.218	0.585
M	OK	0.0031	0.0031	120.202(97)	0.123	621.972	0.193	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	136.896(107)	298.334	400.633	0.459	0.342	0.459
J	OK	0.0031	0.0031	75.8547(81)	0.123	621.972	0.122	84.7022(112)	0.123	621.972	0.136	243.322(107)	298.334	801.266	0.816	0.304	0.816

*.MEMB = 4685, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 7.65164
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	130.927(122)	0.123	621.972	0.211	297.961(117)	0.123	621.972	0.479	239.588(33)	298.334	801.266	0.803	0.299	0.803
M	OK	0.0031	0.0031	251.128(122)	0.123	621.972	0.404	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	124.488(132)	298.334	400.633	0.417	0.311	0.417
J	OK	0.0031	0.0031	166.796(97)	0.123	621.972	0.268	265.950(37)	0.123	621.972	0.428	298.062(55)	298.334	801.266	0.999	0.372	0.999

*.MEMB = 4687, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 7.64594
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	220.380(132)	0.123	621.972	0.354	132.078(123)	0.123	621.972	0.212	294.091(37)	298.334	801.266	0.986	0.367	0.986
M	OK	0.0031	0.0031	267.394(132)	0.123	621.972	0.430	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	129.091(132)	298.334	400.633	0.433	0.322	0.433
J	OK	0.0031	0.0031	124.041(122)	0.123	621.972	0.199	309.785(132)	0.123	621.972	0.498	245.074(86)	298.334	801.266	0.821	0.306	0.821

*.PROJECT :
*.UNIT SYSTEM : kN, m

[Eurocode2:04 & NTC2018] RC-BEAM CHECK SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

*.MEMB = 4705, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 16.8855
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0016	0.0016	22.3057(86)	0.097	332.162	0.067	39.3320(117)	0.097	332.162	0.118	150.450(127)	244.842	801.266	0.614	0.188	0.614
M	OK	0.0016	0.0016	23.3650(86)	0.097	332.162	0.070	76.8789(37)	0.097	332.162	0.231	161.241(127)	244.842	400.633	0.659	0.402	0.659
J	OK	0.0016	0.0016	33.1666(82)	0.097	332.162	0.100	85.4346(34)	0.097	332.162	0.257	169.746(85)	244.842	801.266	0.693	0.212	0.693

*.MEMB = 4709, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 1.90567
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0025	0.0025	0.00000(136)	0.114	502.051	0.000	151.279(117)	0.114	502.051	0.301	271.340(37)	276.949	801.266	0.980	0.339	0.980
M	OK	0.0025	0.0025	34.8358(86)	0.114	502.051	0.069	31.8831(37)	0.114	502.051	0.064	194.053(127)	276.949	400.633	0.701	0.484	0.701
J	OK	0.0025	0.0025	34.8358(86)	0.114	502.051	0.069	79.0947(38)	0.114	502.051	0.158	233.443(132)	276.949	801.266	0.843	0.291	0.843

*.MEMB = 4711, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 1.58667
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0025	0.0025	1.55724(86)	0.114	502.051	0.003	53.6263(122)	0.114	502.051	0.107	184.074(132)	276.949	801.266	0.665	0.230	0.665
M	OK	0.0025	0.0025	14.7309(122)	0.114	502.051	0.029	9.12476(118)	0.114	502.051	0.018	107.848(107)	276.949	400.633	0.389	0.269	0.389
J	OK	0.0025	0.0025	0.00000(136)	0.114	502.051	0.000	70.7374(97)	0.114	502.051	0.141	203.487(132)	276.949	801.266	0.735	0.254	0.735

*.MEMB = 4712, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 1.66667
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0025	0.0025	0.00000(136)	0.114	502.051	0.000	107.515(122)	0.114	502.051	0.214	257.375(132)	276.949	801.266	0.929	0.321	0.929
M	OK	0.0025	0.0025	18.3255(122)	0.114	502.051	0.037	22.5687(133)	0.114	502.051	0.045	150.872(132)	276.949	400.633	0.545	0.377	0.545
J	OK	0.0025	0.0025	15.2997(132)	0.114	502.051	0.030	31.1950(97)	0.114	502.051	0.062	163.322(132)	276.949	801.266	0.590	0.204	0.590

*.PROJECT :
*.UNIT SYSTEM : kN, m

[Eurocode2:04 & NTC2018] RC-BEAM CHECK SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

*.MEMB = 5026, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 26.4228
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0016	0.0016	2.64644(86)	0.097	332.162	0.008	58.8309(38)	0.097	332.162	0.177	121.521(33)	244.842	801.266	0.496	0.152	0.496
M	OK	0.0016	0.0016	30.6839(81)	0.097	332.162	0.092	58.8309(38)	0.097	332.162	0.177	73.3021(38)	244.842	400.633	0.299	0.183	0.299
J	OK	0.0016	0.0016	1.72457(81)	0.097	332.162	0.005	7.42136(132)	0.097	332.162	0.022	96.7052(38)	244.842	801.266	0.395	0.121	0.395

*.MEMB = 5071, SECT = 4 (120x60 cordoli, RECT), Span = 6.28148
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0031	0.0031	355.360(112)	0.123	621.972	0.571	14.6595(112)	0.123	621.972	0.024	287.240(80)	298.334	801.266	0.963	0.358	0.963
M	OK	0.0031	0.0031	427.947(85)	0.123	621.972	0.688	0.00000(136)	0.123	621.972	0.000	124.832(112)	298.334	400.633	0.418	0.312	0.418
J	OK	0.0031	0.0031	347.068(85)	0.123	621.972	0.558	34.4276(38)	0.123	621.972	0.055	296.176(17)	298.334	801.266	0.993	0.370	0.993

*.MEMB = 5074, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 10.3886
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0025	0.0025	167.949(112)	0.114	502.051	0.335	401.429(112)	0.114	502.051	0.800	276.449(84)	276.949	801.266	0.998	0.345	0.998
M	OK	0.0025	0.0025	167.949(112)	0.114	502.051	0.335	376.128(127)	0.114	502.051	0.749	188.024(37)	276.949	400.633	0.679	0.469	0.679
J	OK	0.0025	0.0025	14.8043(86)	0.114	502.051	0.029	31.1467(38)	0.114	502.051	0.062	76.7102(85)	276.949	801.266	0.277	0.096	0.277

*.MEMB = 5081, SECT = 5 (60x120 fondazione, RECT), Span = 16.8865
*.Bc = 1.2000, Hc = 0.6000
*.fck = 28000.0, fyk = 450000, fyw = 450000

POS	CHK	AsTop	AsBot	N-M_Ed(LCB)	x/d	N-M_Rd	RatN	P-M_Ed(LCB)	x/d	P-M_Rd	RatP	V_Ed(LCB)	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	RatV
I	OK	0.0016	0.0016	7.51192(85)	0.097	332.162	0.023	42.8926(37)	0.097	332.162	0.129	130.206(37)	244.842	801.266	0.532	0.162	0.532
M	OK	0.0016	0.0016	11.6949(86)	0.097	332.162	0.035	11.2966(39)	0.097	332.162	0.034	44.5675(86)	244.842	400.633	0.182	0.111	0.182
J	OK	0.0016	0.0016	5.06973(86)	0.097	332.162	0.015	35.8433(38)	0.097	332.162	0.108	109.773(86)	244.842	801.266	0.448	0.137	0.448

18.10

VERIFICA DI RESISTENZA DELLE PIASTRE

Le immagini mostrano i coefficienti di verifica, distinti per armatura inferiore e superiore e per direzione.

18.10.1

S.L.U.

18.10.1.1 Solette sp. 30 cm

Nelle verifiche si prevede un'armatura di base pari a Ø16/15 orizzontali e verticali, sia superiormente che inferiormente in entrambe le direzioni.

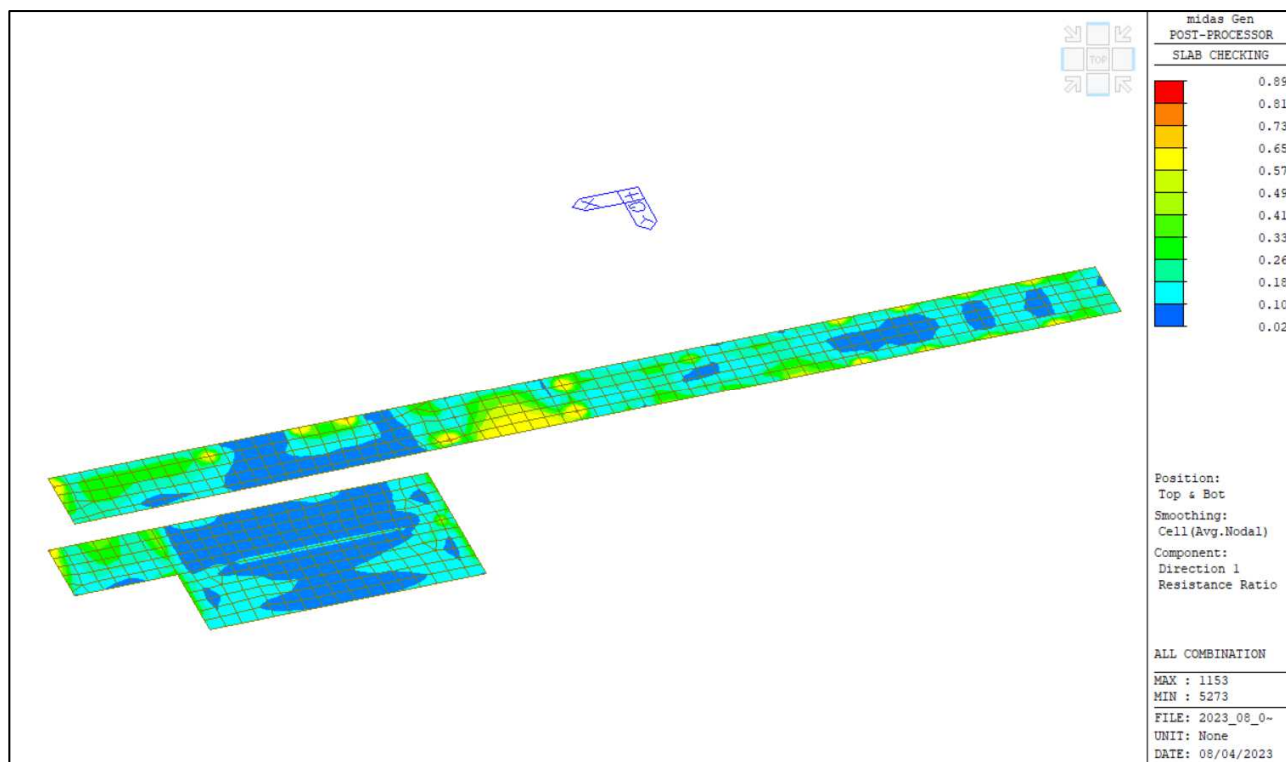


Figura 49: Mappa dei tassi di sfruttamento: armatura inferiore e superiore in direzione 1.

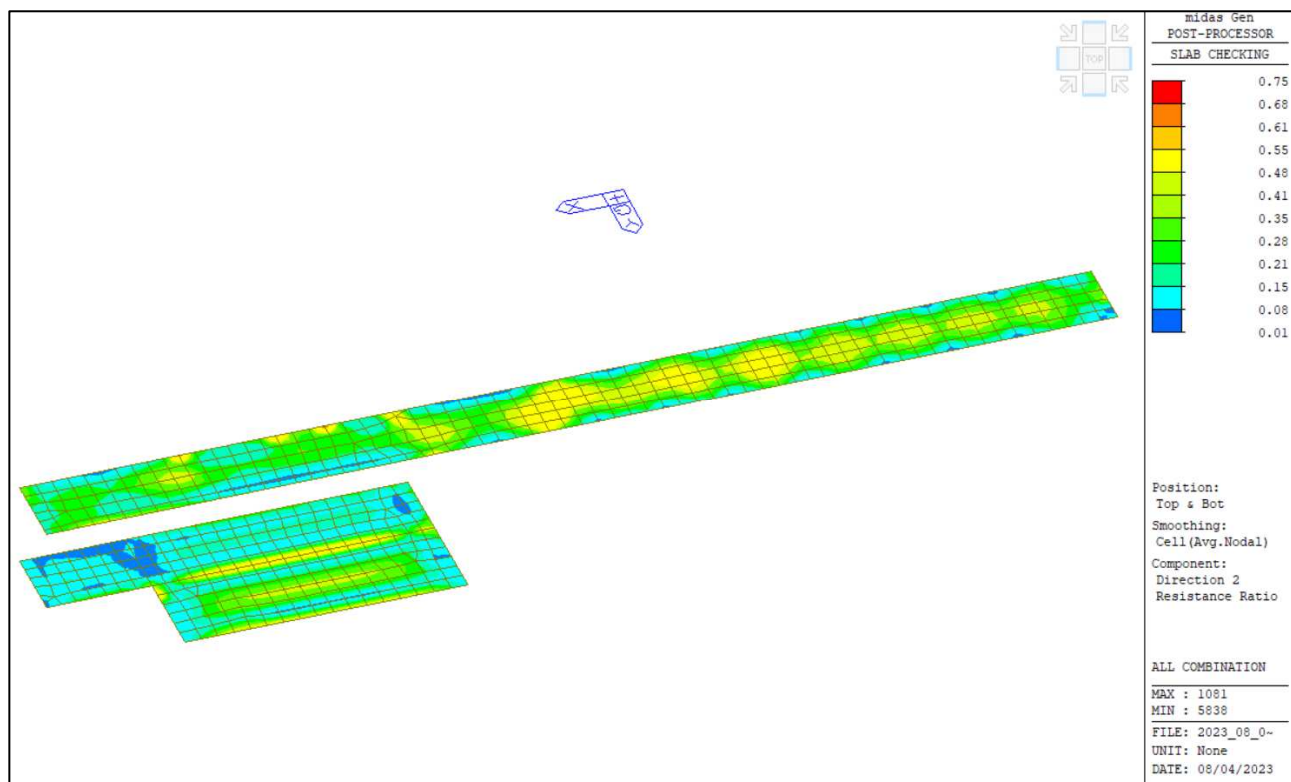


Figura 50: Mappa dei tassi di sfruttamento: armatura inferiore e superiore in direzione 2.

18.10.1.2 Pareti in elevazione sp. 25 cm

Nelle verifiche si prevede un'armatura di base pari a Ø16/15 verticali e Ø12/150 orizzontali, sia superiormente che inferiormente come riportato nelle seguenti immagini.

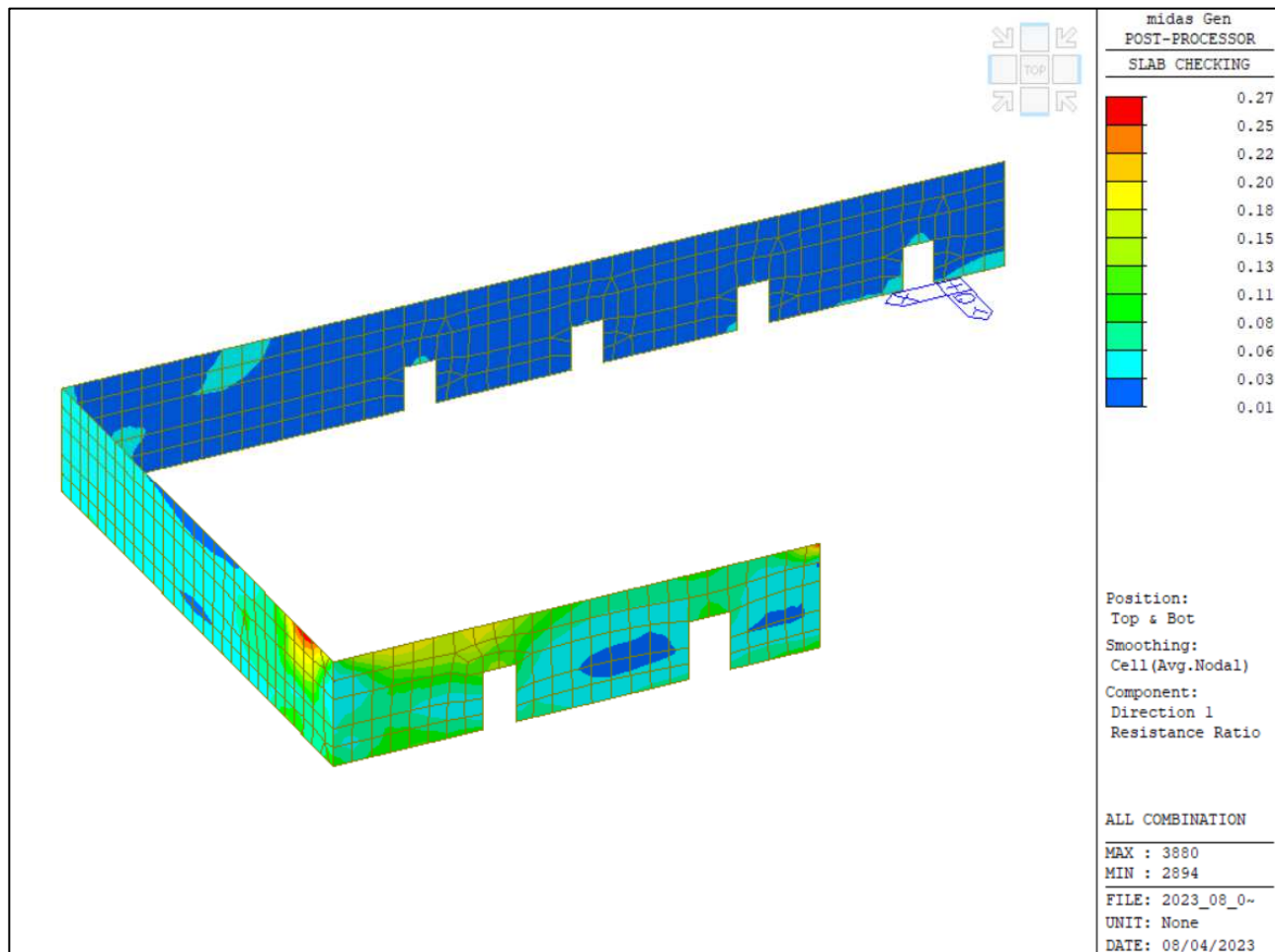


Figura 51: Mappa dei tassi di sfruttamento: armatura inferiore e superiore in direzione 1.

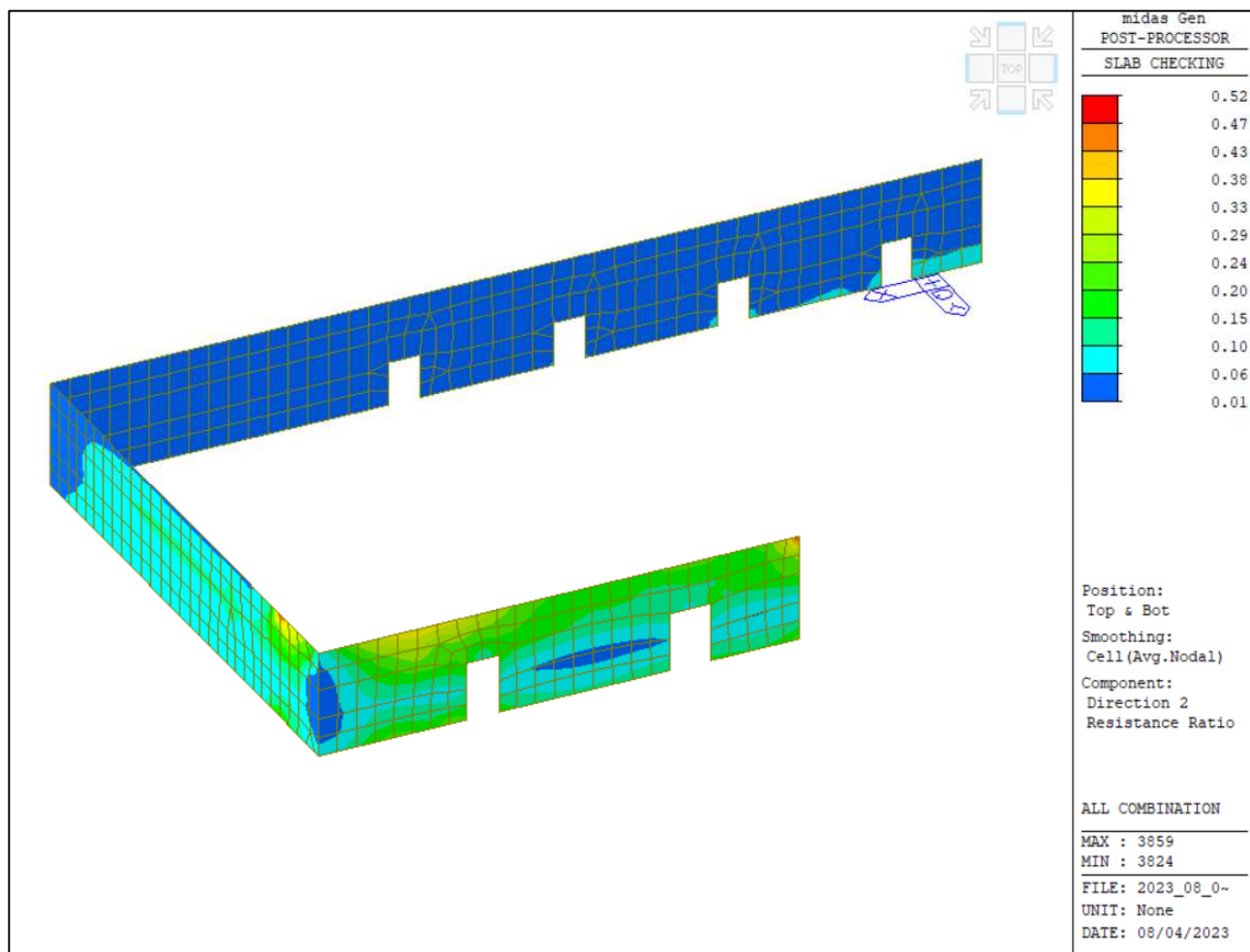


Figura 52: Mappa dei tassi di sfruttamento: armatura inferiore e superiore in direzione 2.

18.10.1.3 Pareti controterra sp. 30 cm

Nelle verifiche si prevede un'armatura di base pari a $\varnothing 16/15$ verticali e $\varnothing 12/150$ orizzontali, sia superiormente che inferiormente.

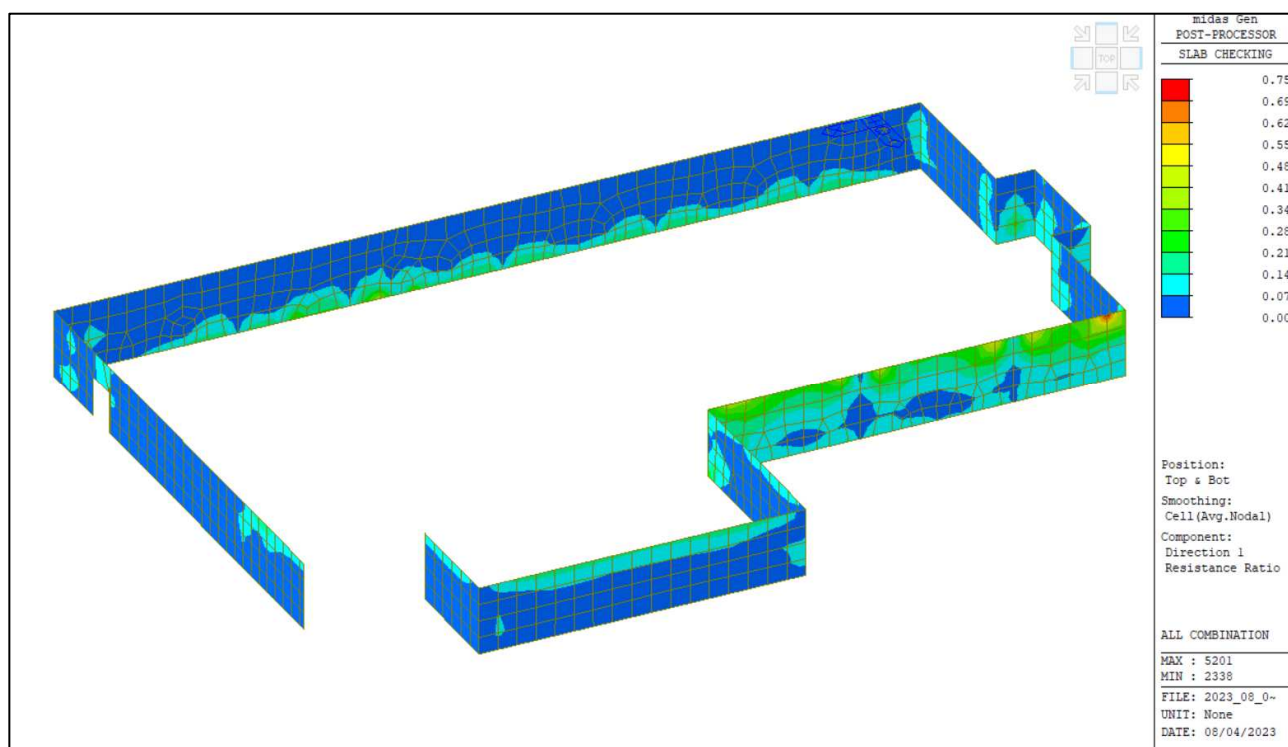


Figura 53: Mappa dei tassi di sfruttamento: armatura inferiore e superiore in direzione 1.

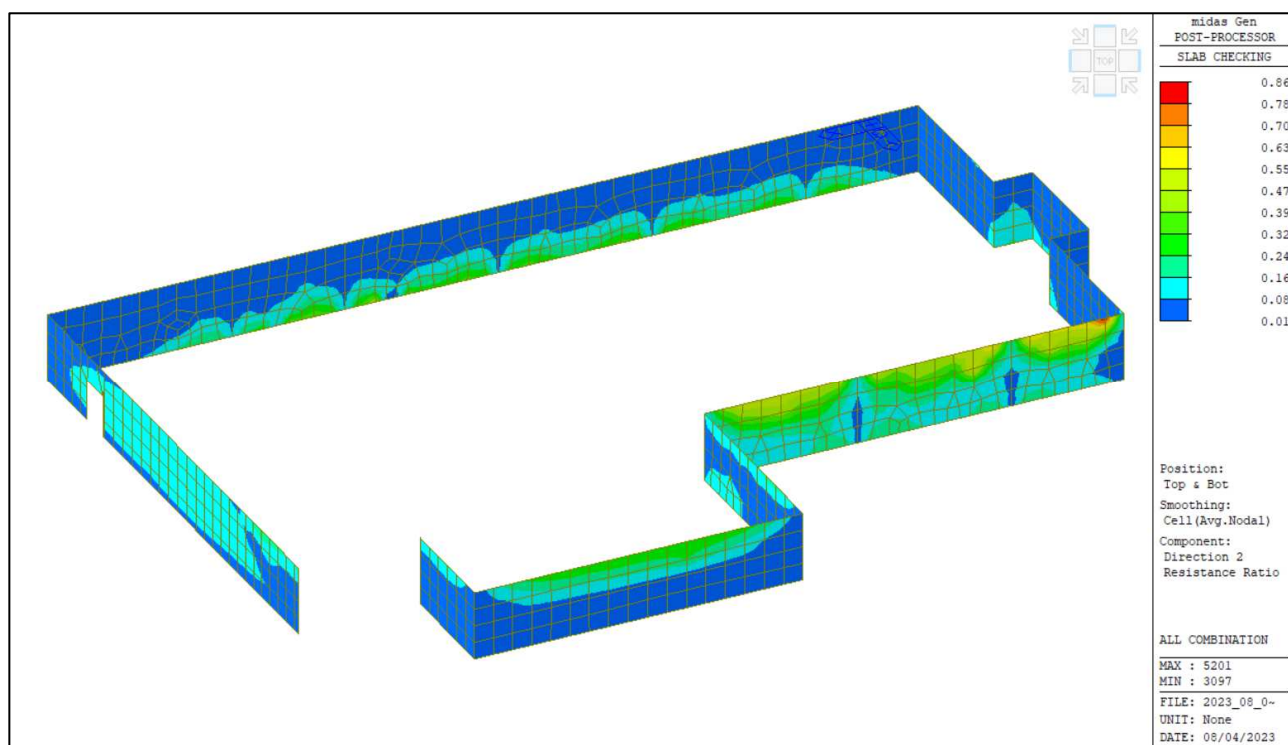


Figura 54: Mappa dei tassi di sfruttamento: armatura inferiore e superiore in direzione 2.

18.10.1.4 Platee sp. 35 cm e plinti sp. 80 cm

Nelle verifiche si prevede un'armatura di base pari a Ø22/15 orizzontali e verticali, sia superiormente che inferiormente in entrambe le direzioni per i plinti e Ø16/15 orizzontali e verticali, sia superiormente che inferiormente in entrambe le direzioni per la platea.

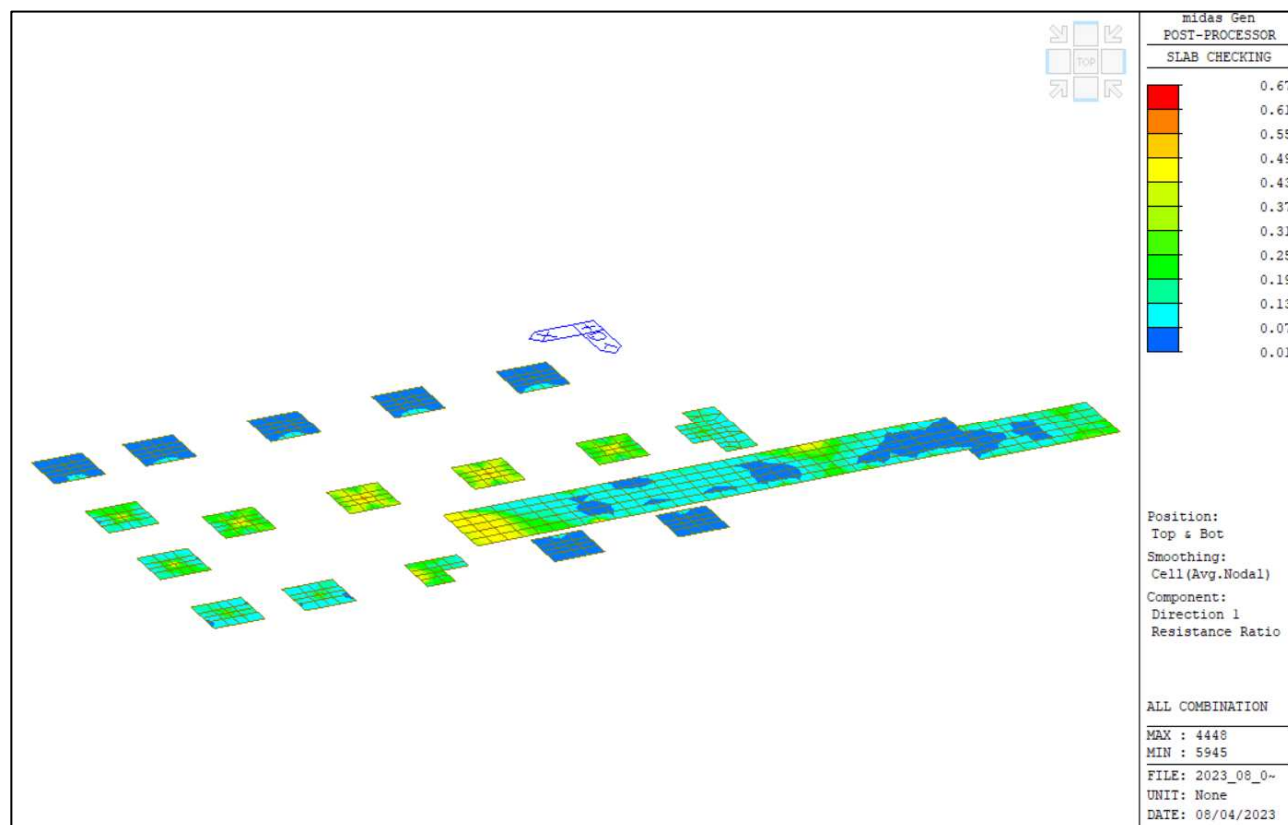


Figura 55: Mappa dei tassi di sfruttamento: armatura inferiore e superiore in direzione 1.

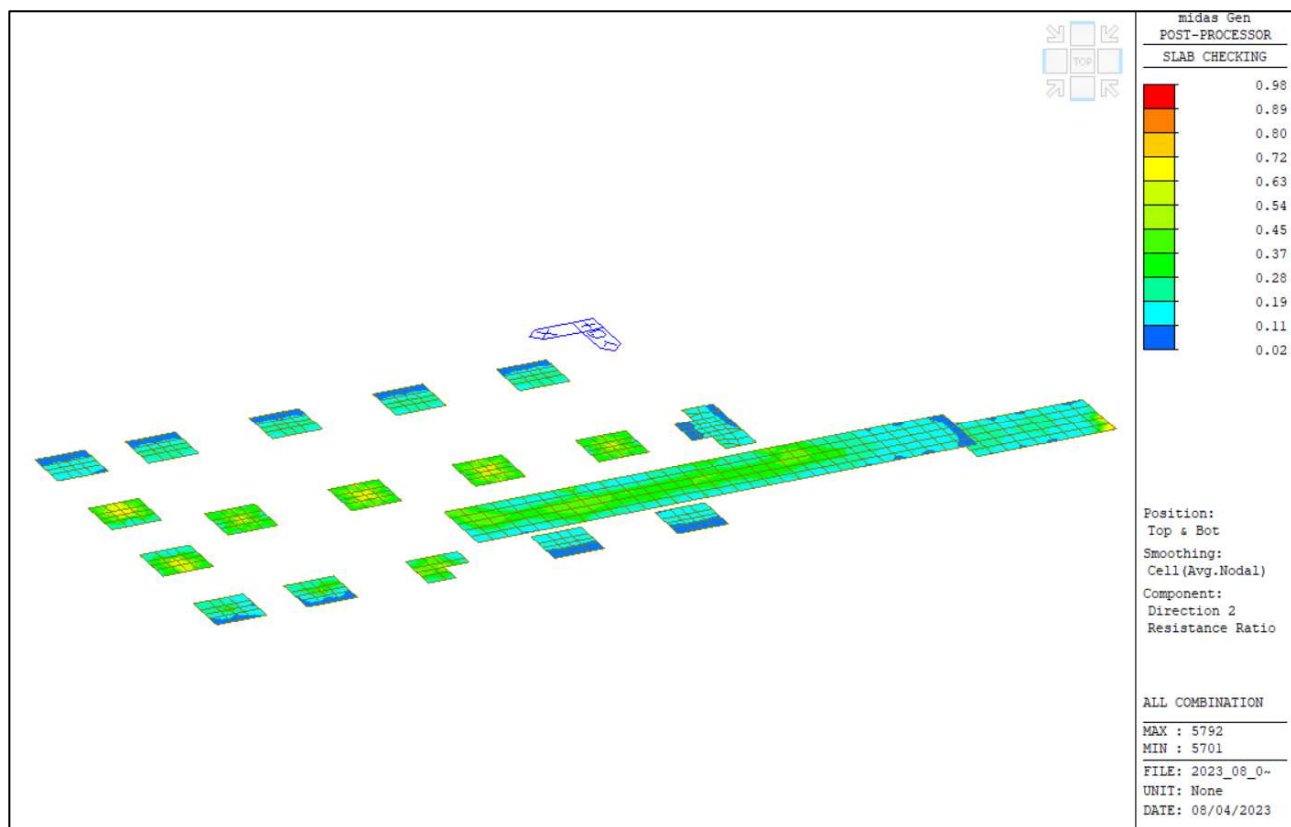


Figura 56: Mappa dei tassi di sfruttamento: armatura inferiore e superiore in direzione 2.

18.10.2**S.L.E.**

La tensione massima del calcestruzzo σ_c in esercizio deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c < 0,60 \cdot f_{ck} = 0,60 \cdot 28 \text{ MPa} = 16,80 \text{ MPa}$$

La tensione massima dell'acciaio σ_s in esercizio deve rispettare la seguente limitazioni:

$$\sigma_s < 0,80 \cdot f_{yk} = 0,80 \cdot 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa (combinazione caratteristica)}$$

A seguire le schermate della tensione massima del calcestruzzo e dell'acciaio per tutte le combinazioni distinte per:

- Fibre inferiori e superiori, direzione 1;
- Fibre inferiori e superiori, direzione 2;

18.10.2.1 Solette sp. 30 cm

Nelle verifiche si prevede un'armatura di base pari a $\varnothing 16/15$ orizzontali e verticali, sia superiormente che inferiormente in entrambe le direzioni.

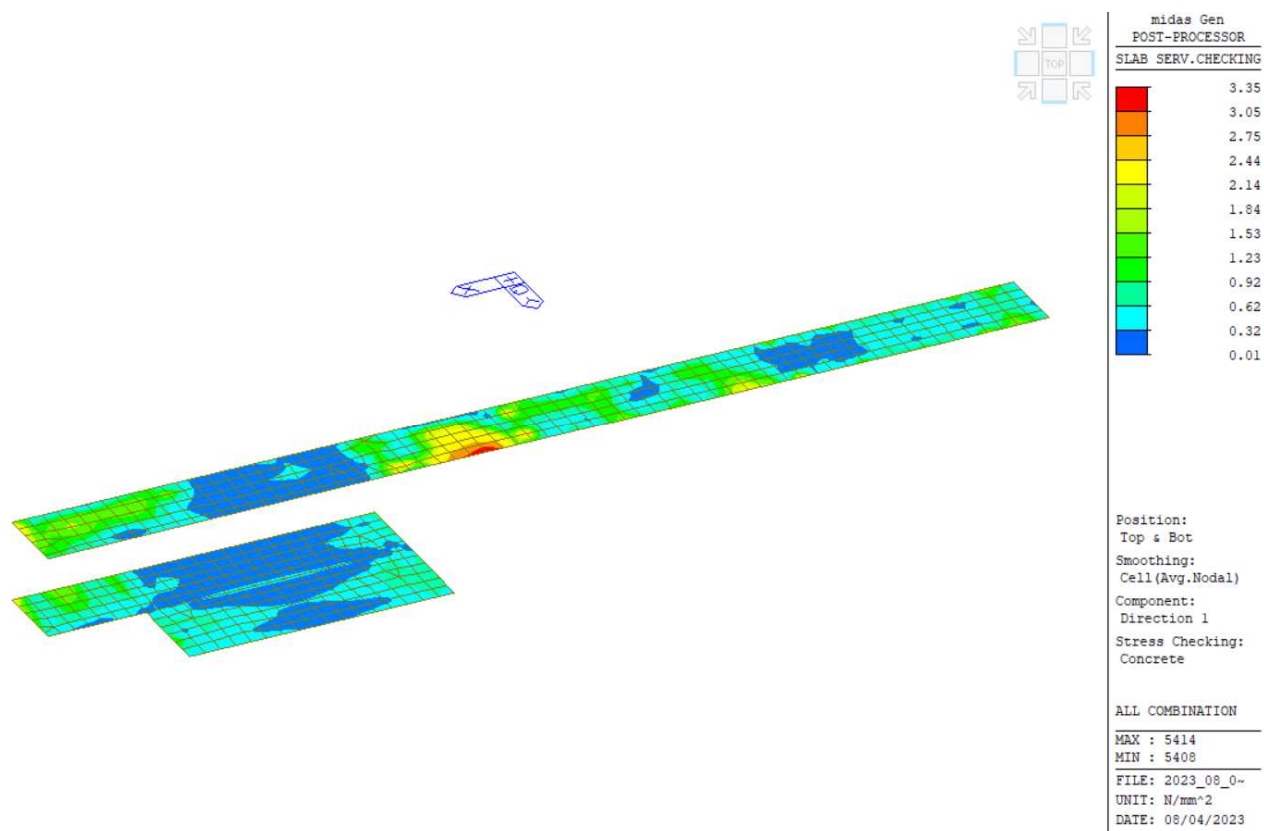


Figura 57: Tens. compressione calcestruzzo - Mom. Positivo e negativo - dir. 1.

