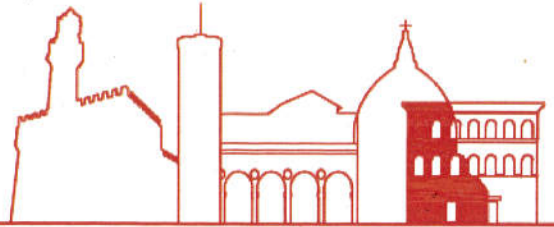




COMUNE DI
FIRENZE



DIREZIONE SERVIZI TECNICI
SERVIZIO SUPPORTO TECNICO AI QUARTIERI ED IMPIANTI SPORTIVI

Prog. n. L0175/2016
rev. Febbraio 2018

**SCUOLA GUICCIARDINI
LAVORI DI COMPLETAMENTO AUDITORIUM
C.O. 170292**

PROGETTO ESECUTIVO

R.U.P.:

Ing. Michele Mazzoni

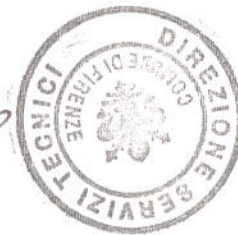
Supporto al R.U.P.:

Vie en.ro.se. Ingegneria srl - Arch. Lucia Busa
Ing. Alessandro Meschi

Architettonico

Progettisti:

Geom. Bruno Ulivi
Ing. Samuele Cappelli
Geom. Marco Noferi
Geom. Tamara Paoli



Strutturale

Progettista:

Ing. Claudio Brunori

Coord. Progettazione Impianti:

Ing. Filippo Cioni

Impianti Meccanici

Progettisti:

Ing. Simone Ferroni
P.I. Lorenzo Cappugi
P.I. David Cionini
P.I. Sandro Faggi

Collaboratori:

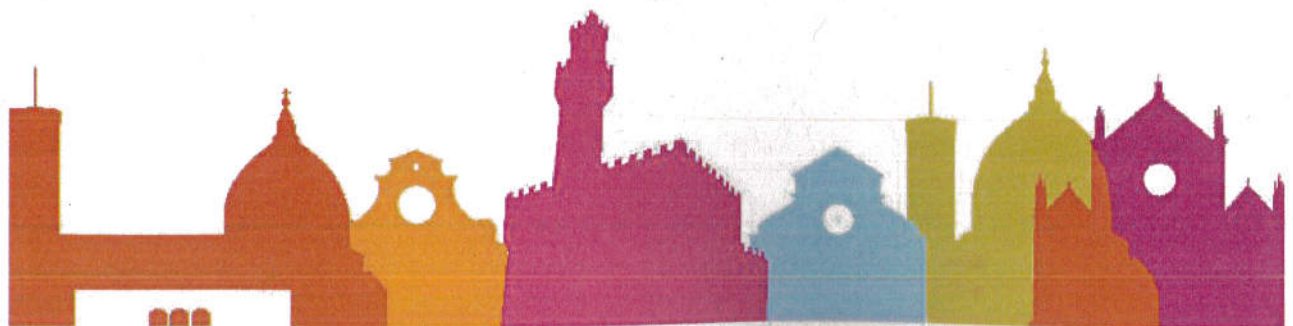
Add. Tecn. Albano Parisi
Add. Tecn. Claudio Pollastrini

Impianti Elettrici

Progettisti:

P.I. Valter Masini
P.I. Nicola Riccarelli

PROGETTO STRUTTURALE RELAZIONE DI CALCOLO	NOME FILE	DATA	ELABORAZIONE
	SPST04	Febbraio 2018	



RELAZIONE DI CALCOLO

DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'edificio oggetto dell'intervento, è un fabbricato costruito negli anni '80 con destinazione auditorium all'interno del complesso scolastico Guicciardini di Firenze. L'intervento prevede lavori di manutenzione straordinaria finalizzati all'adeguamento strutturale e funzionale dell'auditorium.

Il fabbricato risulta distaccato rispetto alla struttura scolastica ed è costituito da un unico piano fuori terra. La struttura portante è in cemento armato, in parte gettato in opera ed in parte in elementi prefabbricati.

Gli elementi prefabbricati sono costituiti da:

- travi a T rovescio in cemento armato ordinario, poggianti sulle testate dei pilastri e ad esse collegate tramite spinotti metallici;
- tegoli in cemento armato precompresso poggianti sulle travi suddette e ad esse opportunamente collegati. Tra i due elementi sono interposti appoggi in gomma.

Secondo la direzione longitudinale sono presenti travi orizzontali gettate in opera a quota intermedia (+5,24 m) e travi prefabbricate di copertura inclinate secondo la falda.

In direzione trasversale sono presenti travi gettate in opera a livello copertura. In questa direzione sono inoltre presenti due setti, uno in cemento armato di spessore 40 cm e l'altro in muratura posizionati dal lato del palco dell'auditorium.

Le fondazioni del fabbricato sono costituite da plinti quadrati su pali di profondità pari a circa 18 m. I pali di fondazione sono presenti sia in corrispondenza di ogni pilastro sul perimetro esterno del fabbricato, che internamente all'edificio, rispettando gli allineamenti delle pilastrate presenti. I plinti di fondazione su pali sono collegati in direzione trasversale da travi rettangolari in cemento armato.

Il solaio di calpestio di piano terra (realizzato a quota variabile ad anfiteatro) è costituito da un solaio gettato in opera in cemento armato travetti e laterizio. I travetti risultano poggiati sulle travi in cemento armato di collegamento trasversale dei plinti di fondazione.

Sono stati eseguiti appositi saggi ed indagini per verificare la perfetta rispondenza della struttura realizzata con il progetto originario ed il risultato della verifica è stato positivo.

Le pareti perimetrali esterne sono dotate di tamponature in laterizio con uno spazio libero per le finestrate a nastro.

Il fabbricato non presenta dissesti né lesioni che facciano pensare a problematiche di tipo strutturale o fondale.

CRITERI DI PROGETTO

L'ossatura portante delle strutture, considerata in classe di duttilità bassa (CD "B") è stata dimensionata per garantire la rigidezza, la resistenza e la sicurezza prescritti dalle NTC 08 per tutte le combinazioni dei carichi, con particolare riferimento alle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche.

Le strutture sono state schematizzate mediante telai spaziali iperstatici, in campo lineare. I solai sono stati considerati infinitamente rigidi nel proprio piano.

PRINCIPALI NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- Decreto Min. Infrastrutture 14 gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni";
- Circolare esplicativa n° 617 del 02/02/2009;
- Regione Toscana: "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti".

CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Il terreno di fondazione è stato caratterizzato attraverso una campagna di indagini eseguite dalla società Geotecnica Palazzi Giomarelli s.r.l. di cui si riepilogano le parti essenziali.

Dal punto di vista geologico l'area in esame è caratterizzata dalla presenza di una conoide alluvionale. In particolari i dati ricavati dai sondaggi geognostici, spinti fino ad una profondità di 30 metri, hanno rilevato la presenza di materiali litoidi di natura prevalentemente spigolosa a pezzatura diversa immersa in matrice fine limo-sabbiosa.

La falda si rinviene ad una profondità di 5.00 m dal p.c.

In base ai dati stratigrafici ricavati dai sondaggi eseguiti, il terreno di fondazione dell'edificio può essere suddiviso in 2 unità e precisamente, procedendo dall'alto verso il basso:

- Unità A: tratto 0.00 m fino a -7.00 m: limo sabbioso moderatamente addensato;
- Unità B: tratto -7.00 m fino a -30.00 m: limo sabbioso molto addensato

Entrambe le unità geotecniche evidenziano la presenza di terreni con soddisfacenti caratteristiche fisico-meccaniche, gli elevati valori di SPT indicano presenza di materiali addensati e molto addensati.

Ai fini della definizione sismica di progetto il terreno di fondazione, alla luce delle indagini eseguite, appartiene alla seguente categoria di profilo stratigrafico:

- da quota 0.00 m a quota -30.00 m: Suolo di Categoria B ("Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossolana molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s").

ANALISI DEI CARICHI:

L'analisi dei carichi delle strutture è stata ricavata da quella presente nel progetto originario ed adeguata relativamente ai carichi variabili.