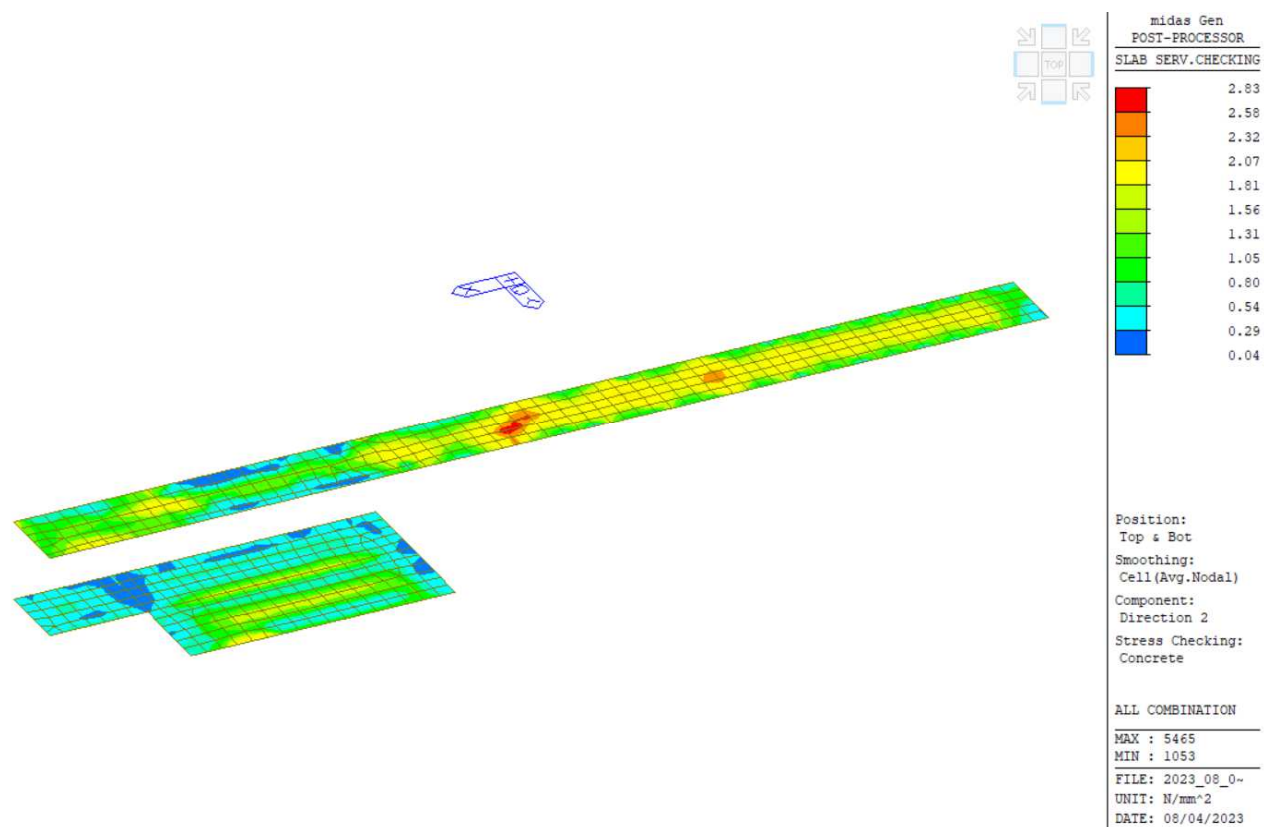


Figura 58: Tens. compressione calcestruzzo - Mom. Positivo e negativo - dir. 2.

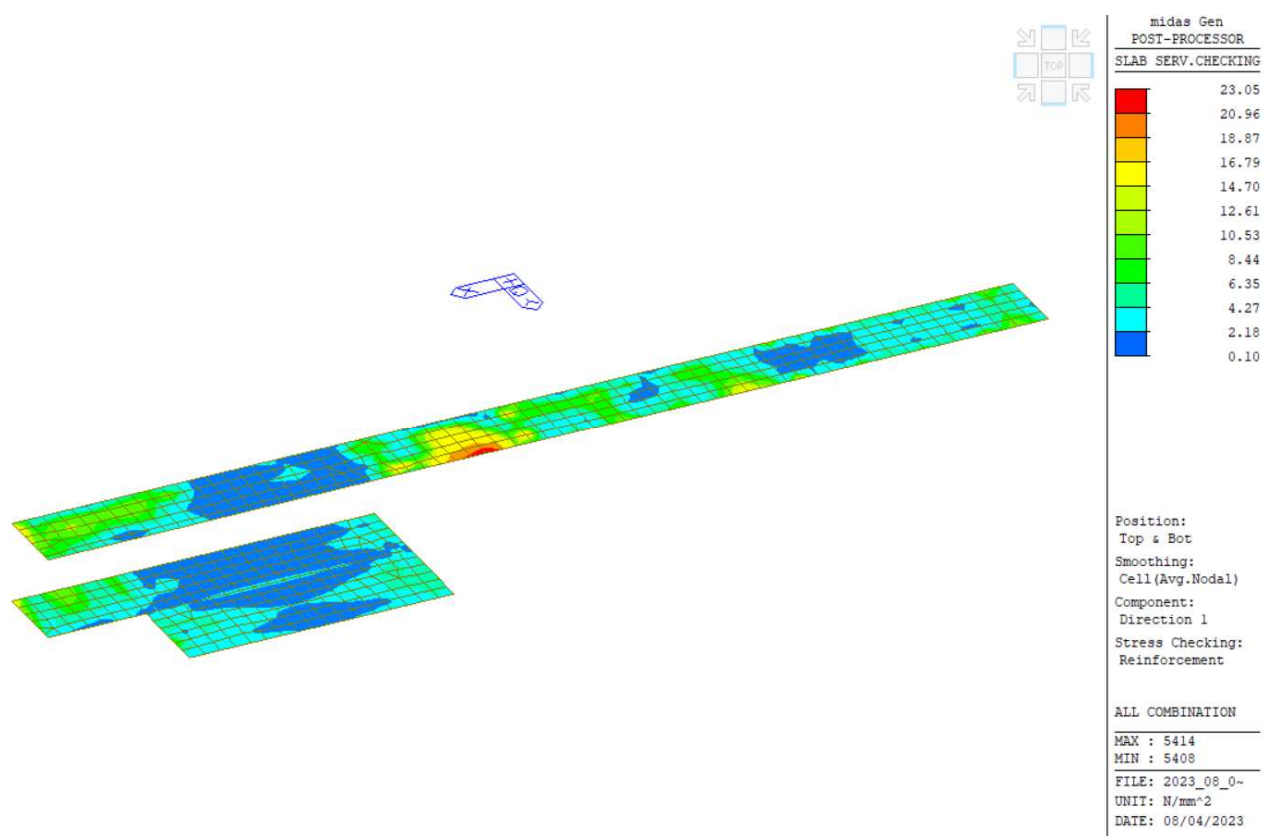


Figura 59: Tens. Trazione acciaio - lembo superiore e inferiore - dir. 1.

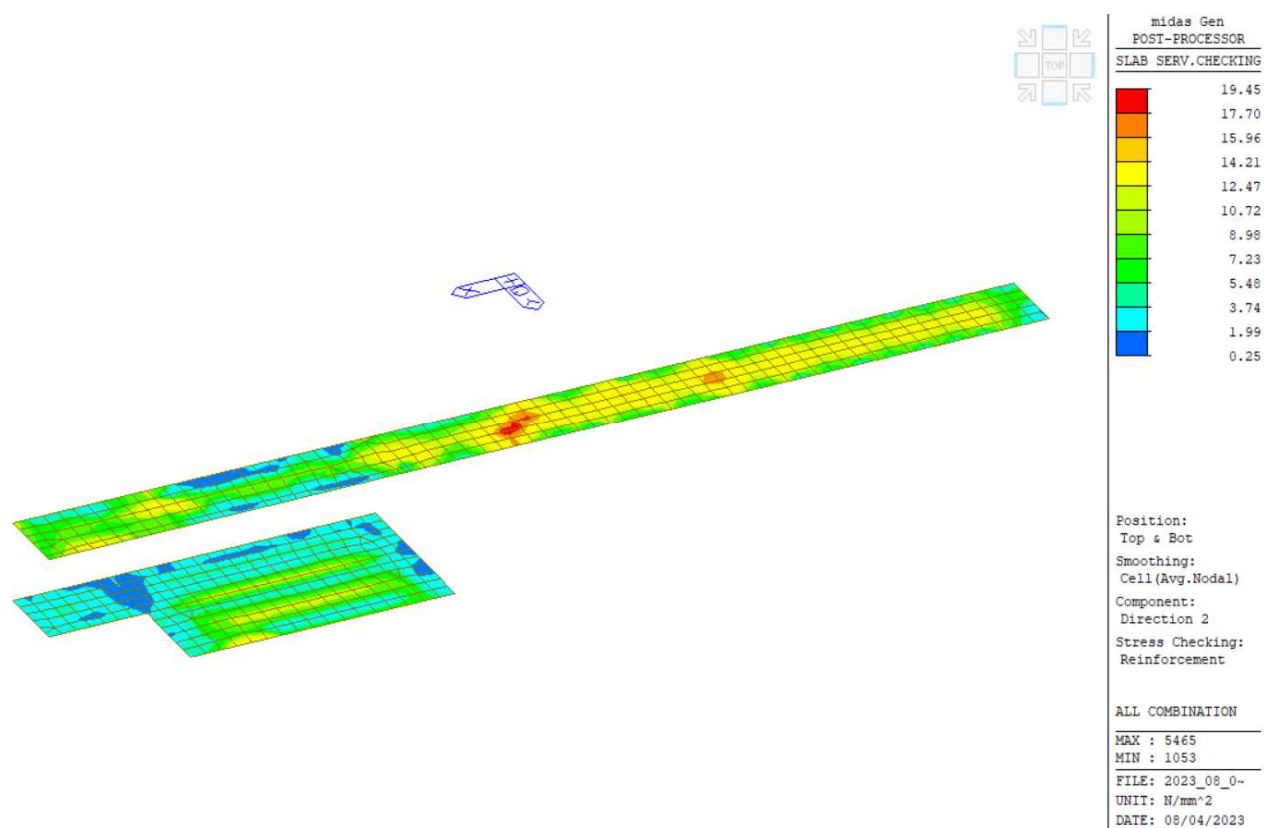


Figura 60: Tens. Trazione acciaio - lembo superiore e inferiore - dir. 2.

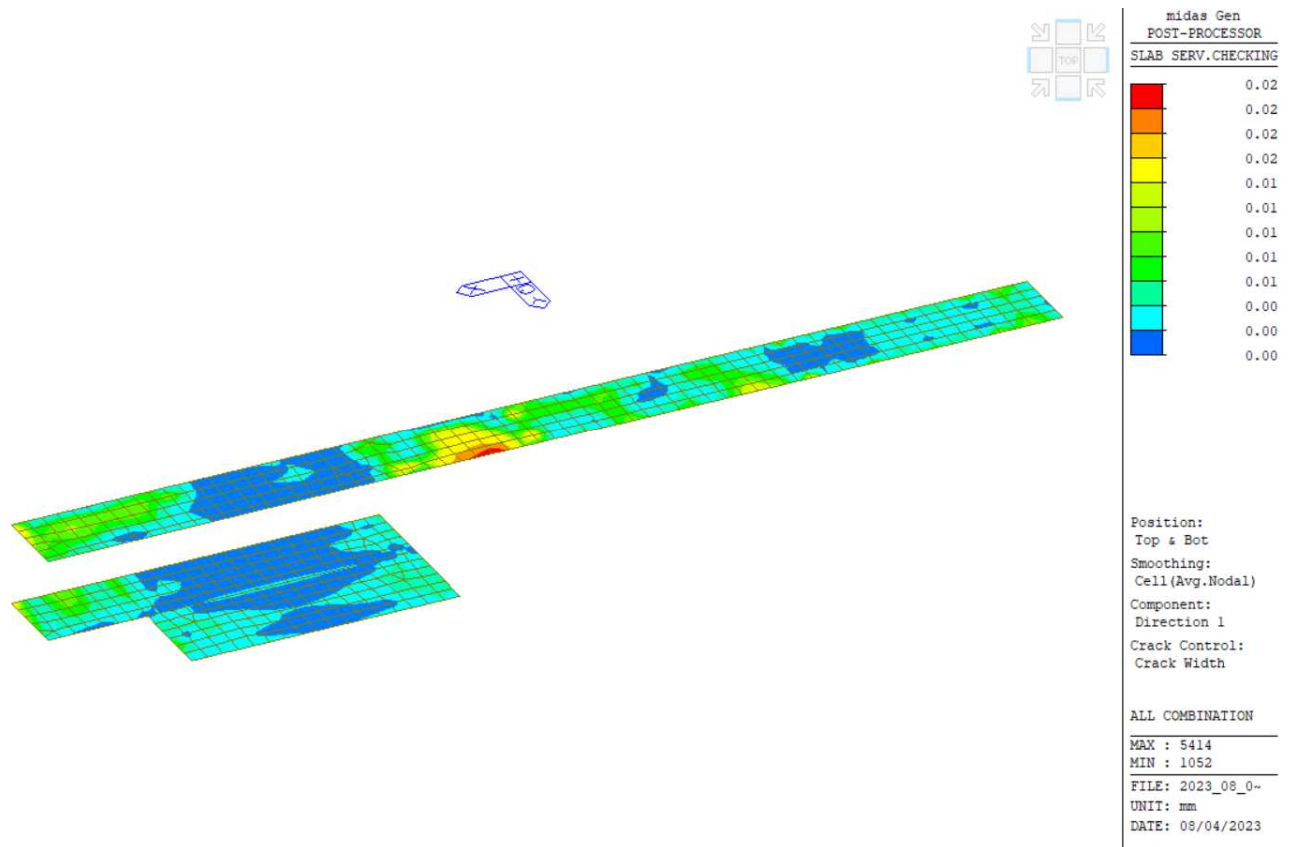


Figura 61: Apertura di fessura - dir. 1.

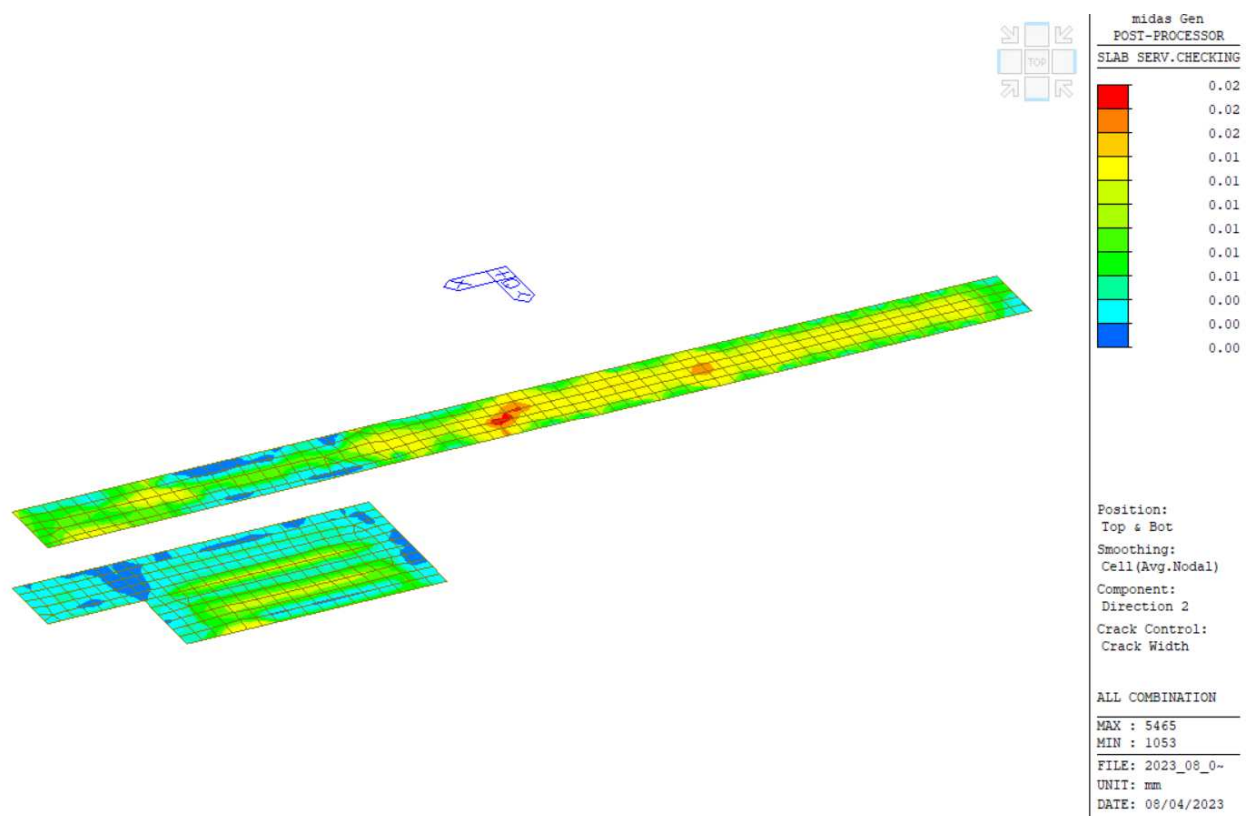


Figura 62: Apertura di fessura - dir. 2.

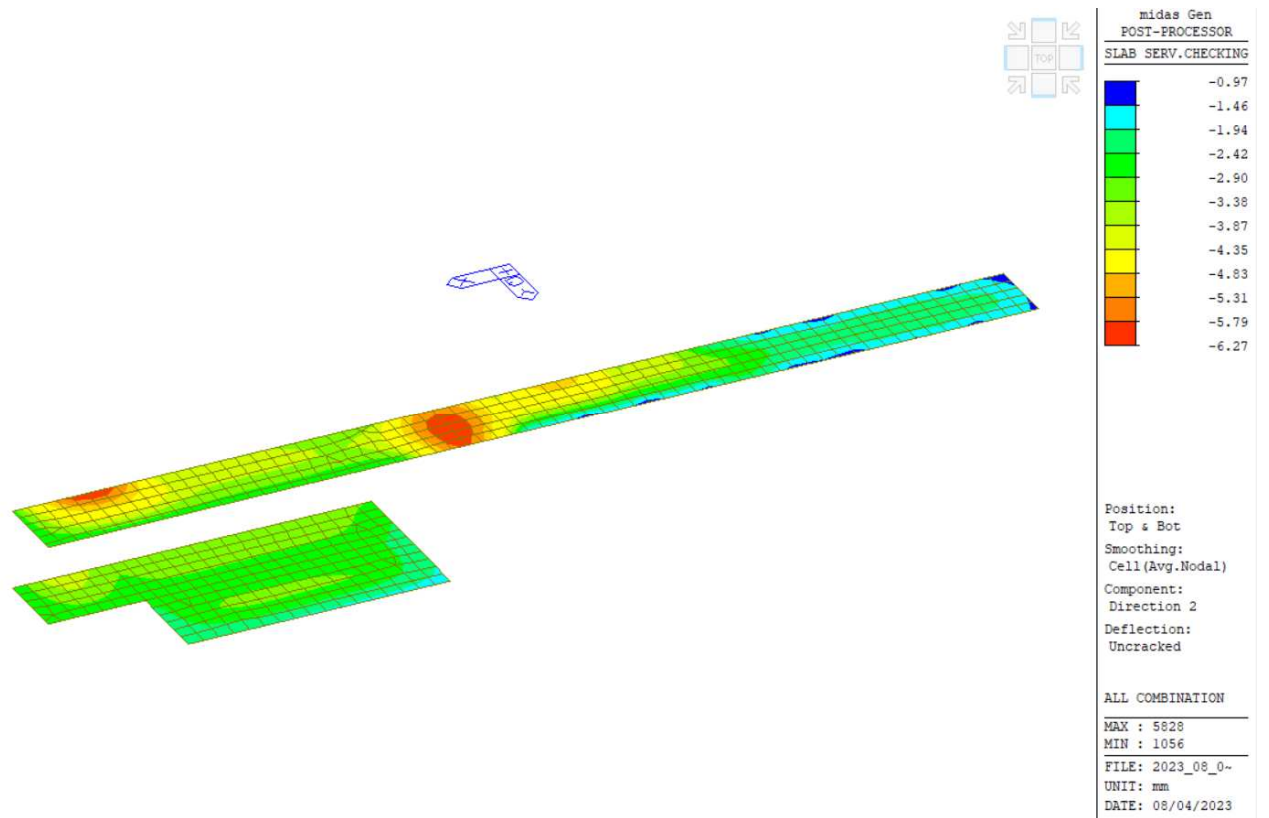


Figura 63: Deformazione s.l.e.

18.10.2.2 Pareti in elevazione sp. 25 cm

Nelle verifiche si prevede un'armatura di base pari a Ø16/15 verticali e Ø12/150 orizzontali, sia superiormente che inferiormente come riportato nelle seguenti immagini.

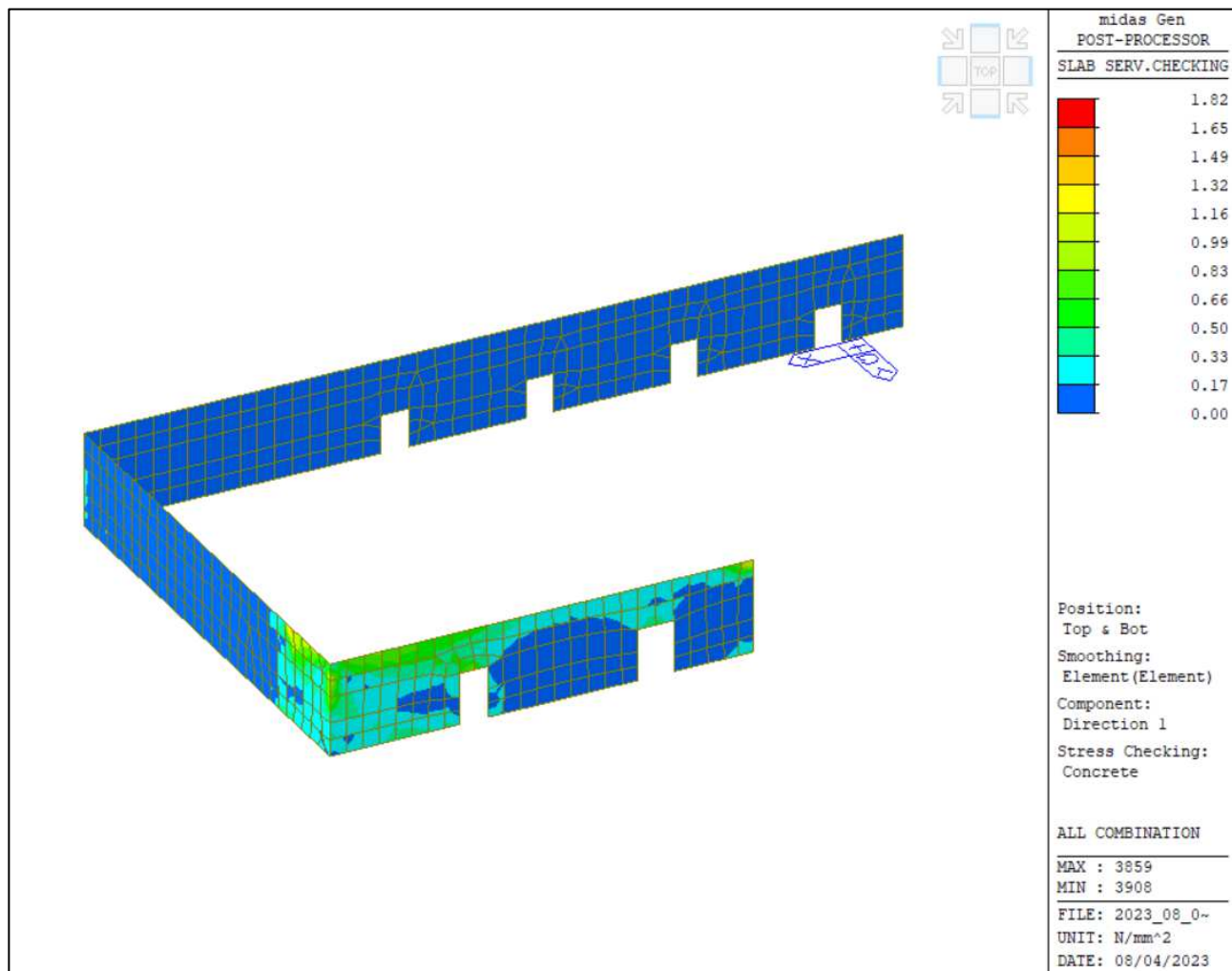


Figura 64: Tens. compressione calcestruzzo - Mom. Positivo e negativo - dir. 1.

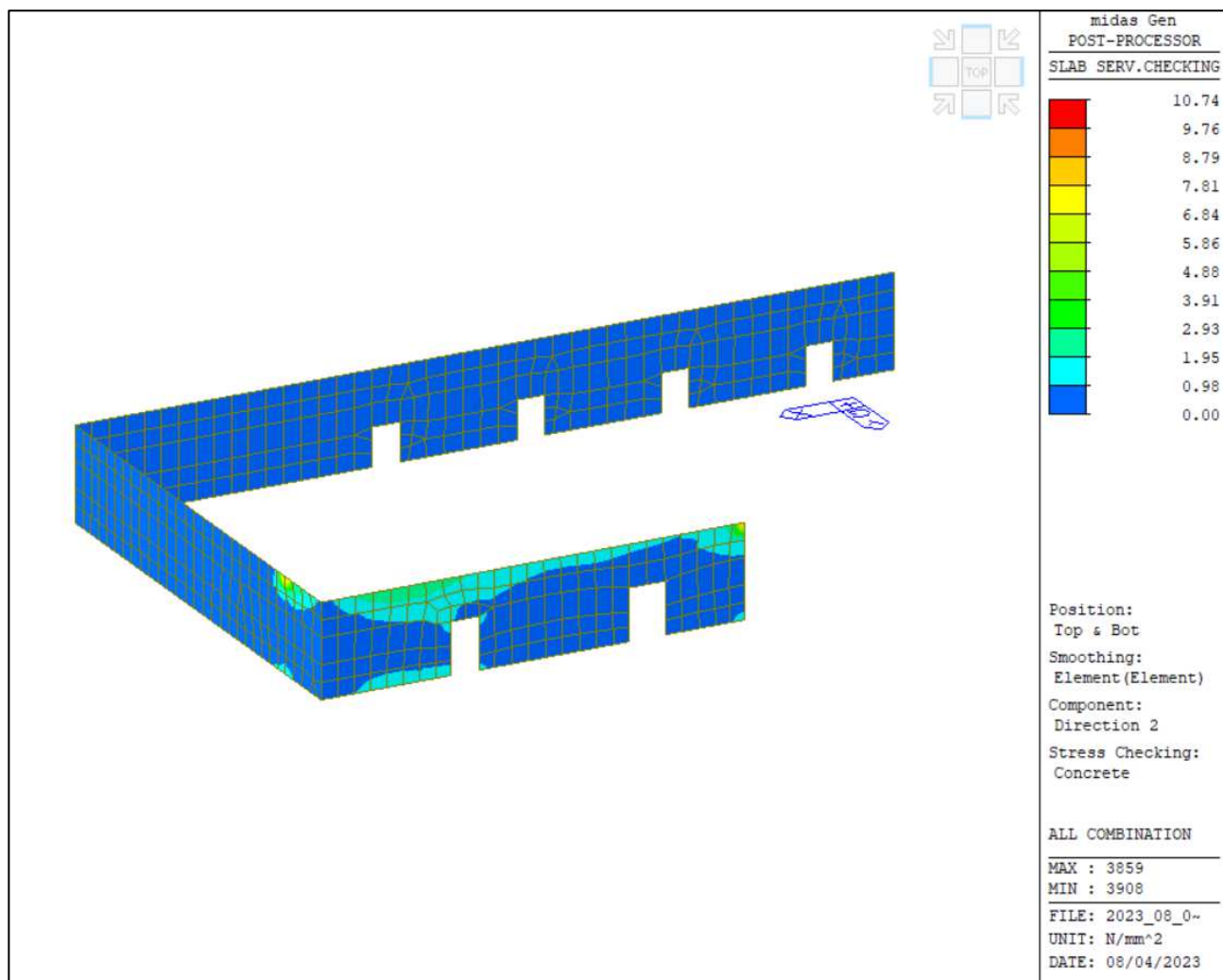


Figura 65: Tens. compressione calcestruzzo - Mom. Positivo e negativo -
dir. 2.

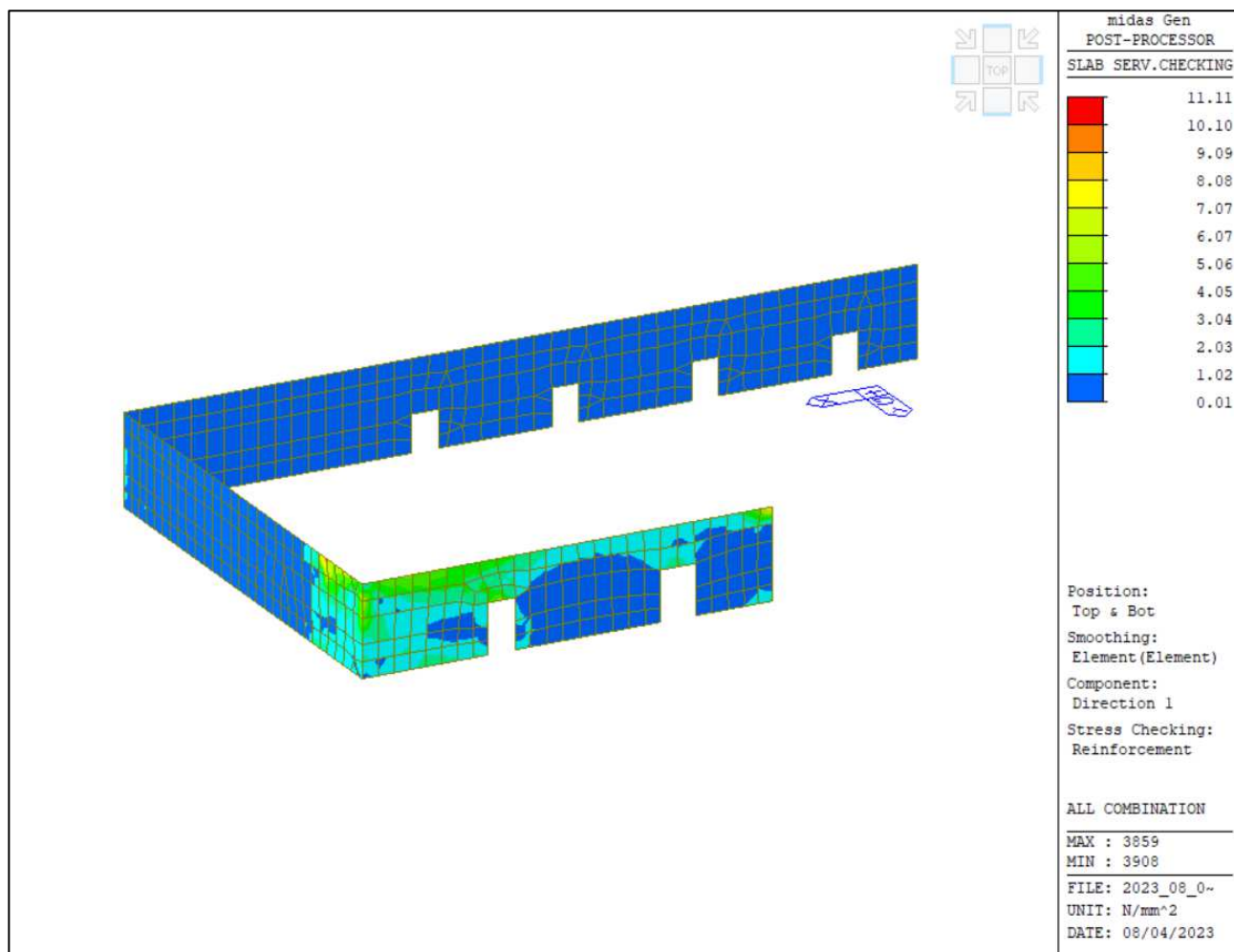


Figura 66: Tens. Trazione acciaio - lembo superiore e inferiore - dir. 1.

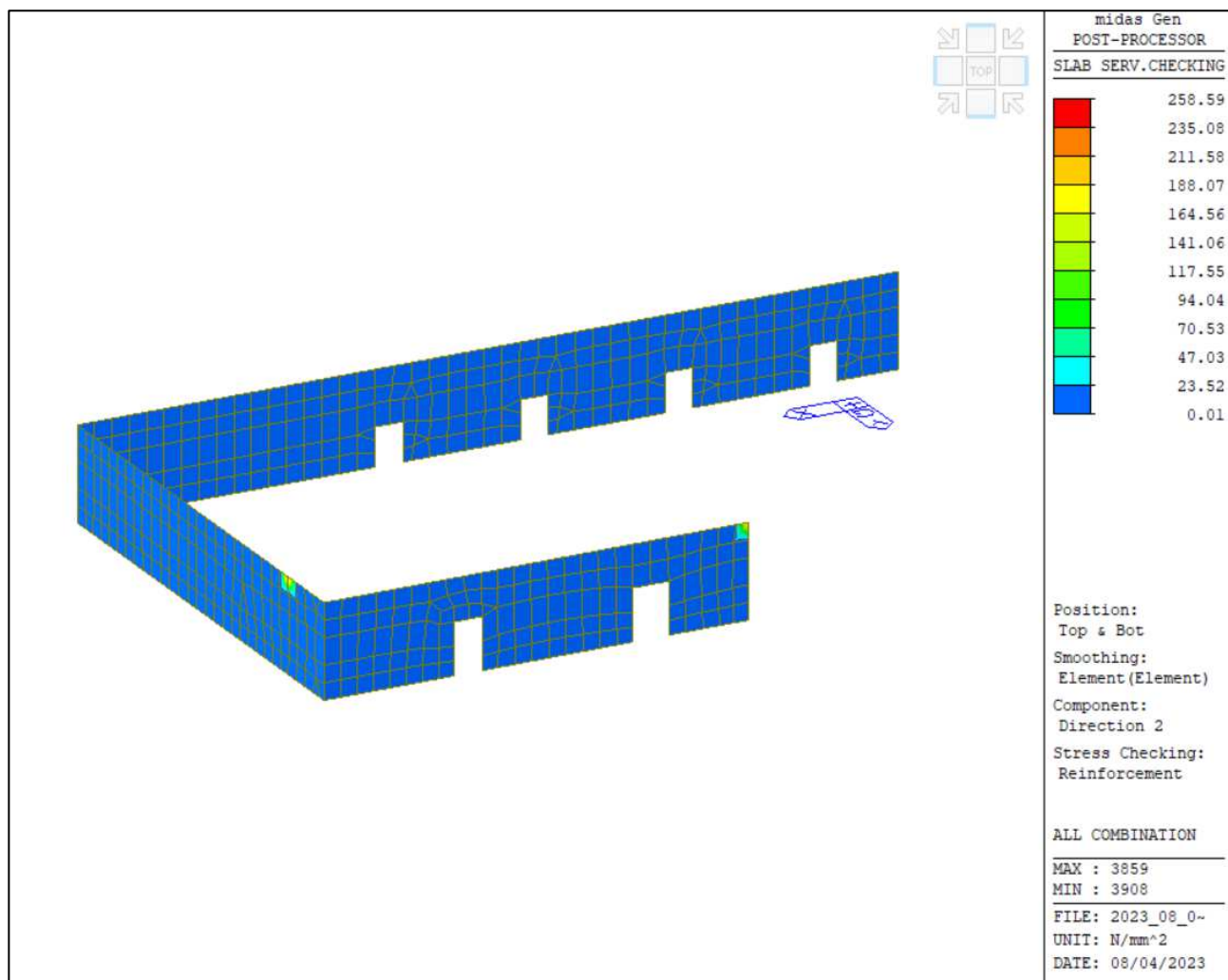


Figura 67: Tens. Trazione acciaio - lembo superiore e inferiore - dir. 2.

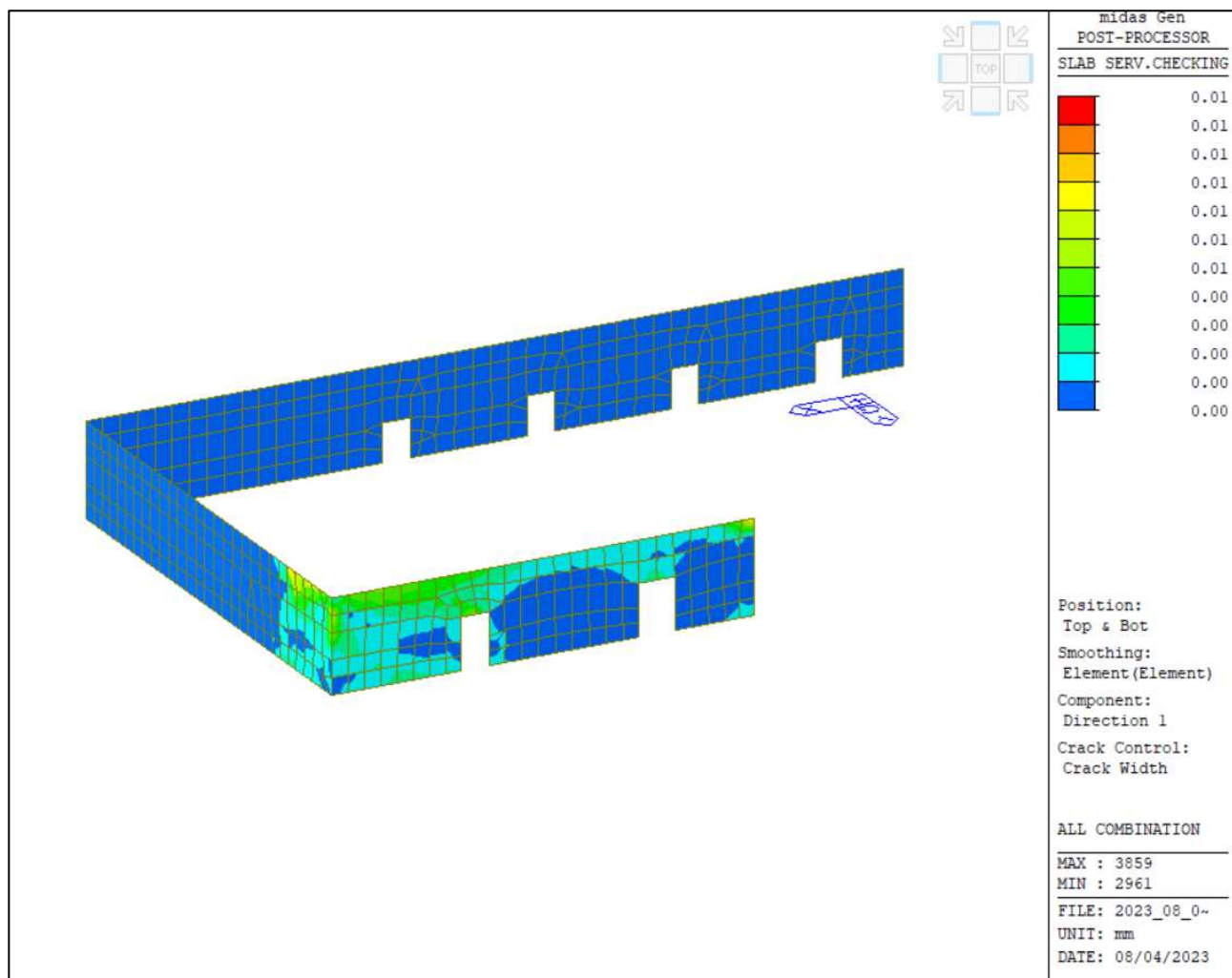


Figura 68: Apertura di fessura - dir. 1.

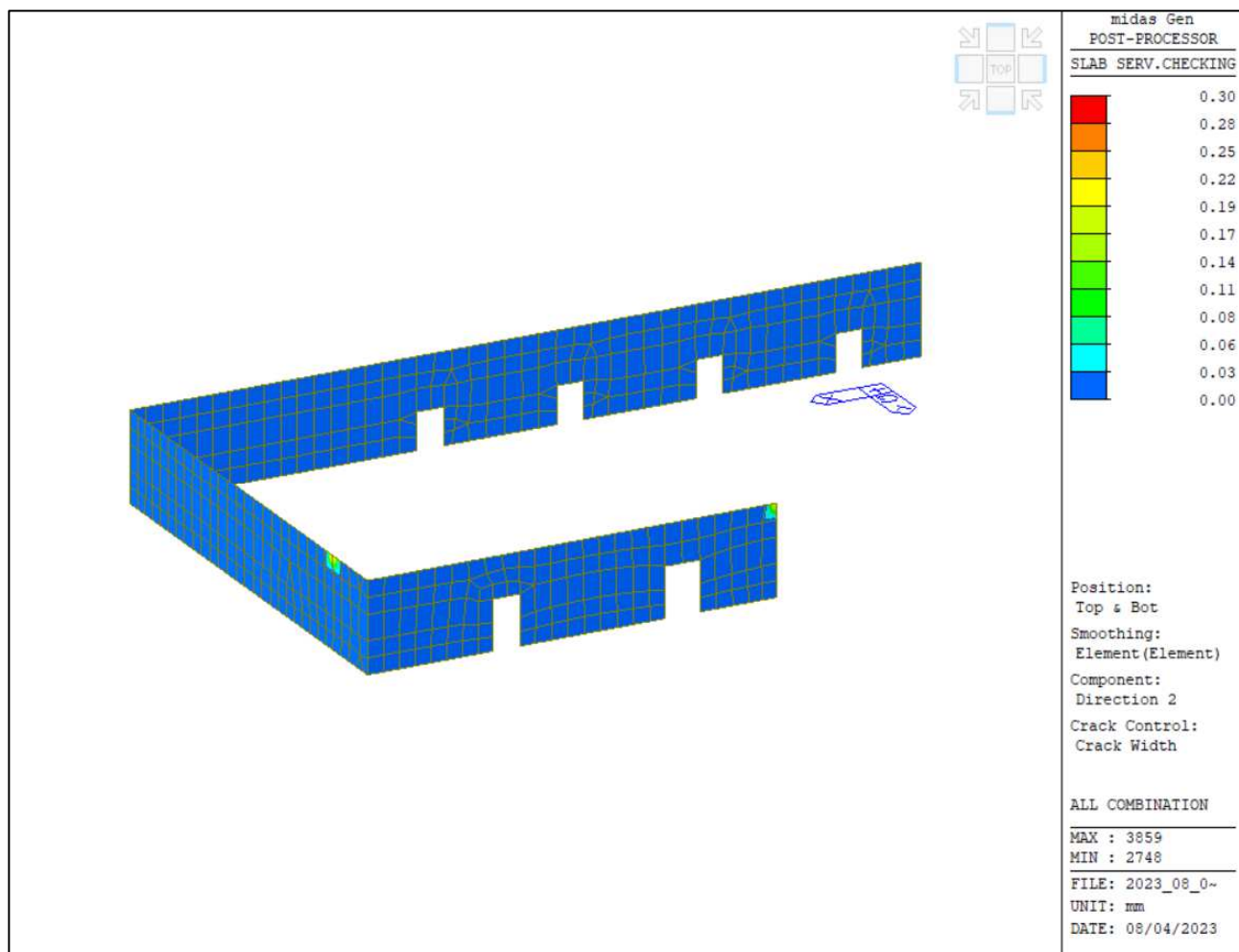


Figura 69: Apertura di fessura - dir. 2.

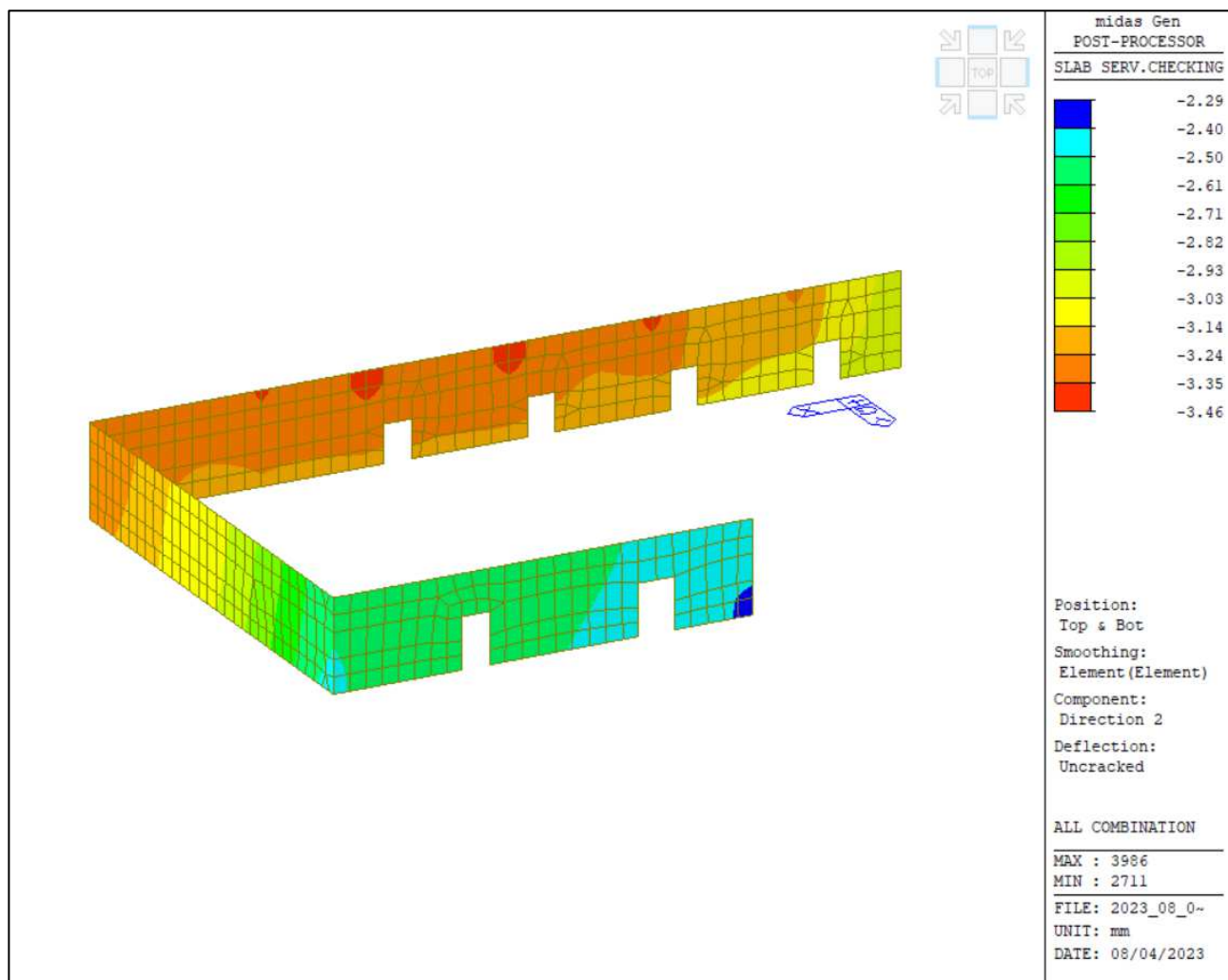


Figura 70: Deformazione s.l.e.

18.10.2.3 Pareti controterra sp. 30 cm

Nelle verifiche si prevede un'armatura di base pari a Ø16/15 verticali e Ø12/150 orizzontali, sia superiormente che inferiormente come riportato nelle seguenti immagini.

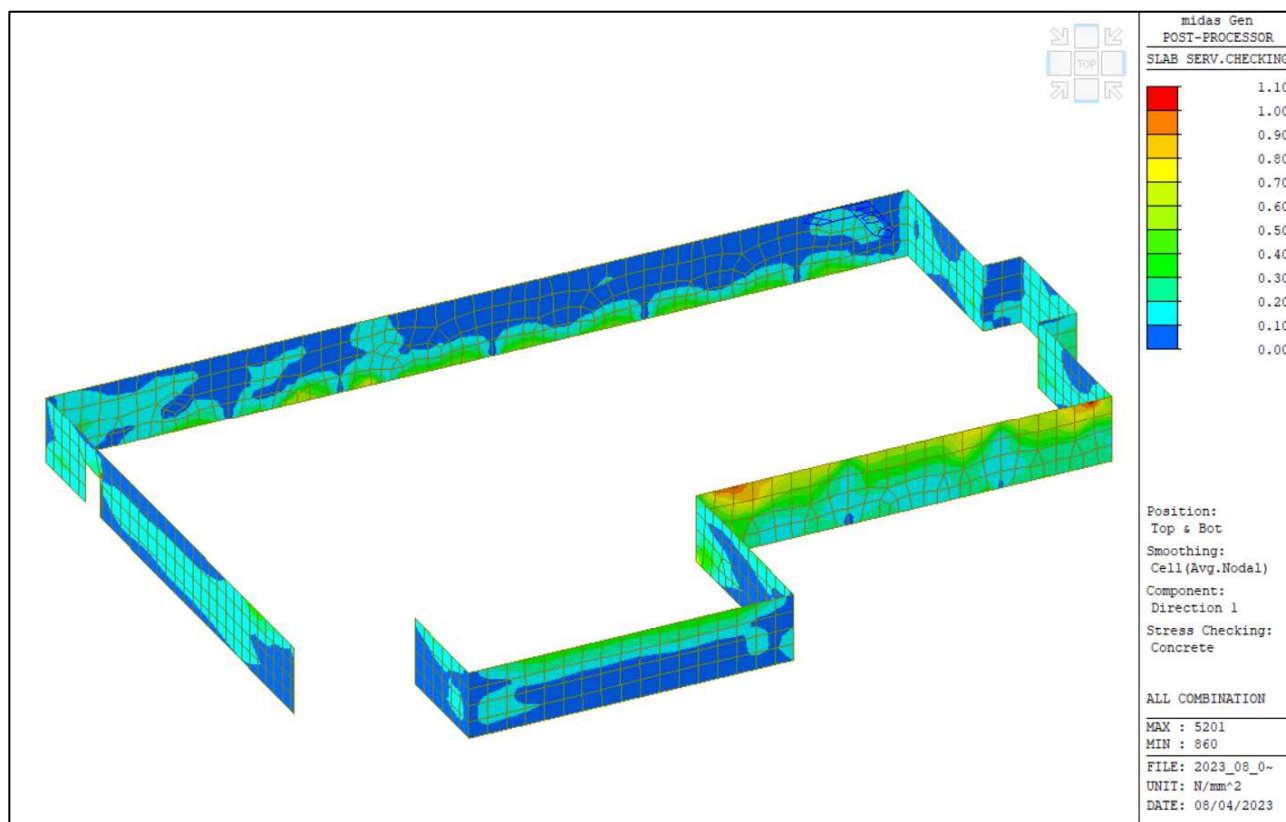


Figura 71: Tens. compressione calcestruzzo - Mom. Positivo e negativo -
dir. 1.

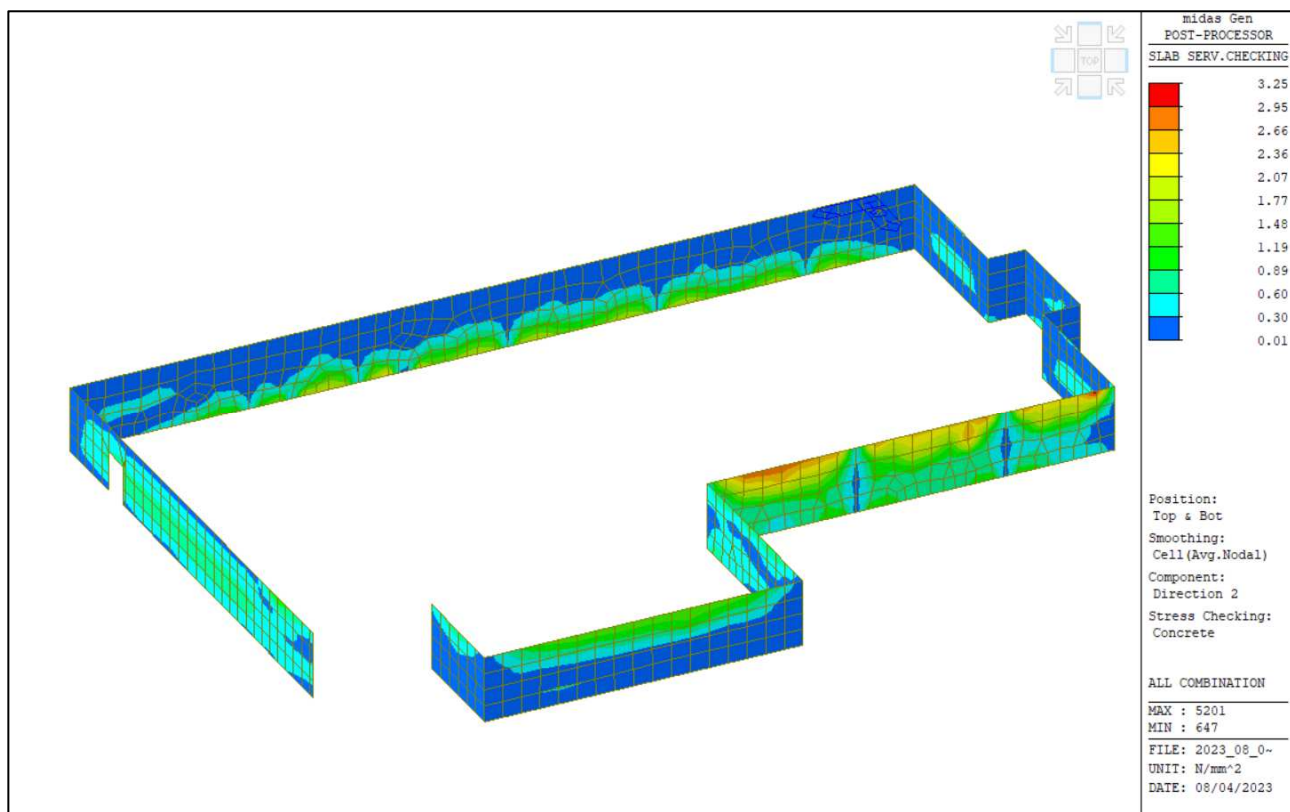


Figura 72: Tens. compressione calcestruzzo - Mom. Positivo e negativo - dir. 2.

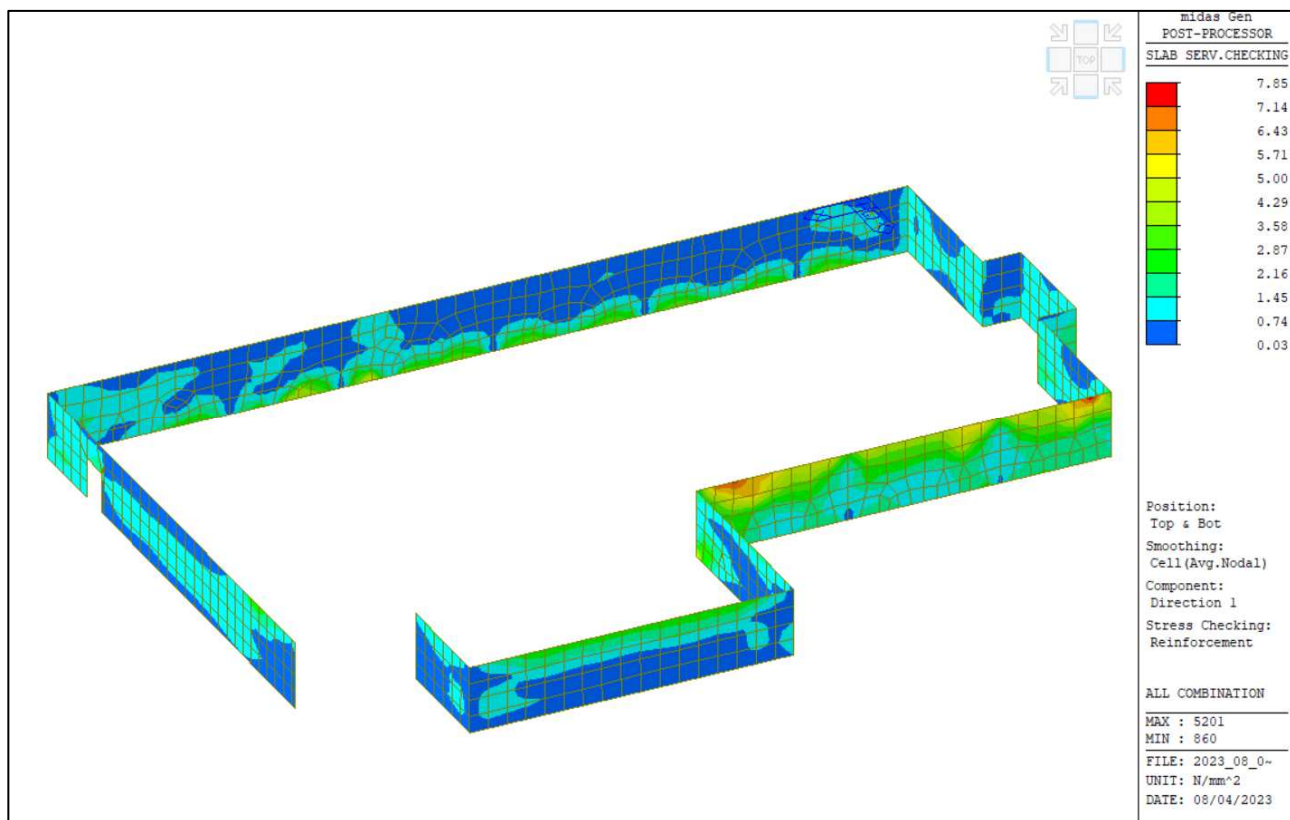


Figura 73: Tens. Trazione acciaio - lembo superiore e inferiore - dir. 1.

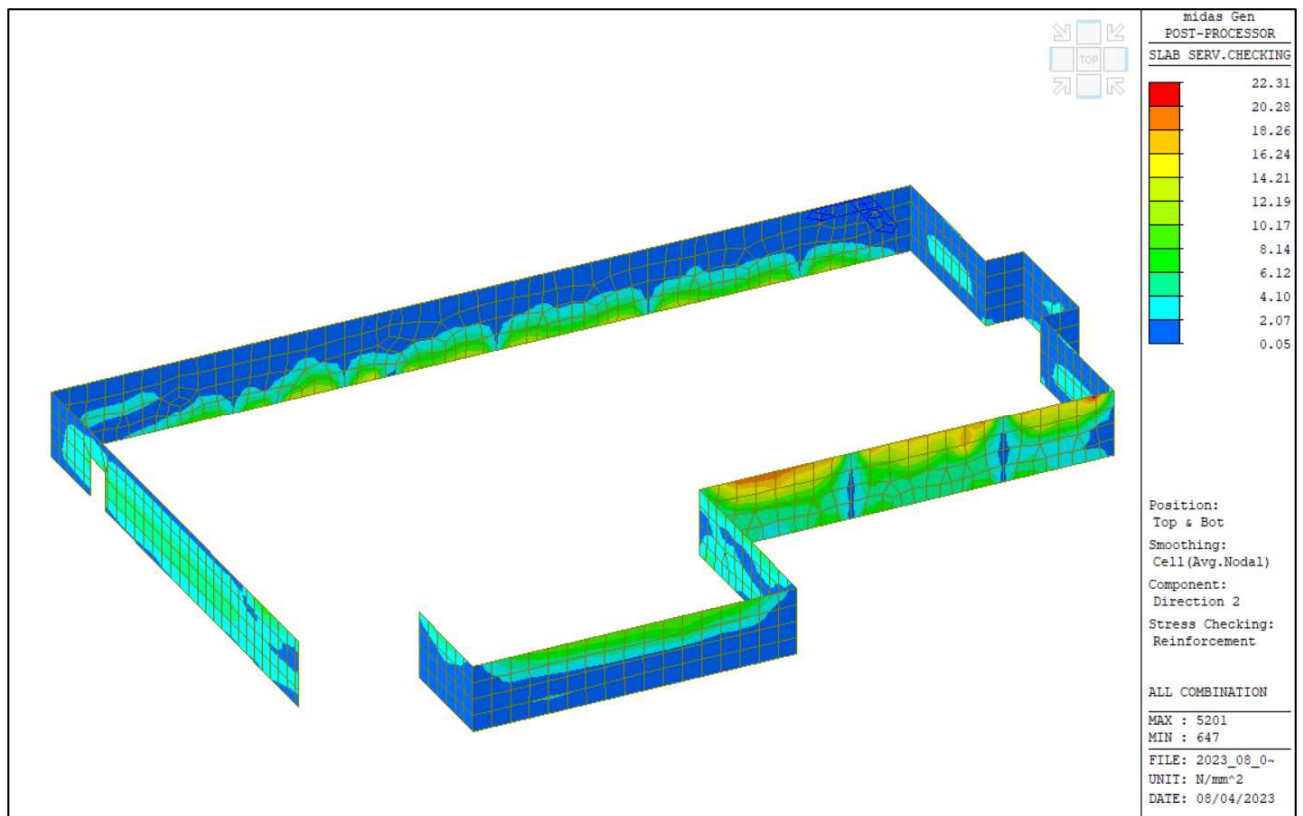


Figura 74: Tens. Trazione acciaio - lembo superiore e inferiore - dir. 2.

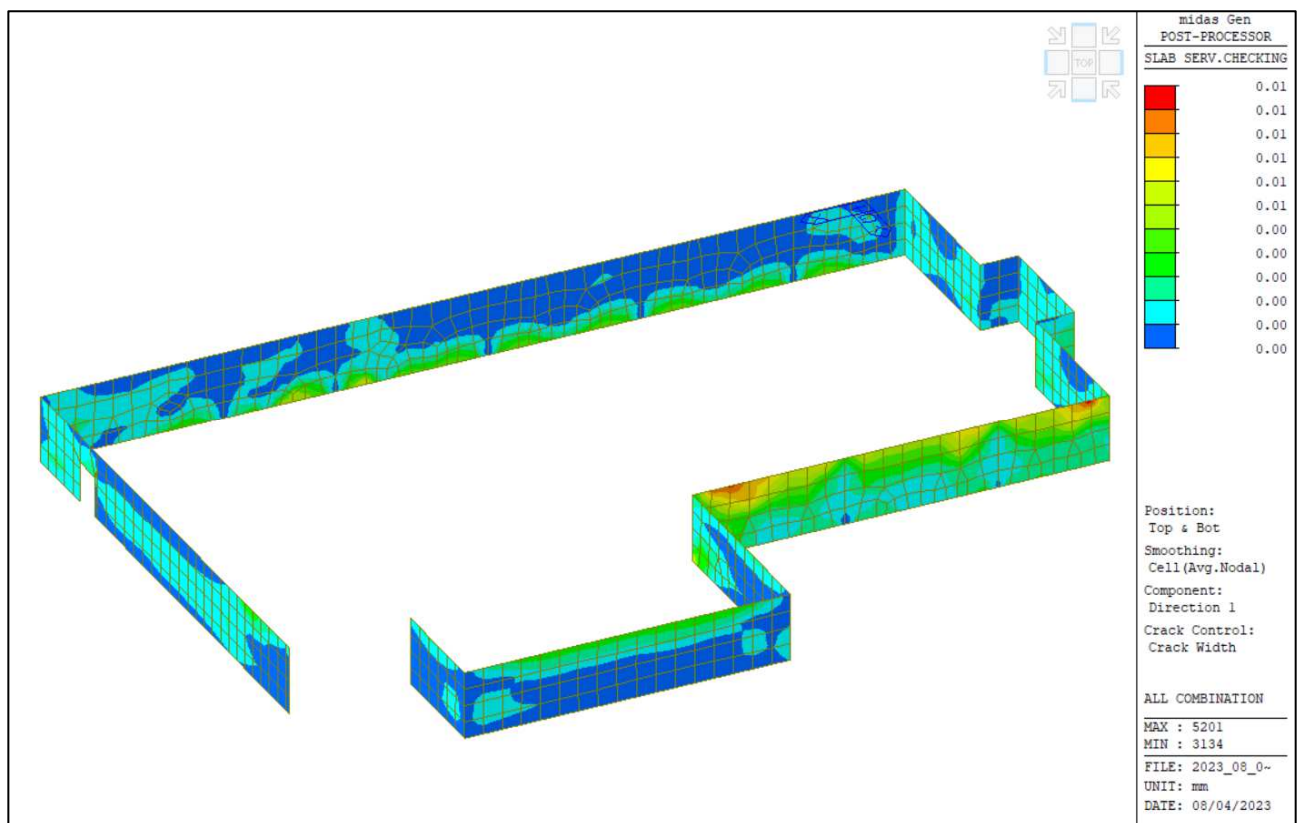


Figura 75: Apertura di fessura - dir. 1.

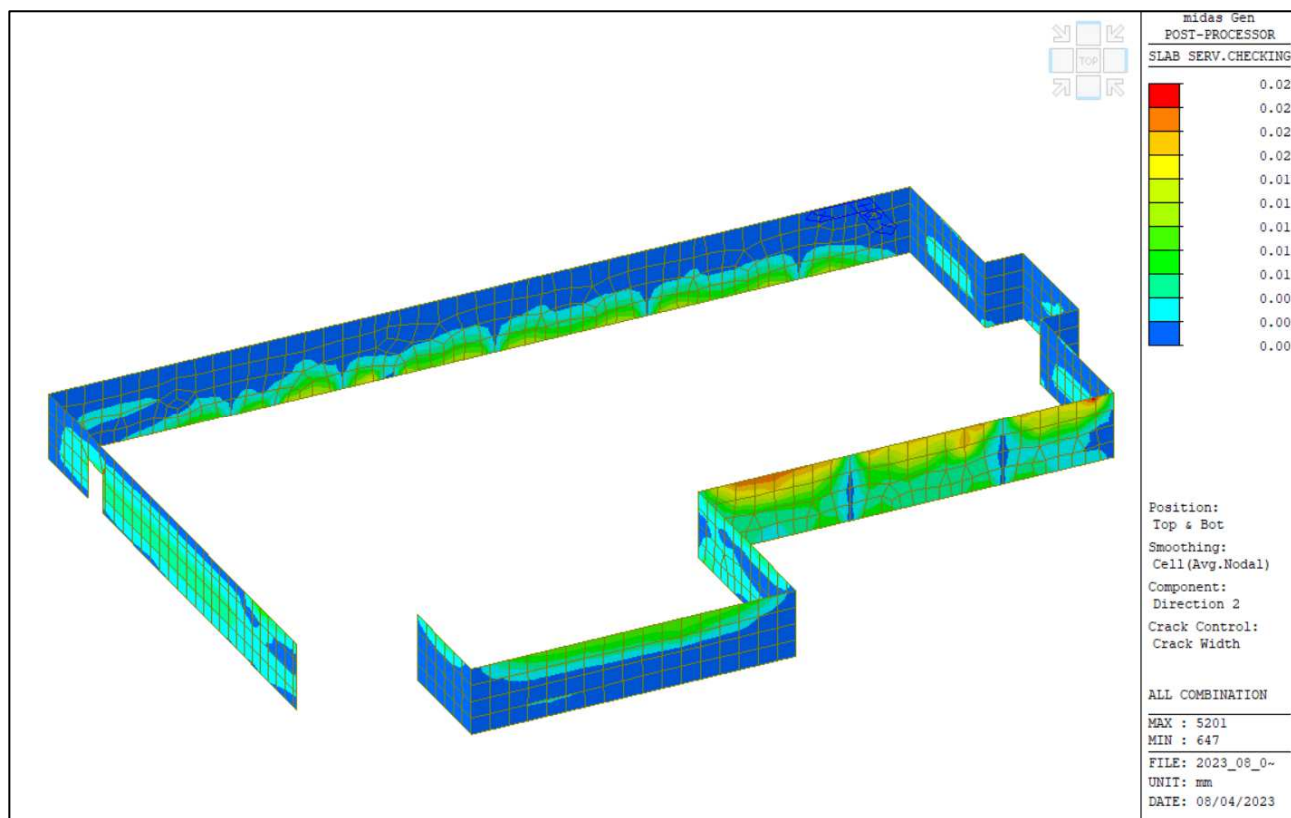


Figura 76: Apertura di fessura - dir. 2.

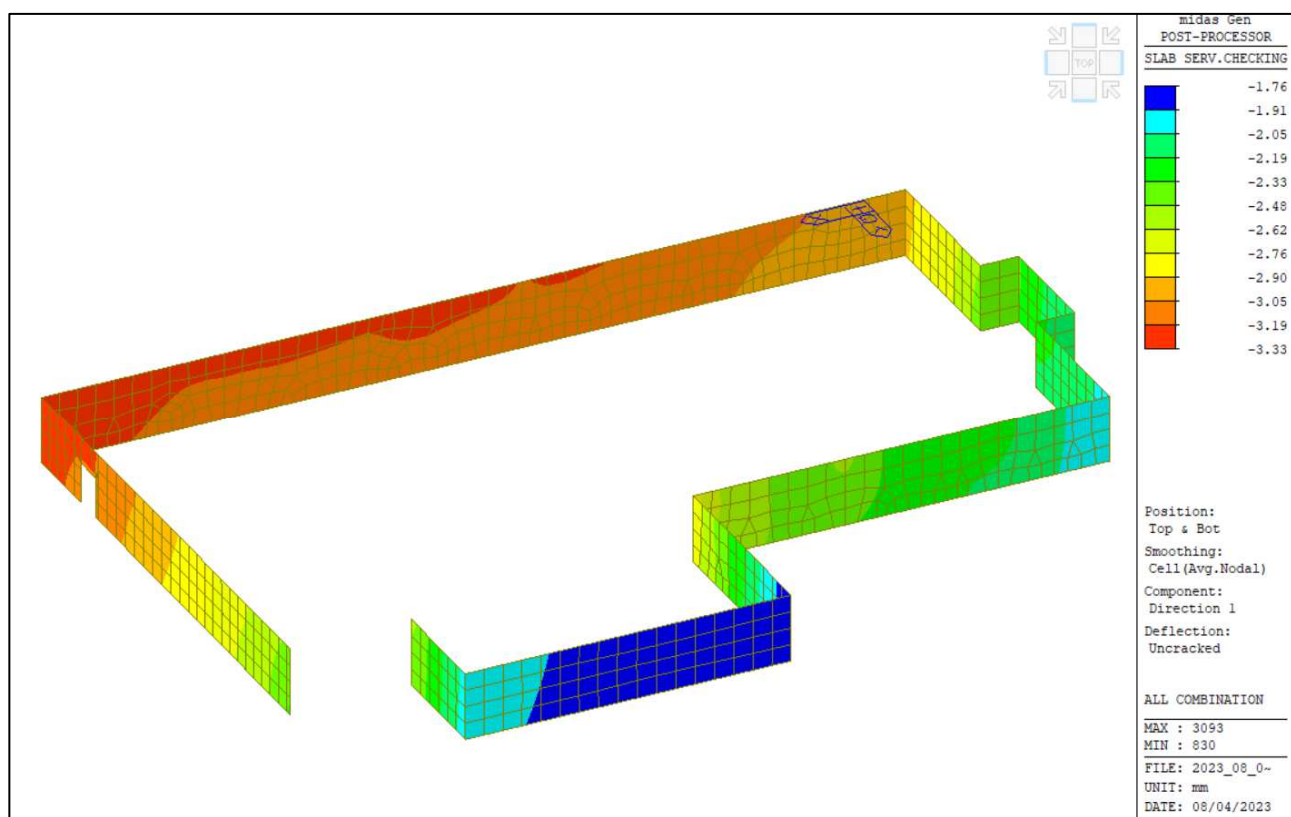


Figura 77: Deformazione s.l.e.

18.10.2.4 Platee sp. 35 cm e plinti sp. 80 cm

Nelle verifiche si prevede un'armatura di base pari a Ø22/15 orizzontali e verticali, sia superiormente che inferiormente in entrambe le direzioni per i plinti e Ø16/15 orizzontali e verticali, sia superiormente che inferiormente in entrambe le direzioni per la platea.

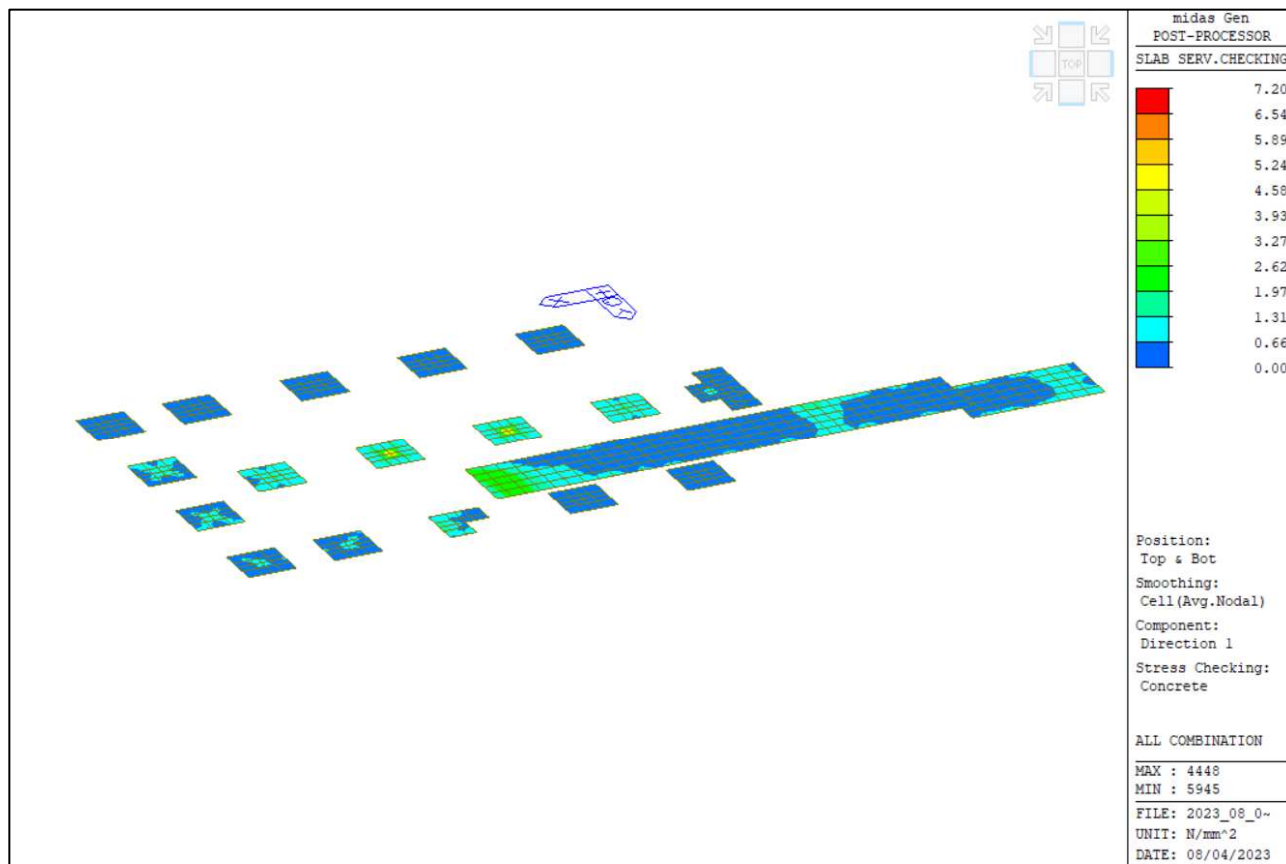


Figura 78: Tens. compressione calcestruzzo - Mom. Positivo e negativo - dir. 1.

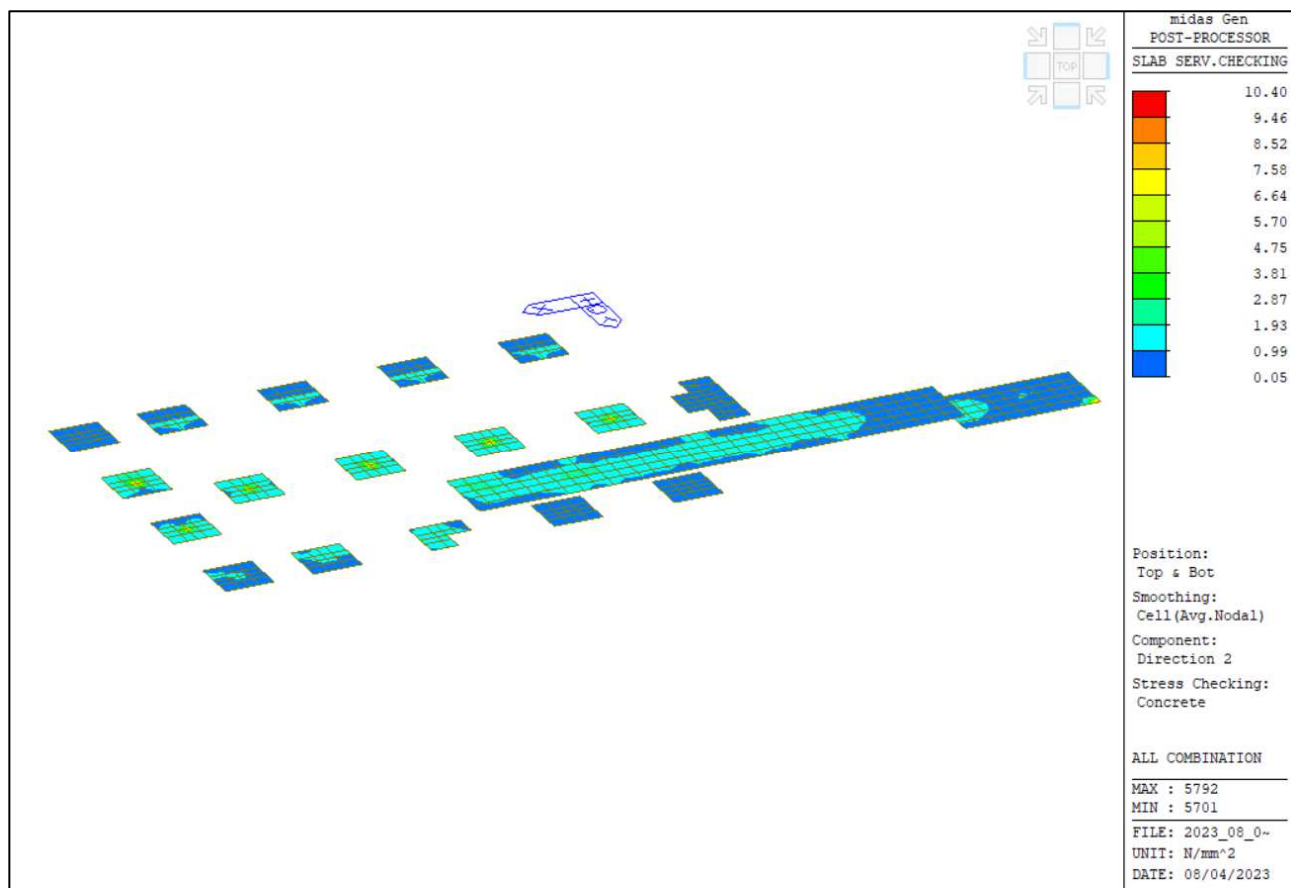


Figura 79: Tens. compressione calcestruzzo - Mom. Positivo e negativo - dir. 2.

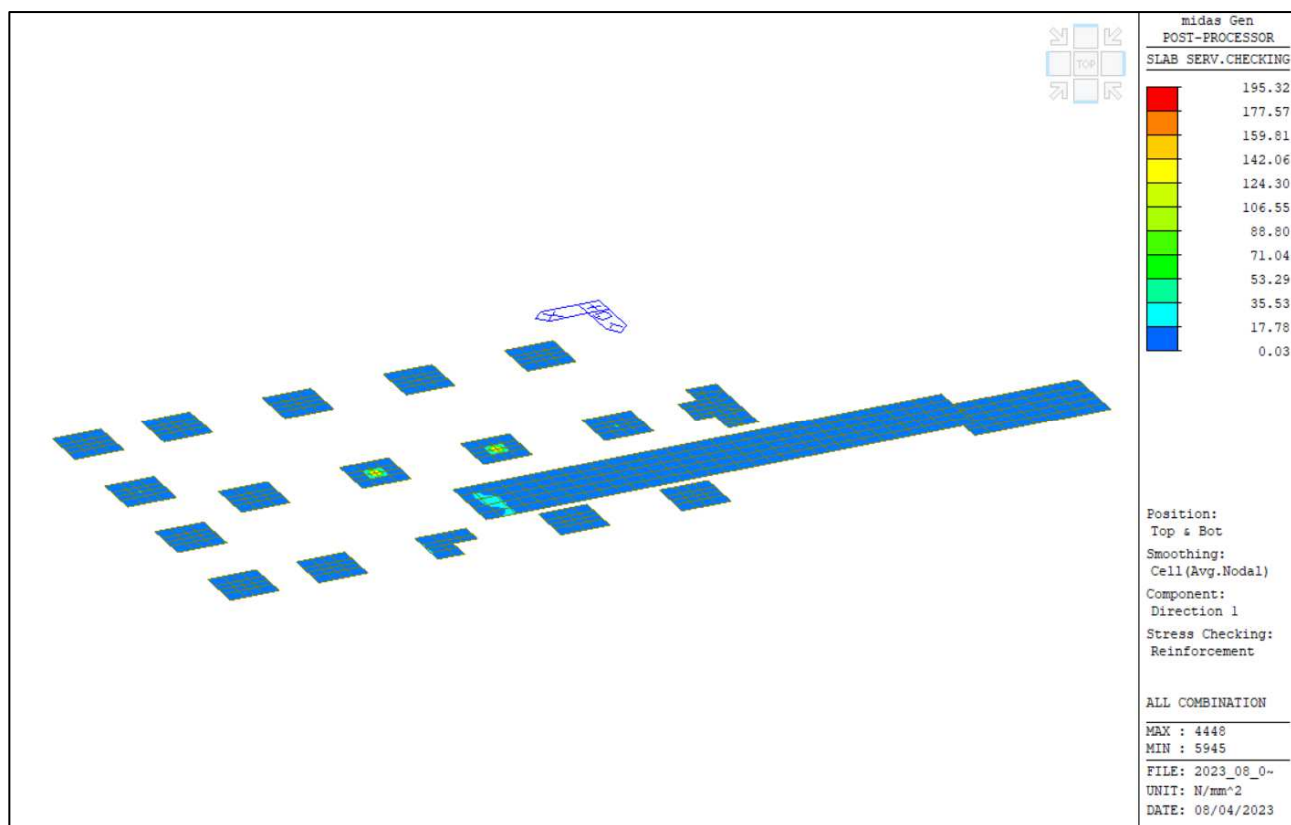


Figura 80: Tens. Trazione acciaio - lembo superiore e inferiore - dir. 1.