Solaio piano terra:

Peso proprio elementi strutturali (G1):

- peso proprio solaio 1,42 KN/mq;

$$G1 = 1,42 \text{ KN/mq}$$

Peso proprio elementi non strutturali (G2):

- carico permanente non strutturale 1,88 KN/mq

$$G2 = 1,88 \text{ KN/mq}$$

Carichi Variabili (Q):

- carico di esercizio Q1 5,00 KN/mq

$$Q = 5,00 \text{ KN/mq}$$

Copertura con tegoli prefabbricati:

Peso proprio elementi strutturali (G1):

- orditura in tegoli prefabbricati 3,90 KN/mq;

$$G1 = 3,90 \text{ KN/mq}$$

Peso proprio elementi non strutturali (G2):

- carico permanente 2,40 KN/mq

$$G2 = 2,40 \text{ KN/mq}$$

Carichi Variabili (Q):

- carico di esercizio Q1 0,50 KN/mq

- carico vento Q2 0,73 KN/mq

- carico neve Q3 0,80 KN/mq

$$Q = 2,03 \text{ KN/mq}$$

Copertura con solaio in opera:

Peso proprio elementi strutturali (G1):

- peso proprio solaio 1,42 KN/mq;

$$G1 = 1,42 \text{ KN/mq}$$

Peso proprio elementi non strutturali (G2):

- carico permanente non strutturale 1,88 KN/mq

$$G2 = 1,88 \text{ KN/mq}$$

Carichi Variabili (Q):

- carico di esercizio Q1 0,50 KN/mq

- carico vento Q2 0,73 KN/mq

- carico neve Q3 0,80 KN/mq

$$Q = 2,03 \text{ KN/mq}$$

Per quanto riguarda i carichi variabili, infatti si ha:

Carico Vento Q2:

Il carico vento, in base alla suddetta normativa, è dato dalla seguente relazione:

$$p = q_b \times C_E \times C_P \times C_D$$

la zona in oggetto è situata in Zona 3, Classe C, Categoria IV, $z < z_{min}$

- $q_{ref} = 45,5 \text{ kg/mq}$
- Coefficiente C_e : Zona 3, Classe B, Categoria V, $z < z_{min}$, $C_E = 1.6$

- Coefficiente $C_p = 1$
- Coefficiente $C_d = 1$

Quindi: $p = 455N / mq \times 1.6 = 728N / mq = 0,73KN / mq$

Carico Neve Q3:

Il carico neve è dato dalla seguente relazione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_T$$

in cui:

- q_s è il carico neve sulla copertura
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura
- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo

Dal momento che la zona in oggetto è situata in Zona II, Regione Toscana, con altitudine $a_s = 150$ metri s.l.m., $\alpha = 16^\circ$, si ha che

$$\mu_i = 0.8 ;$$

Coefficiente $C_E = 1$

Coefficiente $C_T = 1$

$$q_{sk} = 1,00KN / mq$$

$$q_s = 0.8 \times 1,00KN / mq = 0,80KN / mq$$

Azioni Sismiche:

Il sito di edificazione, ubicato nel comune di Firenze, e individuato dalle seguenti coordinate geografiche: - Lat. 43.76960 - Long. 11.25580

La campagna di indagini geognostiche effettuata ha determinato la categoria del sottosuolo di Tipo "B".

Le specifiche di durabilità e di protezione sismica indicate dalla Committenza richiedono inoltre di considerare una vita nominale di 100 anni con classe d'uso III, quindi la vita di riferimento per le strutture da progettare e pari a 150 anni.

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, assumendo i seguenti parametri:

- vita nominale di progetto V_n 100 anni
- classe d'uso: Classe III
- coefficiente d'utilizzo 1.5
- periodo di riferimento V_r 150 anni

- Categoria del suolo: terreno Tipo B
- classe di duttilità B
- categoria topografica T1 (zone pianeggianti, pendii con inclinazione media $i < 15^\circ$).
- fattore di struttura $q = 3.9$ (strutt. telaio piu piani e piu campate $q_0 = 3 \alpha_u / \alpha_1 = 1,3$)
- coeff. di ampl. topografica $S_t = 1$

Regolarità

L'edificio risulta regolare sia in pianta che in altezza (p.to 7.2.2 delle NTC 08):

- a) Pianta compatta e simmetrica
- b) Rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto all'edificio pari circa $3 < 4$
- c) Nessun rientro o sporgenza di lunghezza maggiore del 25% della dimensione dell'edificio nella direzione della sporgenza/rientro
- d) Orizzontamenti infinitamente rigidi
- e) Tutti i pilastri e le pareti sono a tutta altezza
- f) Masse e rigidzze costanti lungo l'altezza o con variazioni molto minori, rispettivamente del 25%, e del 30% rispetto a quelle del piano sovrastante.
- g) Il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta, per orizzontamenti diversi, e sempre minore del 20%.
- h) la costruzione non presenta restringimenti della sezione orizzontale

Report spettri fornito dal software Modest.

Dati di calcolo e Spettri

- Categoria del suolo di fondazione: B
- Tipologia edificio: c.a. o prefabbricato a telaio a più piani e più campate
- Coeff. C_1 : 0.075
- Periodo T_1 : 0.42744
- Coeff. λ SLD: 1.00
- Coeff. λ SLV: 1.00
- Rapporto di sovraresistenza (α_u / α_1): 1.30
- Valore di riferimento del fattore di struttura (q_0): 3.90
- Fattore riduttivo (K_w): 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza (KR): 1.00
- Fattore di struttura (q): 3.90

- Categoria topografica: T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
- Coeff. amplificazione topografica S_T : 1.00
- Fattore di struttura per sisma verticale (q_v): 1.50
- Modalità di calcolo modi di vibrare: Autovalori
- Numero modi: 3
- Modi da considerare: Tali da movimentare una percentuale di massa pari a 85.00%
- Trascura modi con massa movimentata minore di: No
- Smorzamento spettro: 5.00%