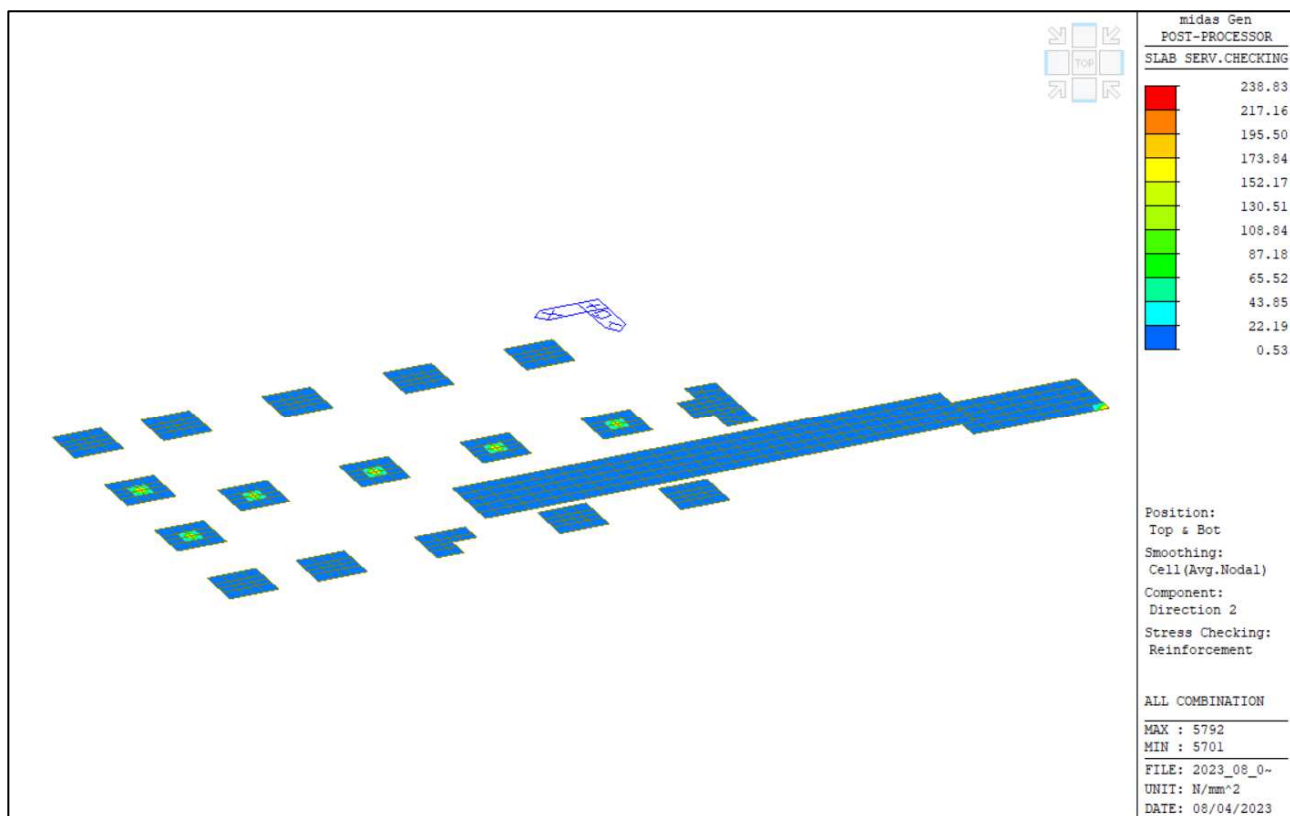


Figura 81: Tens. Trazione acciaio - lembo superiore e inferiore - dir. 2.

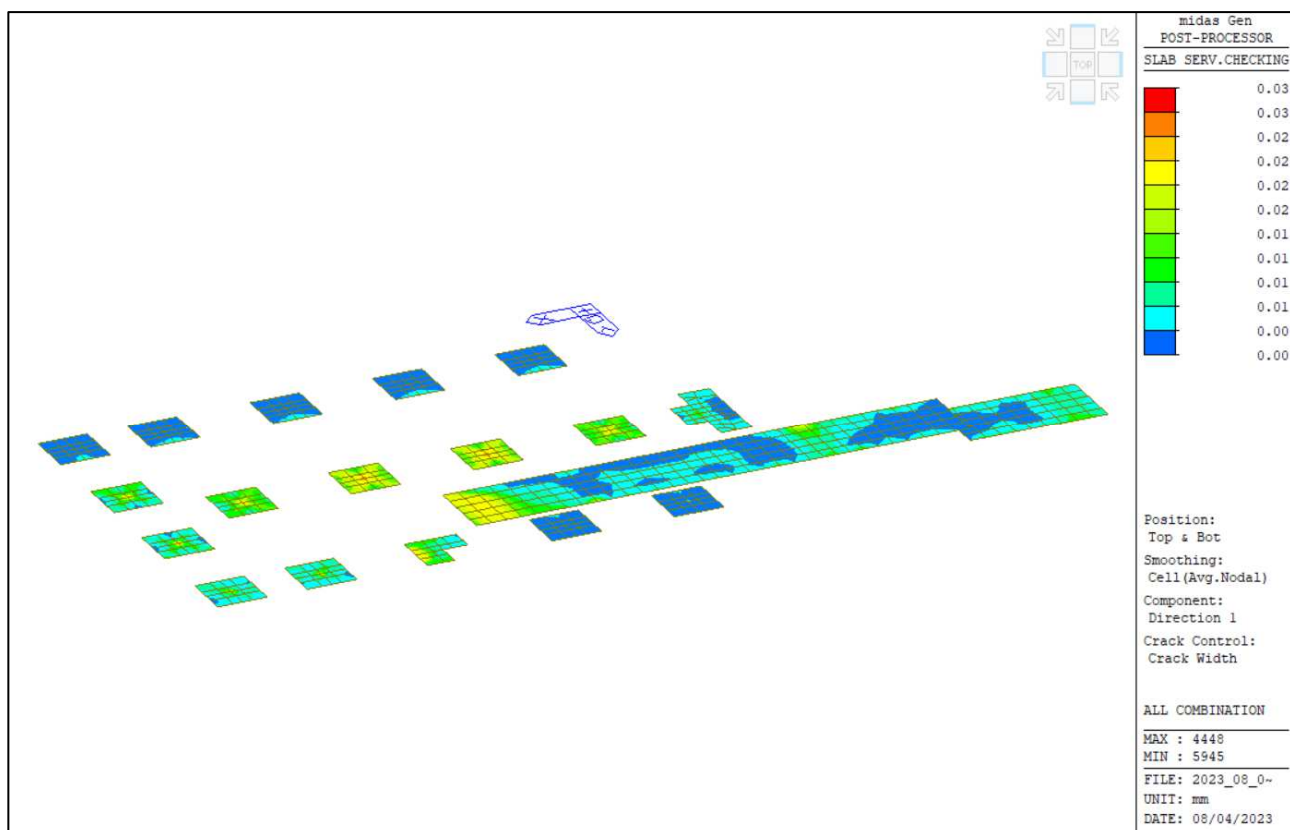


Figura 82: Apertura di fessura - dir. 1.

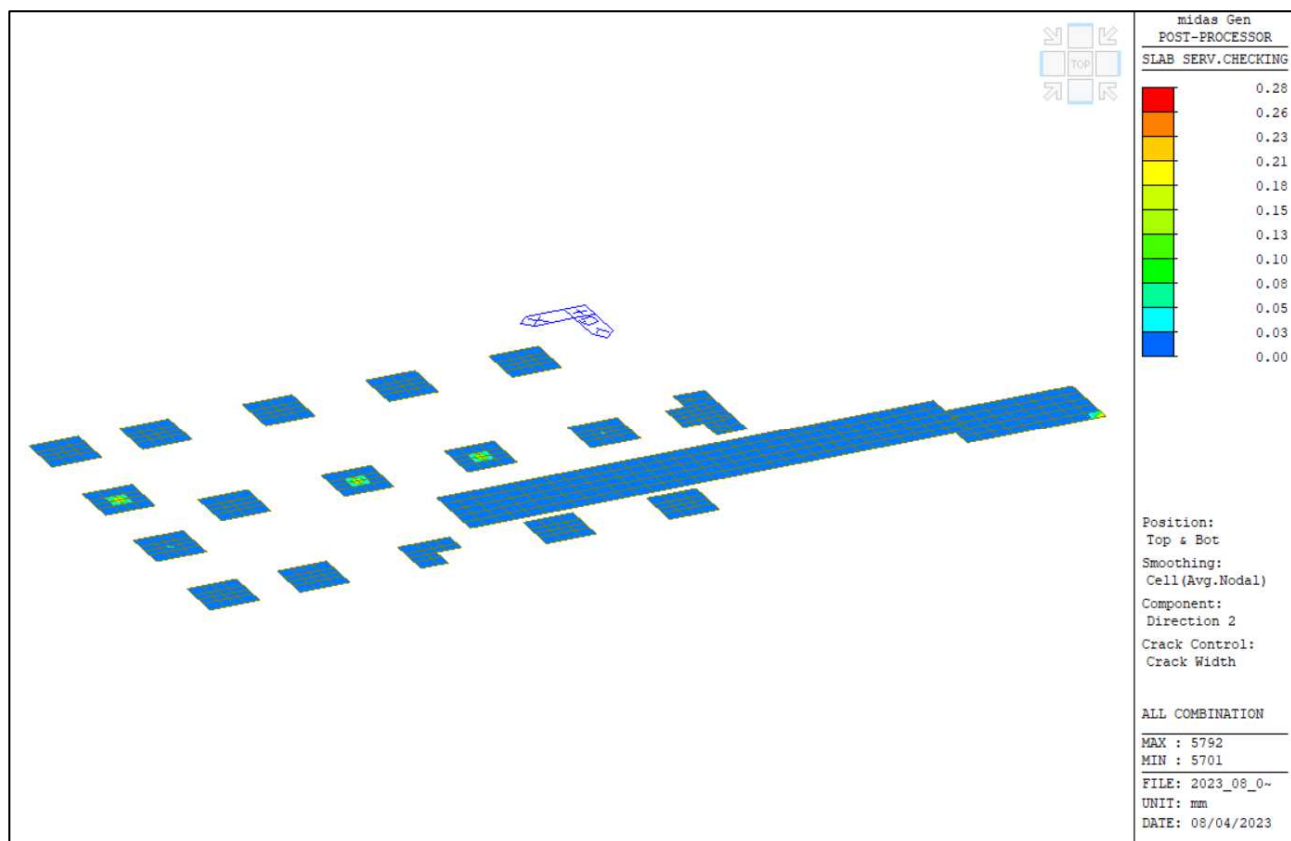


Figura 83: Apertura di fessura - dir. 2.

18.11 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI IN ACCIAIO

Di seguito si riportano i grafici delle azioni interne e le verifiche strutturali degli elementi in acciaio.

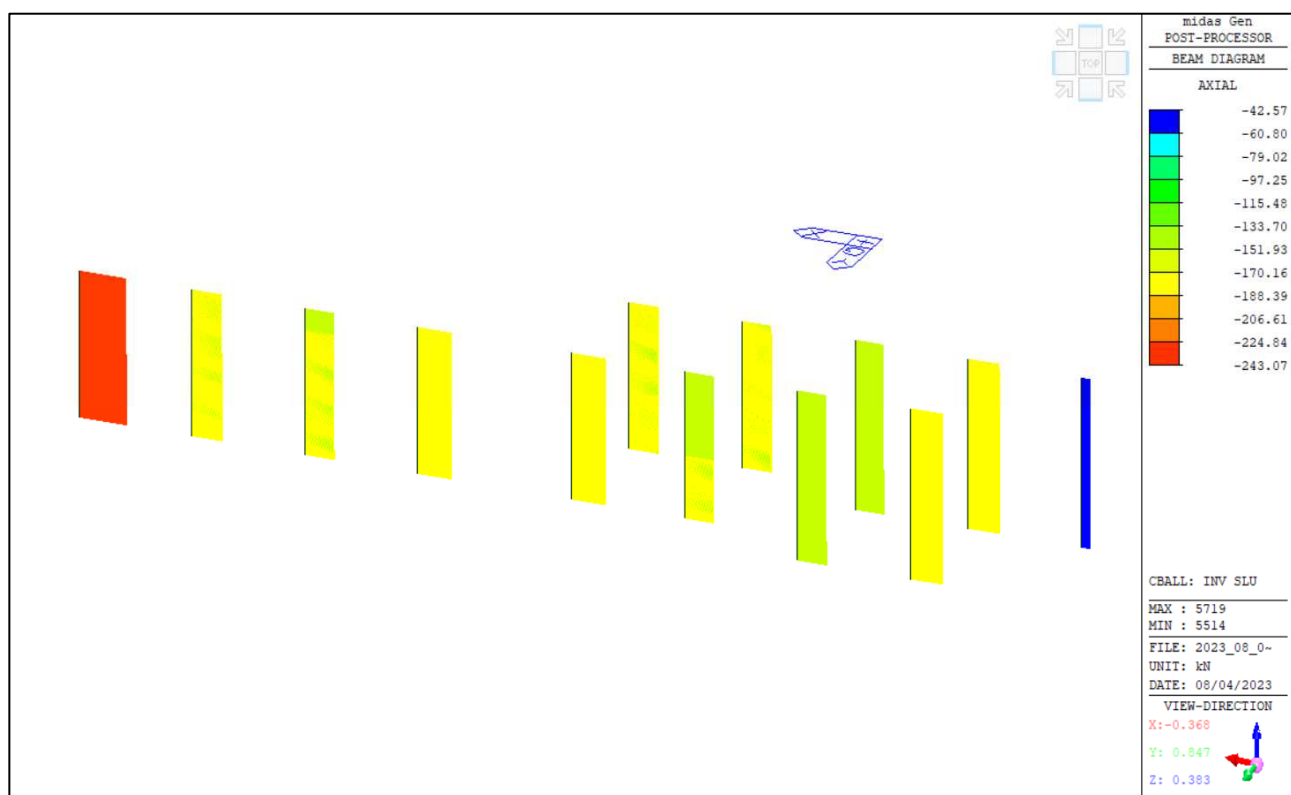


Figura 84: Azione assiale (kN).

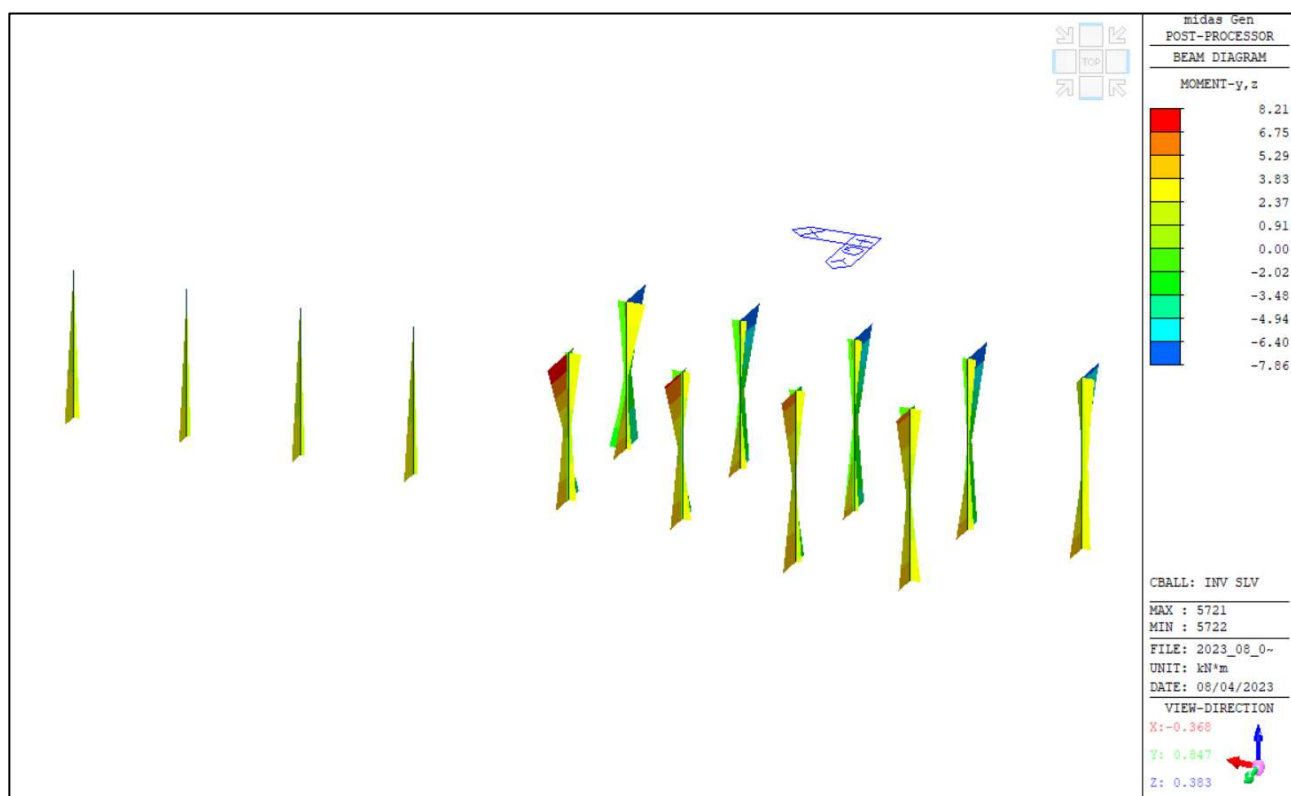


Figura 85: Momenti flettenti (kNm).

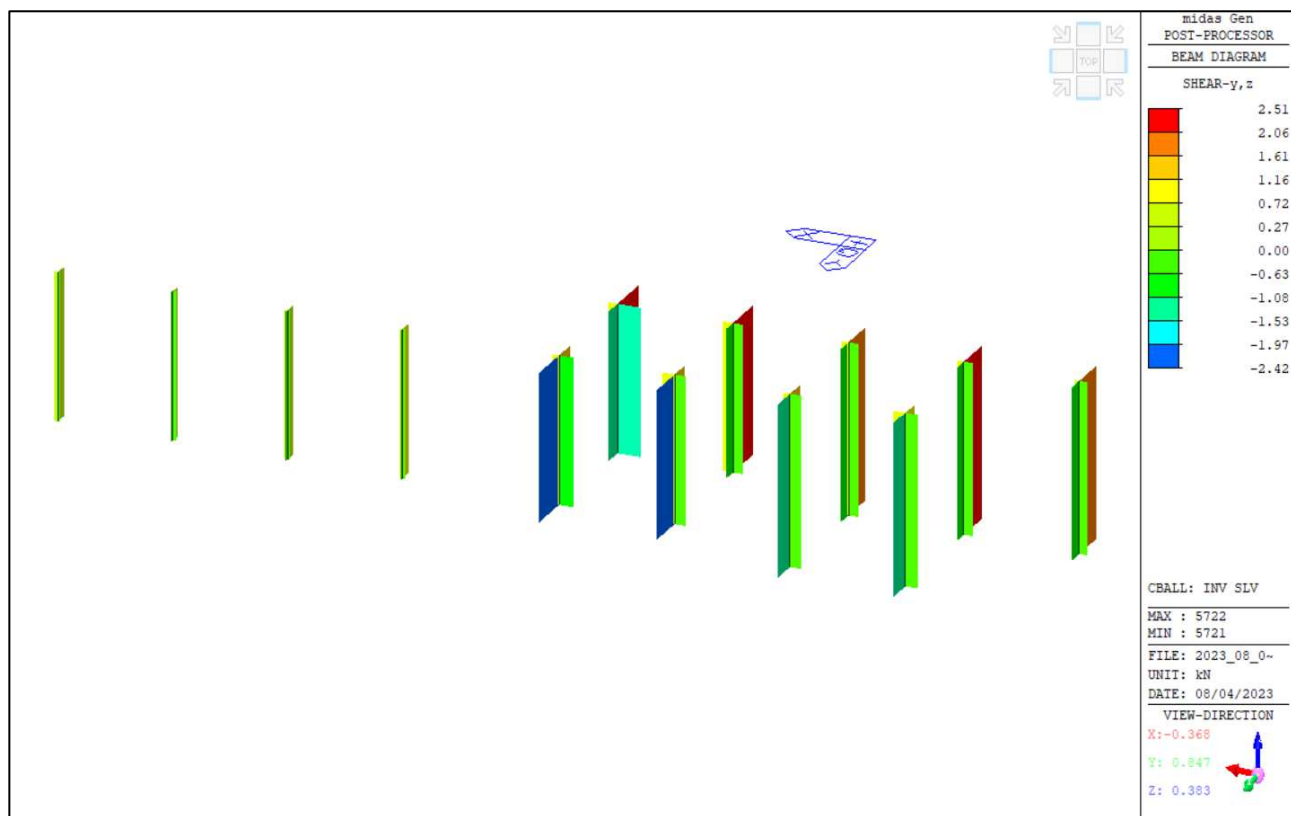


Figura 86: Azioni di taglio (kN).

Di seguito si riportano i tassi di verifica.

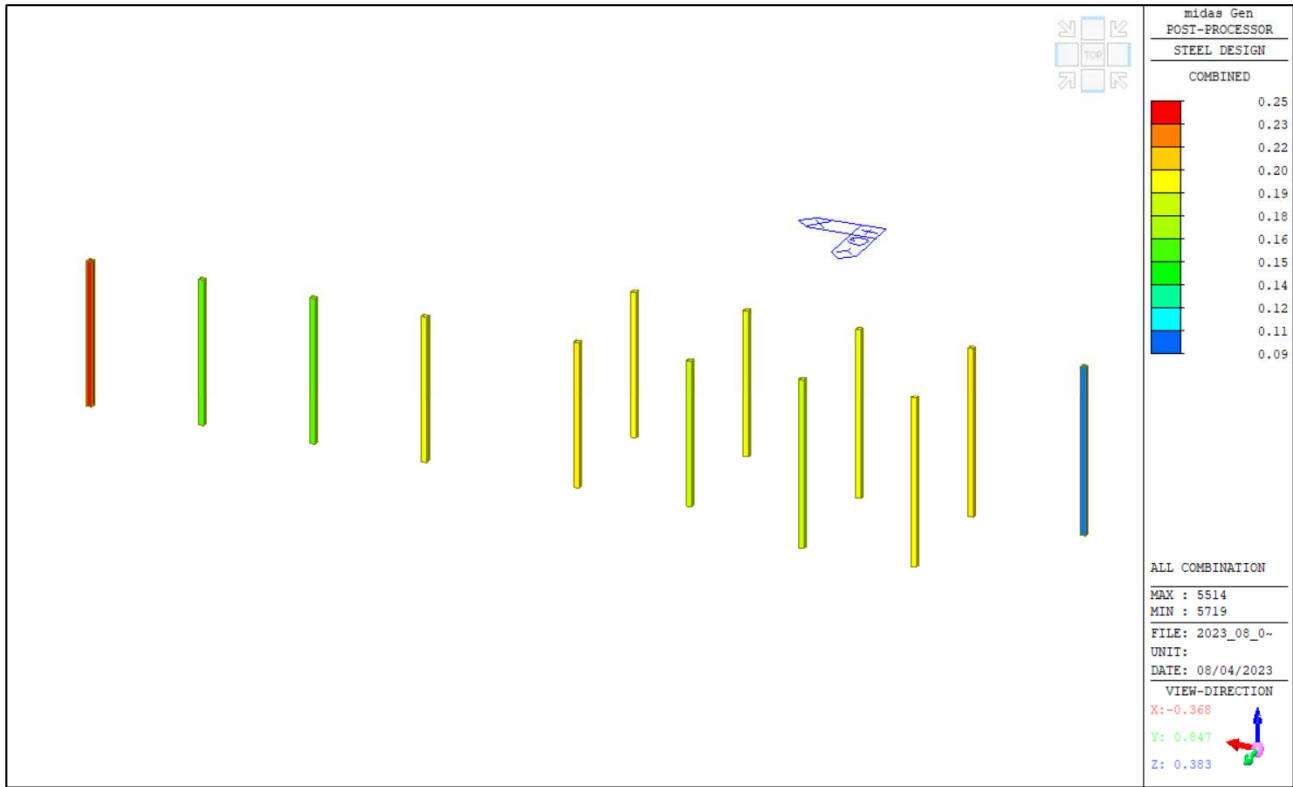


Figura 87: Elementi in acciaio - Tassi di verifica.

Essendo i tassi di verifica inferiori a 1 per ciascun elemento, le verifiche si ritengono soddisfatte.

Le verifiche di resistenza seguono le indicazioni per il calcolo agli stati limite.

Il criterio di verifica limita la sollecitazione esterna E_d ad essere inferiore a quella resistente: $R_d \geq E_d$. In particolare, nel caso di sovrapposizione di sollecitazioni assiali e flettenti, è usata l'approssimazione a favore di sicurezza in cui i rapporti vengono sommati linearmente come da § 4.2.4.1.2:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} \leq 1$$

I coefficienti di sicurezza utilizzati sono divisi per verifiche di resistenza e verifiche di instabilità. I coefficienti parziali di sicurezza sono adottati come segue:

$$\gamma_{M0} = 1.05 \qquad \gamma_{M1} = 1.05$$

Il limite ultimo raggiungibile per sezioni di classe 1 e 2 è la sezione completamente plasticizzata, mentre per le sezioni di classe 3 sono ammesse solo verifiche in campo elastico. Lo stato limite è quindi quello relativo al superamento del limite elastico nella fibra della sezione maggiormente sollecitata.

La resistenza ultima assiale, uguale per l'analisi elastica e plastica, è calcolata con la relazione:

$$N_{Rd} = N_{Rd,pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Nella resistenza ultima flessionale il modulo di resistenza W è come quello plastico W_{pl} per le sezioni di classe 1 e 2 e quello elastico $W_{el,min}$ per le sezioni di classe 3.

Come da prescrizioni del paragrafo flessione e taglio, la presenza di sforzi taglianti, superiori al 50% del valore resistente, è computata inserendo un coefficiente riduttivo nella tensione di snervamento del materiale:

$$f_{y,v} = (1 - \rho) f_y$$

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

e quindi:

$$M_{Rd} = M_{V,Rd} = \frac{W \cdot (1 - \rho) f_y}{\gamma_{M0}}$$

Le verifiche di resistenza al taglio sono differenziate tra il caso di sezioni di classe 1 e 2, per le quali è calcolato il rapporto massimo tra sollecitazioni agenti e resistenti, e le sezioni di classe 3, per le quali il coefficiente di sicurezza è calcolato come rapporto tensionale:

classi 1 e 2:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1$$

classe 3:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y/(\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1$$

in cui $V_{Rd} = V_{P1,Rd}$.

Le verifiche di stabilità di elementi metallici compressi sono condotte seguendo le prescrizioni del §4.2.4.1.3. La norma prevede di cautelarsi dagli effetti di sbandamento assiale nelle direzioni 1 e 2 e lo sbandamento flessione torsionale (LT = lateral torsional) tramite i coefficienti di riduzione χ .

L'asta compressa è verificata se vengono soddisfatte le seguenti disuguaglianze:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_1 N_{b,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{1,Ed}}{\chi_{LT} M_{1,b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,b,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_2 N_{b,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{1,Ed}}{\chi_{LT} M_{1,b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,b,Rd}} \leq 1$$

dove:

N_{Ed} , $M_{1,Ed}$ ed $M_{2,Ed}$ sono le sollecitazioni massime sulla trave;

$N_{b,Rd}$, $M_{b,1,Rd}$ ed $M_{b,2,Rd}$ sono le sollecitazioni resistenti calcolate con il coefficiente di sicurezza γ_{M1} ;

χ sono i coefficienti di riduzione per instabilità flessionale e torsionale;

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} sono i fattori di interazione. Midas calcola tali fattori con entrambi i metodi (A e B) proposti dalla norma negli allegati.

Ai fini della verifica di un elemento compresso sono definiti i seguenti parametri di snellezza:

$$\lambda_1 = l_{0,1}/i_1 \quad \lambda_2 = l_{0,2}/i_2 \quad \lambda_\theta = l_{0,\theta}/i_{\min}$$

dove l_0 è la lunghezza libera d'inflessione dell'elemento e i è il raggio d'inerzia della sezione trasversale.

Per definire i singoli coefficienti χ è necessario calcolare la snellezza equivalente $\bar{\lambda}$ (funzione del carico critico) e il coefficiente Φ (funzione del carico critico e dell'imperfezione del materiale).

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

Ove

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

e

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

In maniera del tutto equivalente è calcolato il valore di χ_{LT} :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

nelle formule utilizzate, i coefficienti di imperfezione sono tabulati nelle tabelle 6.1 e 6.3 a seconda del tipo di acciaio e del tipo di sezione; i carichi critici sono calcolati con la nota relazione: $N_{cr} = \pi^2 \frac{EA}{\lambda^2}$

Per una maggiore chiarezza di quanto verrà riportato in merito alle tabelle di output del post processore del modello di calcolo strutturale si chiariscono le colonne di verifica per una generica sezione.

Riassunto verifiche (esempio tipologico):

Code : Eurocode3:05

Unit : kN , m

Primary Sorting Option

Sorted by

☐ Member

☒ Property

Change...

Update...

☐ SECT

☒ MEMB

CH	MEMB	SECT	SE	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N_Ed	MbEd	MyEd	MzEd	Def
K	COM	SHR	L	Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N_Rd	Mb_Rd	My_Rd	Mz_Rd	Defa
OK	125	1	<input type="checkbox"/>	HEB700		43	2.40000	2.40000	1.000	0.850	-272.44	-636.72	-749.08	243.406	0.00728
	0.809	0.120		S355	355000		2.40000	2.40000	1.000	0.850	10345.7	0.00000	2815.32	502.393	0.00800


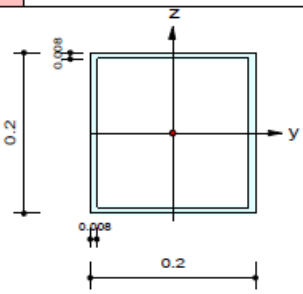
Coefficiente di sfruttamento - Taglio - (Resistenza e Instabilità)

Coefficiente di sfruttamento - Forza assiale e Momenti - (Resistenza e Instabilità)

Coefficiente di verifica a deformazione - Beam:
Vertical deflection

Di seguito si riportano le verifiche effettuate dal post processore per le sezioni definite nel modello globale FEM.

Per le verifiche di deformabilità è stato utilizzato un limite di deformabilità per gli elementi verticali pari a $L/300$ per i carichi in combinazione.

midas Gen		Steel Checking Result																																					
	Company		Project Title																																				
	Author	zanardi	File Name																																				
		2023_08_03 iis_calcolo con setti rev_00.mgb																																					
1. Design Information																																							
Design Code	Eurocode3:05																																						
Unit System	kN, m																																						
Member No	5514																																						
Material	S275 (No:3) ($F_y = 275000$, $E_s = 210000000$)																																						
Section Name	RHS-CF 200X200X8 UNI7812 (No:9) (Rolled : RHS-CF 200X200X8 UNI7812).																																						
Member Length	5.10000																																						
																																							
2. Member Forces																																							
Axial Force	$F_{xx} = -243.04$ (LCB: 133, POS:I)																																						
Bending Moments	$M_y = 0.42462$, $M_z = 2.19564$																																						
End Moments	$M_{yi} = 0.42462$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Lb) $M_{yi} = 0.42462$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Ly) $M_{zi} = 2.19564$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)																																						
Shear Forces	$F_{yy} = 0.68595$ (LCB: 37, POS:1/2) $F_{zz} = 0.20218$ (LCB: 38, POS:1/2)																																						
	<table border="1"> <tr> <td>Depth</td> <td>0.20000</td> <td>Web Thick</td> <td>0.00800</td> </tr> <tr> <td>Flg Width</td> <td>0.20000</td> <td>Top F Thick</td> <td>0.00800</td> </tr> <tr> <td>Web Center</td> <td>0.19200</td> <td>Bot.F Thick</td> <td>0.00800</td> </tr> </table>	Depth	0.20000	Web Thick	0.00800	Flg Width	0.20000	Top F Thick	0.00800	Web Center	0.19200	Bot.F Thick	0.00800	<table border="1"> <tr> <td>Area</td> <td>0.00592</td> <td>Asz</td> <td>0.00320</td> </tr> <tr> <td>Qyb</td> <td>0.01383</td> <td>Qzb</td> <td>0.01383</td> </tr> <tr> <td>Iyy</td> <td>0.00004</td> <td>Izz</td> <td>0.00004</td> </tr> <tr> <td>Ybar</td> <td>0.10000</td> <td>Zbar</td> <td>0.10000</td> </tr> <tr> <td>Wely</td> <td>0.00036</td> <td>Welz</td> <td>0.00036</td> </tr> <tr> <td>ry</td> <td>0.07759</td> <td>rz</td> <td>0.07759</td> </tr> </table>		Area	0.00592	Asz	0.00320	Qyb	0.01383	Qzb	0.01383	Iyy	0.00004	Izz	0.00004	Ybar	0.10000	Zbar	0.10000	Wely	0.00036	Welz	0.00036	ry	0.07759	rz	0.07759
Depth	0.20000	Web Thick	0.00800																																				
Flg Width	0.20000	Top F Thick	0.00800																																				
Web Center	0.19200	Bot.F Thick	0.00800																																				
Area	0.00592	Asz	0.00320																																				
Qyb	0.01383	Qzb	0.01383																																				
Iyy	0.00004	Izz	0.00004																																				
Ybar	0.10000	Zbar	0.10000																																				
Wely	0.00036	Welz	0.00036																																				
ry	0.07759	rz	0.07759																																				
3. Design Parameters																																							
Unbraced Lengths	$L_y = 5.10000$, $L_z = 5.10000$, $L_b = 5.10000$																																						
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$																																						
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 0.85$, $C_{mz} = 0.85$, $C_{mLT} = 1.00$																																						
4. Checking Result																																							
Slenderness Ratio																																							
$KL/r = 76.0 < 200.0$ (Memb:5715, LCB: 1)..... O.K																																							
Axial Resistance																																							
$N_{Ed}/\min[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 243.04/1069.11 = 0.227 < 1.000$ O.K																																							
Bending Resistance																																							
$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.425/115.925 = 0.004 < 1.000$ O.K																																							
$M_{Edz}/M_{Rdz} = 2.196/115.925 = 0.019 < 1.000$ O.K																																							
Combined Resistance																																							
$R_{MNRd} = \max[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$ $R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$ $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$ $R_{cLT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$ $R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$ $R_{cLT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$ $R_{bLT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$ $R_{max} = \max[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), \max(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.246 < 1.000$.. O.K																																							
Torsion Strength																																							
$T_{Ed}/T_{Rd} = 0.0284/81.9611 = 0.000 < 1.000$ O.K																																							
Shear Resistance																																							
$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.002 < 1.000$ O.K																																							
$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K																																							
5. Deflection Checking Results																																							
$L/300.0 = 0.0197 > 0.0006$ (Memb:5719, LCB: 176, Dir-Y)..... O.K																																							
Modeling, Integrated Design & Analysis Software http://www.MidasUser.com Gen 2023																																							
Print Date/Time : 08/04/2023 16:36																																							


```

=====
*. PROJECT      :
*. MEMBER NO    = 5514, ELEMENT TYPE = Beam
*. LOADCOMB NO  = 133, MATERIAL NO  = 3, SECTION NO  = 9
*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = RHS-CF 200X200X8 UNI7812
  Shape      = B - Section. (Rolled)
  Depth      = 0.200, Flg Width  = 0.200, Web Center  = 0.192
  Web Thick  = 0.008, Top F Thick = 0.008, Bot.F Thick = 0.008

  Area = 5.92400e-03, Avy = 2.96200e-03, Avz = 2.96200e-03
  Ybar = 1.00000e-01, Zbar = 1.00000e-01, Qyb = 1.38320e-02, Qzb = 1.38320e-02
  Wely = 3.56600e-04, Welz = 3.56600e-04, Wply = 4.42624e-04, Wplz = 4.42624e-04
  Iyy = 3.56600e-05, Izz = 3.56600e-05, Iyz = 0.00000e+00
  iy = 7.75900e-02, iz = 7.75900e-02
  J = 5.66231e-05, Cwp = 1.00000e+28

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
  Ly = 5.10000e+00, Lz = 5.10000e+00, Lb = 5.10000e+00
  Ky = 1.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :
  Fy = 2.75000e+05, Es = 2.10000e+08, MATERIAL NAME = S275

*. FORCES AND MOMENTS AT (I) POINT :
  Axial Force      Fxx = -2.43040e+02
  Shear Forces     Fyy = 4.30517e-01, Fzz = 8.32595e-02
  Bending Moments    My = 4.24623e-01, Mz = 2.19564e+00
  End Moments        Myi = 4.24623e-01, Myj = 0.00000e+00 (for Lb)
                   Myi = 4.24623e-01, Myj = 0.00000e+00 (for Ly)
                   Mzi = 2.19564e+00, Mzj = 0.00000e+00 (for Lz)

*. Sign conventions for stress and axial force.
  - Stress : Compression positive.
  - Axial force: Tension positive.

```

```

=====
[[[*]]] CLASSIFY TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

```

```

( ). Determine classification of compression Internal Parts.
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]
-. e      = SQRT( 235/fy ) = 0.92
-. d/t    = HTR = 22.00
-. sigma1 = 46946.219 KPa.
-. sigma2 = 37025.218 KPa.
-. HTR < 33*e ( Class 1 : Plastic ).

```

```

=====
[[[*]]] CLASSIFY BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

```

```

( ). Determine classification of compression Internal Parts.
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]
-. e      = SQRT( 235/fy ) = 0.92
-. d/t    = HTR = 22.00
-. sigma1 = 45027.554 KPa.
-. sigma2 = 35106.553 KPa.
-. HTR < 33*e ( Class 1 : Plastic ).

```

```

=====
[[[*]]] CLASSIFY LEFT WEB OF SECTION (HTR).
=====

```

```

( ). Determine classification of compression Internal Parts.
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]
-. e      = SQRT( 235/fy ) = 0.92
-. d/t    = HTR = 22.00

```

```

-. sigma1 = 36948.471 KPa.
-. sigma2 = 35183.300 KPa.
-. HTR < 33*e ( Class 1 : Plastic ).

=====
[[[*]]] CLASSIFY RIGHT WEB OF SECTION (HTR).
=====

( ). Determine classification of compression Internal Parts.
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]
-. e = SQRT( 235/fy ) = 0.92
-. d/t = HTR = 22.00
-. sigma1 = 46869.472 KPa.
-. sigma2 = 45104.301 KPa.
-. HTR < 33*e ( Class 1 : Plastic ).

=====
[[[*]]] APPLIED FACTORS.
=====

( ). Calculate equivalent uniform moment factors (Cmy,Cmz,CmLT).
[ Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2 ]
-. Cmy,0 = 0.780
-. Cmz,0 = 0.780
-. Cmy (Default or User Defined Value) = 0.850
-. Cmz (Default or User Defined Value) = 0.850
-. CmLT (Default or User Defined Value) = 1.000

-----
midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ] Gen 2023
=====

( ). Partial Factors (Gamma_Mi).
[ Eurocode3:05 6.1 ]
-. Gamma_M0 = 1.05
-. Gamma_M1 = 1.05
-. Gamma_M2 = 1.25

=====
[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.
=====

( ). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).
-. Kl/i = 65.7 < 200.0 ---> O.K.

( ). Calculate axial compressive resistance (Nc_Rd).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.4 ]
-. Nc_Rd = fy * Area / Gamma_M0 = 1551.52 kN.

( ). Check ratio of axial resistance (N_Ed/Nc_Rd).
N_Ed 243.04
-. ----- = ----- = 0.157 < 1.000 ---> O.K.
Nc_Rd 1551.52

( ). Calculate buckling resistance of compression member (Nb_Rdy, Nb_Rdz).
[ Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2 ]
-. Beta_A = Aeff / Area = 1.000
-. Lambda1 = Pi * SQRT(Es/fy) = 86.815
-. Lambda_by = { (Ky*Ly/iy)/Lambda1 } * SQRT(Beta_A) = 0.757
-. Ncry = Pi^2*Es*Iyy / (Ky*Ly)^2 = 2841.58 kN.
-. Lambda_by > 0.2 and N_Ed/Ncry > 0.04 --> Need to check.
-. Alphay = 0.490
-. Phiy = 0.5 * [ 1 + Alphay*(Lambda_by-0.2) + Lambda_by^2 ] = 0.923
-. Xiy = MIN [ 1 / [Phiy + SQRT(Phiy^2 - Lambda_by^2)], 1.0 ] = 0.689
-. Nb_Rdy = Xiy*Beta_A*Area*fy / Gamma_M1 = 1069.11 kN.

-. Lambda_bz = { (Kz*Lz/iz)/Lambda1 } * SQRT(Beta_A) = 0.757
-. Ncrz = Pi^2*Es*Izz / (Kz*Lz)^2 = 2841.58 kN.
-. Lambda_bz > 0.2 and N_Ed/Ncrz > 0.04 --> Need to check.
-. Alphaz = 0.490
-. Phiz = 0.5 * [ 1 + Alphaz*(Lambda_bz-0.2) + Lambda_bz^2 ] = 0.923
-. Xiz = MIN [ 1 / [Phiz + SQRT(Phiz^2 - Lambda_bz^2)], 1.0 ] = 0.689
-. Nb_Rdz = Xiz*Beta_A*Area*fy / Gamma_M1 = 1069.11 kN.

( ). Check ratio of buckling resistance (N_Ed/Nb_Rd).
-. Nb_Rd = MIN[ Nb_Rdy, Nb_Rdz ] = 1069.11 kN.
N_Ed 243.04
-. ----- = ----- = 0.227 < 1.000 ---> O.K.
Nb_Rd 1069.11

```

```

=====
[[[*]]] CHECK TORSIONAL RESISTANCE.
=====

-----
midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ] Gen 2023
-----

( ). Calculate parameters for torsional resistance.
-. p = 2[(h-t) + (b-t)] - 2r(4-PI) = 0.73 m.
-. Ap = (h-t)*(b-t) - r^2*(4-PI) = 0.04 m^2.
      4*Ap^2*t/p + p*t^3/3
-. Wt = ----- = 5.42e-04 m^3.
      t + 2*Ap/p

( ). Calculate torsional resistance (T_Rd).
[ Eurocode3:05 6.2.7 ]
-. T_Rd = Wt * fy / sqrt[3] / Gamma_M0 = 81.96 kN-m.

( ). Check ratio of torsional resistance (T_Ed/T_Rd).
      T_Ed 0.03
-. ----- = ----- = 3.459e-04 < 1.000 ---> O.K.
      T_Rd 81.96

=====
[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.
=====

( ). Calculate shear area.
[ Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2 ]
-. Avy = Area * B/(B+h) = 0.0030 m^2.
-. Avz = Area * h/(B+h) = 0.0030 m^2.

( ). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (Vpl_T_Rdy).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.6, 6.2.7 ]
( LCB = 37, POS = J )
-. Taut_Ed = T_Ed / Wt = 52.31 KPa.
-. Vpl_Rdy = [ Avy*fy/SQRT(3) ] / Gamma_M0 = 447.89 kN.
      [ Taut_Ed ]
-. Vpl_T_Rdy = [ 1 - ----- ]*Vpl_Rdy = 447.73 kN.
      [ (fy/SQRT(3))/Gamma_M0 ]

( ). Shear Buckling Check.
[ Eurocode3:05 6.2.6 ]
-. HTR < 72*e/Eta ---> No need to check!

( ). Check ratio of shear resistance (V_Edy/Vpl_T_Rdy).
( LCB = 37, POS = J )
-. Applied shear force : V_Edy = 0.69 kN.
      V_Edy 0.69
-. ----- = ----- = 0.002 < 1.000 ---> O.K.
      Vpl_T_Rdy 447.73

-----
midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ] Gen 2023
-----

( ). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (Vpl_T_Rdz).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.6, 6.2.7 ]
( LCB = 38, POS = J )
-. Taut_Ed = T_Ed / Wt = 44.22 KPa.
-. Vpl_Rdz = [ Avz*fy/SQRT(3) ] / Gamma_M0 = 447.89 kN.
      [ Taut_Ed ]
-. Vpl_T_Rdz = [ 1 - ----- ]*Vpl_Rdz = 447.76 kN.
      [ (fy/SQRT(3))/Gamma_M0 ]

( ). Shear Buckling Check.
[ Eurocode3:05 6.2.6 ]
-. HTR < 72*e/Eta ---> No need to check!

( ). Check ratio of shear resistance (V_Edz/Vpl_T_Rdz).
( LCB = 38, POS = J )
-. Applied shear force : V_Edz = 0.20 kN.
      V_Edz 0.20
-. ----- = ----- = 4.516e-04 < 1.000 ---> O.K.
      Vpl_T_Rdz 447.76

```

```

=====
[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.
=====

( ). Calculate plastic resistance moment about major axis.
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]
-. Wply = 0.0004 m^3.
-. Mc_Rdy = Wply * fy / Gamma_M0 = 115.93 kN-m.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).
M_Edy = 0.42
-. ----- = ----- = 0.004 < 1.000 ---> O.K.
Mc_Rdy 115.93

=====
[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.
=====

( ). Calculate plastic resistance moment about minor axis.
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.5 ]
-. Wplz = 0.0004 m^3.
-. Mc_Rdz = Wplz * fy / Gamma_M0 = 115.93 kN-m.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).
M_Edz = 2.20
-. ----- = ----- = 0.019 < 1.000 ---> O.K.
Mc_Rdz 115.93

=====
[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.
=====

-----
midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ] Gen 2023
=====

( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.
[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]
-. In case of V_Edz / Vpl_Rdz < 0.5
-. My_Rd = Mc_Rdy = 115.93 kN-m.

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.
[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]
-. In case of V_Edy / Vpl_Rdy < 0.5
-. Mz_Rd = Mc_Rdz = 115.93 kN-m.

( ). Check general interaction ratio.
[ Eurocode3:05 6.2.1 (6.2) ] - Class1 or Class2
N_Ed M_Edy M_Edz
-. Rmax1 = ----- + ----- + -----
N_Rd My_Rd Mz_Rd
= 0.179 < 1.000 ---> O.K.

( ). Check interaction ratio of bending and axial force member.
[ Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41) ] - Class1 or Class2
-. n = N_Ed / Npl_Rd = 0.157
-. Alpha = MAX[ 1.0, MIN[ 1.66/(1-1.13*n^2), 6.0 ] ] = 1.707
-. Beta = MAX[ 1.0, MIN[ 1.66/(1-1.13*n^2), 6.0 ] ] = 1.707

-. N_Ed < 0.25*Npl_Rd = 387.88 kN.
-. N_Ed > 0.5*hw*tw*fy/Gamma_M0 = 192.76 kN.
Therefore, Allowance for the effect of axial force.
-. ay = MIN[ (Area-2b*tf)/Area, 0.5 ] = 0.460
-. Mny_Rd = MIN[ Mply_Rd*(1-n)/(1-0.5*ay), Mply_Rd ] = 115.93 kN-m.
-. Rmaxy = M_Edy / Mny_Rd = 0.004 < 1.000 ---> O.K.

-. N_Ed < hw*tw*fy/Gamma_M0 = 385.52 kN.
Therefore, No allowance for the effect of axial force.
-. Mnz_Rd = Mplz_Rd = 115.93 kN-m.
-. Rmaxz = M_Edz / Mnz_Rd = 0.019 < 1.000 ---> O.K.

-. Rmax2 = [ | M_Edy | ^ (Alpha) | M_Edz | ^ (Beta) ]
[ |-----| + |-----| ]
[ | Mny_Rd | | Mnz_Rd | ]
= 0.001 < 1.000 ---> O.K.