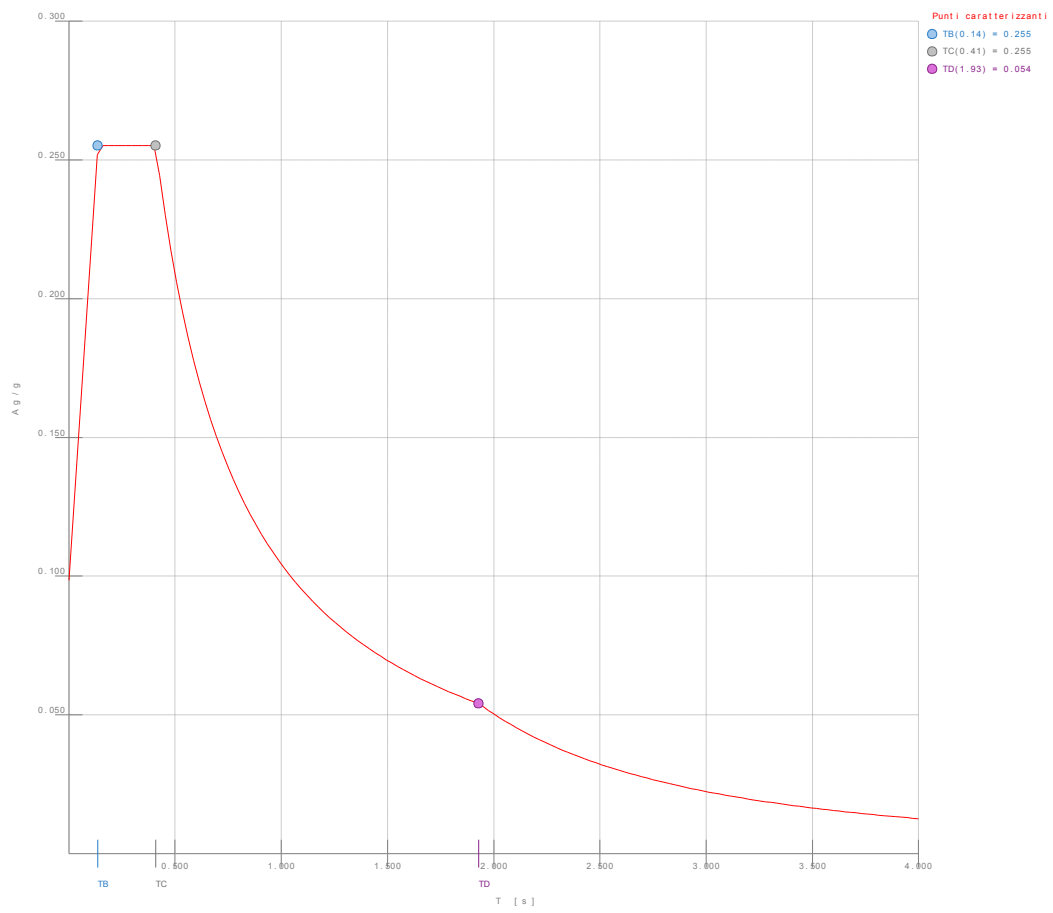


Figura numero 1: Spettro SLD

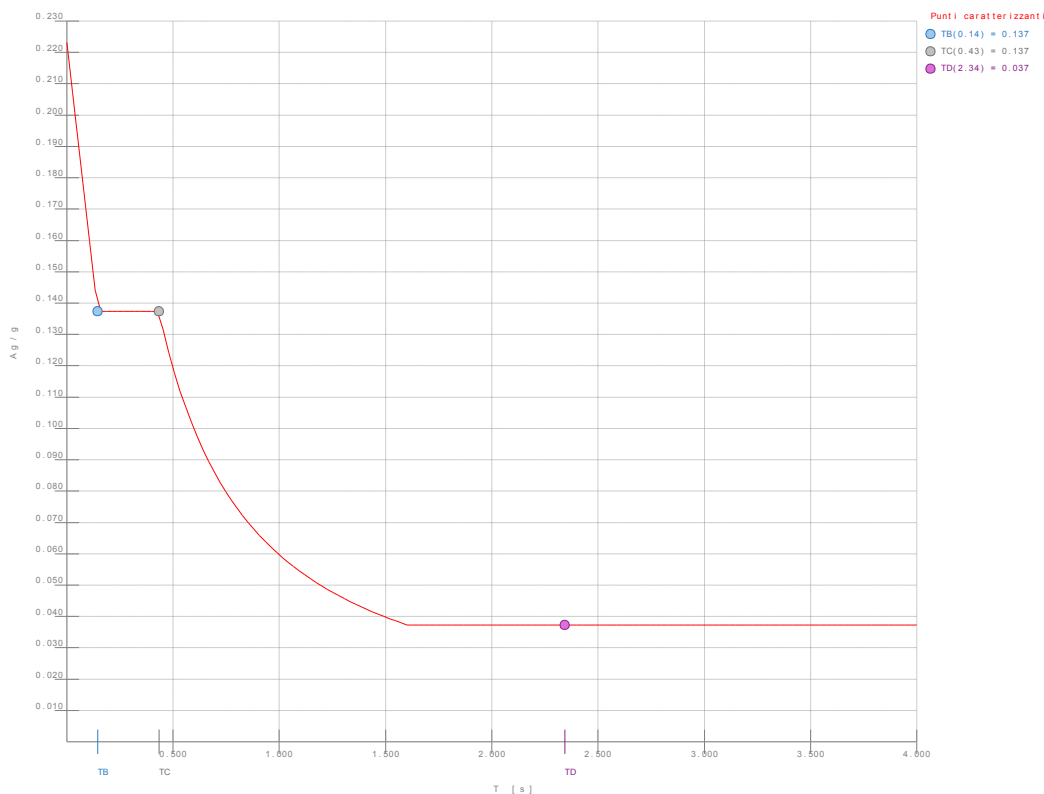


Figura numero 2: Spettro SLV

- Angolo di ingresso del sisma: 0.00 <grad>

COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni vengono combinate secondo le prescrizioni della NTC 08, in modo tale da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più gravosi.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma G_1 + \gamma G_2 + \gamma Q_1 + \gamma Q_2 + \gamma Q_3 + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + Q_1 + \psi_{02} \cdot Q_2 + \psi_{03} \cdot Q_3 + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_1 + \psi_{22} \cdot Q_2 + \psi_{33} \cdot Q_3 + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_1 + \psi_{22} \cdot Q_2 + \psi_{23} \cdot Q_3 + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Dove:

E = azione sismica

G1,2 = carichi permanenti dovuti al peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali

Qk1 = carico caratteristico dell'azione variabile dominante nella combinazione

Qk2,3,.. = carichi caratteristici delle altre azioni variabili considerate nella combinazione

I valori dei coefficienti di combinazione ψ e dei coefficienti parziali di sicurezza sono dati dalle Tabelle riportate dal D.M. 14/01/2008.

DESCRIZIONE GENERALE DEL MODELLO DI CALCOLO

Stato di fatto del fabbricato esistente:

Per la descrizione, indagini e relative considerazioni relative allo stato di fatto del fabbricato, si rimanda all'apposita Relazione facente parte del progetto.

Tipo di analisi svolta:

Il modello di calcolo utilizzato per le analisi è costituito da elementi frame per travi e pilastri. I solai sono considerati infinitamente rigidi nel piano e i relativi carichi sono applicati sulle travi principali secondo l'area d'influenza corrispondente.

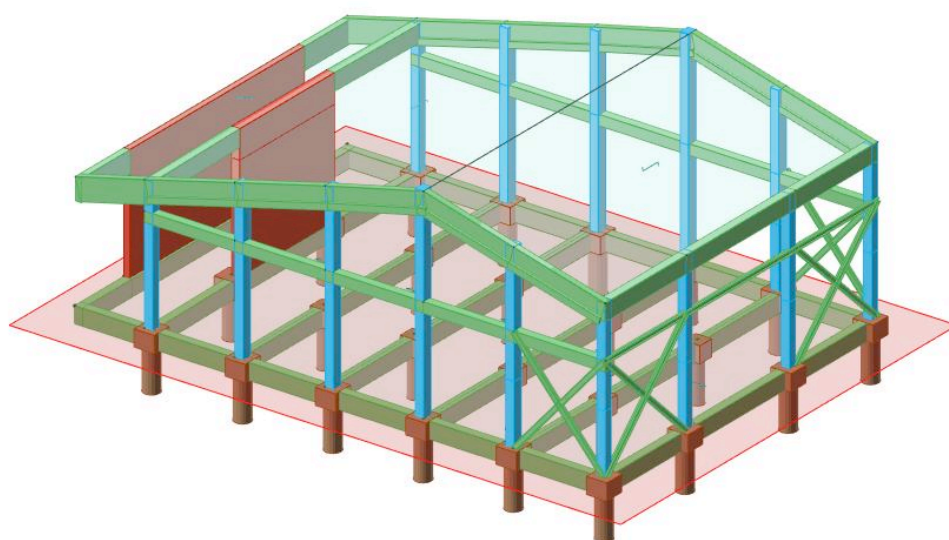
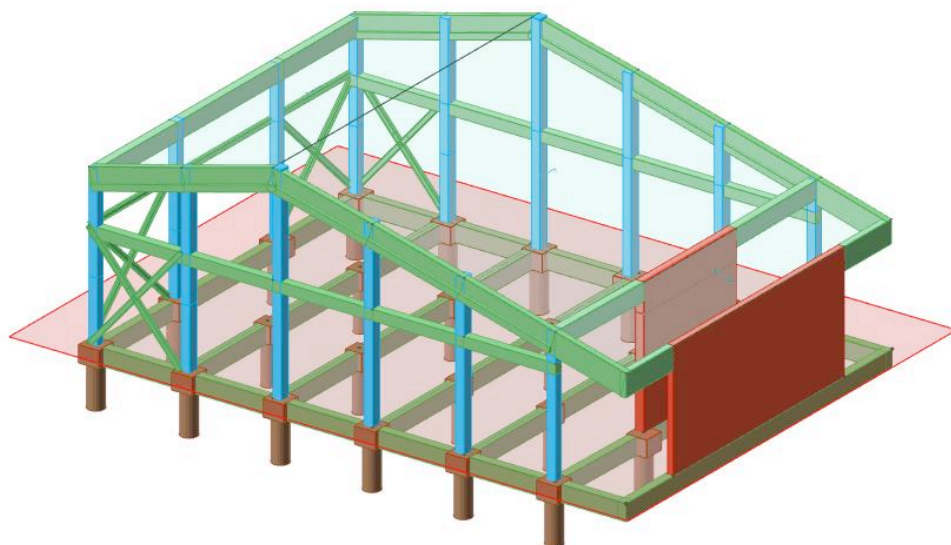
Per quanto riguarda le azioni sismiche è stata eseguita un'analisi Sismica Dinamica in campo Lineare con gli spettri di risposta corrispondenti a ciascuno stato limite.

Tutte le caratteristiche geometriche delle strutture esistenti sono identiche a quelle indicate nel progetto strutturale originario, così come i materiali impiegati e le armature presenti.

Considerato che le fondazioni esistenti sono costituite da pali trivellati di notevole diametro e profondità con plinti di testa dotati di collegamenti trasversali e valutata la totale assenza di cedimenti strutturali ascrivibili a problematiche delle strutture fondali, nella modellazione la struttura di fondazione non è stata considerata gravata da azioni sismiche. E' stata comunque eseguita anche la verifica delle strutture di fondazione che risultano idonee a sostenere i carichi presenti.

L'apertura nella muratura del retrobalco non è inserita nella modellazione in quanto considerata intervento locale.

Vengono nel proseguo riportate alcune immagini del modello strutturale utilizzato, nonché il riepilogo delle caratteristiche del calcolo adottate.



Origine, caratteristiche ed affidabilità dei Codici dei calcoli:

Il Codice di Calcolo utilizzato per la modellazione agli elementi finiti della struttura principale dell'Auditorium è il Modest, versione 8.14, fornito dalla società Tecnisoft s.r.l. di Prato, licenza n° 7173 intestata al Comune di Firenze, che utilizza il solutore XFinest 2016

fornito dalla società Harpaceas s.r.l. di Milano, licenza n° 1590979806 intestata al Comune di Firenze.

Relativamente all'affidabilità del software Modest si rimanda alla Dichiarazione fornita dalla società Tecnisoft s.r.l. ed allegata alla presente relazione. In ogni caso è stata esaminata la documentazione e manualistica fornita dal produttore che contiene esaurienti descrizioni delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi di impiego e molteplici casi prova interamente risolti e commentati.

Validazione dei Codici:

Relativamente alla validazione del Codice di Calcolo, si rimanda all'apposito documento "Manuale di Validazione per il D.M. 14/01/2008" fornito dalla società produttrice ed interamente allegato alla presente relazione.

Sistemi di riferimento:

Sistemi di riferimento

Le coordinate, i carichi concentrati, i cedimenti, le reazioni vincolari e gli spostamenti dei NODI sono riferiti ad una terna destra cartesiana globale con l'asse Z verticale rivolto verso l'alto. I carichi in coordinate locali e le sollecitazioni delle ASTE sono riferite ad una terna destra cartesiana locale così definita: - origine nel nodo iniziale dell'asta; - asse X coincidente con l'asse dell'asta e con verso dal nodo iniziale al nodo finale; - immaginando la trave a sezione rettangolare l'asse Y è parallelo alla base e l'asse Z è parallelo all'altezza. La rotazione dell'asta comporta quindi una rotazione di tutta la terna locale. Si può immaginare la terna locale di un'asta comunque disposta nello spazio come derivante da quella globale dopo una serie di trasformazioni: - una rotazione intorno all'asse Z che porti l'asse X a coincidere con la proiezione dell'asse dell'asta sul piano orizzontale; - una traslazione lungo il nuovo asse X così definito in modo da portare l'origine a coincidere con la proiezione del nodo iniziale dell'asta sul piano orizzontale; - una traslazione lungo l'asse Z che porti l'origine a coincidere con il nodo iniziale dell'asta; - una rotazione intorno all'asse Y così definito che porti l'asse X a coincidere con l'asse dell'asta; - una rotazione intorno all'asse X così definito pari alla rotazione dell'asta. In pratica le travi prive di rotazione avranno sempre l'asse Z rivolto verso l'alto e l'asse Y nel piano del solaio, mentre i pilastri privi di rotazione avranno l'asse Y parallelo all'asse Y globale e l'asse Z parallelo ma controverso all'asse X globale. Da notare quindi che per i pilastri la "base" è il lato parallelo a Y. Le sollecitazioni ed i carichi in coordinate locali negli ELEMENTI BIDIMENSIONALI e nei MURI sono riferiti ad una terna destra cartesiana locale così definita: - origine nel primo nodo dell'elemento; - asse X coincidente con la congiungente il primo ed il secondo nodo dell'elemento; - asse Y definito come prodotto vettoriale fra il versore dell'asse X e il versore della congiungente il primo e il quarto nodo. Asse Z a formare con gli altri due una terna destrorsa. Praticamente un elemento verticale con l'asse X locale coincidente con l'asse X globale ha anche gli altri assi locali coincidenti con quelli globali.

Rotazioni e momenti

Seguendo il principio adottato per tutti i carichi che sono positivi se CONTROVERSI agli assi, anche i momenti concentrati e le rotazioni impresse in coordinate globali risultano positivi se CONTROVERSI al segno positivo delle rotazioni. Il segno positivo dei momenti e delle rotazioni è quello orario per l'osservatore posto nell'origine: X ruota su Y, Y ruota su Z, Z ruota su X. In pratica è sufficiente adottare la regola della mano destra: col pollice rivolto nella direzione dell'asse, la rotazione che porta a chiudere il palmo della mano corrisponde al segno positivo.

Normativa di riferimento

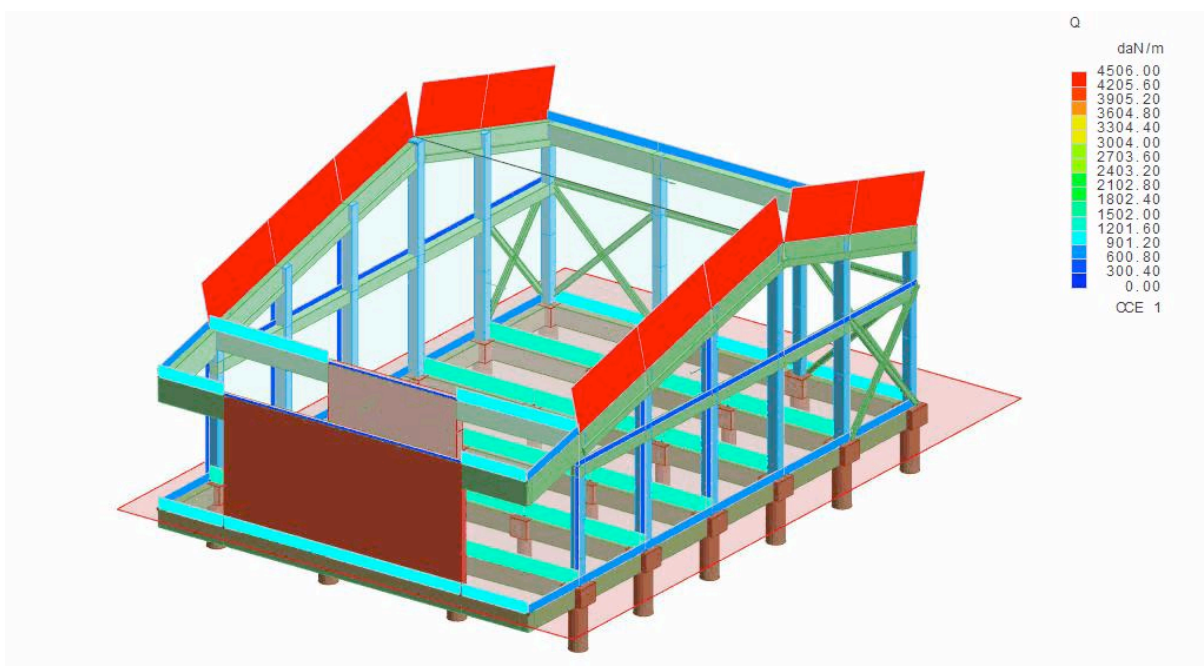
La normativa di riferimento è la seguente: - Legge n. 64 del 2/2/1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche. - D.M. del 24/1/1986 - Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche. - Legge n. 1086 del 5/11/1971 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica. - D.M. del 14/2/1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche. - D.M. del 9/1/1996 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche. - D.M. del 16/1/1996 - Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche. - Circolare n. 21745 del 30/7/1981 - Legge n. 219 del 14/5/1981 - Art. 10 - Istruzioni relative al rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma. - Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia - Legge Regionale n. 30 del 20/6/1977 - Documentazione tecnica per la progettazione e direzione delle opere di riparazione degli edifici - Documento Tecnico n. 2 - Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura. - D.M. del 20/11/1987 - Norme Tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli

edifici in muratura e per il loro consolidamento. - Norme Tecniche C.N.R. n. 10011-85 del 18/4/1985 - Costruzioni di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione. - Norme Tecniche C.N.R. n. 10025-84 del 14/12/1984 - Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione. - Circolare n. 65 del 10/4/1997 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. del 16/1/1996.- Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno. - DIN 1052 - Metodi di verifica per il legno. - D.M. del 14/1/2008 - Norme tecniche per le costruzioni. Le verifiche degli elementi di fondazione sono eseguite utilizzando l'Approccio 2. - Circolare n. 617 del 2/2/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/1/2008.- Documento Tecnico CNR-DT 200 R1/2012 - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati.- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio.