```

```

( ). Check interaction ratio of bending and axial compression member.
[ Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A ]
-. N_Ed      =      -243.04 kN.
-. M_Edy     =      0.42 kN-m.
-. M_Edz     =      2.20 kN-m.
-. kyy       =      0.878
-. kyz       =      0.541
-. kzy       =      0.541
-. kzz       =      0.878
-. Xiy       =      0.689
-. Xiz       =      0.689
-. XiLT      =      1.000
-. N_Rk      = A*fy      =      1629.10 kN.
-. My_Rk     = Wply*fy   =      121.72 kN-m.
-. Mz_Rk     = Wplz*fy   =      121.72 kN-m.
-. N_Ed*eNy  = 0.0 (Not Slender)
-. N_Ed*eNz  = 0.0 (Not Slender)

-. Rmax_LT1 = 
$$\frac{N_{Ed}}{Xiy*N_{Rk}/\Gamma_{M1}} + kyy * \frac{M_{Edy} + N_{Ed}*eNy}{XiLT*My_{Rk}/\Gamma_{M1}} + kyz * \frac{M_{Edz} + N_{Ed}*eNz}{Mz_{Rk}/\Gamma_{M1}}$$

= 0.241 < 1.000 ----> O.K.

-. Rmax_LT2 = 
$$\frac{N_{Ed}}{Xiz*N_{Rk}/\Gamma_{M1}} + kzy * \frac{M_{Edy} + N_{Ed}*eNy}{XiLT*My_{Rk}/\Gamma_{M1}} + kzz * \frac{M_{Edz} + N_{Ed}*eNz}{Mz_{Rk}/\Gamma_{M1}}$$

= 0.246 < 1.000 ----> O.K.

-. Rmax     = MAX[ MAX(Rmax1, Rmax2), MAX(Rmax_LT1, Rmax_LT2) ] = 0.246 < 1.000 ---->
O.K.

```

```

[[[*]]] CHECK DEFLECTION.

```

```

( ). Compute Maximum Deflection.
-. LCB      = 176
-. DAF      = 1.000 (Deflection Amplification Factor).
-. Def      = 5.981e-04 * DAF =5.981e-04m (Global Y)
-. Def_Lim  = 0.020m
Def < Def_Lim ----> O.K !

```

midas Gen - Steel Code Checking [Eurocode3:05]
Gen 2023

* PROJECT :																
* UNIT SYSTEM : kN, m																
[Eurocode3:05]		CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.														
CHK	MEMB COM	SECT	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
OK	5514 0.25	9 0.00	RHS-CF S275	200X200X8 275000	UNI7~ 133	5.10000 5.10000	5.10000 5.10000	0.85 0.85	-243.04 1069.11	0.42462 0.00000	0.42462 115.925	2.19564 115.925	0.43052 447.876	0.08326 447.876	0.02835 81.9611	0.00030 0.01700
OK	5515 0.16	9 0.00	RHS-CF S275	200X200X8 275000	UNI7~ 133	5.10000 5.10000	5.10000 5.10000	0.85 0.85	-157.54 1069.11	-0.1761 0.00000	-0.1761 115.925	1.39935 115.925	0.27438 447.876	-0.0345 447.876	0.02835 81.9611	0.00031 0.01700
OK	5516 0.16	9 0.00	RHS-CF S275	200X200X8 275000	UNI7~ 133	5.10000 5.10000	5.10000 5.10000	0.85 0.85	-154.52 1069.11	0.08226 0.00000	0.08226 115.925	1.42565 115.925	0.27954 447.876	0.01613 447.876	0.02835 81.9611	0.00031 0.01700
OK	5517 0.18	9 0.00	RHS-CF S275	200X200X8 275000	UNI7~ 133	5.10000 5.10000	5.10000 5.10000	0.85 0.85	-179.15 1069.11	-0.0773 0.00000	-0.0773 115.925	1.85423 115.925	0.36358 447.876	-0.0152 447.876	0.02835 81.9611	0.00032 0.01700
OK	5715 0.17	9 0.00	RHS-CF S275	200X200X8 275000	UNI7~ 128	5.90000 5.90000	5.90000 5.90000	0.85 0.85	-146.48 953.738	0.18303 0.00000	0.18303 115.925	2.65555 115.925	-0.2004 447.872	-0.1296 447.872	0.03309 81.9611	0.00059 0.01967
OK	5716 0.19	9 0.00	RHS-CF S275	200X200X8 275000	UNI7~ 133	5.90000 5.90000	5.90000 5.90000	0.85 0.85	-146.50 953.738	0.21676 0.00000	0.21676 115.925	-4.3861 115.925	0.78818 447.875	-0.1397 447.875	0.03301 81.9611	0.00059 0.01967

midas Gen - Steel Code Checking [Eurocode3:05]										Gen 2023						
=====																
*PROJECT :																
*UNIT SYSTEM : kN, m																
=====																
[Eurocode3:05] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.																
=====																
	MEMB	SECT	Section			Len	Ly	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
CHK	COM	SHR	Material	Fy	LCB	Lu	Lz	Bmz	N,Rd	Md,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
	5717	9	RHS-CF	200X200X8	UN17~	5.90000	5.90000	0.85	-162.85	0.02360	0.02360	2.74987	-0.2784	-0.0077	0.03360	0.00059
OK	0.19	0.00	S275	275000	128	5.90000	5.90000	0.85	953.738	0.00000	115.925	115.925	447.870	447.870	81.9611	0.01967
	5718	9	RHS-CF	200X200X8	UN17~	5.90000	5.90000	0.85	-160.58	0.28487	0.28487	-4.6857	0.93335	-0.0957	0.03285	0.00059
OK	0.21	0.00	S275	275000	133	5.90000	5.90000	0.85	953.738	0.00000	115.925	115.925	447.877	447.877	81.9611	0.01967
	5719	9	RHS-CF	200X200X8	UN17~	5.90000	5.90000	0.85	-49.452	0.63899	0.63899	-6.6532	-0.7507	-0.3274	0.03189	0.00060
OK	0.09	0.00	S275	275000	86	5.90000	5.90000	0.85	1551.52	0.00000	115.925	115.925	447.743	447.743	81.9611	0.01967
	5720	9	RHS-CF	200X200X8	UN17~	5.10000	5.10000	0.85	-150.12	-0.2911	-0.2911	3.98504	-0.6553	0.04056	0.02835	0.00033
OK	0.17	0.00	S275	275000	128	5.10000	5.10000	0.85	1069.11	0.00000	115.925	115.925	447.878	447.878	81.9611	0.01700
	5721	9	RHS-CF	200X200X8	UN17~	5.10000	5.10000	0.85	-177.18	1.24520	1.24520	4.50401	-0.7760	-0.2805	0.02835	0.00033
OK	0.21	0.01	S275	275000	128	5.10000	5.10000	0.85	1069.11	0.00000	115.925	115.925	447.878	447.878	81.9611	0.01700
	5722	9	RHS-CF	200X200X8	UN17~	5.10000	5.10000	0.85	-143.49	-1.1340	-1.1340	-7.8626	-0.9631	-1.0478	0.02835	0.00033
OK	0.20	0.01	S275	275000	86	5.10000	5.10000	0.85	1069.11	0.00000	115.925	115.925	447.768	447.768	81.9611	0.01700

```

midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ] Gen 2023
=====
*PROJECT      :
*UNIT SYSTEM : kN, m
=====
[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.
=====
CHK  MEMB  SECT Section  Fy  LCB  Len  Ly  Bmy  N,Ed  My,Ed  My,Ed  Mz,Ed  Vy,Ed  Vz,Ed  T,Ed  Def
    COM   SHR Material   Lu  Lu  Lz  Lz  Bmz  N,Rd  Mb,Rd  My,Rd  Mz,Rd  Vy,Rd  Vz,Rd  T,Rd  Defa

5723      9 RHS-CF 200X200X8 UN17~ 5.10000 5.10000 0.85 -154.21 -0.1631 -0.1631 -5.2338 1.14513 0.00763 0.02835 0.00033
OK  0.18  0.01 S275 275000 133 5.10000 5.10000 0.85 1069.11 0.00000 115.925 115.925 447.876 447.876 81.9611 0.01700

```

18.12 SPOSTAMENTI SLO E VERIFICA DI RIGIDEZZA

La normativa vigente prevede verifiche in termini di rigidità (RIG) della struttura. In particolare al § 7.3.6.1. delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 si afferma che "le verifiche si ritengono soddisfatte 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 CU considerati siano inferiori a limiti indicati in normativa".

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti								
STATI LIMITE		CUI	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.
 (**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Figura 88: Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti.

Per una CU III gli spostamenti di interpiano devono rispettare il seguente limite:

$$q \cdot d_r \leq 2/3 \cdot 0,005 \cdot h$$

In cui:

- **q** - rappresenta il fattore di comportamento utilizzato per lo SLO pari all'unità;
- **d_r** - rappresenta lo spostamento di interpiano;
- **h** - rappresenta l'altezza di interpiano.

Le verifiche, effettuate sulle combinazioni sismiche SLO, restituiscono esito positivo e sono riportate di seguito, sia per lo stato di fatto che per lo stato di progetto.

Load Case	Story	Story Height (mm)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					Node	Story Drift (mm)	Modified Drift (mm)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (mm)	Modified Drift (mm)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
RMC,Not Used, q=1, Ie=1.5, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.0033 Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/Ie/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!														
SLO-X(R) 2F		3160.00	1.00	0.0033	2406	0.7553	0.5035	0.0002	OK	0.6863	0.4575	1.1005	0.0001	OK
SLO-X(R) 1F		5100.00	1.00	0.0033	5672	0.2004	0.1336	0.0000	OK	0.1877	0.1251	1.0674	0.0000	OK
SLO-X(R) B223		3500.00	1.00	0.0033	8	0.0820	0.0546	0.0000	OK	0.0807	0.0538	1.0161	0.0000	OK
SLO-Y(R) 2F		3160.00	1.00	0.0033	2406	0.3168	0.2112	0.0001	OK	0.2898	0.1932	1.0931	0.0001	OK
SLO-Y(R) 1F		5100.00	1.00	0.0033	5672	0.2399	0.1599	0.0000	OK	0.1490	0.0993	1.6100	0.0000	OK
SLO-Y(R) B223		3500.00	1.00	0.0033	206	0.0281	0.0174	0.0000	OK	0.0241	0.0160	1.0858	0.0000	OK

Figura 89: Verifiche drift di piano SLO (combinare x).

Load Case	Story	Story Height (mm)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					Node	Story Drift (mm)	Modified Drift (mm)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (mm)	Modified Drift (mm)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
RMC,Not Used, q=1, Ie=1.5, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.0033 Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/Ie/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!														
SLO-X(R) 2F		3160.00	1.00	0.0033	1123	0.1778	0.1185	0.0000	OK	0.1157	0.0771	1.5365	0.0000	OK
SLO-X(R) 1F		5100.00	1.00	0.0033	5929	0.1791	0.1194	0.0000	OK	0.1247	0.0831	1.4364	0.0000	OK
SLO-X(R) B223		3500.00	1.00	0.0033	177	0.0624	0.0416	0.0000	OK	0.0603	0.0402	1.0339	0.0000	OK
SLO-Y(R) 2F		3160.00	1.00	0.0033	1123	0.5635	0.3757	0.0001	OK	0.5281	0.3521	1.0670	0.0001	OK
SLO-Y(R) 1F		5100.00	1.00	0.0033	5929	0.8045	0.5364	0.0001	OK	0.5384	0.3589	1.4943	0.0001	OK
SLO-Y(R) B223		3500.00	1.00	0.0033	177	0.2530	0.1687	0.0000	OK	0.2383	0.1588	1.0620	0.0000	OK

Figura 90: Verifiche drift di piano SLO (combinare y).

Load Case	Story	Story Height (mm)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					Node	Story Drift (mm)	Modified Drift (mm)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (mm)	Modified Drift (mm)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
RMC,Not Used, q=1, Ie=1.5, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.0033 Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/Ie/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!														
SLO-X(R) 2F		3160.00	1.00	0.0033	1123	0.7759	0.5173	0.0002	OK	0.6960	0.4640	1.1148	0.0001	OK
SLO-X(R) 1F		5100.00	1.00	0.0033	5929	0.2687	0.1791	0.0000	OK	0.2253	0.1502	1.1925	0.0000	OK
SLO-X(R) B223		3500.00	1.00	0.0033	181	0.1026	0.0684	0.0000	OK	0.1007	0.0672	1.0182	0.0000	OK
SLO-Y(R) 2F		3160.00	1.00	0.0033	1123	0.6465	0.4310	0.0001	OK	0.6024	0.4016	1.0731	0.0001	OK
SLO-Y(R) 1F		5100.00	1.00	0.0033	5929	0.8395	0.5597	0.0001	OK	0.5586	0.3724	1.5029	0.0001	OK
SLO-Y(R) B223		3500.00	1.00	0.0033	177	0.2544	0.1696	0.0000	OK	0.2395	0.1596	1.0622	0.0000	OK

Figura 91: Verifiche drift di piano SLO (combinare combined).

Per una migliore comprensione si riportano le immagini relative agli spostamenti X/Y per SLO in entrambe le direzioni.

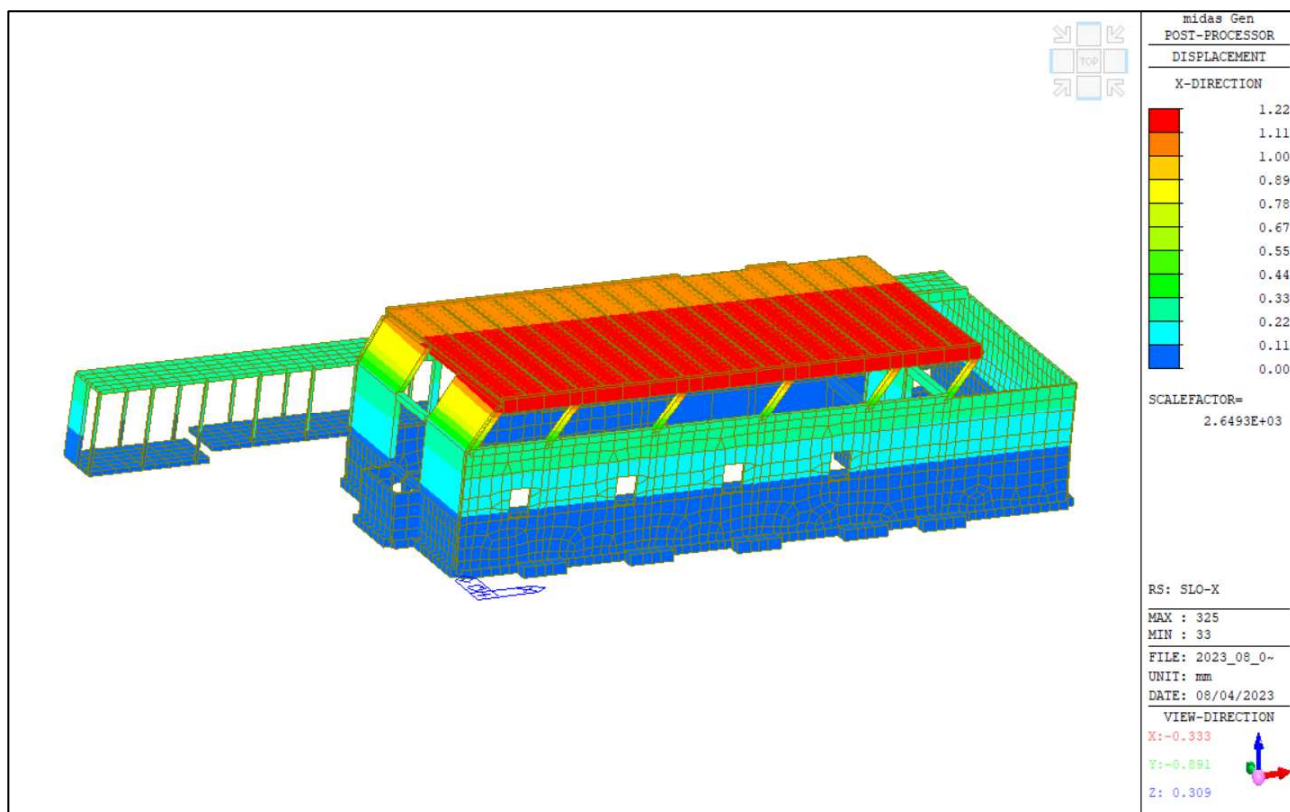


Figura 92: Spostamenti X/Y SLOx.

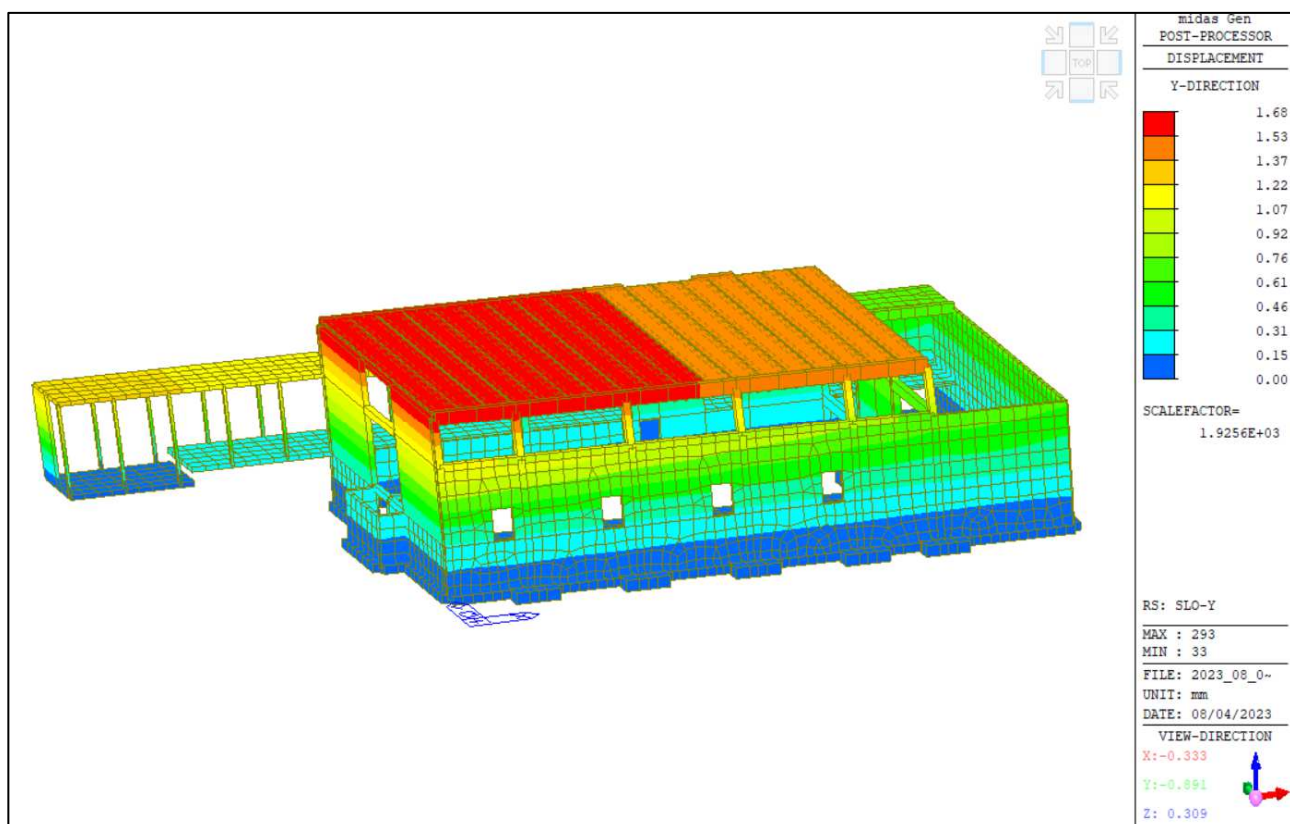


Figura 93: Spostamenti X/Y SLOy.

18.13 SPOSTAMENTI SLV

Nel seguito si riportano le immagini riguardanti gli spostamenti massimi in direzione X e in direzione Y per azioni sismiche. In particolare, come descritto al capitolo 7.3.3.3. *“gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento i valori di spostamento ottenuti dall'analisi dinamica lineare”*. Si riporta di seguito il riferimento normativo.

7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad [7.3.8]$$

Dove :

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot \frac{T_c}{T_1} & \text{se } T_1 < T_c \end{aligned} \quad [7.3.9]$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Amplificando gli spostamenti di analisi per il fattore di struttura, pari a 1,33, si ottiene uno spostamento massimo pari a 8,87 mm.

Le mappe delle deformate sono riportate di seguito.

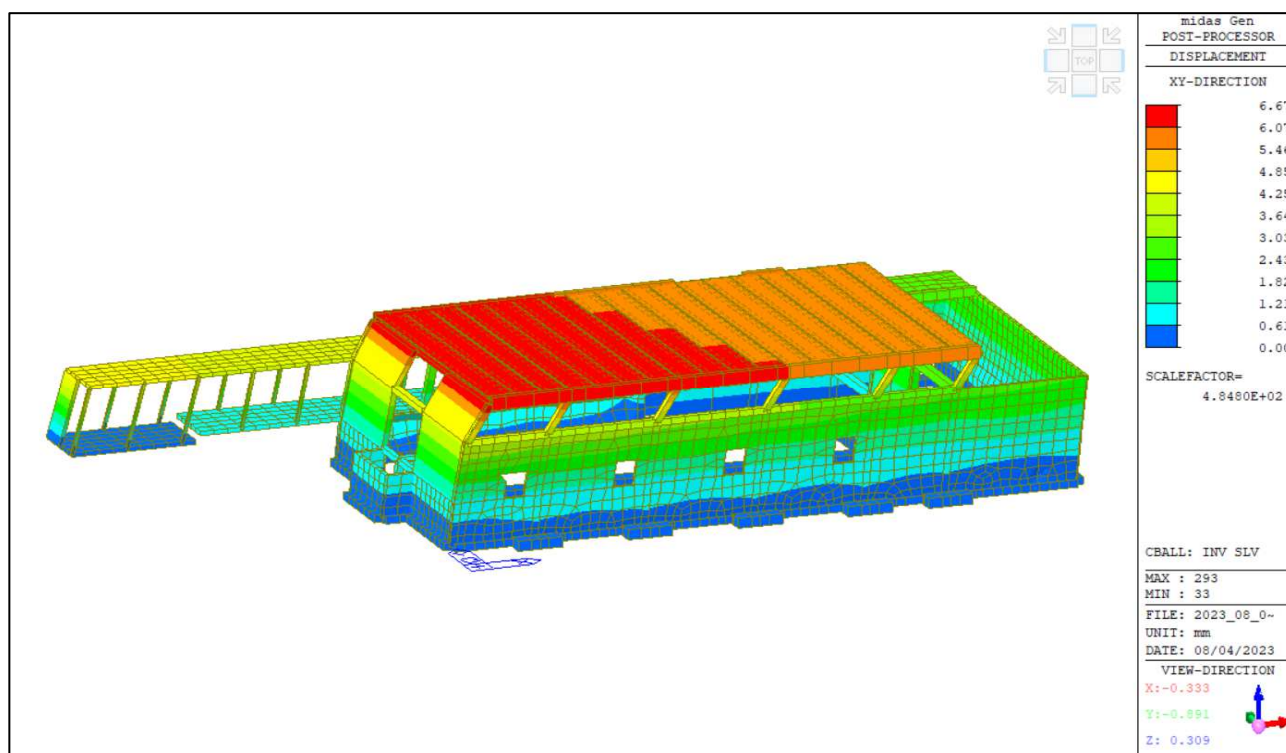


Figura 94: Spostamenti SLV in direzione X-Y.

18.14 PRESSIONE DEL TERRENO E CEDIMENTI

Nelle immagini seguenti viene mostrata la distribuzione di pressione del terreno per la combinazione d'involuppo allo S.L.U. e il cedimento massimo in condizione S.L.E.

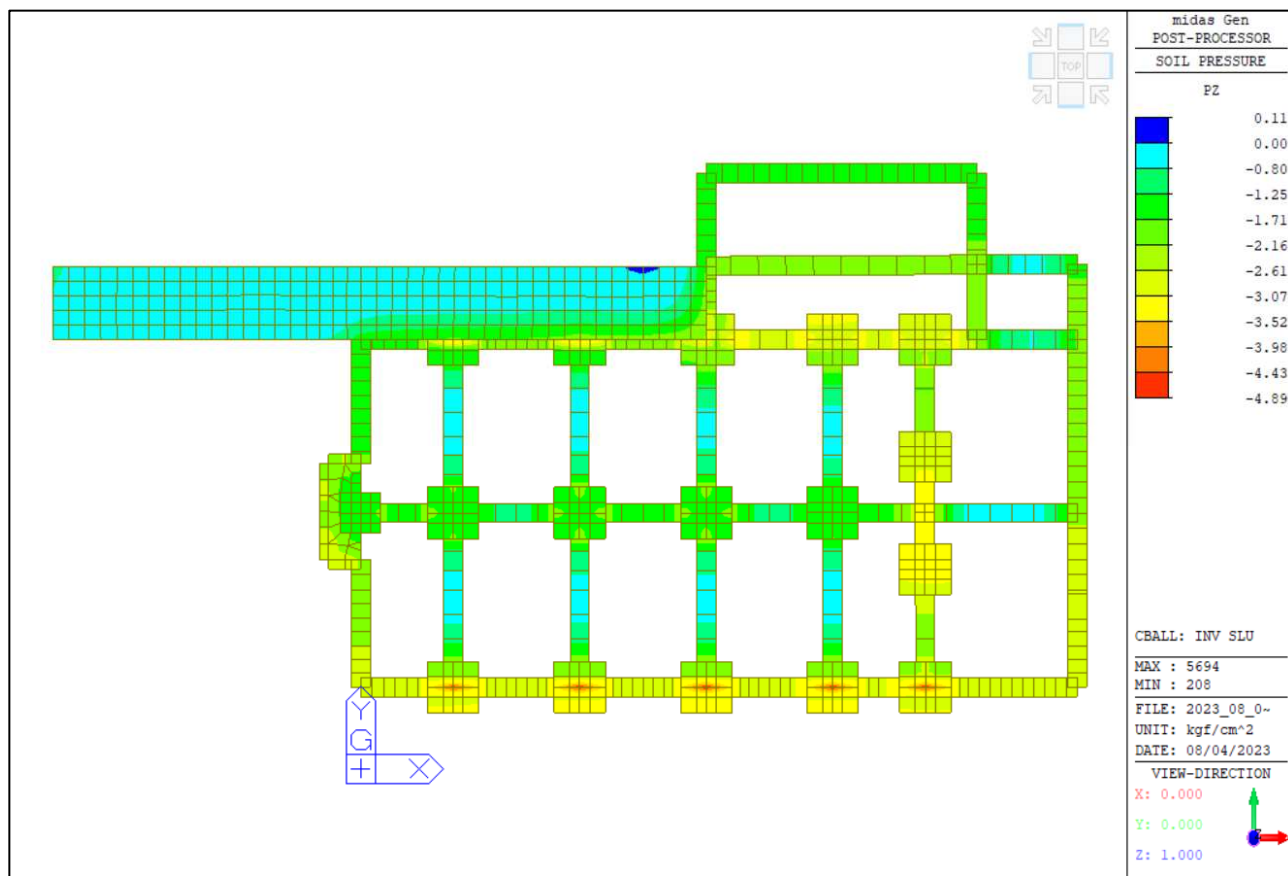


Figura 95: Pressione del terreno S.L.U.

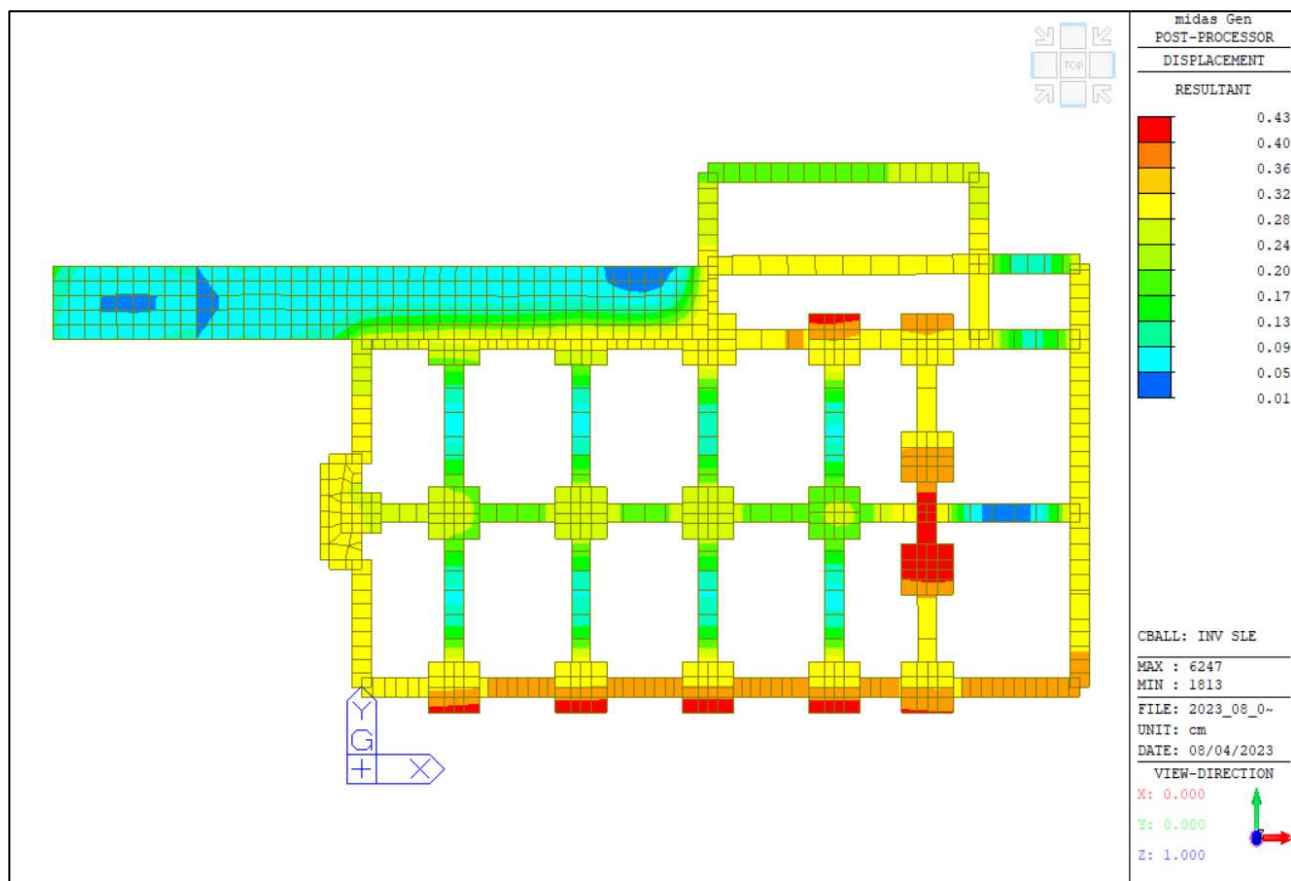
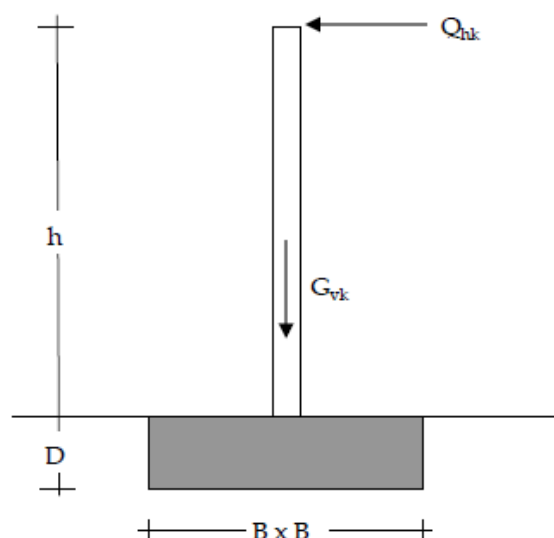


Figura 96: Cedimenti del terreno S.L.E.

Il cedimento massimo per la combinazione di involucro allo S.L.E. risulta pari a 0,43 cm.



Dati (il pedice k indica il valore caratteristico, il pedice d indica il valore di progetto):

Carico verticale centrato trasmesso alla fondazione:	$G_{vk} =$	2010 kN
Carico orizzontale trasmesso alla fondazione:	$V_{vk} =$	157 kN
Momento flettente sollecitante la fondazione	$M_{hk} =$	135 kN m
Spessore della fondazione:	$s =$	0.8 m
Lato della fondazione:	$B =$	3.2 m
Profondità del piano di posa della fondazione:	$D =$	0.8 m
Falda freatica assente		
Peso specifico del c.a.:	$\gamma_{ca,k} =$	25 kN/m ³
Terreno di fondazione costituito da sabbia e ghiaia di media densità		
Peso di volume del terreno:	$\gamma_k =$	21 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio:	$\phi'_k =$	33 °
Coesione del terreno:	$c'_k =$	0 kPa
Angolo d'attrito fondazione terreno:	$\delta_k = 0,75 \phi'_k =$	24.75 °
Peso del blocco di fondazione:	$G_{fond,k} = B^2 s \gamma_{ca,k} =$	204.8 kN

Verifiche secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni - 2018

Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Verifica allo stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU) (Verifica al ribaltamento)

Ai fini della verifica al ribaltamento le azioni verticali sono favorevoli e le azioni orizzontali sfavorevoli

$$V_d = \gamma_{G1} (G_{v,k} + G_{fond,k}) \quad \gamma_{G1} = 0.9 \text{ (da Tabella 2.6.I colonna EQU)}$$

$$V_d = 1993.3 \text{ kN}$$

$$H_d = \gamma_Q Q_{hk} \quad \gamma_Q = 1.5 \text{ (da Tabella 2.6.I colonna EQU)}$$

$$M_d = 202.5 \text{ kN m}$$

$$\text{Resistenza di progetto: } R_d = V_d B/2 = 3189.3 \text{ kN m}$$

$$\text{Azione di progetto: } E_d = M_d = 390.9 \text{ kN m}$$

$$E_d \leq R_d \quad 390.9 < 3189.3 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

$$R_d / E_d = 8.159 > 1$$

Verifiche allo stato limite di scorrimento sul piano di posa (GEO) (Verifica alla traslazione)

Approccio 2 (A1+M1+R3)

Sono incrementate le azioni (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R)

Valore di progetto dell'azione (E_d): $E_d = \gamma_Q Q_{hk}$

$\gamma_Q = 1.5$ (da Tabella 6.2.I colonna A1)

$E_d = 235.5$ kN

Coefficiente d'attrito di progetto: $\tan \delta_d = \tan \delta_k / \gamma_\phi$

$\gamma_\phi = 1$ (da Tabella 6.2.II colonna M1) si applica a $\tan \delta$ il coeff. parziale per $\tan \phi'$

$\tan \delta_d = 0.461$

Valore di progetto della resistenza (R_d): $[(G_{fond,k} + G_{v,k} / \gamma_{G1}) \tan \delta_d] / \gamma_R$

$\gamma_{G1} = 1$ (da Tabella 6.2.I colonna A1)

$\gamma_R = 1.1$ (da Tabella 6.4.I colonna R3)

$R_d = 928.2$ kN

$E_d \leq R_d$ 235.5 < 928.2 verifica soddisfatta

$R_d / E_d = 3.941 > 1$

Verifiche allo stato limite ultimo (SLU) dell'insieme fondazione-terreno (GEO) (Verifiche di capacità) Approccio 2 (A1+M1+R3)

Sono incrementate le azioni (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R)

Valore di progetto del carico verticale: (V_d): $V_d = \gamma_G (G_{vk} + G_{fond,k})$

$\gamma_G = 1.3$ (da Tabella 6.2.I colonna A1)

$V_d = 2879.2$ kN

Valore di progetto del carico orizzontale variabile: (H_d): $H_d = \gamma_Q Q_{hk}$

$\gamma_Q = 1.5$ (da Tabella 6.2.I colonna A1)

$H_d = 235.5$ kN

Valore di progetto del momento alla base: (M_d): $M_d = H_d (h + D) = 390.9$ kN m

Eccentricità di progetto: $e_d = M_d / V_d = 0.14$ m

Larghezza equivalente di progetto: $B'_d = B - 2e_d = 2.93$ m

Area equivalente di progetto: $A'_d = B \times B'_d = 9.37$ m²

Valore di progetto dell'angolo di resistenza al taglio: $\tan \phi'_d = \tan \phi'_k / \gamma_\phi$

$\gamma_\phi = 1$ (da Tabella 6.2.II colonna M1)

$\tan \phi'_d = 0.649$ $\phi'_d = 0.576$ rad = 33.00 °

Pressione latitante la fondazione: $q = \gamma D = 16.80$ kPa

Capacità portante di progetto: $q_{lim,d} = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$

per $\phi' = \phi'_d = 33.00$ ° = 0.576 rad

Fattori di capacità portante: $N_c = 38.638$

$N_q = 26.092$

$N_\gamma = 32.590$

Fattori di forma: $s_c = 1.618$

(secondo Vesic) $s_q = 1.594$

$s_\gamma = 0.634$

Fattori di profondità: $d_c = 1.232$

(secondo Vesic) $d_q = 1.223$

$d_\gamma = 1.000$

Fattori di inclinazione: $i_c = 1.000$

(secondo Vesic) $i_q = 0.902$

$\theta =$	0°	$i_\gamma =$	0.828
$m = m_L =$	1.215		
Fattori di inclinazione del piano di posa			1
Fattori di inclinazione del piano campagna			1
Capacità portante:	$q_{lim,d} =$		1296.7 kPa
$R = A'_d q_{lim,d} =$	12151.7 kN		
Valore di progetto della resistenza (R_d):			$R_d = R/\gamma_R$
$\gamma_R =$	2.3 (da Tabella 6.4.I colonna R3)		
$R_d =$	5283.3 kN		
$E_d =$	2879.2	$<$	$5283.3 = R_d \quad \text{verifica soddisfatta}$

19 CONCLUSIONI

Come si evince dai calcoli svolti riportati nella presente relazione la struttura risulta verificata sotto l'aspetto tensionale e deformativo.