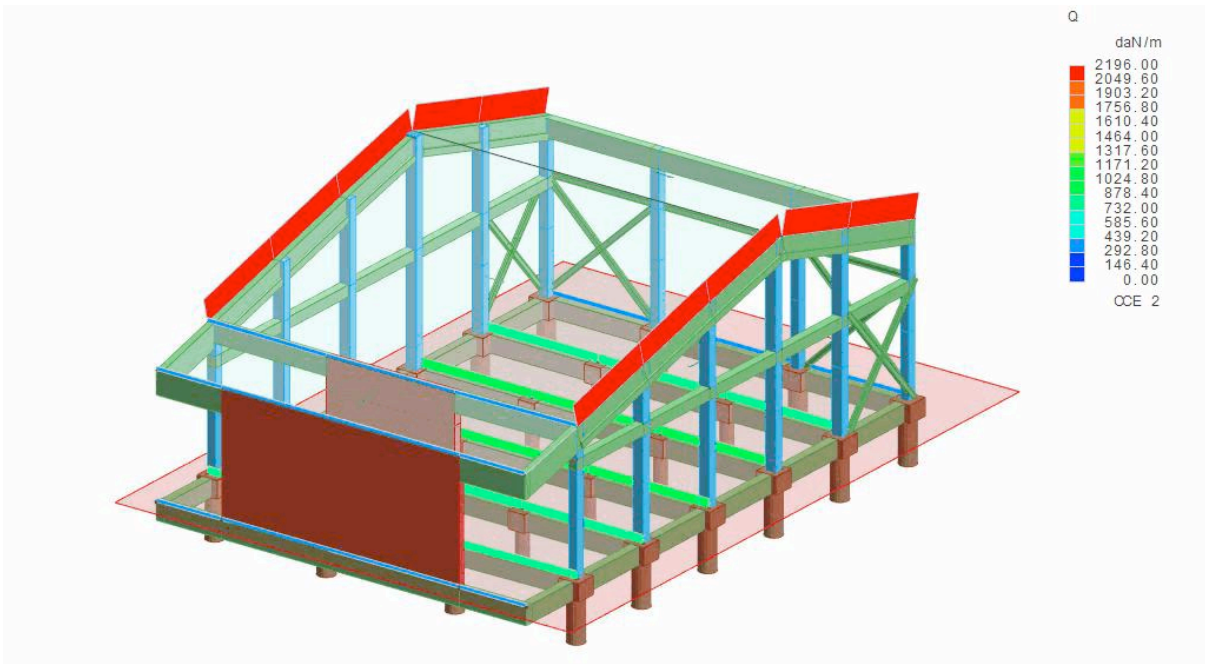
Presentazione dei risultati:

Schemi di carico:

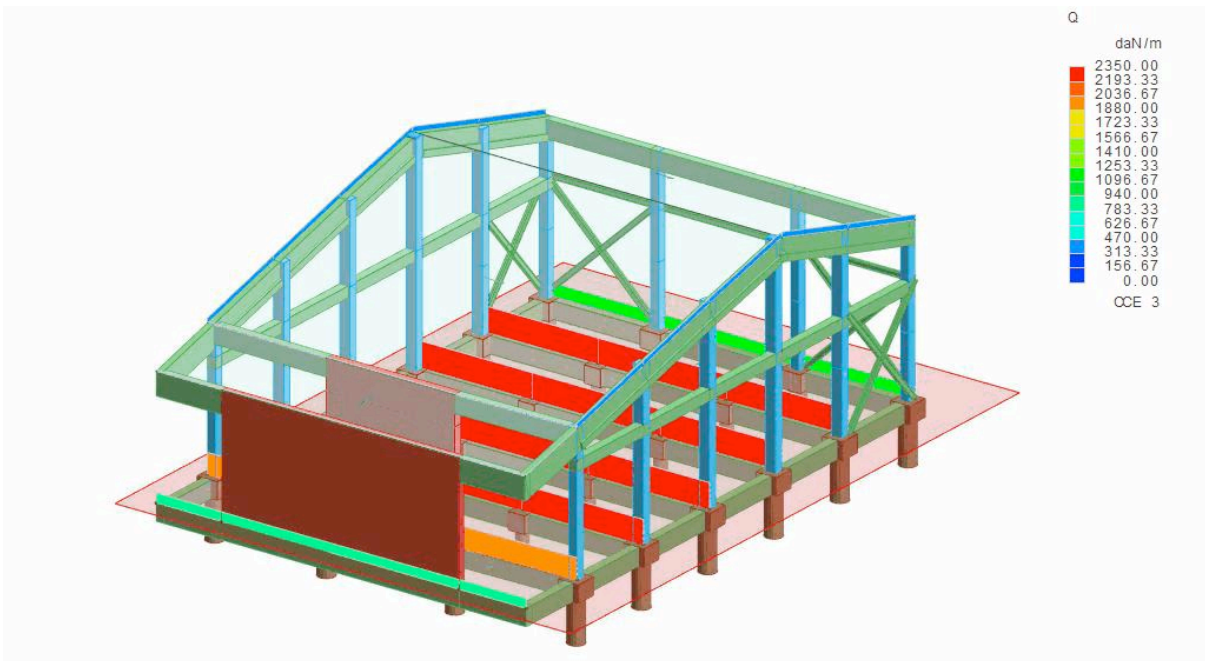
Vengono di seguito riportati gli schemi grafici relativi ai carichi applicati nelle singole Condizioni di Carico.



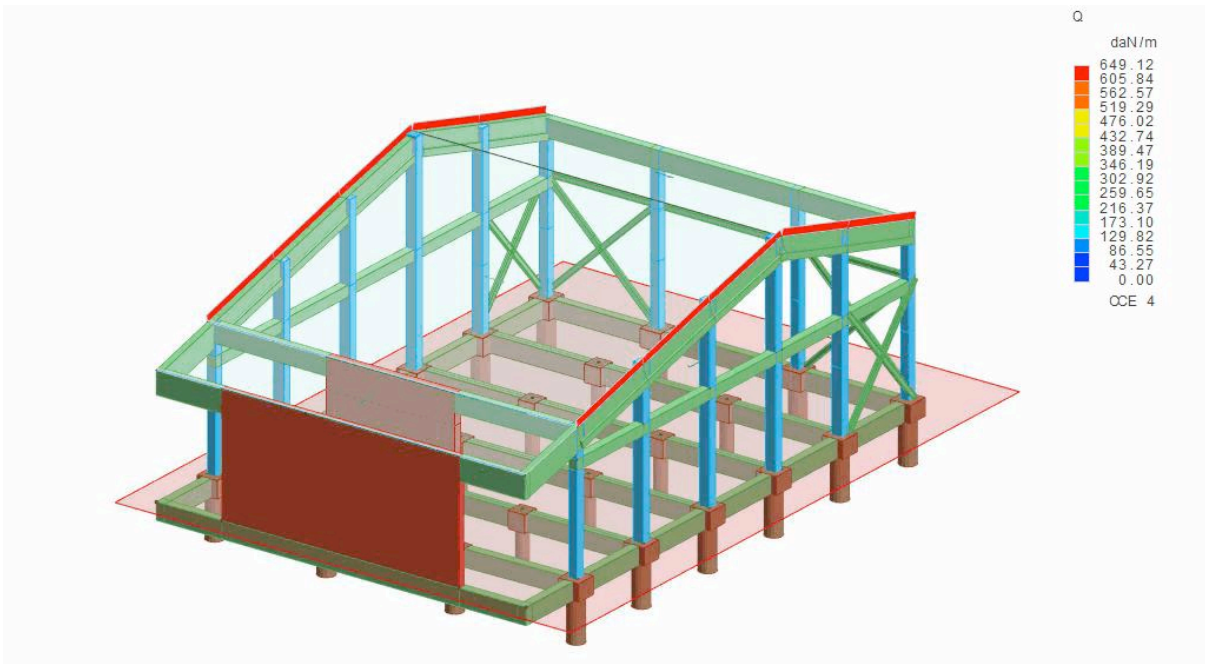
CCE n° 1: Carichi permanenti strutturali