Con osservanza

Brescia (BS), 31 agosto 2023

ING. ANDREA ZANARDI

20 APPENDICE: SCALA IN ACCIAIO

Nel presente capitolo si riportano le verifiche della scala in acciaio. La scala sarà realizzata interamente in acciaio S275, con schema strutturale principale caratterizzato da profili longitudinali "cosciali" UPN 220 sui quali verranno posati i grigliati.

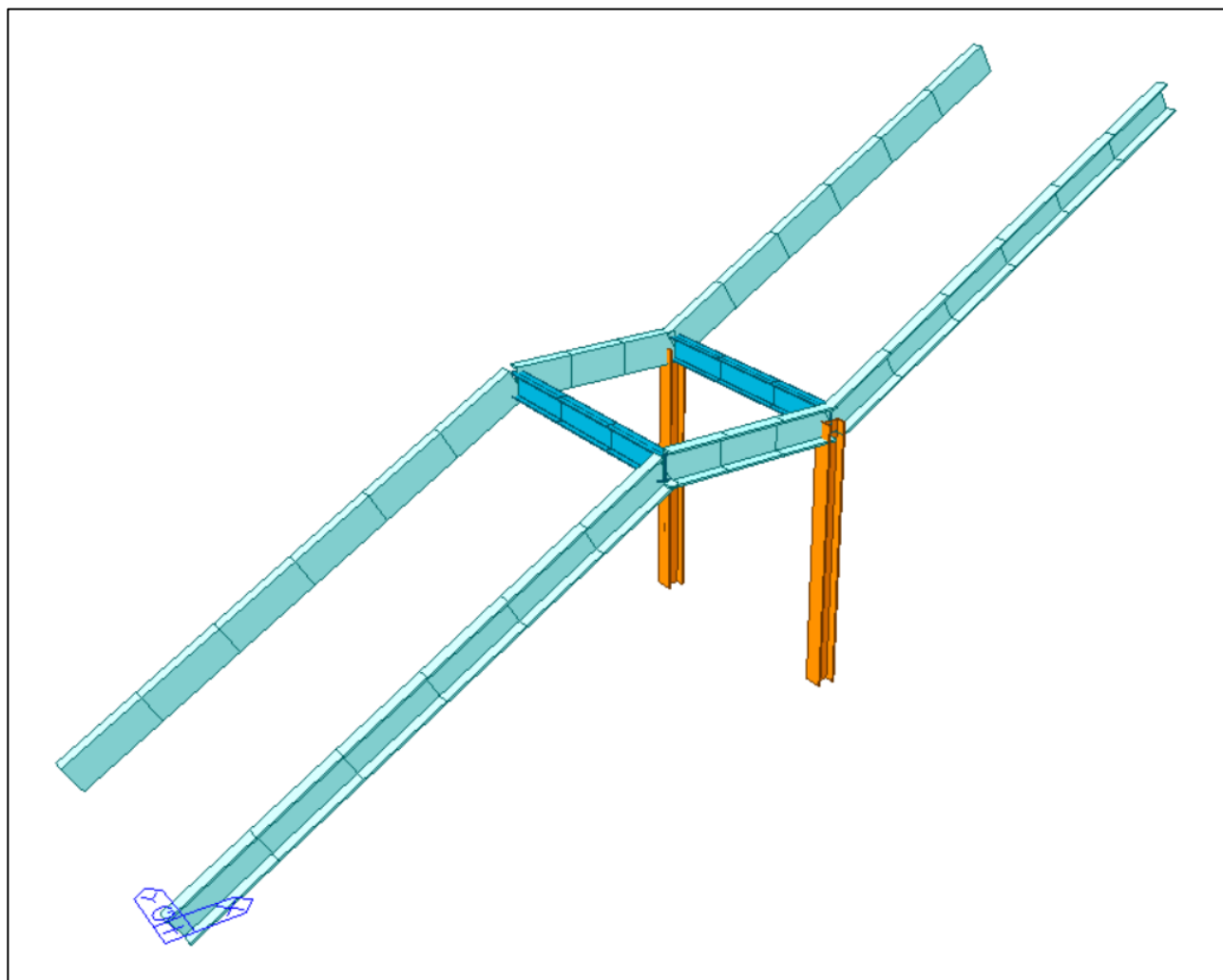


Figura 97: Modello di calcolo.

I cosciali si considerano incernierati alle estremità.

20.1 AZIONI SULLA COSTRUZIONE

20.1.1 CARICHI GRAVITAZIONALI

Per la determinazione dei carichi agenti sulla struttura, sono stati considerati:

- permanenti strutturali G_1 (peso proprio elementi strutturali);
- permanenti non strutturali G_2 (peso proprio elementi non strutturali);
- variabili Q (sovraccarichi/neve).

Nella tabella seguente (Tab. 2.5.I N.T.C. 2018) sono riportati i coefficienti di combinazione da utilizzare per considerare i carichi variabili nelle varie combinazioni, in funzione delle categorie d'uso.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 98: Valori dei coefficienti di combinazione.

A seguire sono riassunti i carichi inputati nel modello di calcolo.

Carico permanente G_{2k} :

Si considera un peso del grigliato pari a 1,00 kN/mq.

Carico variabile Q_k :

Si considera un carico accidentale pari a 6,00 kN/mq, Cat. C.

Si considera un carico neve pari a 1,20 kN/mq.

20.1.2 AZIONE DELLA TEMPERATURA

Come definito nel paragrafo 3.5.5 nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici	
Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$

Viene quindi applicato agli elementi strutturali un delta termico pari a 25°C per le strutture esposte.

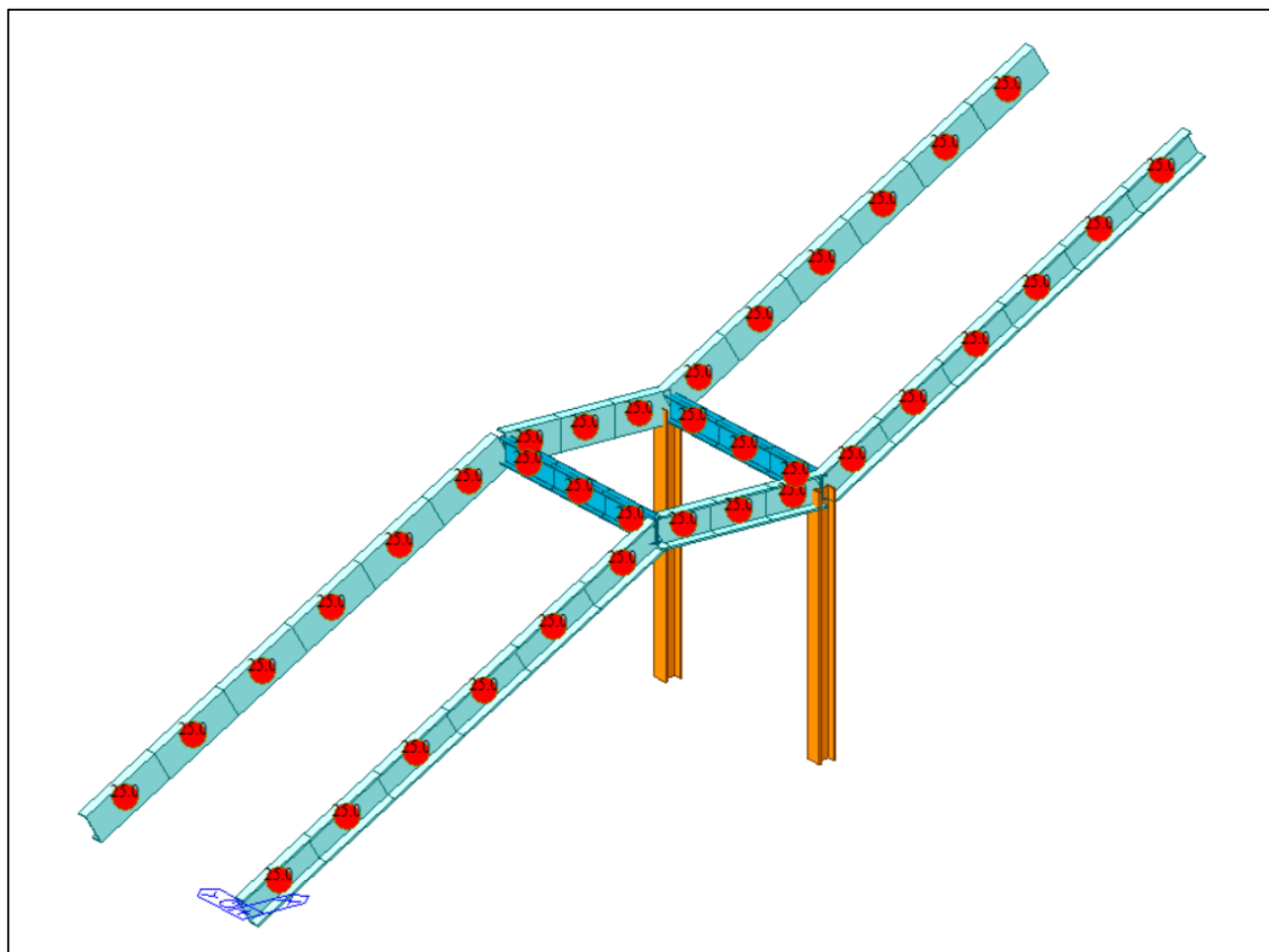


Figura 99: Variazione termica applicata agli elementi.

20.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Nel presente paragrafo vengono riportati esclusivamente i risultati più significativi dell'analisi. Infatti, l'inserimento di tutti i tabulati di calcolo, oltre ad essere di dubbia utilità, renderebbe poco comprensibile l'intera relazione.

Pertanto, si riportano:

- Comportamento globale;
- Effetti p-delta;
- Verifiche degli elementi in acciaio
- Verifica delle deformazioni;
- Verifica delle vibrazioni.

20.2.1 COMPORTAMENTO GLOBALE E VERIFICA VIBRAZIONI

Si procede alla definizione delle forme modali della struttura per la caratterizzazione del comportamento sismico.

Il metodo per la ricerca degli autovalori è quello di Ritz.

Le direzioni prese in esame per la ricerca degli autovalori sono X, Y. In particolare come descritto al capitolo § 7.3.3.1 delle N.T.C.2018 si specifica che l'analisi lineare dinamica risulta applicabile se la massa totale partecipante risulta superiore all'85%.

Le masse totali nelle due direzioni sono pari a:

Masse sismiche in dir. X (kN/g)	Masse sismiche in dir. Y (kN/g)
6,5	6,5

Di seguito si riportano i periodi propri di vibrazione del fabbricato e le masse partecipanti.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance		
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
	1	13.3478	2.1244	0.4707	0.0000e+00		
	2	27.7916	4.4232	0.2261	0.0000e+00		
	3	54.6539	8.6984	0.1150	0.0000e+00		
	4	99.8053	15.8845	0.0630	0.0000e+00		
	5	149.4926	23.7925	0.0420	0.0000e+00		
	6	186.4362	29.6723	0.0337	0.0000e+00		
	7	193.4716	30.7920	0.0325	0.0000e+00		
	8	254.2868	40.4710	0.0247	0.0000e+00		
	9	367.7426	58.5281	0.0171	0.0000e+00		
	10	487.4938	77.5870	0.0129	0.0000e+00		
	11	627.3351	99.8435	0.0100	0.0000e+00		
	12	914.7266	145.5833	0.0069	0.0000e+00		

Figura 100: Periodi propri struttura.

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	0.0000	0.0000	87.8819	87.8819	0.0000	0.0000	0.5983	0.5983	0.0000	0.0000	1.3866	1.3866
	2	0.0000	0.0000	2.1437	90.0256	0.0000	0.0000	32.9112	33.5095	0.0000	0.0000	65.4996	66.8862
	3	0.0000	0.0000	6.8454	96.8710	0.0000	0.0000	0.3669	33.8764	0.0000	0.0000	0.2308	67.1170
	4	12.2758	12.2758	0.0000	96.8710	33.5017	33.5017	0.0000	33.8764	39.8755	39.8755	0.0000	67.1170
	5	10.1032	22.3790	0.0000	96.8710	22.7928	56.2945	0.0000	33.8764	38.1549	78.0304	0.0000	67.1170
	6	9.3346	31.7136	0.0000	96.8710	0.0022	56.2967	0.0000	33.8764	1.2335	79.2639	0.0000	67.1170
	7	0.0950	31.8086	0.0000	96.8710	0.0028	56.2995	0.0000	33.8764	0.0000	79.2639	0.0000	67.1170
	8	0.0512	31.8598	0.0000	96.8710	5.7704	62.0699	0.0000	33.8764	5.4449	84.7088	0.0000	67.1170
	9	1.2455	33.1053	0.0000	96.8710	3.8420	65.9119	0.0000	33.8764	0.7647	85.4735	0.0000	67.1170
	10	13.7378	46.8432	0.0000	96.8710	1.2032	67.1151	0.0000	33.8764	0.3536	85.8271	0.0000	67.1170
	11	43.6508	90.4940	0.0000	96.8710	24.9110	92.0261	0.0000	33.8764	0.0102	85.8373	0.0000	67.1170
	12	3.1897	93.6837	0.0000	96.8710	0.7865	92.8126	0.0000	33.8764	3.2063	89.0436	0.0000	67.1170

Figura 101: Masse partecipanti struttura.

20.2.2 ELEMENTI IN ACCIAIO

Di seguito si riportano le azioni interne delle travi relative alla combinazione di inviluppo SLU-SLV.

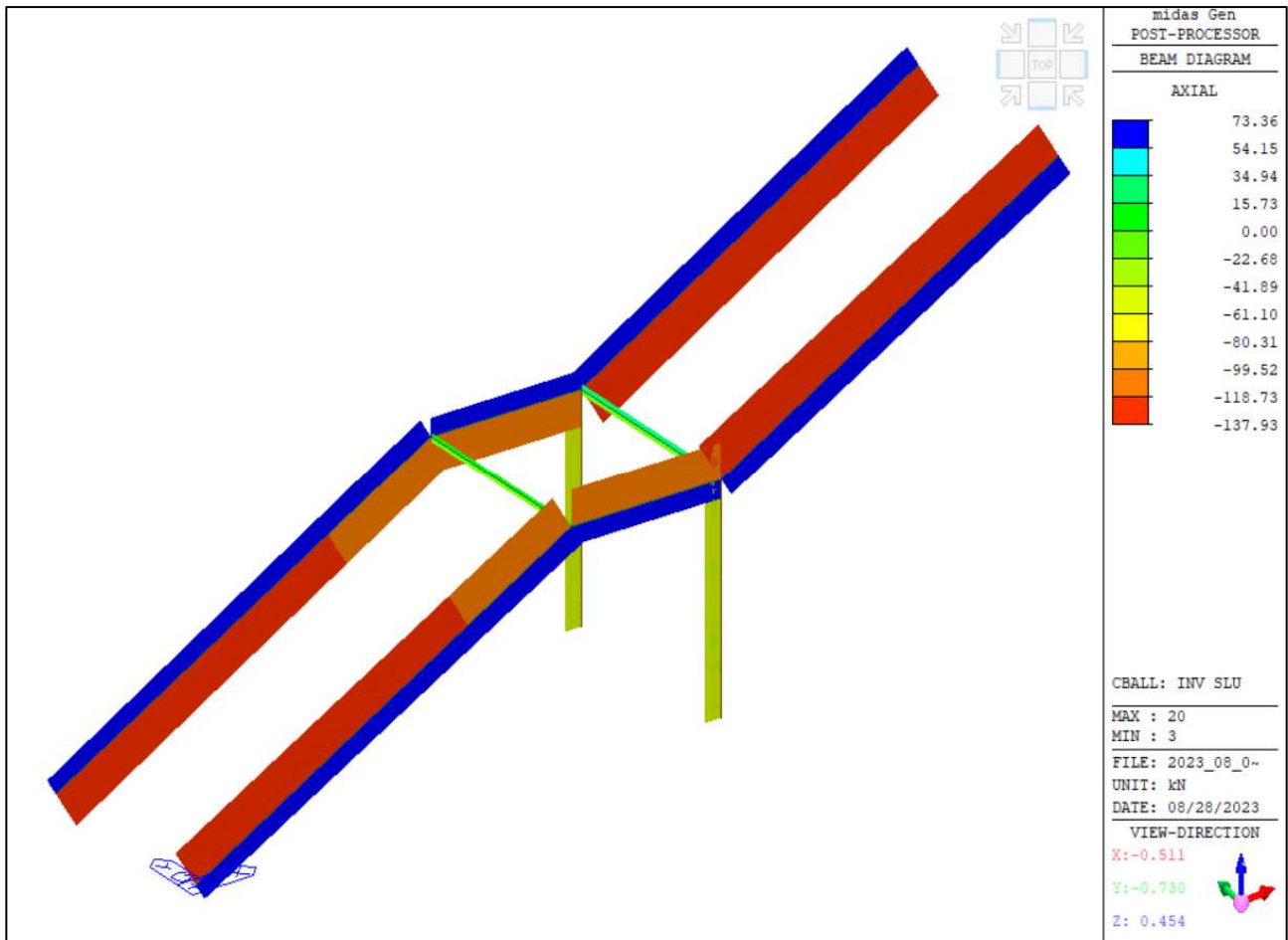


Figura 102: Azione assiale (kN).

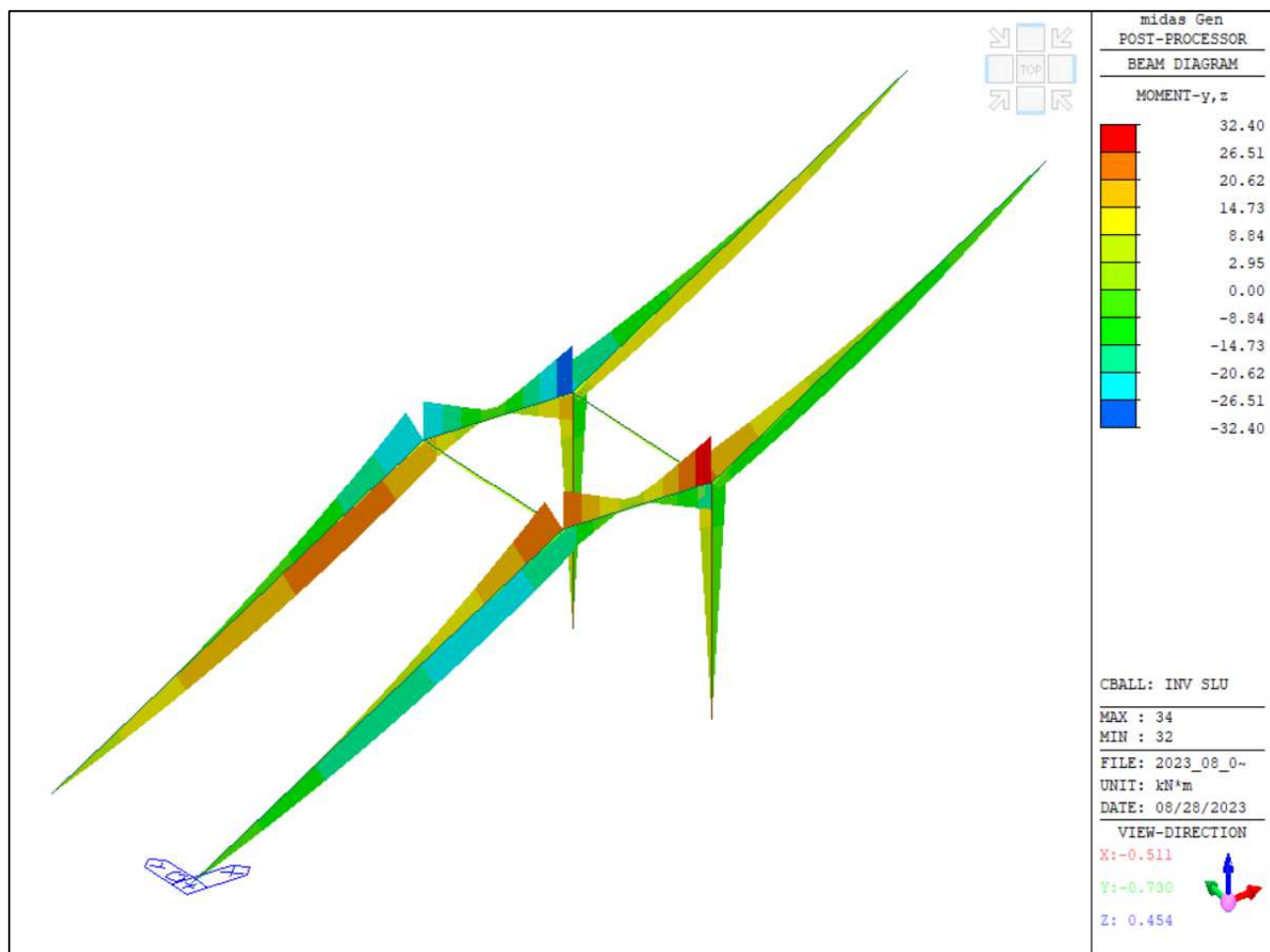


Figura 103: Momenti flettenti (kNm).

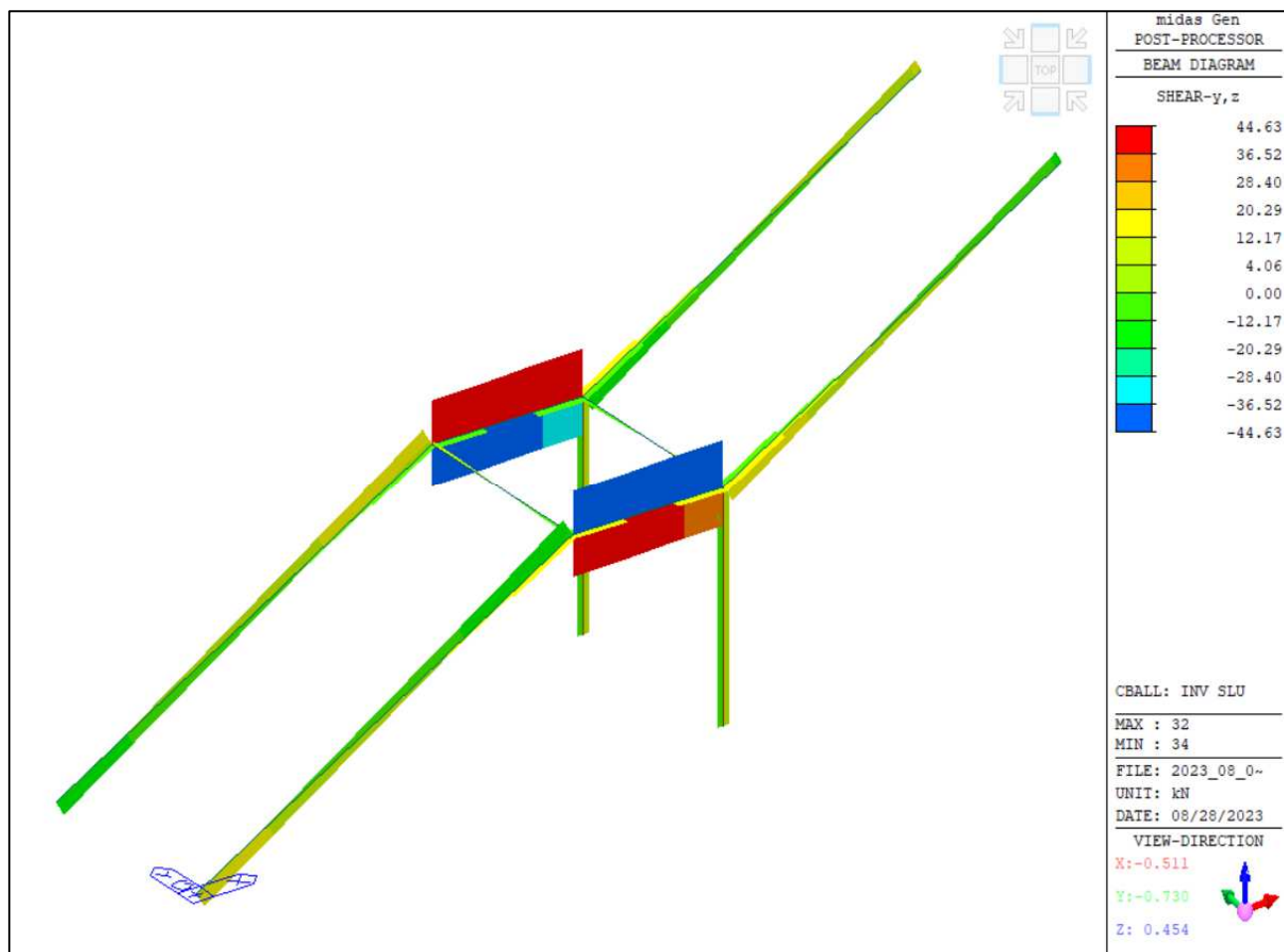


Figura 104: Azioni di taglio (kN).

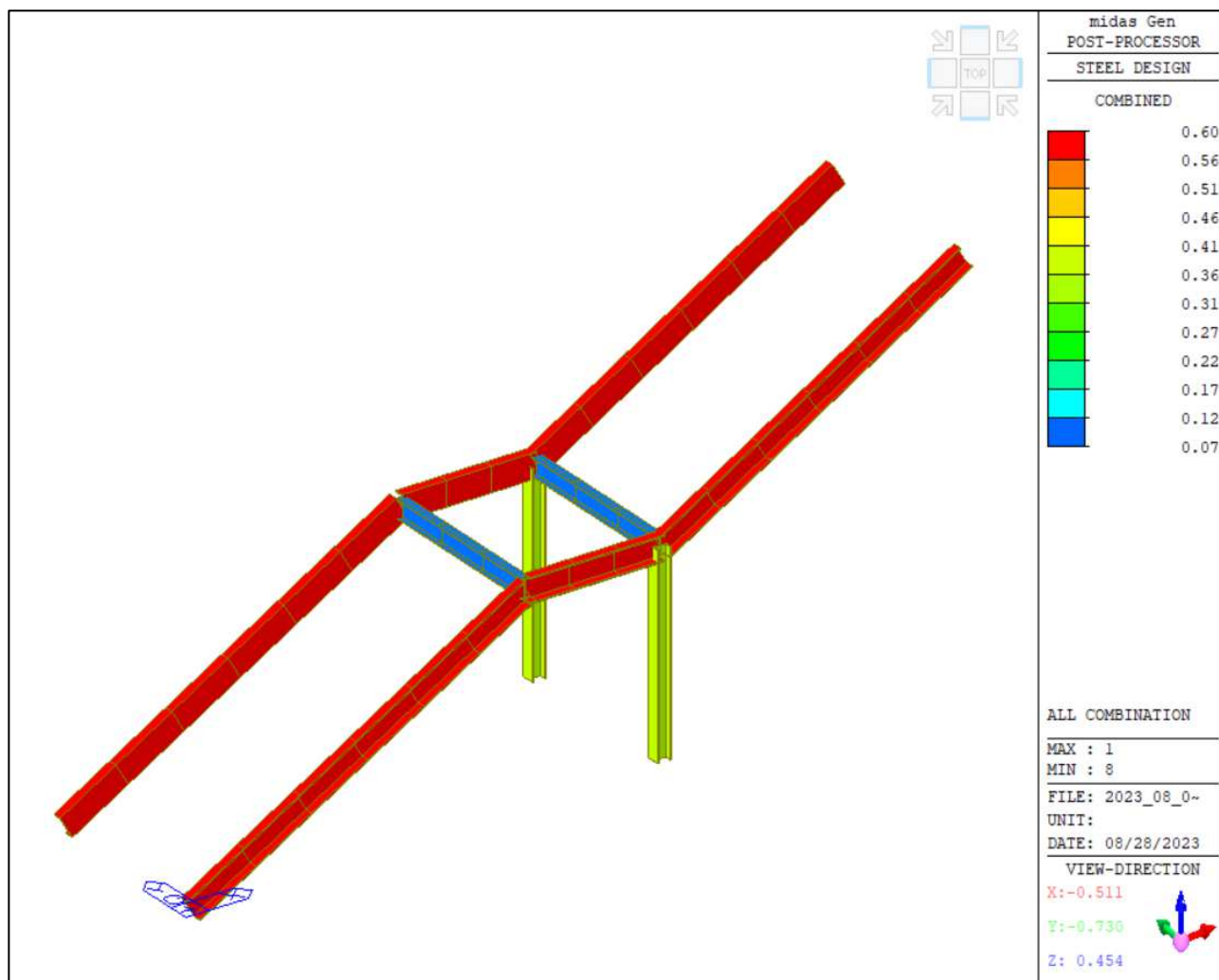


Figura 105: Tassi di sfruttamento.

Essendo i tassi di verifica inferiori a 1 per ciascun elemento, le verifiche si ritengono soddisfatte.

Nello specifico, a seguire si riporta la verifica della trave più sollecitata.



Company

Project Title

Author

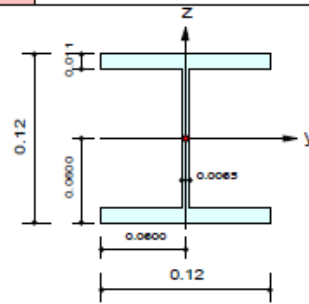
zanardi

File Name

2023_08_03 iis_calcolo scala acciaio rev_00.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 40
 Material S275 (No:3)
 (Fy = 275000, Es = 2100000000)
 Section Name HEB120 (No:1)
 (Rolled : HEB120).
 Member Length : 1.75000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -43.205 (LCB: 125, POS:J)
 Bending Moments My = 10.8154, Mz = 1.00732
 End Moments Myi = 0.00000, Myj = 10.8154 (for Lb)
 Myi = 0.00000, Myj = 10.8154 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 1.00732 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.57561 (LCB: 135, POS:1/2)
 Fzz = 6.27316 (LCB: 135, POS:1/2)

Depth	0.12000	Web Thick	0.00650
Top F Width	0.12000	Top F Thick	0.01100
Bot.F Width	0.12000	Bot.F Thick	0.01100
Area	0.00340	Asz	0.00078
Qyb	0.01227	Qzb	0.00180
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.06000	Zbar	0.06000
Wely	0.00014	Welz	0.00005
ry	0.05040	rz	0.03060

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.75000, Lz = 1.75000, Lb = 1.75000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 0.78
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cnz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

 $KL/r = 44.5 < 200.0$ (Memb:40, LCB: 125)..... O.K

Axial Resistance

 $N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 43.205/890.476 = 0.049 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 10.8154/43.2667 = 0.250 < 1.000$ O.K

 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 1.0073/21.0140 = 0.048 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

 $R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$
 $R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{c,LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b,LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{c,LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b,LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{c,LT1} + R_{b,LT1}, R_{c,LT2} + R_{b,LT2})] = 0.346 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.001 < 1.000$ O.K

 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.038 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

 $L/300.0 = 0.0058 > 0.0009$ (Memb:40, LCB: 174, Dir-X)..... O.K



Company

Project Title

Author

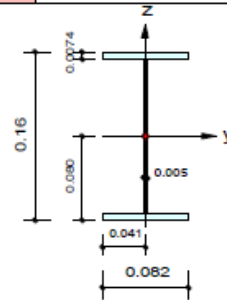
zanardi

File Name

2023_08_03 iis_calcolo scala acciaio rev_00.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 7
 Material S275 (No:3)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name IPE160 (No:3)
 (Rolled : IPE160).
 Member Length : 1.60000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 44, POS:1/2)
 Bending Moments My = 0.91010, Mz = 0.31166
 End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -0.6476 (LCB: 82, POS:J)
 Fzz = 3.52092 (LCB: 132, POS:J)

Depth	0.16000	Web Thick	0.00500
Top F Width	0.08200	Top F Thick	0.00740
Bot.F Width	0.08200	Bot.F Thick	0.00740
Area	0.00201	Asz	0.00080
Qyb	0.01190	Qzb	0.00084
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.04100	Zbar	0.08000
Wely	0.00011	Welz	0.00002
ry	0.06560	rz	0.01875

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.60000, Lz = 1.60000, Lb = 1.60000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = -1.00, Cmz = -1.00, CmLT = -1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

 $KL/r = 85.4 < 200.0$ (Memb:7, LCB: 44)..... O.K

Axial Resistance

 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.000/526.429 = 0.000 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.9101/32.4238 = 0.028 < 1.000$ O.K

 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.31166/6.75355 = 0.046 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

 $R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$
 $R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\text{Beta}}$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.074 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.003 < 1.000$ O.K

 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.024 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

 $L/250.0 = 0.0064 > 0.0002$ (Memb:7, LCB: 171, POS: 0.8m, Dir-Z)..... O.K



Company

Project Title

Author

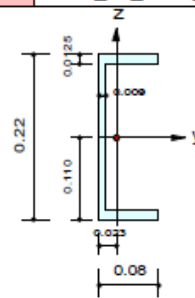
zanardi

File Name

2023_08_03 iis_calcolo scala acciaio rev_00.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 4
 Material S275 (No:3)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name U220 (No:12)
 (Rolled : U220).
 Member Length : 7.81158



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -133.60 (LCB: 125, POS:3/4)
 Bending Moments My = -12.093, Mz = -0.2010
 End Moments Myi = -7.9568, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = -7.9568, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = -2.0515, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -2.1195 (LCB: 85, POS:I)
 Fzz = -42.089 (LCB: 135, POS:1/2)

Depth	0.22000	Web Thick	0.00900
Top F Width	0.08000	Top F Thick	0.01250
Bot.F Width	0.08000	Bot.F Thick	0.01250
Area	0.00374	Asz	0.00198
Qyb	0.01628	Qzb	0.00160
Iyy	0.00003	Izz	0.00000
Ybar	0.02341	Zbar	0.11000
Wely	0.00025	Welz	0.00003
ry	0.08480	rz	0.02300

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 3.13847, Lz = 3.13847, Lb = 3.13847
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.01, Cmz = 0.68, CmLT = 1.30

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 151.0 < 200.0$ (Memb:4, LCB: 125)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 133.598/286.373 = 0.467 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 12.0928/76.7528 = 0.158 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.2010/18.8243 = 0.011 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c,LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b,LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{c,LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b,LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{c,LT1} + R_{b,LT1}, R_{c,LT2} + R_{b,LT2})] = 0.605 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.007 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.139 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0312 > 0.0051$ (Memb:4, LCB: 174, POS: 2.4m, Dir-Z)..... O.K

Di seguito viene riportato il riassunto della verifica di tutte le travi.

midas Gen - Steel Code Checking [Eurocode3:05]

Gen 2023

*.PROJECT :
*.UNIT SYSTEM : kN, m

[Eurocode3:05] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
OK	1	12	U220	275000	125	7.81158	3.13847	1.01	-133.60	12.0928	12.0928	-0.2010	-0.8877	-38.518	-	-0.0051
	0.60	0.14	S275			3.13847	3.13847	0.68	286.373	0.00000	76.7528	18.8243	300.153	303.745	-	0.03125
OK	4	12	U220	275000	125	7.81158	3.13847	1.01	-133.60	-12.093	-12.093	-0.2010	-0.8877	38.5178	-	-0.0051
	0.60	0.14	S275			3.13847	3.13847	0.68	286.373	0.00000	76.7528	18.8243	300.153	303.745	-	0.03125
OK	7	3	IPE160	275000	44	1.60000	1.60000	1.00	0.00000	0.91010	0.91010	0.31166	0.64761	1.77188	-	-0.0002
	0.07	0.02	S275			1.60000	1.60000	1.00	526.429	0.00000	32.4238	6.75355	194.155	146.160	-	0.00640
OK	8	3	IPE160	275000	122	1.60000	1.60000	1.00	-8.8506	1.81157	1.81157	0.00000	0.00000	3.52092	-	-0.0002
	0.07	0.02	S275			1.60000	1.60000	1.00	526.429	0.00000	32.4238	6.75355	0.00000	146.160	-	0.00640
OK	39	1	HEB120	275000	125	1.75000	1.75000	0.85	-43.205	10.8154	10.8154	-1.0073	0.57561	-6.1802	-	0.00092
	0.35	0.04	S275			1.75000	1.75000	0.85	890.476	0.00000	43.2667	21.0140	417.795	165.651	-	0.00583
OK	40	1	HEB120	275000	125	1.75000	1.75000	0.85	-43.205	10.8154	10.8154	1.00732	-0.5756	-6.1802	-	0.00092
	0.35	0.04	S275			1.75000	1.75000	0.85	890.476	0.00000	43.2667	21.0140	417.795	165.651	-	0.00583

21 APPENDICE: MURI DI SOSTEGNO

A seguire si riportano le verifiche³ dei seguenti muri di sostegno:

- Muro altezza $h = 3,0$ m
- Muro altezza $h = 2,0$ m
- Muro altezza $h = 1,0$ m

A favore di sicurezza si trascura il carico del parapetto sommitale in calcestruzzo in quanto risulterebbe un carico stabilizzante al fine delle verifiche strutturali - geotecniche.

21.1 SOFTWARE UTILIZZATI-TIPO DI ELABORATORE

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (S.L.U. e S.L.E.), utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al D.M. 17.01.2018, come in dettaglio specificato negli allegati tabulati di calcolo.

SOFTWARE UTILIZZATO:

CDSWin versione 2022 licenza Full, chiave n. 10959 prodotto dalla:

***S.T.S. S.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.
Via Tre Torri n. 11 - Compl. Tre Torri
95030 Sant'Agata li Battiati (CT)***

21.2 CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI

Come previsto al punto 10.2 delle Norme Tecniche di cui al D.M. 17.01.2018, l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti, sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

La S.T.S. s.r.l., a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all'indirizzo:

<http://www.stsweb.it/area-utenti/test-validazione.html>

Il software e' inoltre dotato di propri filtri e controlli di autodiagnostica che intervengono sia durante la fase di definizione del modello sia durante la fase di calcolo vero e proprio.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello generato.

- Controlli a priori sui valori assegnati alle caratteristiche meccaniche dei materiali e del terreno.
- Controlli sulle verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.
- Rappresentazioni grafiche di post-processo che consentono di evidenziare eventuali anomalie sfuggite all'autodiagnostica automatica.

21.3 VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ

Il software utilizzato ha permesso di modellare analiticamente il comportamento fisico del complesso struttura-terreno.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello hanno consentito di controllare sia la coerenza geometrica che la adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali: spinte e sollecitazioni, hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa.

Si è infine eseguito il calcolo delle spinte del terreno con metodologie semplificate e, confrontandole i valori delle stesse prodotte in automatico dal programma, si è potuto riscontrare la congruenza di tali risultati con i valori riportati dal software.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato tutte esito positivo.

Da quanto sopra esposto si può quindi affermare che il calcolo è andato a buon fine e che il modello di calcolo utilizzato è risultato essere rappresentativo della realtà fisica, anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

21.4 RISULTATI

CALCOLO DELLE SPINTE

Si suppone valida l'ipotesi in base alla quale la spinta attiva si ingenera in seguito al movimento del manufatto nella direzione della spinta agente. Le ipotesi di base per il calcolo della spinta sono le seguenti, le medesime adottate dal metodo di calcolo secondo Coulomb, con l'estensione di Muller-Breslau e Mononobe-Okabe:

- In fase di spinta attiva si crea all'interno del terrapieno un cuneo di spinta, che si distacca dal terreno indisturbato tramite linee di frattura rettilinee, lungo le quali il cuneo scorre generando tensioni tangenziali dovute all'attrito.
- Sul cuneo di spinta agiscono le seguenti forze: peso proprio del terreno, sovraccarichi applicati sull'estradosso del terrapieno, spinte normali alle superfici di scorrimento del cuneo (da una parte contro il paramento e dall'altra contro la porzione di terreno indisturbato), forze di attrito che si innescano lungo le superfici del cuneo e che si oppongono allo scorrimento.
- In condizioni sismiche, al peso proprio del cuneo va aggiunta una componente orizzontale, ed eventualmente anche una verticale, pari al peso complessivo moltiplicato per il prodotto dei coefficienti sismici.
- Il fatto che il muro ha spostamenti significativi fa in modo che l'attrito che si genera è pari al valore massimo possibile, sia in condizioni di spinta attiva che di spinta passiva, quindi le risultanti delle reazioni sulle pareti del cuneo risultano inclinate di un angolo ϕ rispetto alla normale alla superficie di scorrimento.