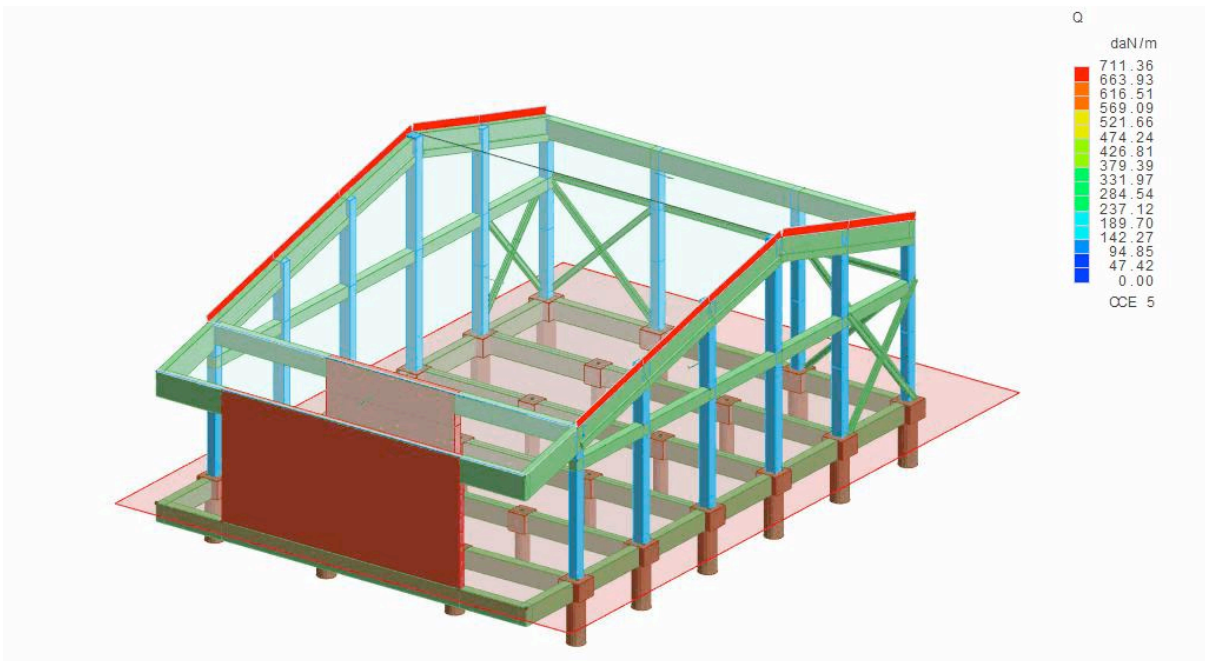
CCE n° 2: Carichi permanenti non strutturali



CCE n° 3: Carichi di esercizio



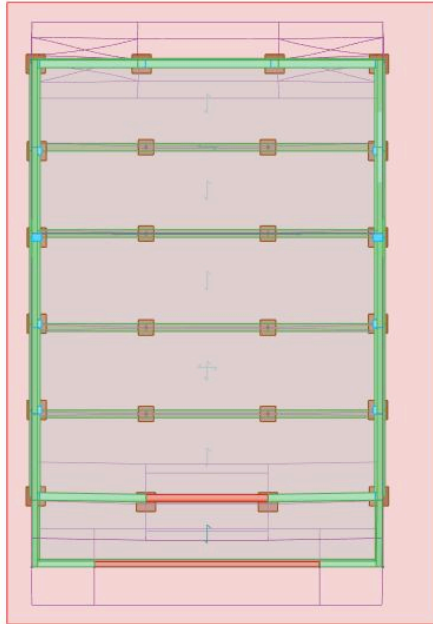
CCE n° 4: Carico Vento



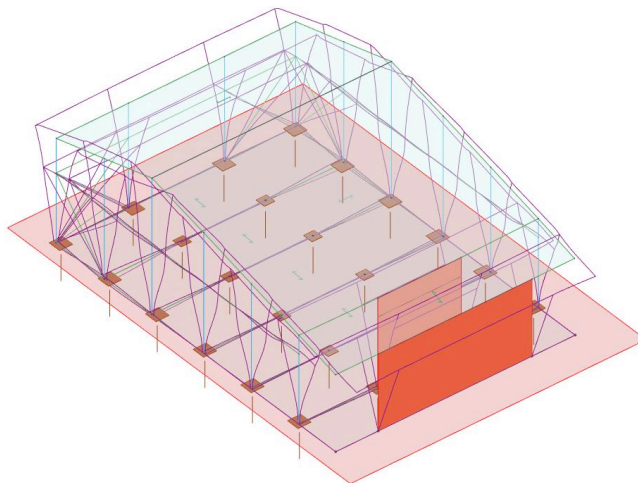
CCE n° 5: Carico Neve

Deformate modali:

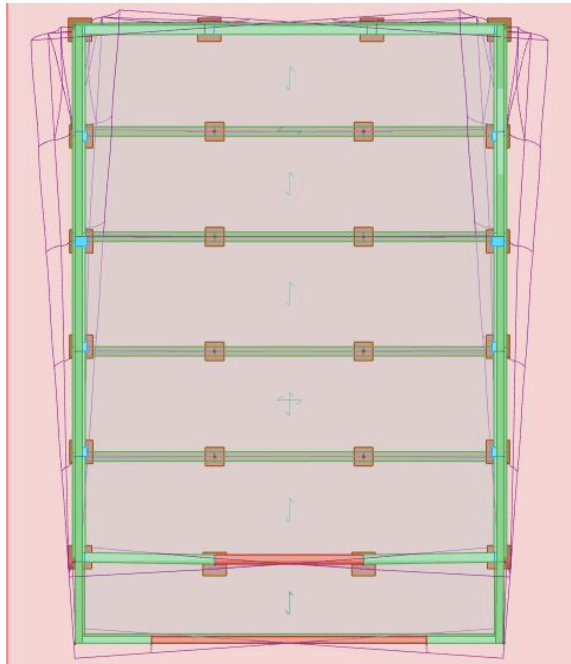
Vengono di seguito riportati gli schemi grafici relativi alle deformate modali corrispondenti ai 3 Modi di Vibrare della struttura considerati, che movimentano almeno l'85% di massa strutturale.



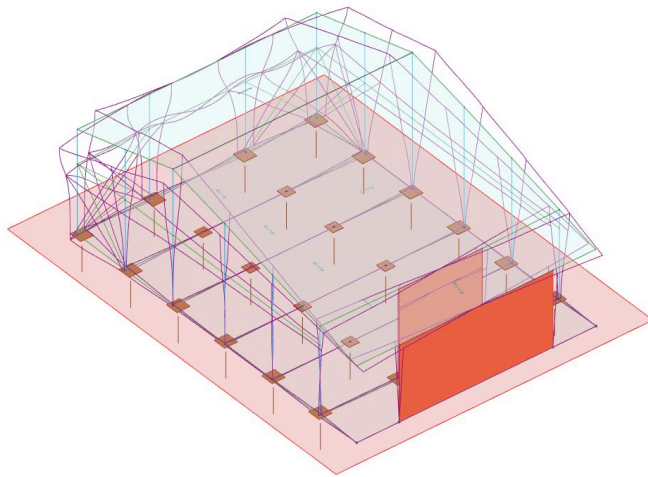
Modo n° 1 Longitudinale (T=0,311)



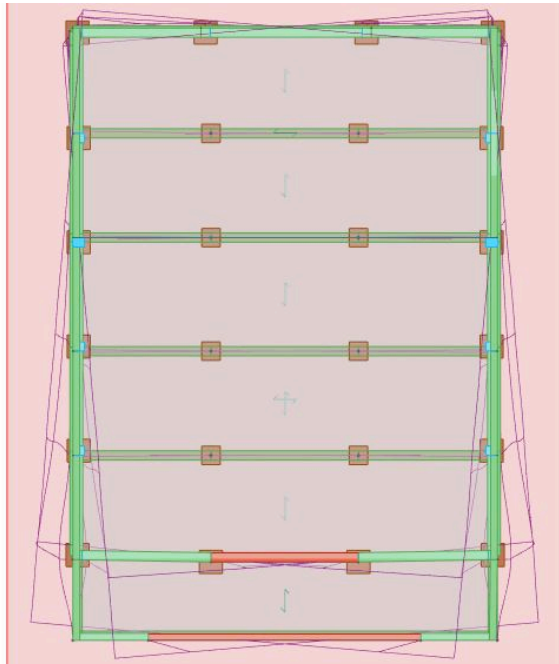
Modo n° 1 Longitudinale (T=0,311)