Il programma C.D.W. Win, pur adottando le stesse ipotesi, piuttosto che utilizzare la formula di Coulomb in forma chiusa, applica la procedura originaria derivante dall'equilibrio delle forze agenti sul cuneo di spinta, cercando il valore di massimo della spinta per tentativi successivi su tutti i possibili cunei di spinta. Così facendo si possono aggiungere alle ipotesi già indicate le seguenti generalizzazioni, che invece devono essere trascurate utilizzando i metodi classici:

- Il terreno spingente può essere costituito da diversi strati, separati da superfici di forma generica, con caratteristiche geotecniche differenti.
- Il profilo dell'estradosso del terrapieno spingente può avere una forma generica qualsiasi, purché coerente con le caratteristiche del terreno.
- I sovraccarichi agenti sul terrapieno possono avere una distribuzione assolutamente libera.
- Può essere tenuta in conto la coesione interna del terreno e la forza di adesione tra terreno e muro.
- Si può calcolare la spinta di un muro con mensola aerea stabilizzante a monte, al di sotto della quale si crea un vuoto nel terreno.
- E' possibile conoscere l'esatto andamento delle pressioni agenti sul profilo del muro anche nei casi sopra detti, in cui tale andamento non è lineare, ma la cui distribuzione incide sul calcolo delle sollecitazioni interne.
- Si può supporre anche l'esistenza una linea di rottura del cuneo interna, che va dal vertice estremo della mensola di fondazione a monte fino a intersecare il paramento, inclinata di un certo angolo legato a quello di attrito interno del terreno stesso. Si può quindi conoscere l'esatta forma del cuneo di spinta, per cui le forze in gioco variano in quanto solo una parte di esso è a contatto con il paramento. Il peso proprio del terreno portato sarà solo quello della parte di terrapieno che realmente rimarrà solidale con la fondazione e non risulterà interessato da scorrimenti, quindi in generale un triangolo. Ciò fa sì che il peso gravante sulla fondazione può risultare notevolmente inferiore a quello ricavato con i metodi usuali, dal momento che una parte è già stata conteggiata nel cuneo di spinta.

Per quanto riguarda la spinta passiva, quella del terrapieno a valle, le uniche differenze rispetto a quanto detto consistono nel fatto che le forze di attrito e di coesione tra le superfici di scorrimento del cuneo hanno la direzione opposta che nel caso di spinta attiva, nel senso che si oppongono a un moto di espulsione verso l'alto del cuneo, e la procedura iterativa va alla ricerca di un valore minimo piuttosto che un massimo.

Nei casi di fondazione su pali o muri tirantati si può ritenere più giusto adottare un tipo di spinta a riposo, che considera il cuneo di terreno non ancora formato e spostamenti dell'opera nulli o minimi. Tale spinta è in ogni caso superiore a quella attiva e la sua entità si dovrebbe basare su considerazioni meno semplicistiche. Il programma opera prendendo come riferimento una costante di spinta pari a:

$$K_0 = 1 - 0,9 * \tan^2 \phi$$

essendo ϕ l'angolo di attrito interno del terreno, formula che si trova diffusamente in letteratura. Se tale deve essere la costante di spinta per un

terreno uniforme, ad estradosso rettilineo orizzontale e privo di sovraccarichi e di azione sismica, viene ricavato un fattore di riduzione dell'angolo di attrito interno del terreno, tale che utilizzando questo angolo ridotto e la consueta procedura per il calcolo della spinta attiva, la costante fittizia di spinta attiva corrisponda alla costante a riposo della formula sopra riportata. Una volta ricavato questo fattore riduttivo, il programma procede al calcolo con le procedure standard, mettendo in gioco le altre variabili, quali la sagomatura dell'estradosso e degli strati, la presenza di sovraccarichi variamente distribuiti e la condizione sismica. La giustificazione di ciò risiede nella considerazione in base alla quale in condizioni di spinta a riposo, gli spostamenti interni al terreno sono ridotti rispetto alla spinta attiva, quindi l'attrito che si mobilita è una parte di quello massimo possibile, e di conseguenza la spinta risultante cresce.

In base a queste considerazioni di ordine generale, il programma opera come segue.

- Si definisce la geometria di tutti i vari cunei di spinta di tentativo, facendo variare l'angolo di scorrimento dalla parte di monte da 0 fino al valore limite 90° - ϕ . Quindi in caso di terreno multistrato, la superficie di scorrimento sarà costituita da una spezzata con inclinazioni differenti da strato a strato. Ciò assicura valori di spinta maggiori rispetto a una eventuale linea di scorrimento unica rettilinea. L'angolo di scorrimento interno, quello dalla parte del paramento, qualora si attivi la procedura 'Coulomb esteso' è posto pari a $3/4$ dell'angolo utilizzato a monte. Tale percentuale è quella che massimizza il valore della spinta. E' possibile però attivare la procedura 'Coulomb classico', in cui tale superficie si mantiene verticale, ma utilizzando in ogni caso l'angolo di attrito tra terreno e muro.
- Si calcola l'entità complessiva dei sovraccarichi agenti sul terrapieno che ricadono nella porzione di estradosso compresa nel cuneo di spinta.
- Si calcola il peso proprio del cuneo di spinta e le eventuali componenti sismiche orizzontali e verticali dovute al peso proprio ed eventualmente anche ai sovraccarichi agenti sull'estradosso.
- Si calcolano le eventuali azioni tangenziali sulle superfici interne dovute alla coesione interna e all'adesione tra terreno e muro.
- In base al rispetto dell'equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale, nota l'inclinazione delle spinte sulle superfici interne (pari all'angolo di attrito), sviluppato in base a tutte le forze agenti sul concio, si ricavano le forze incognite, cioè le spinte agenti sul paramento e sulla superficie di scorrimento interna del cuneo.
- Si ripete la procedura per tutti i cunei di tentativo, ottenuti al variare dell'angolo alla base. Il valore massimo (minimo nel caso di spinta passiva) tra tutti quelli calcolati corrisponde alla spinta del terrapieno.

COMBINAZIONI DI CARICO

Il programma opera in ottemperanza alle norme attuali per quanto riguarda le combinazioni di carico da usare per i vari tipi di verifiche. In particolare viene rispettato quanto segue.

- Le verifiche di resistenza del paramento e della fondazione SLU vengono effettuate in base alle combinazioni di carico del tipo A1, riportate nei tabulati di stampa.
- Le verifiche geotecniche di portanza e scorrimento vengono effettuate in base alle combinazioni di tipo A1 e A2, in caso di approccio del tipo 1, oppure utilizzando le sole combinazioni del tipo A1, in caso di approccio 2.
- Il sisma verticale viene considerato alternativamente in direzione verso l'alto e verso il basso. La spinta riportata nei tabulati, e successivamente utilizzata per le verifiche, si riferisce al caso in cui la spinta risulta maggiore.
- Le verifiche al ribaltamento vengono svolte utilizzando i coefficienti riportati in norma nella tabella 6.2.I secondo le modalità previste dalla norma stessa, annullando quindi i contributi delle singole azioni che abbiano un effetto stabilizzante.
- I coefficienti delle combinazioni di carico riportati nei tabulati di stampa si riferiscono esclusivamente ai sovraccarichi applicati sul terrapieno e sul muro stesso. Il peso proprio strutturale del muro e quello del terreno di spinta vengono trattati in base a quanto prevede la norma per i pesi propri strutturali e non strutturali, a prescindere dai coefficienti utilizzati per le varie combinazioni.

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da un'intensità, una direzione e un punto di applicazione. Non va eseguita se la fondazione è su pali. Le forze che vengono prese in conto sono le seguenti:

- Spinta attiva complessiva del terrapieno a monte.

- Spinta passiva complessiva del terrapieno a valle (da considerare nella quota parte indicata nei dati generali).
- Spinta idrostatica dell'acqua della falda a monte, a valle e sul fondo.
- Forze esplicite applicate sul muro in testa, sulla mensola area a valle e sulla mensola di fondazione a valle.
- Forze massime attivabili nei tiranti per moto di ribaltamento.
- Forze di pretensione dei tiranti.
- Peso proprio del muro composto con l'eventuale componente sismica.
- Peso proprio della parte di terrapieno solidale con il muro composto con l'eventuale componente sismica.

Di ciascuna di queste forze verrà calcolato il momento, ribaltante o stabilizzante, rispetto ad un punto che è quello più in basso dell'estremità esterna della mensola di fondazione a valle. In presenza di dente di fondazione disposto a valle, il punto di equilibrio è quello più esterno al di sotto del dente.

Ai fini del calcolo del momento stabilizzante o ribaltante, esso per ciascuna forza è ottenuto dal prodotto dell'intensità della forza per la distanza minima tra la linea d'azione della forza e il punto di rotazione. Qualora tale singolo momento abbia un effetto ribaltante verrà conteggiato nel momento ribaltante complessivo, qualora invece abbia un effetto stabilizzante farà parte del momento stabilizzante complessivo. Può quindi accadere che il momento ribaltante sia pari a 0, e ciò fisicamente significa che incrementando qualunque forza, ma mantenendone la linea d'azione, il muro non andrà mai in ribaltamento.

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido, sollecitato dalle stesse forze prese in esame nel caso della verifica a ribaltamento, tranne per il fatto che per i tiranti il sistema di forze è quello che si innesca per moto di traslazione. Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di scorrimento del muro, che a seconda della direzione ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Una ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione.

In presenza di dente di fondazione, la linea di scorrimento non è più quella di base della fondazione, ma è una linea che attraversa il terreno sotto la fondazione, e che congiunge il vertice basso interno del dente con l'estremo della mensola di fondazione opposta. In tal caso quindi l'attrito e l'adesione sono quelli interni del terreno. In questo caso viene conteggiato pure il peso della parte di terreno sottostante alla fondazione che nel moto di scorrimento rimane solidale con il muro.

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è dato dal rapporto tra l'azione stabilizzante complessiva e quella instabilizzante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Nel caso di fondazione diretta, si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di Brinch-Hansen. Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità. Esiste un tipo di pressione limite a lungo termine, in condizioni drenate, e un'altro a breve termine in condizioni non drenate, qualora la situazione lo richieda. Le espressioni complete utilizzate sono le seguenti:

$$\text{In condizioni drenate: } Q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \Gamma \cdot B \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q + \\ + C \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot g_c + \\ + Q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q$$

$$\text{In condizioni non drenate: } Q_{lim} = C_u \cdot N_c' \cdot i_c' \cdot d_c' \cdot b_c' \cdot s_c' \cdot g_c' + \\ + Q \cdot i_q' \cdot d_q' \cdot b_q' \cdot s_q' \cdot g_q'$$

$$\begin{aligned} \text{Fattori di portanza: } N_q &= \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \cdot e & (\pi \cdot \tan \varphi) & (\varphi \text{ in gradi}) \\ N_c &= (N_q - 1) \cdot \cot \varphi \\ N_c' &= 2 + \pi \\ N_g &= 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Fattori di forma: } s_q &= 1 + 0,1 \cdot (B/L) \cdot (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi) \\ s_q' &= 1 \\ s_c &= 1 + 0,2 \cdot (B/L) \cdot (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi) \\ s_c' &= 1 + 0,2 \cdot (B/L) \\ s_g &= s_q \end{aligned}$$

Fattori di profondità: $dq = 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot k$
 $dq' = 1$
 $dc = dq - (1 - dq) / (Nc \cdot \tan \varphi)$
 $dc' = 1 + 0,4 \cdot k$
 $dg = 1$
 $k = D/B$ se $D/B \leq 1$; altrimenti $k = \text{atan}(D/B)$,
 espresso in radianti.

Fattori di inclinazione dei carichi:

$$iq = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot Ca \cdot \cot \varphi} \right]^m$$

$$iq' = 1$$

$$ic = iq - \frac{1 - iq}{Nc \cdot \tan \varphi}$$

$$ic' = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot Cu \cdot Nc}$$

$$ig = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot Ca \cdot \cot \varphi} \right]^{m+1}$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa:

$$bq = (1 - \eta \cdot \tan \varphi)^2 \quad (\eta \text{ in radianti})$$

$$bq' = 1$$

$$bc = bq - (1 - bq) / (Nc \cdot \tan \varphi)$$

$$bc' = 1 - 2 \cdot \eta / Nc' \quad (\eta \text{ in radianti})$$

$$bg = bq$$

Fattori di inclinazione del terreno:

$$gq = (1 - \tan \beta)^2$$

$$gq' = 1$$

$$gc = gq - (1 - gq) / (Nc \cdot \tan \varphi)$$

$$gc' = 1 - 2 \cdot \beta / Nc' \quad (\beta \text{ in radianti})$$

$$gg = gq$$

essendo:

Γ = peso specifico del terreno di fondazione
 Q = sovraccarico verticale agente ai bordi della fondazione
 e = eccentricità della risultante (M/N) in valore assoluto
 $B = B_t - 2 \cdot e$, larghezza della fondazione parzializzata
 B_t = larghezza totale della fondazione
 C = coesione del terreno di fondazione
 D = profondità del piano di posa
 L = sviluppo della fondazione
 H = componente del carico parallela alla fondazione
 V = componente del carico ortogonale alla fondazione
 Cu = coesione non drenata del terreno di fondazione
 Ca = adesione alla base tra terreno e muro
 η = angolo di inclinazione del piano di posa
 β = inclinazione terrapieno a valle, se verso il basso (quindi ≥ 0)

MURI IN CALCESTRUZZO A MENSOLA

Sulle sezioni del paramento e delle varie mensole, aeree e di fondazione, si effettua il progetto delle armature e le verifiche a pressoflessione e taglio in corrispondenza di tutte le sezioni singolari (punti di attacco e di spigolo) e in tutte quelle intermedie ad un passo pari a quello imposto nei dati generali. Vengono applicate le formule classiche relative alle sezioni rettangolari in cemento armato, con il progetto dell'armatura necessaria.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL TERRAPIENO A MONTE

Per il calcolo dei cedimenti permanenti causati dall'azione sismica, il programma CDW opera come segue. Innanzitutto vengono calcolate le spinte per una ulteriore modalità di azione sismica, cioè quella relativa allo stato limite di danno (SLD). A seguito del calcolo di tali spinte, per le sole

combinazioni sismiche, si calcola lo spostamento residuo del muro per traslazione rigida, ricavato in base alla seguente formulazione di Richards & Elms:

$$d = 0.087 V^2 / \text{Acc} * (\text{Alim} / \text{Acc})^{-4}$$

in cui si ha:

d = spostamento sismico residuo
V = $0.16 * \text{Acc} * g * S * T_c$
Acc = accelerazione sismica adimensionale SLD
g = 9.80665 = accelerazione di gravità
S = coefficiente di amplificazione stratigrafica
T_c = coefficiente di amplificazione topografica
Alim = accelerazione oltre la quale si innescava lo scorrimento della fondazione superamento del limite dell'attrito

Una volta ricavato, per ciascuna combinazione di carico, tale spostamento orizzontale, si calcola il volume del terreno interessato a tale spostamento, pari allo spostamento stesso per l'altezza complessiva del muro, comprensiva dello spessore della fondazione. Il cedimento verticale del terreno a ridosso del muro viene quindi calcolato con la seguente formula (Bowles - metodo di Caspe):

$$S_v = 4 V_{ol} / D$$

essendo V_{ol} il volume di terreno interessato dallo spostamento del muro e D la distanza in orizzontale dal muro alla quale si annullano i cedimenti. Quest'ultima è assimilata alla dimensione orizzontale massima del cuneo di rottura del terreno spingente. Infine i cedimenti lungo il tratto interessato sono calcolati con legge decrescente col quadrato della distanza.

$$S_x = S_v * (X / D)^2$$

SPINTE DEL TERRAPIENO

Cmb n.	Numero della combinazione di carico.
Fx tot	Componente orizzontale della spinta complessiva del terrapieno
Fy tot	Componente verticale della spinta complessiva del terrapieno.
H tot	Altezza del punto di applicazione della risultante della spinta del terrapieno.
X tot	Ascissa del punto di applicazione della risultante della spinta del terrapieno.
Fx tp	Componente orizzontale della spinta dovuta al peso proprio del terreno portato dalla mensola di fondazione.
Fy tp	Componente verticale della spinta dovuta al peso proprio del terreno portato dalla mensola di fondazione.
H tp	Altezza del punto di applicazione della risultante della spinta dovuta al peso proprio del terreno portato dalla mensola di fondazione.
X tp	Ascissa del punto di applicazione della risultante della spinta dovuta al peso proprio del terreno portato dalla mensola di fondazione.
Fx esp	Componente orizzontale della spinta aggiuntiva esplicita.
Fy esp	Componente verticale della spinta aggiuntiva esplicita.
H esp	Altezza del punto di applicazione della risultante della spinta aggiuntiva esplicita.
X esp	Ascissa del punto di applicazione della risultante della spinta aggiuntiva esplicita.
Fx w	Componente orizzontale della spinta dell'acqua.
Fy w	Componente verticale della spinta dell'acqua.
H w	Altezza del punto di applicazione della risultante della spinta dell'acqua.
X w	Ascissa del punto di applicazione della risultante della spinta dell'acqua.
K sta	Costante di spinta statica.
K sis	Costante di spinta sismica.
C sif	Coefficiente di sicurezza al sifonamento (dato assente se non stata eseguita la verifica).

N.B. Ascisse e altezze si intendono misurate a partire dal punto più a valle della fondazione del muro, quello attorno a cui avviene l'ipotetica rotazione del ribaltamento.
Tutte le spinte orizzontali si intendono positive se rivolte verso il paramento, quelle verticali se rivolte verso il basso.

CEDIMENTI VERTICALI TERRENO DI MONTE

Tipo comb.	Tipo di combinazione di carico.
Comb n.	Numero della combinazione associata al tipo di combinazione.
Sp.muro	Spostamento rigido residuo del muro per traslazione.
Volume	Volume del terreno deformato dallo spostamento rigido.
Dist.max	Distanza massima orizzontale dal muro alla quale si annullano
Ced.0/4	Cedimento verticale a ridosso del muro.
Ced.1/4	Cedimento verticale ad 1/4 della distanza massima.

Ced.2/4 Cedimento verticale a 2/4 della distanza massima.
 Ced.3/4 Cedimento verticale a 3/4 della distanza massima.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL TERRAPIENO A MONTE

Per il calcolo dei cedimenti permanenti causati dall'azione sismica, il programma CDW opera come segue. Innanzitutto vengono calcolate le spinte per una ulteriore modalita' di azione sismica, cioe quella relativa allo stato limite di danno (SLD). A seguito del calcolo di tali spinte, per le sole combinazioni sismiche, si calcola lo spostamento residuo del muro per traslazione rigida, ricavato in base alla seguente formulazione di Richards & Elms:

$$d = 0.087 V^2 / \text{Acc} * (\text{Alim} / \text{Acc})^{-4}$$

in cui si ha:

d = spostamento sismico residuo
 V = $0.16 * \text{Acc} * g * S * T_c$
 Acc = accelerazione sismica adimensionale SLD
 g = 9.80665 = accelerazione di gravita'
 S = coefficiente di amplificazione stratigrafico
 Tc = coefficiente di amplificazione topografico
 Alim = accelerazione oltre la quale si innesca lo scorrimento della fondazione superamento del limite dell'attrito

Una volta ricavato, per ciascuna combinazione di carico, tale spostamento orizzontale, si calcola il volume del terreno interessato a tale spostamento, pa allo spostamento stesso per l'altezza complessiva del muro, comprensiva dello spessore della fondazione. Il cedimento verticale del terreno a ridosso del muro viene quindi calcolato con la seguente formula (Bowles - metodo si Caspe):

$$S_v = 4 \text{ Vol} / D$$

essendo Vol il volume di terreno interessato dallo spostamento del muro e D la distanza in orizzontale dal muro alla quale si annullano i cedimenti. Quest'ulti Φ assimilata alla dimensione orizzontale massima del cuneo di rottura del terren spingente. Infine i cedimenti lungo il tratto interessato sono calcolati con legg decrescente col quadrato della distanza.

$$S_x = S_v * (X / D)^2$$

PRESSIONI SUL MURO

X pres.	Ascissa del punto su cui insiste la pressione.
Y pres.	Ordinata del punto su cui insiste la pressione.
X muro	Ascissa del punto del paramento che si trova alla stessa altezza.
X rott.	Ascissa del punto della superficie di scivolamento a monte del cuneo di rottura alla stessa altezza.
Zona	Indica se la pressione e relativa al tratto di muro immediatamente precedente o seguente rispetto al punto indicato, dall'alto verso il basso (sup e inf) per quanto riguarda le pressioni del terrapieno, in senso orario (pre e seg) per quanto riguarda le pressioni sul muro.
Or.tot	Componente orizzontale della pressione efficace complessiva.
Ver.tot	Componente verticale della pressione efficace complessiva.
Or.sta	Componente orizzontale della pressione efficace dovuta alla sola spinta statica del terreno.
Ver.sta	Componente verticale della pressione efficace dovuta alla sola spinta statica del terreno.
Or.sis	Componente orizzontale della pressione efficace dovuta al solo effetto del sisma.
Ver.sis	Componente verticale della pressione efficace dovuta al solo effetto del sisma.
Or.coe	Componente orizzontale della pressione efficace dovuta al solo effetto della coesione.
Ver.coe	Componente verticale della pressione efficace dovuta al solo effetto della coesione.
Or.fal	Componente orizzontale della pressione efficace dovuta al solo effetto della falda.
Ver.fal	Componente verticale della pressione efficace dovuta al solo effetto della falda.
Or.car	Componente orizzontale della pressione efficace dovuta al solo effetto dei sovraccarichi applicati sul terrapieno.
Ver.car	Componente verticale della pressione efficace dovuta al solo effetto dei sovraccarichi applicati sul terrapieno.
Or.tpr	Componente orizzontale della pressione efficace aggiuntiva dovuta alla pretensione dei tiranti.
Ver.tpr	Componente verticale della pressione efficace aggiuntiva dovuta alla pretensione dei tiranti.
X vert.	Ascissa del punto di muro su cui agisce la pressione.
Y vert.	Ordinata del punto di muro su cui agisce la pressione.
Or.terr.	Componente orizzontale della pressione efficace complessiva agente sul muro.
Ver.terr.	Componente verticale della pressione efficace complessiva

Or.acqua agente sul muro.
 Componente orizzontale della pressione agente sul muro
 dovuta all'acqua.
 Ver.acqua Componente verticale della pressione agente sul muro dovuta
 all'acqua.

N.B. Ascisse e altezze si intendono misurate a partire dal punto più a
 valle della fondazione del muro, quello attorno a cui avviene
 l'ipotetica rotazione del ribaltamento.
 Tutte le pressioni orizzontali si intendono positive se rivolte
 verso valle, quelle verticali se rivolte verso il basso. Per
 pressione efficace si intende quella al netto dell'eventuale
 spinta idrostatica dell'acqua.

VERIFICHE PER IL MURO IN C.A.

Sez. N.	Numero della sezione da verificare
Ele	Tipo di elemento verificato: 1 = PARAMENTO 2 = MENSOLA AEREA A VALLE 3 = MENSOLA AEREA A MONTE 4 = MENSOLA DI FONDAZIONE A VALLE 5 = MENSOLA DI FONDAZIONE A MONTE 6 = DENTE DI FONDAZIONE 7 = SEZIONE TRASVERSALE PARAMENTO 8 = SEZIONE TRASVERSALE FONDAZIONE 9 = CONTRAFFORTE 10 = CORDOLO
Dist	Distanza della sezione dalla sezione iniziale del tipo di elemento (mezzeria della campata per sezioni verticali del paramento e cordoli).
H	Altezza della sezione.
B	Larghezza della sezione (nel caso di contrafforti con sezione a T, tale dato è relativo alla larghezza dell'anima della sezione, al netto quindi dei tratti di paramento collaborante).
Xg	Ascissa del baricentro della sezione.
Yg	Altezza del baricentro della sezione. Ascissa e altezza si intendono misurate a partire dal punto più a valle della fondazione del muro, quello attorno a cui avviene l'ipotetica rotazione del ribaltamento.
Ang	Angolo di inclinazione della sezione rispetto al piano orizzontale.
Cmb fle	Combinazione di carico più gravosa a presso-flessione. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2.
Nsdu	Sforzo normale di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a presso-flessione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se di compressione.
Msdu	Momento flettente di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a presso-flessione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se antiorario (ribaltante).
A sin	Area di armatura nel lembo di sinistra (quello più a valle) della sezione, relativa a 1 metro di muro o a tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli (nel caso di contrafforti con sezione a T, tale area va distribuita su tutta la larghezza delle ali e non è cumulabile all'area dei corrispondenti ferri verticali per la sezione orizzontale del paramento in quanto in essa già compresa).
A des	Area di armatura nel lembo di destra (quello più a monte) della sezione, relativa a 1 metro di muro o a tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli.
An. s	Angolo della armatura di sinistra rispetto alla normale della sezione. L'angolo si intende positivo se l'armatura va a divergere all'aumentare della distanza.
An. d	Angolo della armatura di destra rispetto alla normale della sezione. L'angolo si intende positivo se l'armatura va a divergere all'aumentare della distanza.
Nrdu	Sforzo normale associato al momento resistente ultimo sulla sezione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se di compressione.
Mrdu	Momento flettente resistente ultimo sulla sezione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli.
Cmb tag	Combinazione di carico più gravosa a taglio. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2.
Vsdu	Sforzo di taglio di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a taglio, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se diretto verso sinistra (lembo più a valle).
Vrdu c	Taglio resistente ultimo di calcolo per il meccanismo resistente affidato al calcestruzzo.
Vrdu s	Taglio resistente ultimo di calcolo per il meccanismo resistente affidato alle staffe.
A sta	Area di staffe necessaria nel concio precedente la sezione.
Verif.	Indicazione soddisfacimento delle verifiche di resistenza.

VERIFICHE FESSURAZIONE MURI

Muro N.	Numero del muro.
Ele	Tipo di elemento verificato.
Tipo Comb	Tipo di combinazione di carico.
Cmb fes	Combinazione di carico più gravosa a fessurazione, tra quelle del tipo considerato.
Sez. fes	Sezione dell'elemento in cui risulta più gravosa la verifica a fessurazione.
N fes	Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata.
M fes	Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata.
Dist.	Distanza media tra le fessure in condizioni di esercizio.
W ese	Ampiezza media delle fessure in condizioni di esercizio.
W max	Ampiezza massima limite tra le fessure.
Verifica	Indicazione soddisfacimento delle verifiche.

VERIFICHE TENSIONI DI ESERCIZIO MURI

Muro N.	Numero del muro.
Ele	Tipo di elemento verificato.
Tipo Comb	Tipo di combinazione di carico.
Cmb σc	Combinazione di carico più gravosa per le tensioni nel calcestruzzo, tra quelle del tipo considerato.
Sez. σc	Sezione del palo nella quale la verifica della tensione nel calcestruzzo è più gravosa.
N σc	Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata.
M σc	Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata.
σc	Tensione massima nel calcestruzzo in condizioni di esercizio.
σc max	Tensione massima limite nel calcestruzzo.
Cmb σf	Combinazione di carico più gravosa per le tensioni nell'acciaio, tra quelle del tipo considerato.
Sez. σf	Sezione del palo nella quale la verifica della tensione nell'acciaio è più gravosa.
N σf	Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata.
M σf	Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata.
σf	Tensione massima nell'acciaio in condizioni di esercizio.
σf max	Tensione massima limite nell'acciaio.
Verifica	Indicazione soddisfacimento delle verifiche.

CEDIMENTI VERTICALI TERRENO DI MONTE

Tipo comb.	Tipo di combinazione di carico.
Comb n.	Numero della combinazione associata al tipo di combinazione.
Sp.muro	Spostamento rigido residuo del muro per traslazione.
Volume	Volume del terreno deformato dallo spostamento rigido.
Dist.max	Distanza massima orizzontale dal muro alla quale si annullano
Ced.0/4	Cedimento verticale a ridosso del muro.
Ced.1/4	Cedimento verticale ad 1/4 della distanza massima.
Ced.2/4	Cedimento verticale a 2/4 della distanza massima.
Ced.3/4	Cedimento verticale a 3/4 della distanza massima.

trt muro

DATI DI CALCOLO

P A R A M E T R I S I S M I C I			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	SECONDA
Longitudine Est (Grd)	10.21284	Latitudine Nord (Grd)	45.54248
Categoria Suolo	B	Coeff. Condiz. Topogr.	1.20000
Probabilita' Pvr (SLV)	0.10000	Periodo Ritorno Anni (SLV)	475.00000
Accelerazione Ag/g (SLV)	0.14800	Fattore Stratigrafia 'S'	1.20000
Probabilita' Pvr (SLD)	0.63000	Periodo Ritorno Anni (SLD)	50.00000
Accelerazione Ag/g (SLD)	0.05400	-----	
T E O R I E D I C A L C O L O			
Verifiche effettuate con il metodo degli stati limite ultimi Portanza terreno di fondazione calcolata con la teoria di Brinch-Hansen			
C R I T E R I D I C A L C O L O			
Non e' considerata l'azione sismica dovuta ai sovraccarichi sul terrapieno. E' considerata l'azione sismica dovuta alle forze applicate al muro. Non si tiene conto dell'effetto stabilizzante delle forze applicate al muro.			
Percentuale spinta a valle per la verifica a scorrimento			0
Percentuale spinta a valle per la verifica a ribaltam.			0
Percentuale spinta a valle per la verifica in fondazione			0
Percentuale spinta a valle per calcolo sollecitazioni			0
C O E F F I C I E N T I P A R Z I A L I G E O T E C N I C A			
		T A B E L L A M1	T A B E L L A M2
Tangente Resist. Taglio		1.00	1.25
Peso Specifico		1.00	1.00
Coessione Efficace (c'k)		1.00	1.25
Resist. a taglio NON drenata (cuk)		1.00	1.40
Tipo Approccio		Combinazione Unica: (A1+M1+R3)	
Tipo di fondazione		Su Pali Infissi	
COEFFICIENTI R3	R3 STATICI	R3 SISMICI	R3 PALI
Capacita' Portante	1.40	1.20	
Scorrimento	1.10	1.00	
Ribaltamento	1.15	1.00	
Resist. Terreno Valle	1.40	1.20	
Resist. alla Base			1.15
Resist. Lat. a Compr.			1.15
Resist. Lat. a Traz.			1.25
Carichi Trasversali			1.30

CARATTERISTICHE MATERIALI

C A R A T T E R I S T I C H E D E I M A T E R I A L I			
C A R A T T E R I S T I C H E		C. A. E L E V A Z I O N E	
Classe Calcestruzzo	C28/35	Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	323082 kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0.2	Tipo Armatura	POCO SENSIBILI
Resist.Car. CLS 'fck'	280.0 kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDINAR. XC2/XC3
Resist. Calcolo 'fcd'	158.0 kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	4500.0 kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	158.0 kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500.0 kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0.20 %	Resist. Calcolo'fyd'	3913.0 kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0.35 %	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1.00 %
Fessura Max.Comb.Rare	mm	Sigma CLS Comb.Rare	168.0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0.3 mm	Sigma CLS Comb.Perm	126.0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0.4 mm	Sigma Acc Comb.Rare	3600.0 kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500 kg/mc	Copriferro Netto	3.5 cm
C A R A T T E R I S T I C H E		C. A. F O N D A Z I O N E	
Classe Calcestruzzo	C28/35	Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	323082 kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0.2	Tipo Armatura	POCO SENSIBILI
Resist.Car. CLS 'fck'	280.0 kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDINAR. XC2/XC3
Resist. Calcolo 'fcd'	158.0 kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	4500.0 kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	158.0 kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500.0 kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0.20 %	Resist. Calcolo'fyd'	3913.0 kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0.35 %	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1.00 %
Fessura Max.Comb.Rare	mm	Sigma CLS Comb.Rare	168.0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0.3 mm	Sigma CLS Comb.Perm	126.0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0.4 mm	Sigma Acc Comb.Rare	3600.0 kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500 kg/mc	Peso Spec.CLS Magro	2200 kg/mc
Copriferro Netto	3.5 cm		
C A R A T T E R I S T I C H E		C E M E N T O A R M A T O P A L I	
Classe Calcestruzzo	C20/25	Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	299619 kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0.2	Tipo Armatura	SENSIBILI
Resist.Car. CLS 'fck'	200.0 kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDINARIA XC1
Resist. Calcolo 'fcd'	96.0 kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	3800.0 kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	96.0 kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	3800.0 kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0.00 %	Resist. Calcolo'fyd'	3304.0 kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0.00 %	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	0.01 %
Fessura Max.Comb.Rare	mm	Sigma CLS Comb.Rare	119.0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0.2 mm	Sigma CLS Comb.Perm	92.0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0.3 mm	Sigma Acc Comb.Rare	3040.0 kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500 kg/mc	Copriferro Netto	0.0 cm

trt muro

DATI TERRAPIENO MURO 4

Muro n.4	muro h = 3,00 m
D A T I T E R R A P I E N O	
Altezza del terrapieno a monte nel punto di contatto col muro:	3.00 m
Altezza del terrapieno a valle nel punto di contatto col muro:	0.55 m
Inclinaz. media terreno valle(positivo se scende verso valle):	0 °
Angolo di attrito tra fondazione e terreno	25 °
Adesione tra fondazione e terreno	0.00 Kg/cm ²
Angolo di attrito tra fondazione e terreno in presenza acqua	25 °
Adesione tra fondazione e terreno in presenza di acqua	0.00 Kg/cm ²
Permeabilita' Terreno	BASSA -----
Muro Vincolato	NO -----
Coefficiente BetaM	0.380 -----
Coefficiente di intensita' sismica orizzontale	0.081 -----
Coefficiente di intensita' sismica verticale	0.040 -----

DATI STRATIGR. MURO 4

S T R A T I G R A F I A D E L T E R R E N O	
S T R A T O n. 1 :	
Spessore dello strato:	10.00 m
Angolo di attrito interno del terreno:	33 °
Angolo di attrito tra terreno e muro:	20 °
Coesione del terreno in condizioni drenate:	0.00 Kg/cm ²
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0.00 Kg/cm ²
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	2100 Kg/m ³
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0.00 Kg/cm ²
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0.00 Kg/cm ²
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	800 Kg/m ³
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:	0.00

DATI TERRAPIENO MURO 5

Muro n.5	muro h=1,0 m
D A T I T E R R A P I E N O	
Altezza del terrapieno a monte nel punto di contatto col muro:	1.00 m
Altezza del terrapieno a valle nel punto di contatto col muro:	0.55 m
Inclinaz. media terreno valle(positivo se scende verso valle):	0 °
Angolo di attrito tra fondazione e terreno	25 °
Adesione tra fondazione e terreno	0.00 Kg/cm ²
Angolo di attrito tra fondazione e terreno in presenza acqua	25 °
Adesione tra fondazione e terreno in presenza di acqua	0.00 Kg/cm ²
Permeabilita' Terreno	BASSA -----
Muro Vincolato	NO -----
Coefficiente BetaM	0.380 -----
Coefficiente di intensita' sismica orizzontale	0.081 -----
Coefficiente di intensita' sismica verticale	0.040 -----

trt muro

DATI STRATIGR. MURO 5

S T R A T I G R A F I A D E L T E R R E N O		
S T R A T O n. 1 :		
Spessore dello strato:	10.00	m
Angolo di attrito interno del terreno:	33	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	20	°
Coesione del terreno in condizioni drenate:	0.00	Kg/cm ²
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0.00	Kg/cm ²
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	2100	Kg/m ³
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0.00	Kg/cm ²
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0.00	Kg/cm ²
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	800	Kg/m ³
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:	0.00	

DATI TERRAPIENO MURO 6

Muro n.6 muro h=2,0 m		
D A T I T E R R A P I E N O		
Altezza del terrapieno a monte nel punto di contatto col muro:	2.00	m
Altezza del terrapieno a valle nel punto di contatto col muro:	0.55	m
Inclinaz. media terreno valle(positivo se scende verso valle):	0	°
Angolo di attrito tra fondazione e terreno	25	°
Adesione tra fondazione e terreno	0.00	Kg/cm ²
Angolo di attrito tra fondazione e terreno in presenza acqua	25	°
Adesione tra fondazione e terreno in presenza di acqua	0.00	Kg/cm ²
Permeabilita' Terreno	BASSA	-----
Muro Vincolato	NO	-----
Coefficiente BetaM	0.380	-----
Coefficiente di intensita' sismica orizzontale	0.081	-----
Coefficiente di intensita' sismica verticale	0.040	-----

DATI STRATIGR. MURO 6

S T R A T I G R A F I A D E L T E R R E N O		
S T R A T O n. 1 :		
Spessore dello strato:	10.00	m
Angolo di attrito interno del terreno:	33	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	20	°
Coesione del terreno in condizioni drenate:	0.00	Kg/cm ²

trt muro

DATI STRATIGR. MURO 6

S T R A T I G R A F I A D E L T E R R E N O		
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0.00	Kg/cm ²
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	2100	Kg/m ³
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0.00	Kg/cm ²
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0.00	Kg/cm ²
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	800	Kg/m ³
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:	0.00	

GEOMETRIA MURO 4

M U R O A M E N S O L A I N C E M E N T O A R M A T O		
Altezza del paramento:	3.00	m
Spessore del muro in testa (sezione orizzontale):	25	cm
Scostamento della testa del muro (positivo verso monte):	0	cm
Spessore del muro alla base (sezione orizzontale):	25	cm

GEOMETRIA MURO 4

F O N D A Z I O N E D I R E T T A		
Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	60	cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	125	cm
Spessore minimo della mensola a valle:	35	cm
Spessore massimo della mensola a valle:	35	cm
Spessore minimo della mensola a monte:	35	cm
Spessore massimo della mensola a monte:	35	cm
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0	°
Sviluppo della fondazione:	10.0	m
Spessore del magrone:	10	cm

GEOMETRIA MURO 5

M U R O A M E N S O L A I N C E M E N T O A R M A T O		
Altezza del paramento:	1.00	m
Spessore del muro in testa (sezione orizzontale):	25	cm
Scostamento della testa del muro (positivo verso monte):	0	cm
Spessore del muro alla base (sezione orizzontale):	25	cm

GEOMETRIA MURO 5

F O N D A Z I O N E D I R E T T A		
Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	20	cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	35	cm
Spessore minimo della mensola a valle:	30	cm
Spessore massimo della mensola a valle:	30	cm
Spessore minimo della mensola a monte:	30	cm
Spessore massimo della mensola a monte:	30	cm
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0	°

trt muro

GEOMETRIA MURO 5

F O N D A Z I O N E D I R E T T A		
Sviluppo della fondazione:	6.0	m
Spessore del magrone:	10	cm

GEOMETRIA MURO 6

M U R O A M E N S O L A I N C E M E N T O A R M A T O		
Altezza del paramento:	2.00	m
Spessore del muro in testa (sezione orizzontale):	25	cm
Scostamento della testa del muro (positivo verso monte):	0	cm
Spessore del muro alla base (sezione orizzontale):	25	cm

GEOMETRIA MURO 6

F O N D A Z I O N E D I R E T T A		
Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	40	cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	85	cm
Spessore minimo della mensola a valle:	35	cm
Spessore massimo della mensola a valle:	35	cm
Spessore minimo della mensola a monte:	35	cm
Spessore massimo della mensola a monte:	35	cm
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0	°
Sviluppo della fondazione:	8.0	m
Spessore del magrone:	10	cm

CARICHI MURO 4

S O V R A C C A R I C H I S U L T E R R A P I E N O		
C O N D I Z I O N E n.	1	-----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	0.00	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0.00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0.00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0.00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0.00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	1.00	m
Carico concentrato puntiforme:	0.00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1.00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0.00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0.00	t/mq
C O N D I Z I O N E n.	2	-----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	0.20	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0.00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0.00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0.00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0.00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	1.00	m
Carico concentrato puntiforme:	0.00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1.00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0.00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0.00	t/mq

trt muro

CARICHI MURO 5

S O V R A C C A R I C H I S U L T E R R A P I E N O		
C O N D I Z I O N E n.	1	-----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	0.00	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0.00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0.00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0.00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0.00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	1.00	m
Carico concentrato puntiforme:	0.00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1.00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0.00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0.00	t/mq
C O N D I Z I O N E n.	2	-----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	0.20	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0.00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0.00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0.00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0.00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	1.00	m
Carico concentrato puntiforme:	0.00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1.00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0.00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0.00	t/mq

CARICHI MURO 6

S O V R A C C A R I C H I S U L T E R R A P I E N O		
C O N D I Z I O N E n.	1	-----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	0.00	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0.00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0.00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0.00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0.00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	1.00	m
Carico concentrato puntiforme:	0.00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1.00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0.00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0.00	t/mq
C O N D I Z I O N E n.	2	-----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	0.20	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0.00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0.00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0.00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0.00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	1.00	m
Carico concentrato puntiforme:	0.00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1.00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0.00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0.00	t/mq

COMBINAZIONI MURO 4

Cond. Num.	Descrizione Condizione
1	PERMANENTE
2	PERMANENTE

trt muro

COMBINAZIONI MURO 4

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.U. A 1											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.30	0.00									0.00
2	1.30	1.50									0.00
3	1.00	0.00									1.00

COMBINAZIONI MURO 4

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. R A R A											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00	0.00									
2	1.00	1.00									

COMBINAZIONI MURO 4

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. F R E Q.											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00	0.00									
2	1.00	0.00									

COMBINAZIONI MURO 4

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. P E R M.											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00	0.00									

COMBINAZIONI MURO 5

Cond. Num.	Descrizione Condizione
1	PERMANENTE
2	Abitazioni

COMBINAZIONI MURO 5

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.U. A 1											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.30	0.00									0.00
2	1.30	1.50									0.00
3	1.00	0.30									1.00

trt muro

COMBINAZIONI MURO 5

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. R A R A											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00	0.00									
2	1.00	1.00									

COMBINAZIONI MURO 5

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. F R E Q.											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00	0.30									
2	1.00	0.50									

COMBINAZIONI MURO 5

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. P E R M.											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00	0.30									

COMBINAZIONI MURO 6

Cond. Num.	Descrizione Condizione
1	PERMANENTE
2	Abitazioni

COMBINAZIONI MURO 6

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.U. A 1											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.30	0.00									0.00
2	1.30	1.50									0.00
3	1.00	0.30									1.00

COMBINAZIONI MURO 6

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. R A R A											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00	0.00									
2	1.00	1.00									

trt muro

COMBINAZIONI MURO 6

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. F R E Q.											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00	0.30									
2	1.00	0.50									

COMBINAZIONI MURO 6

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. P E R M.											
Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00	0.30									

PRESSIONI MURO 4 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
1	1	1.23	3.35	0.85	4.23
	2	2.10	0.35	0.85	2.32
	3	2.10	0.35	2.10	2.32
	4	2.10	0.00	2.10	2.10

PRESSIONI MURO 4 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
2	1	1.23	3.35	0.85	4.23
	2	2.10	0.35	0.85	2.32
	3	2.10	0.35	2.10	2.32
	4	2.10	0.00	2.10	2.10

PRESSIONI MURO 4 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
3	1	1.13	3.35	0.85	4.53
	2	2.10	0.35	0.85	2.35
	3	2.10	0.35	2.10	2.35
	4	2.10	0.00	2.10	2.10

trt muro

PRESSIONI MURO 4 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

PRESSIONI DEL TERRAPIENO A MONTE																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
1	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	sup	2176	2525	2176	2525	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	4	sup	2040	742	2040	742	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	2277	829	2277	829	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 4 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

PRESSIONI DEL TERRAPIENO A MONTE																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
2	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	159	185	0	0	80	93	0	0	0	0	80	93	0	0
	2	sup	2336	2710	2176	2525	80	93	0	0	0	0	80	93	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	2189	797	2040	742	75	27	0	0	0	0	75	27	0	0
	4	sup	2427	883	2277	829	75	27	0	0	0	0	75	27	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 4 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

PRESSIONI DEL TERRAPIENO A MONTE																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
3	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	sup	2053	2532	1642	2024	411	507	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	1929	702	1543	562	386	141	0	0	0	0	0	0	0	0
	4	sup	2154	784	1723	627	432	157	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 4 - Tabella Combinazioni: A1

PRESSIONI SUL MURO								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr. Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
1	1	0.85	3.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
1	2	0.85	0.35	pre	2267	0	0	0
				seg	0	6300	0	0
1	3	1.23	0.35	pre	0	6300	0	0
				seg	0	6300	0	0
1	4	2.10	0.35	pre	0	9027	0	0
				seg	2040	742	0	0
1	5	2.10	0.00	pre	2277	829	0	0
				seg	-1979	-6387	0	0
1	6	0.00	0.00	pre	-1979	-7509	0	0
				seg	0	0	0	0
1	7	0.00	0.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
1	8	0.60	0.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
1	9	0.60	3.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

trt muro

PRESSIONI MURO 4 - Tabella Combinazioni: A1

P R E S S I O N I S U L M U R O								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
2	1	0.85	3.35	pre	0	0	0	0
				seg	166	0	0	0
2	2	0.85	3.34	pre	174	0	0	0
				seg	174	0	0	0
2	3	0.85	0.35	pre	2433	0	0	0
				seg	0	6600	0	0
2	4	1.23	0.35	pre	0	6600	0	0
				seg	0	6961	0	0
2	5	2.10	0.35	pre	0	9688	0	0
				seg	2189	797	0	0
2	6	2.10	0.00	pre	2427	883	0	0
				seg	-2241	-6238	0	0
2	7	0.00	0.00	pre	-2241	-8334	0	0
				seg	0	0	0	0
2	8	0.00	0.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
2	9	0.60	0.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
2	10	0.60	3.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 4 - Tabella Combinazioni: A1

P R E S S I O N I S U L M U R O								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
3	1	0.85	3.35	pre	0	0	0	0
				seg	47	0	0	0
3	2	0.85	0.35	pre	2371	0	0	0
				seg	0	6555	0	0
3	3	1.13	0.35	pre	0	6555	0	0
				seg	0	6555	0	0
3	4	2.10	0.35	pre	0	8212	0	0
				seg	1929	702	0	0
3	5	2.10	0.00	pre	2154	784	0	0
				seg	-2211	-3871	0	0
3	6	0.00	0.00	pre	-2211	-8340	0	0
				seg	0	0	0	0
3	7	0.00	0.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
3	8	0.60	0.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
3	9	0.60	3.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 4 - MONTE - Tabella Combinazioni: Rare

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
1	1	1.23	3.35	0.85	4.23
	2	2.10	0.35	0.85	2.32
	3	2.10	0.35	2.10	2.32
	4	2.10	0.00	2.10	2.10

trt muro

PRESSIONI MURO 4 - MONTE - Tabella Combinazioni: Rare

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
2	1	1.23	3.35	0.85	4.23
	2	2.10	0.35	0.85	2.32
	3	2.10	0.35	2.10	2.32
	4	2.10	0.00	2.10	2.10

PRESSIONI MURO 4 - MONTE - Tabella Combinazioni: Rare

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
1	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	sup	1674	1943	1674	1943	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	1569	571	1569	571	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	4	sup	1752	638	1752	638	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 4 - MONTE - Tabella Combinazioni: Rare

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
2	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	106	123	0	0	53	62	0	0	0	0	53	62	0	0
	2	sup	1780	2066	1674	1943	53	62	0	0	0	0	53	62	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	1668	607	1569	571	50	18	0	0	0	0	50	18	0	0
	4	sup	1852	674	1752	638	50	18	0	0	0	0	50	18	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 4 - Tabella Combinazioni: Rare

P R E S S I O N I S U L M U R O								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
1	1	0.85	3.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
1	2	0.85	0.35	pre	1744	0	0	0
				seg	0	6300	0	0
1	3	1.23	0.35	pre	0	6300	0	0
				seg	0	6300	0	0
1	4	2.10	0.35	pre	0	6944	0	0
				seg	1569	571	0	0
1	5	2.10	0.00	pre	1752	638	0	0
				seg	-1522	-5130	0	0
1	6	0.00	0.00	pre	-1522	-6375	0	0
				seg	0	0	0	0
1	7	0.00	0.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
1	8	0.60	0.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
1	9	0.60	3.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

trt muro

PRESSIONI MURO 4 - Tabella Combinazioni: Rare

P R E S S I O N I S U L M U R O								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
2	1	0.85	3.35	pre	0	0	0	0
				seg	111	0	0	0
2	2	0.85	3.34	pre	117	0	0	0
				seg	117	0	0	0
2	3	0.85	0.35	pre	1854	0	0	0
				seg	0	6500	0	0
2	4	1.23	0.35	pre	0	6500	0	0
				seg	0	6741	0	0
2	5	2.10	0.35	pre	0	7385	0	0
				seg	1668	607	0	0
2	6	2.10	0.00	pre	1852	674	0	0
				seg	-1697	-5031	0	0
2	7	0.00	0.00	pre	-1697	-6925	0	0
				seg	0	0	0	0
2	8	0.00	0.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
2	9	0.60	0.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
2	10	0.60	3.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 4 - MONTE - Tabella Combinazioni: Freq.

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
1	1	1.23	3.35	0.85	4.23
	2	2.10	0.35	0.85	2.32
	3	2.10	0.35	2.10	2.32
	4	2.10	0.00	2.10	2.10

PRESSIONI MURO 4 - MONTE - Tabella Combinazioni: Freq.

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
2	1	1.23	3.35	0.85	4.23
	2	2.10	0.35	0.85	2.32
	3	2.10	0.35	2.10	2.32
	4	2.10	0.00	2.10	2.10

PRESSIONI MURO 4 - MONTE - Tabella Combinazioni: Freq.

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
1	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	2	sup	1674	1943	1674	1943	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	3	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	1569	571	1569	571	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	4	sup	1752	638	1752	638	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

SOFTWARE: C.D.W. - Computer Design of Walls - Rel.2022 - Lic. Nro: 10959

trt muro

PRESSIONI MURO 4 - MONTE - Tabella Combinazioni: Freq.

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
2	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	sup	1674	1943	1674	1943	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	1569	571	1569	571	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	4	sup	1752	638	1752	638	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 4 - Tabella Combinazioni: Freq.

P R E S S I O N I S U L M U R O								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
1	1	0.85	3.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
1	2	0.85	0.35	pre	1744	0	0	0
				seg	0	6300	0	0
1	3	1.23	0.35	pre	0	6300	0	0
				seg	0	6300	0	0
1	4	2.10	0.35	pre	0	6944	0	0
				seg	1569	571	0	0
1	5	2.10	0.00	pre	1752	638	0	0
				seg	-1522	-5130	0	0
1	6	0.00	0.00	pre	-1522	-6375	0	0
				seg	0	0	0	0
1	7	0.00	0.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
1	8	0.60	0.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
1	9	0.60	3.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 4 - Tabella Combinazioni: Freq.

P R E S S I O N I S U L M U R O								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
2	1	0.85	3.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
2	2	0.85	0.35	pre	1744	0	0	0
				seg	0	6300	0	0
2	3	1.23	0.35	pre	0	6300	0	0
				seg	0	6300	0	0
2	4	2.10	0.35	pre	0	6944	0	0
				seg	1569	571	0	0
2	5	2.10	0.00	pre	1752	638	0	0
				seg	-1522	-5130	0	0
2	6	0.00	0.00	pre	-1522	-6375	0	0
				seg	0	0	0	0
2	7	0.00	0.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
2	8	0.60	0.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
2	9	0.60	3.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

trt muro

PRESSIONI MURO 4 - MONTE - Tabella Combinazioni: Perm.

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
1	1	1.23	3.35	0.85	4.23
	2	2.10	0.35	0.85	2.32
	3	2.10	0.35	2.10	2.32
	4	2.10	0.00	2.10	2.10

PRESSIONI MURO 4 - MONTE - Tabella Combinazioni: Perm.

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
1	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	sup	1674	1943	1674	1943	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	inf	1569	571	1569	571	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	sup	1752	638	1752	638	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 4 - Tabella Combinazioni: Perm.

P R E S S I O N I S U L M U R O								
Com N.r	Punto N.ro	X vert m	Y vert m	Zona	Or.Terr. Kg/mq	Ver.Terr. Kg/mq	Or.Acqua Kg/mq	Ver.Acq. Kg/mq
1	1	0.85	3.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
1	2	0.85	0.35	pre	1744	0	0	0
				seg	0	6300	0	0
1	3	1.23	0.35	pre	0	6300	0	0
				seg	0	6300	0	0
1	4	2.10	0.35	pre	0	6944	0	0
				seg	1569	571	0	0
1	5	2.10	0.00	pre	1752	638	0	0
				seg	-1522	-5130	0	0
1	6	0.00	0.00	pre	-1522	-6375	0	0
				seg	0	0	0	0
1	7	0.00	0.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
1	8	0.60	0.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0
1	9	0.60	3.35	pre	0	0	0	0
				seg	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 5 - MONTE - Tabella Combinazioni: Al

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
1	1	0.51	1.30	0.45	1.63
	2	0.80	0.30	0.45	0.99
	3	0.80	0.30	0.80	0.99
	4	0.80	0.00	0.80	0.80

trt muro

PRESSIONI MURO 5 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
2	1	0.51	1.30	0.45	1.63
	2	0.80	0.30	0.45	0.99
	3	0.80	0.30	0.80	0.99
	4	0.80	0.00	0.80	0.80

PRESSIONI MURO 5 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
3	1	0.48	1.30	0.45	1.74
	2	0.80	0.30	0.45	1.02
	3	0.80	0.30	0.80	1.02
	4	0.80	0.00	0.80	0.80

PRESSIONI MURO 5 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
1	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	sup	725	842	725	842	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	680	247	680	247	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	sup	884	322	884	322	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 5 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
2	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	159	185	0	0	80	93	0	0	0	0	80	93	0	0
	2	sup	885	1027	725	842	80	93	0	0	0	0	80	93	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	829	302	680	247	75	27	0	0	0	0	75	27	0	0
	4	sup	1033	376	884	322	75	27	0	0	0	0	75	27	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 5 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
3	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	39	48	-4	-5	23	29	0	0	0	0	20	24	0	0
	2	sup	724	892	543	670	161	198	0	0	0	0	20	24	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	680	247	511	186	151	55	0	0	0	0	18	7	0	0
	4	sup	873	318	665	242	190	69	0	0	0	0	18	7	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

trt muro

PRESSIONI MURO 6 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
1	1	0.92	2.35	0.65	3.00
	2	1.50	0.35	0.65	1.72
	3	1.50	0.35	1.50	1.72
	4	1.50	0.00	1.50	1.50

PRESSIONI MURO 6 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
2	1	0.92	2.35	0.65	3.00
	2	1.50	0.35	0.65	1.72
	3	1.50	0.35	1.50	1.72
	4	1.50	0.00	1.50	1.50

PRESSIONI MURO 6 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

C O O R D I N A T E P U N T I					
Comb. N.ro	Punto N.	X pres. m	Y pres. m	X muro m	X rott. m
3	1	0.85	2.35	0.65	3.20
	2	1.50	0.35	0.65	1.75
	3	1.50	0.35	1.50	1.75
	4	1.50	0.00	1.50	1.50

PRESSIONI MURO 6 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
1	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	sup	1451	1684	1451	1684	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	inf	1360	495	1360	495	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	sup	1598	581	1598	581	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

PRESSIONI MURO 6 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
2	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	159	185	0	0	80	93	0	0	0	0	80	93	0	0
	2	sup	1610	1869	1451	1684	80	93	0	0	0	0	80	93	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	1509	549	1360	495	75	27	0	0	0	0	75	27	0	0
	4	sup	1747	636	1598	581	75	27	0	0	0	0	75	27	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

trt muro

PRESSIONI MURO 6 - MONTE - Tabella Combinazioni: A1

P R E S S I O N I D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																
Comb. N.ro	Punto N.	Zona	Or.tot Kg/mq	Ver.tot Kg/mq	Or.sta Kg/mq	Ver.sta Kg/mq	Or.sis Kg/mq	Ver.sis Kg/mq	Or.coe Kg/mq	Ver.coe Kg/mq	Or.fal Kg/mq	Ver.fal Kg/mq	Or.car Kg/mq	Ver.car Kg/mq	Or.tpr Kg/mq	Ver.tpr Kg/mq
3	1	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	39	48	-4	-5	23	29	0	0	0	0	20	24	0	0
	2	sup	1408	1736	1091	1345	298	367	0	0	0	0	20	24	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	sup	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		inf	1323	482	1025	373	280	102	0	0	0	0	18	7	0	0
	4	sup	1548	563	1205	439	325	118	0	0	0	0	18	7	0	0
		inf	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

SPINTE A MONTE MURO 4 - Tabella Combinazioni: A1

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	4156	4220	1.14	1.83	0	6658	0.00	1.30	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.387	0.387	0.00
2	4706	4817	1.17	1.82	0	6771	0.00	1.29	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.387	0.387	0.00
3	3952	4252	1.14	1.80	390	5008	1.53	1.28	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.394	0.493	0.00

SPINTE A VALLE MURO 4 - Tabella Combinazioni: A1

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A V A L L E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	1025	53	0.18	0.04	0	227	0.00	0.33	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.231	3.23	
2	1025	53	0.18	0.04	0	227	0.00	0.33	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.231	3.23	
3	938	50	0.18	0.04	-18	217	0.45	0.33	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.235	2.96	

SPINTE A MONTE MURO 4 - Tabella Combinazioni: Rare

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	3197	3246	1.14	1.83	0	5121	0.00	1.30	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.387	0.387	0.00
2	3564	3645	1.16	1.82	0	5197	0.00	1.29	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.387	0.387	0.00

SPINTE A VALLE MURO 4 - Tabella Combinazioni: Rare

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A V A L L E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	1025	53	0.18	0.04	0	227	0.00	0.33	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.231	3.23	
2	1025	53	0.18	0.04	0	227	0.00	0.33	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.231	3.23	

SPINTE A MONTE MURO 4 - Tabella Combinazioni: Freq.

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	3197	3246	1.14	1.83	0	5121	0.00	1.30	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.387	0.387	0.00
2	3197	3246	1.14	1.83	0	5121	0.00	1.30	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.387	0.387	0.00

trt muro

SPINTE A VALLE MURO 4 - Tabella Combinazioni: Freq.

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A V A L L E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	
1	1025	53	0.18	0.04	0	227	0.00	0.33	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.231	3.23	
2	1025	53	0.18	0.04	0	227	0.00	0.33	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.231	3.23	

SPINTE A MONTE MURO 4 - Tabella Combinazioni: Perm.

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	3197	3246	1.14	1.83	0	5121	0.00	1.30	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.387	0.387	0.00

SPINTE A VALLE MURO 4 - Tabella Combinazioni: Perm.

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A V A L L E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	
1	1025	53	0.18	0.04	0	227	0.00	0.33	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.231	3.23	

SPINTE A MONTE MURO 4 - Tabella Combinazioni: SLD

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
3	3523	3664	1.14	1.81	182	5085	1.56	1.29	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.391	0.431	0.00

SPINTE A MONTE MURO 5 - Tabella Combinazioni: A1

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	612	524	0.45	0.72	0	558	0.00	0.57	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.349	0.349	0.00
2	823	733	0.47	0.71	0	575	0.00	0.57	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.349	0.349	0.00
3	634	579	0.46	0.71	32	412	0.66	0.57	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.349	0.441	0.00

SPINTE A VALLE MURO 5 - Tabella Combinazioni: A1

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A V A L L E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	
1	995	82	0.18	0.05	0	66	0.00	0.13	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.144	3.14	
2	995	82	0.18	0.05	0	66	0.00	0.13	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.144	3.14	
3	911	78	0.18	0.05	-5	63	0.40	0.13	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.148	2.88	

SPINTE A MONTE MURO 5 - Tabella Combinazioni: Rare

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	471	403	0.45	0.72	0	429	0.00	0.57	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.349	0.349	0.00
2	612	542	0.47	0.71	0	441	0.00	0.57	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.349	0.349	0.00

SOFTWARE: C.D.W. - Computer Design of Walls - Rel.2022 - Lic. Nro: 10959

trt muro

SPINTE A VALLE MURO 5 - Tabella Combinazioni: Rare

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A V A L L E																		
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	995	82	0.18	0.05	0	66	0.00	0.13	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.144	3.14
2	995	82	0.18	0.05	0	66	0.00	0.13	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.144	3.14

SPINTE A MONTE MURO 5 - Tabella Combinazioni: Freq.

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	513	445	0.45	0.72	0	433	0.00	0.57	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.349	0.349	0.00
2	541	473	0.46	0.71	0	435	0.00	0.57	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.349	0.349	0.00

SPINTE A VALLE MURO 5 - Tabella Combinazioni: Freq.

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A V A L L E																		
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	995	82	0.18	0.05	0	66	0.00	0.13	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.144	3.14
2	995	82	0.18	0.05	0	66	0.00	0.13	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.144	3.14

SPINTE A MONTE MURO 5 - Tabella Combinazioni: Perm.

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	513	445	0.45	0.72	0	433	0.00	0.57	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.349	0.349	0.00

SPINTE A VALLE MURO 5 - Tabella Combinazioni: Perm.

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A V A L L E																		
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	995	82	0.18	0.05	0	66	0.00	0.13	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.144	3.14

SPINTE A MONTE MURO 5 - Tabella Combinazioni: SLD

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
3	565	501	0.46	0.71	15	425	0.68	0.57	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.350	0.388	0.00

SPINTE A MONTE MURO 6 - Tabella Combinazioni: A1

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	2029	1942	0.80	1.32	0	3050	0.00	0.95	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.373	0.373	0.00
2	2413	2346	0.83	1.31	0	3130	0.00	0.95	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.373	0.373	0.00
3	2024	2058	0.81	1.30	180	2311	1.15	0.95	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.376	0.473	0.00

trt muro

SPINTE A VALLE MURO 6 - Tabella Combinazioni: A1

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A V A L L E																		
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	1025	53	0.18	0.04	0	143	0.00	0.23	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.231	3.23
2	1025	53	0.18	0.04	0	143	0.00	0.23	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.231	3.23
3	938	50	0.18	0.04	-12	137	0.44	0.23	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.235	2.96

SPINTE A MONTE MURO 6 - Tabella Combinazioni: Rare

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	1561	1494	0.80	1.32	0	2346	0.00	0.95	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.373	0.373	0.00
2	1817	1763	0.83	1.32	0	2400	0.00	0.95	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.373	0.373	0.00

SPINTE A VALLE MURO 6 - Tabella Combinazioni: Rare

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A V A L L E																		
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	1025	53	0.18	0.04	0	143	0.00	0.23	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.231	3.23
2	1025	53	0.18	0.04	0	143	0.00	0.23	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.231	3.23

SPINTE A MONTE MURO 6 - Tabella Combinazioni: Freq.

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	1637	1575	0.81	1.32	0	2362	0.00	0.95	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.373	0.373	0.00
2	1689	1629	0.81	1.32	0	2373	0.00	0.95	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.373	0.373	0.00

SPINTE A VALLE MURO 6 - Tabella Combinazioni: Freq.

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A V A L L E																		
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	1025	53	0.18	0.04	0	143	0.00	0.23	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.231	3.23
2	1025	53	0.18	0.04	0	143	0.00	0.23	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.231	3.23

SPINTE A MONTE MURO 6 - Tabella Combinazioni: Perm.

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	1637	1575	0.81	1.32	0	2362	0.00	0.95	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.373	0.373	0.00

SPINTE A VALLE MURO 6 - Tabella Combinazioni: Perm.

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A V A L L E																		
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	1025	53	0.18	0.04	0	143	0.00	0.23	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.231	3.23

trt muro

SPINTE A MONTE MURO 6 - Tabella Combinazioni: SLD

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sis
3	1804	1776	0.81	1.31	84	2346	1.17	0.95	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.375	0.415	0.00

VERIFICHE STABILITA' MURO 4

V E R I F I C A A L R I B A L T A M E N T O			
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	3	A1	
Momento forze ribaltanti complessivo:	5398	Kgm/m	
Momento stabilizzante forze peso e carichi:	17218	Kgm/m	
Momento stabilizzante massimo dovuto ai tiranti:	0	Kgm/m	
Coefficiente sicurezza minimo al ribaltamento:	3.19	-----	
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA			

VERIFICHE STABILITA' MURO 4

V E R I F I C A A L L O S C O R R I M E N T O			
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	3	A1	
Risultante forze che attivano lo scorrimento:	4643	Kg/m	
Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:	5979	Kg/m	
Forza dei tiranti che si oppone allo scorrimento:	0	Kg/m	
Coefficiente sicurezza minimo allo scorrimento:	1.29	-----	
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA			

VERIFICHE STABILITA' MURO 5

V E R I F I C A A L R I B A L T A M E N T O			
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	2	A1	
Momento forze ribaltanti complessivo:	388	Kgm/m	
Momento stabilizzante forze peso e carichi:	1121	Kgm/m	
Momento stabilizzante massimo dovuto ai tiranti:	0	Kgm/m	
Coefficiente sicurezza minimo al ribaltamento:	2.89	-----	
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA			

VERIFICHE STABILITA' MURO 5

V E R I F I C A A L L O S C O R R I M E N T O			
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	2	A1	
Risultante forze che attivano lo scorrimento:	823	Kg/m	
Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:	1074	Kg/m	
Forza dei tiranti che si oppone allo scorrimento:	0	Kg/m	
Coefficiente sicurezza minimo allo scorrimento:	1.30	-----	
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA			

VERIFICHE STABILITA' MURO 6

V E R I F I C A A L R I B A L T A M E N T O			
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	3	A1	
Momento forze ribaltanti complessivo:	2004	Kgm/m	
Momento stabilizzante forze peso e carichi:	6436	Kgm/m	

SOFTWARE: C.D.W. - Computer Design of Walls - Rel.2022 - Lic. Nro: 10959

trt muro

VERIFICHE STABILITA' MURO 6

VERIFICA AL RIBALTAMENTO		
Momento stabilizzante massimo dovuto ai tiranti:	0	Kgm/m
Coefficiente sicurezza minimo al ribaltamento:	3.21	-----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE STABILITA' MURO 6

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	3	A1
Risultante forze che attivano lo scorrimento:	2411	Kg/m
Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:	3184	Kg/m
Forza dei tiranti che si oppone allo scorrimento:	0	Kg/m
Coefficiente sicurezza minimo allo scorrimento:	1.32	-----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE MURO 4

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																						
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An s °	An d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	1	0	25	100	73	335	0	1	0	0	0.0	0.0	0	0	0	0	1	0	0	0	OK	
2	1	30	25	100	73	305	0	2	188	11	10.1	10.1	0	0	188	7707	2	84	11757	0	OK	
3	1	60	25	100	73	275	0	2	375	57	10.1	10.1	0	0	375	7723	2	236	11757	0	OK	
4	1	90	25	100	73	245	0	2	563	159	10.1	10.1	0	0	563	7740	2	455	11757	0	OK	
5	1	120	25	100	73	215	0	2	750	337	10.1	10.1	0	0	750	7756	2	743	11757	0	OK	
6	1	150	25	100	73	185	0	2	938	612	10.1	10.1	0	0	938	7772	2	1099	11757	0	OK	
7	1	180	25	100	73	155	0	2	1125	1003	10.1	10.1	0	0	1125	7788	2	1523	11757	0	OK	
8	1	210	25	100	73	125	0	2	1313	1532	10.1	10.1	0	0	1313	7805	2	2015	11757	0	OK	
9	1	240	25	100	73	95	0	2	1500	2219	10.1	10.1	0	0	1500	7821	2	2575	11757	0	OK	
10	1	270	25	100	73	65	0	2	1688	3084	10.1	10.1	0	0	1688	7837	2	3203	11757	0	OK	
11	1	300	25	100	73	35	0	2	1875	4147	10.1	10.1	0	0	1875	7854	2	3898	11757	0	OK	

VERIFICHE MURO 4

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																						
Sez	El	Dist	H	B	Xg	Yg	Ang	Cmb	Nsdu	Msdu	A sin	A des	An s	An d	Nrdu	Mrdu	Cmb	Vsdu	Vrdu c	Vrdu s	A sta	Verif.
N.	em	cm	cm	cm	cm	cm	°	Fle	Kg	Kgm	cmq	cmq	°	°	Kg	Kgm	tag	Kg	Kg	Kg	cmq/m	
1	4	0	35	100	0	18	-90	1	0	0	0.0	0.0	0	0	0	0	1	0	0	0	OK	
2	4	30	35	100	30	18	-90	2	672	-213	10.1	10.1	0	0	672	11585	2	-2193	13934	0	OK	
3	4	60	35	100	60	18	-90	2	1345	-1071	10.1	10.1	0	0	1345	11683	2	-4296	13934	0	OK	

VERIFICHE MURO 4

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																						
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An s °	An d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	5	0	35	100	210	18	90	2	808	-2	0.0	0.0	0	0	0	0	2	-294	0	0	OK	
2	5	30	35	100	180	18	90	3	73	-180	10.1	10.1	0	0	73	11497	3	-1642	13934	0	OK	
3	5	60	35	100	150	18	90	3	-569	-721	10.1	10.1	0	0	-569	11403	3	-2678	13934	0	OK	
4	5	90	35	100	120	18	90	3	-1211	-1521	10.1	10.1	0	0	-1211	11309	3	-3370	13934	0	OK	
5	5	120	35	100	90	18	90	3	-1853	-2480	10.1	10.1	0	0	-1853	11215	3	-3761	13934	0	OK	
6	5	125	35	100	85	18	90	3	-1960	-2650	10.1	10.1	0	0	-1960	11199	3	-3807	13934	0	OK	

VERIFICHE MURO 5

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																						
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An s °	An d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	1	0	25	100	33	130	0	1	0	0	0.0	0.0	0	0	0	0	1	0	0	0	OK	
2	1	30	25	100	33	100	0	2	188	11	4.5	4.5	0	0	188	3757	2	84	10770	0	OK	
3	1	60	25	100	33	70	0	2	375	57	4.5	4.5	0	0	375	3777	2	236	10770	0	OK	
4	1	90	25	100	33	40	0	2	563	159	4.5	4.5	0	0	563	3796	2	455	10770	0	OK	
5	1	100	25	100	33	30	0	2	625	209	4.5	4.5	0	0	625	3803	2	544	10770	0	OK	

SOFTWARE: C.D.W. - Computer Design of Walls - Rel.2022 - Lic. Nro: 10959

trt muro

VERIFICHE MURO 5

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																						
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An s °	An d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	4	0	30	100	0	15	-90	1	0	0	0.0	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0		OK
2	4	20	30	100	20	15	-90	3	179	-36	4.5	4.5	0	0	179	3473	2	-641	72941	0	0	OK

VERIFICHE MURO 5

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																						
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An s °	An d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	5	0	30	100	80	15	90	2	279	-2	0.0	0.0	0	0	0	0	2	-102	0	0		OK
2	5	30	30	100	50	15	90	3	-36	-67	4.5	4.5	0	0	-36	3432	3	-555	39985	0		OK
3	5	35	30	100	45	15	90	3	-81	-88	4.5	4.5	0	0	-81	3423	3	-585	39985	0		OK

VERIFICHE MURO 6

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																						
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An s °	An d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	1	0	25	100	53	235	0	1	0	0	0.0	0.0	0	0	0	0	1	0	0	0		OK
2	1	30	25	100	53	205	0	2	188	11	6.2	6.2	0	0	188	4991	2	84	10737	0		OK
3	1	60	25	100	53	175	0	2	375	57	6.2	6.2	0	0	375	5010	2	236	10737	0		OK
4	1	90	25	100	53	145	0	2	563	159	6.2	6.2	0	0	563	5029	2	455	10737	0		OK
5	1	120	25	100	53	115	0	2	750	337	6.2	6.2	0	0	750	5048	2	743	10737	0		OK
6	1	150	25	100	53	85	0	2	938	612	6.2	6.2	0	0	938	5067	2	1099	10737	0		OK
7	1	180	25	100	53	55	0	2	1125	1003	6.2	6.2	0	0	1125	5085	2	1523	10737	0		OK
8	1	200	25	100	53	35	0	2	1250	1340	6.2	6.2	0	0	1250	5098	2	1843	10737	0		OK

VERIFICHE MURO 6

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																						
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An s °	An d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	4	0	35	100	0	18	-90	1	0	0	0.0	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0	OK	
2	4	30	35	100	30	18	-90	3	461	-154	6.2	6.2	0	0	461	5672	2	-1558	50236	0	OK	
3	4	40	35	100	40	18	-90	3	615	-305	6.2	6.2	0	0	615	5708	2	-2054	50236	0	OK	

VERIFICHE MURO 6

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																						
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An s °	An d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	5	0	35	100	150	18	90	2	570	-2	0.0	0.0	0	0	0	0	2	-207	0	0		OK
2	5	30	35	100	120	18	90	3	41	-123	6.2	6.2	0	0	41	7204	3	-1123	13842	0		OK
3	5	60	35	100	90	18	90	3	-419	-470	6.2	6.2	0	0	-419	7135	3	-1689	13842	0		OK
4	5	85	35	100	65	18	90	3	-804	-851	6.2	6.2	0	0	-804	7077	3	-1890	13842	0		OK

VERIFICHE MURO 4

FESSURAZIONE MURI										
Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb fes	Sez. fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
4	5	Freq	1	6	-1322	-1608	21	0.11	0.40	OK
		Perm	1	6	-1322	-1608	21	0.11	0.30	OK
4	4	Freq	1	3	913	-809	22	0.04	0.40	OK
		Perm	1	3	913	-809	22	0.04	0.30	OK

SOFTWARE: C.D.W. - Computer Design of Walls - Rel.2022 - Lic. Nro: 10959

trt muro

VERIFICHE MURO 4

F E S S U R A Z I O N E M U R I										
Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb fes	Sez. fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
4	1	Freq	1	11	1875	2616	22	0.23	0.40	OK
		Perm	1	11	1875	2616	22	0.23	0.30	OK

VERIFICHE MURO 5

F E S S U R A Z I O N E M U R I										
Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb fes	Sez. fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
5	5	Freq	2	3	-41	-53	33	0.01	0.40	OK
		Perm	1	3	-35	-48	33	0.01	0.30	OK
5	4	Freq	1	2	128	-29	32	0.00	0.40	OK
		Perm	1	2	128	-29	32	0.00	0.30	OK
5	1	Freq	2	5	625	125	32	0.02	0.40	OK
		Perm	1	5	625	113	32	0.01	0.30	OK

VERIFICHE MURO 6

F E S S U R A Z I O N E M U R I										
Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb fes	Sez. fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
6	5	Freq	2	4	-541	-521	29	0.08	0.40	OK
		Perm	1	4	-519	-496	29	0.08	0.30	OK
6	4	Freq	2	3	450	-245	29	0.02	0.40	OK
		Perm	1	3	437	-240	29	0.02	0.30	OK
6	1	Freq	2	8	1250	886	29	0.15	0.40	OK
		Perm	1	8	1250	841	29	0.14	0.30	OK

VERIFICHE MURO 4

T E N S I O N I D I E S E R C I Z I O M U R I															
Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb oc	Sez. oc	N oc Kg	M oc Kgm	oc Kg/cmq	oc max Kg/cmq	Cmb of	Sez. of	N of Kg	M of Kgm	of Kg/cmq	of max Kg/cmq	Verifica
4	5	rara perm	2 1	6 6	-1505 -1322	-1890 -1608	21.1 18.0	168.0 126.0	2	6	-1505	-1890	731	3600	OK OK
4	4	rara perm	2 1	3 3	1018 913	-878 -809	9.6 8.9	168.0 126.0	2	3	1018	-878	256	3600	OK OK
4	1	rara perm	2 1	11 11	1875 1875	3114 2616	62.7 53.0	168.0 126.0	2	11	1875	3114	1544	3600	OK OK

SOFTWARE: C.D.W. - Computer Design of Walls - Rel.2022 - Lic. Nro: 10959

trt muro

VERIFICHE MURO 5

TENSIONI DI ESERCIZIO MURI															
Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb oc	Sez. oc	N oc Kg	M oc Kgm	oc Kg/cmq	oc max Kg/cmq	Cmb of	Sez. of	N of Kg	M of Kgm	of Kg/cmq	of max Kg/cmq	Verifica
5	5	rara perm	2 1	3 3	-57 -35	-65 -48	1.3 1.0	168.0 126.0	2	3	-57	-65	65	3600	OK OK
5	4	rara perm	2 1	2 2	153 128	-32 -29	0.6 0.5	168.0 126.0	1	2	118	-27	12	3600	OK OK
5	1	rara perm	2 1	5 5	625 625	152 113	4.1 2.9	168.0 126.0	2	5	625	152	99	3600	OK OK

VERIFICHE MURO 6

TENSIONI DI ESERCIZIO MURI															
Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb oc	Sez. oc	N oc Kg	M oc Kgm	oc Kg/cmq	oc max Kg/cmq	Cmb of	Sez. of	N of Kg	M of Kgm	of Kg/cmq	of max Kg/cmq	Verifica
6	5	rara perm	2 1	4 4	-597 -519	-584 -496	7.9 6.7	168.0 126.0	2	4	-597	-584	376	3600	OK OK
6	4	rara perm	2 1	3 3	484 437	-257 -240	3.5 3.3	168.0 126.0	2	3	484	-257	104	3600	OK OK
6	1	rara perm	2 1	8 8	1250 1250	996 841	25.5 21.5	168.0 126.0	2	8	1250	996	724	3600	OK OK

VERIFICA PORTANZA MURO 4

VERIFICHE PORTANZA FONDAZIONE														
Numero dello strato corrispondente alla fondazione:														
Combinazione di carico piu' gravosa:														
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:														
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:														
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:														
Larghezza della fondazione:														
Lunghezza della fondazione:														
Valore efficace della larghezza:														
Peso specifico omogeneizzato del terreno:														
Pressione verticale dovuta al peso del terrapieno a valle :														
VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE														
Fattori di capacita' portante: Ng =33.5848 Nq =26.0920 Nc =38.6383														
Fattori di forma: Sg = 1.0670 Sq = 1.0670 Sc = 1.1339														
Fattori di profondita: Dg = 1.0000 Dq = 1.0849 Dc = 1.0883														
Fattori inclinazione carico: Ig = 0.2970 Iq = 0.4557 Ic = 0.4340														
Fattori inclinazione base: Bg = 1.0000 Bq = 1.0000 Bc = 1.0000														
Fattori incl. piano campagna: Gg = 1.0000 Gq = 1.0000 Gc = 1.0000														
Pressione media limite:														
Sforzo normale limite:														
Coefficiente di sicurezza: (Sf.Norm.Lim/Scar.Compl.Ortog.)														
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA														
VERIFICHE CEDIMENTI SLD														
Combinazione di carico SLD piu' gravosa:														
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:														
Sforzo normale limite in condizioni drenate:														
Coefficiente di sicurezza in condizioni drenate:														
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA														

trt muro

VERIFICA PORTANZA MURO 5

VERIFICHE PORTANZA FONDAZIONE			
Numero dello strato corrispondente alla fondazione:	1	---	
Combinazione di carico piu' gravosa:	2	A1	
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:	2.75	t/m	
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:	0.82	t/m	
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:	-0.07	m	
Larghezza della fondazione:	1.00	m	
Lunghezza della fondazione:	6.00	m	
Valore efficace della larghezza:	0.85	m	
Peso specifico omogeneizzato del terreno:	2100	Kg/mc	
Pressione verticale dovuta al peso del terrapieno a valle :	0.00	t/mq	
VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE			
Fattori di capacita' portante:	Ng =33.5848	Nq =26.0920	Nc =38.6383
Fattori di forma:	Sg = 1.0483	Sq = 1.0483	Sc = 1.0966
Fattori di profondita:	Dg = 1.0000	Dq = 1.2101	Dc = 1.2185
Fattori inclinazione carico:	Ig = 0.3600	Iq = 0.5136	Ic = 0.4942
Fattori inclinazione base:	Bg = 1.0000	Bq = 1.0000	Bc = 1.0000
Fattori incl. piano campagna:	Gg = 1.0000	Gq = 1.0000	Gc = 1.0000
Pressione media limite:		11.92	t/mq
Sforzo normale limite:		7.27	t/m
Coefficiente di sicurezza: (Sf.Norm.Lim/Scar.Compl.Ortog.)		2.64	---
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA			
VERIFICHE CEDIMENTI SLD			
Combinazione di carico SLD piu' gravosa:	3		
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:	2.35	t/m	
Sforzo normale limite in condizioni drenate:	8.76	t/m	
Coefficiente di sicurezza in condizioni drenate:	3.73		
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA			

VERIFICA PORTANZA MURO 6

VERIFICHE PORTANZA FONDAZIONE			
Numero dello strato corrispondente alla fondazione:	1	---	
Combinazione di carico piu' gravosa:	3	A1	
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:	7.20	t/m	
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:	2.41	t/m	
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:	-0.13	m	
Larghezza della fondazione:	1.70	m	
Lunghezza della fondazione:	8.00	m	
Valore efficace della larghezza:	1.43	m	
Peso specifico omogeneizzato del terreno:	2100	Kg/mc	
Pressione verticale dovuta al peso del terrapieno a valle :	0.00	t/mq	
VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE			
Fattori di capacita' portante:	Ng =33.5848	Nq =26.0920	Nc =38.6383
Fattori di forma:	Sg = 1.0607	Sq = 1.0607	Sc = 1.1213
Fattori di profondita:	Dg = 1.0000	Dq = 1.1171	Dc = 1.1218
Fattori inclinazione carico:	Ig = 0.3132	Iq = 0.4708	Ic = 0.4497
Fattori inclinazione base:	Bg = 1.0000	Bq = 1.0000	Bc = 1.0000
Fattori incl. piano campagna:	Gg = 1.0000	Gq = 1.0000	Gc = 1.0000
Pressione media limite:		16.76	t/mq
Sforzo normale limite:		19.98	t/m
Coefficiente di sicurezza: (Sf.Norm.Lim/Scar.Compl.Ortog.)		2.77	---
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA			
VERIFICHE CEDIMENTI SLD			
Combinazione di carico SLD piu' gravosa:	3		
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:	7.01	t/m	

SOFTWARE: C.D.W. - Computer Design of Walls - Rel.2022 - Lic. Nro: 10959

trt muro

VERIFICA PORTANZA MURO 6

V E R I F I C H E P O R T A N Z A F O N D A Z I O N E		
Sforzo normale limite in condizioni drenate:	27.16	t/m
Coefficiente di sicurezza in condizioni drenate:	3.87	
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

C E D I M E N T I T E R R E N O A M O N T E - MURO N.4								
Tipo comb.	Comb. nro	Sp.muro mm	Volume mc	DistMax m	Ced.0/4 mm	Ced.1/4 mm	Ced.2/4 mm	Ced.3/4 mm
SLD	3	0.5	0.000	4.35	1.5	0.8	0.4	0.1

C E D I M E N T I T E R R E N O A M O N T E - MURO N.5								
Tipo comb.	Comb. nro	Sp.muro mm	Volume mc	DistMax m	Ced.0/4 mm	Ced.1/4 mm	Ced.2/4 mm	Ced.3/4 mm
SLD	3	0.4	0.000	1.67	1.2	0.7	0.3	0.1

C E D I M E N T I T E R R E N O A M O N T E - MURO N.6								
Tipo comb.	Comb. nro	Sp.muro mm	Volume mc	DistMax m	Ced.0/4 mm	Ced.1/4 mm	Ced.2/4 mm	Ced.3/4 mm
SLD	3	0.4	0.000	3.08	1.3	0.7	0.3	0.1

SOFTWARE: C.D.W. - Computer Design of Walls - Rel.2022 - Lic. Nro: 10959