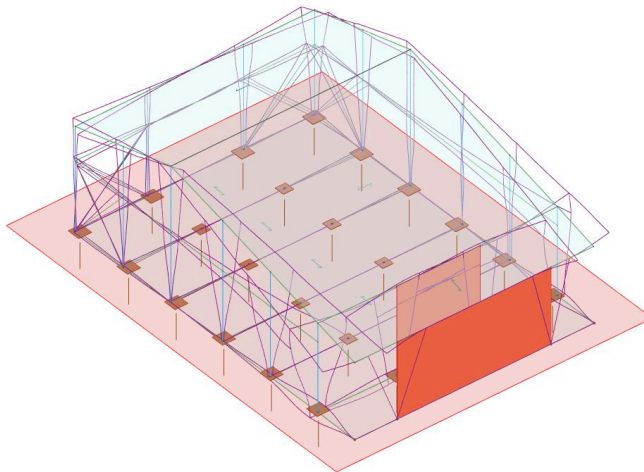
Modo n° 2 Trasversale (T=0,220)



Modo n° 2 Trasversale (T=0,220)



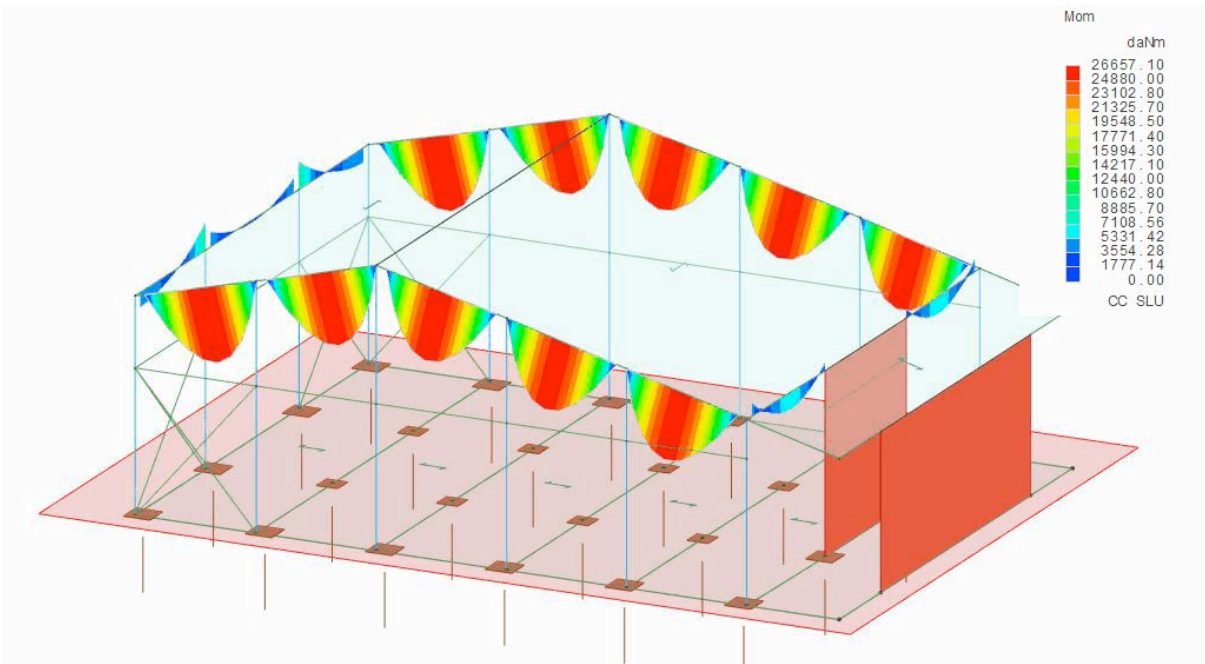
Modo n° 3 Torsionale ($T=0,042$)



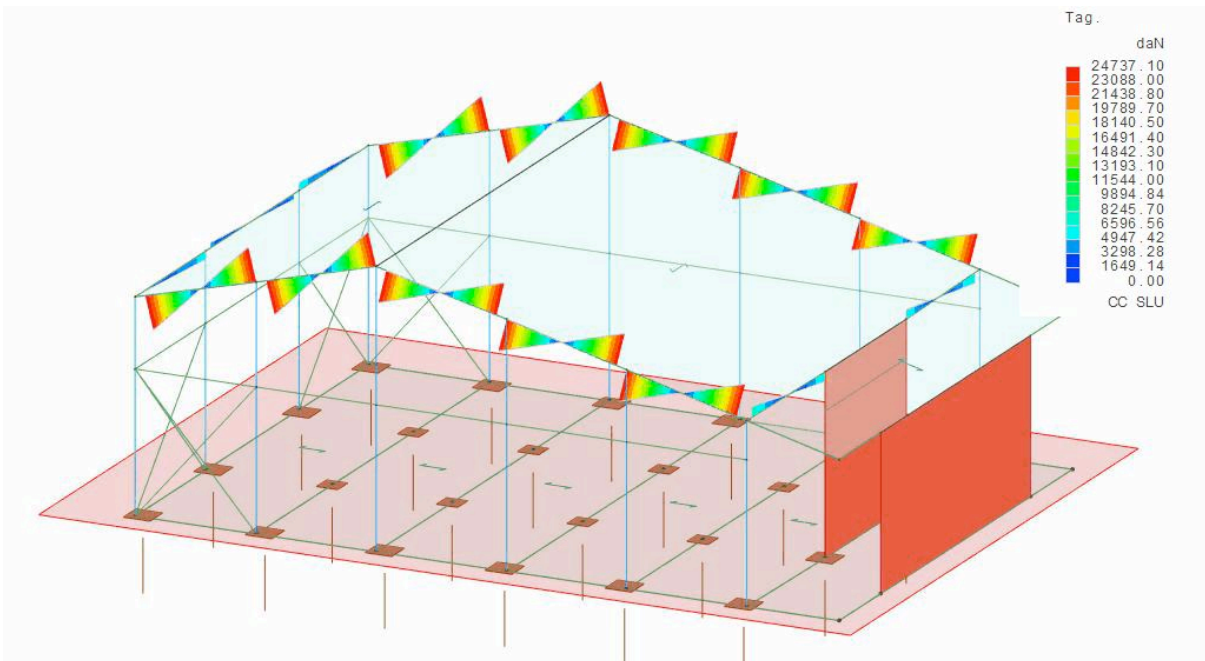
Modo n° 3 Torsionale ($T=0,042$)

Diagrammi di sollecitazione:

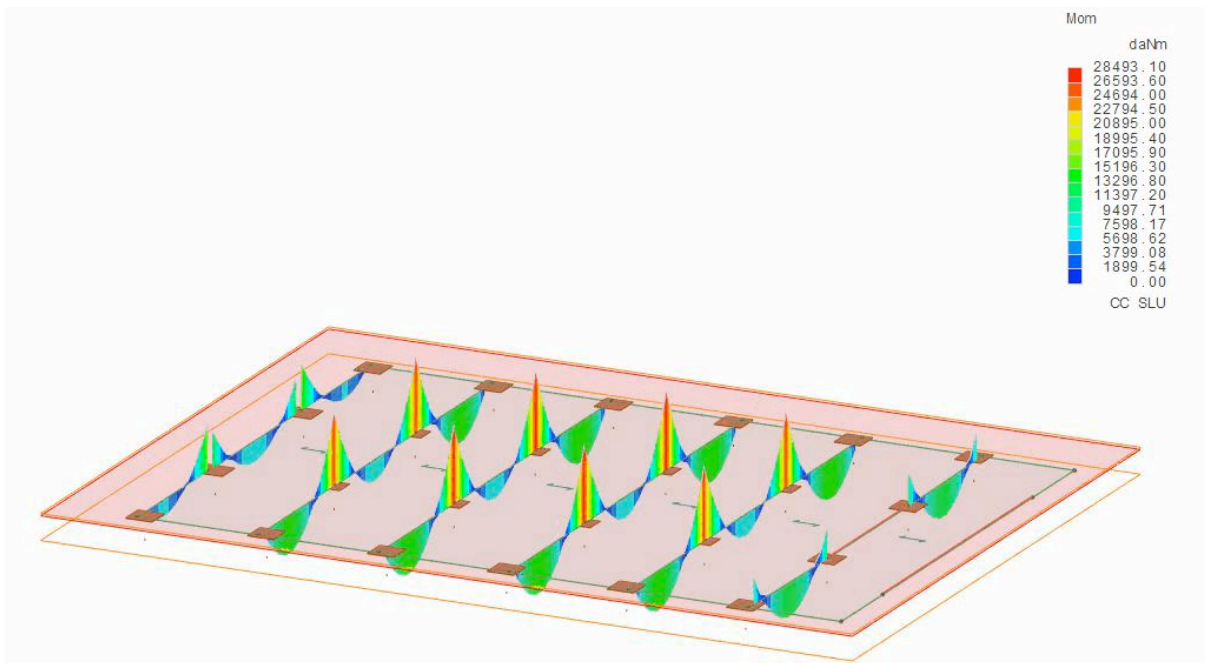
Vengono di seguito riportati, a titolo di esempio, gli schemi grafici relativi ad alcuni diagrammi di momento flettente e taglio, dai quali si evince il corretto funzionamento del modello agli elementi finiti.



Momenti flettenti travi copertura



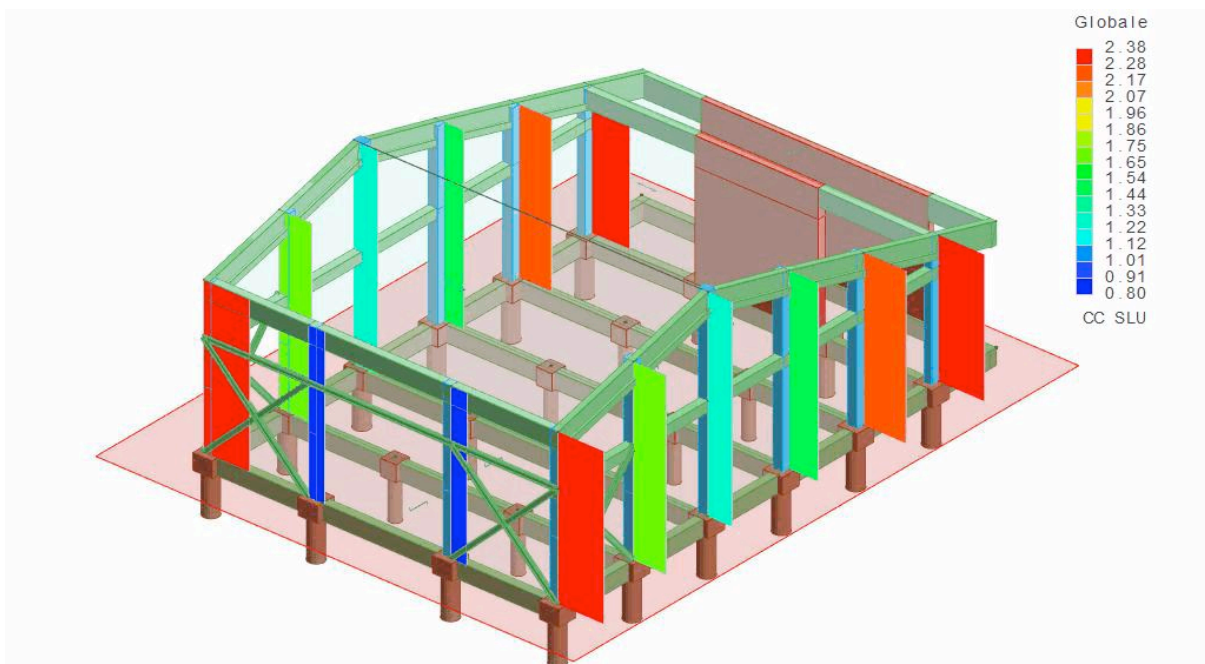
Taglio travi copertura



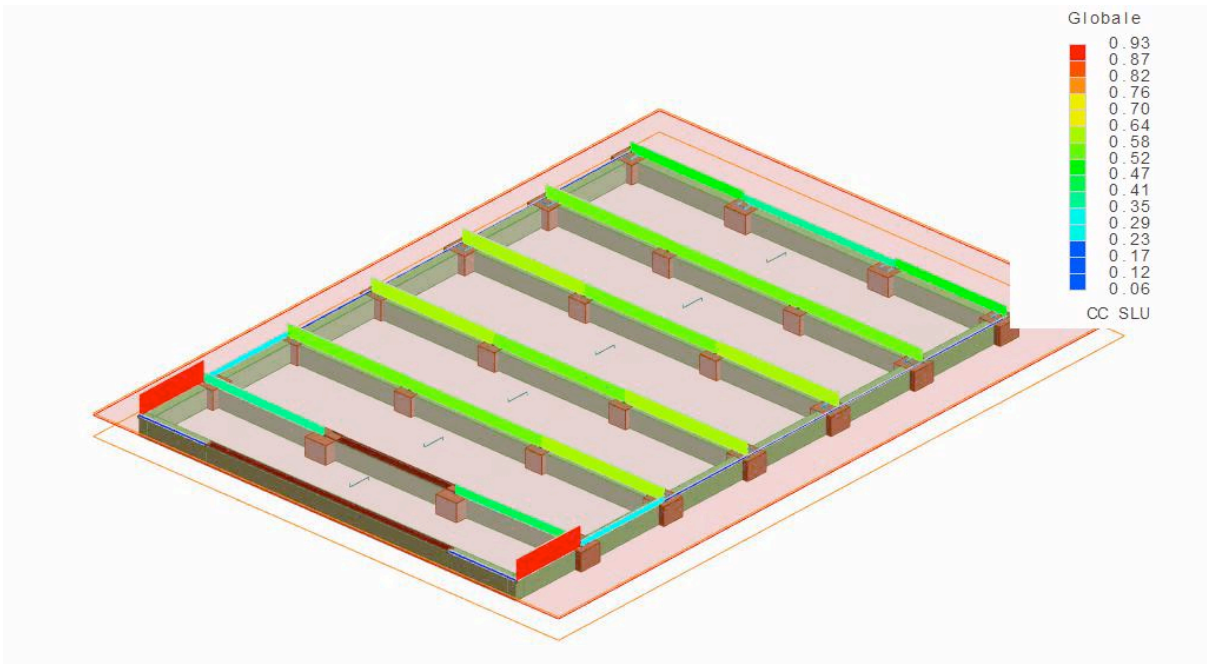
Momento flettente travi piano terra

Tassi di sfruttamento:

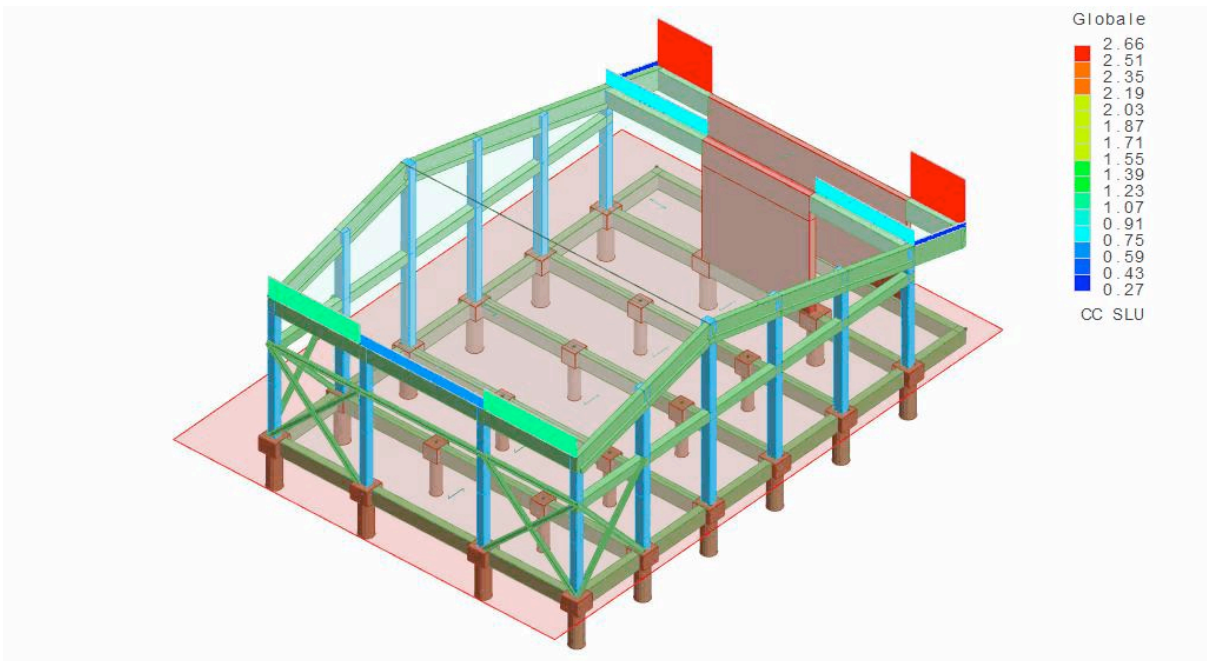
Vengono di seguito riportati gli schemi grafici relativi ai tassi di sfruttamento dei materiali, dai quali si evince la carenza di armature sia a flessione che a taglio di alcuni elementi strutturali



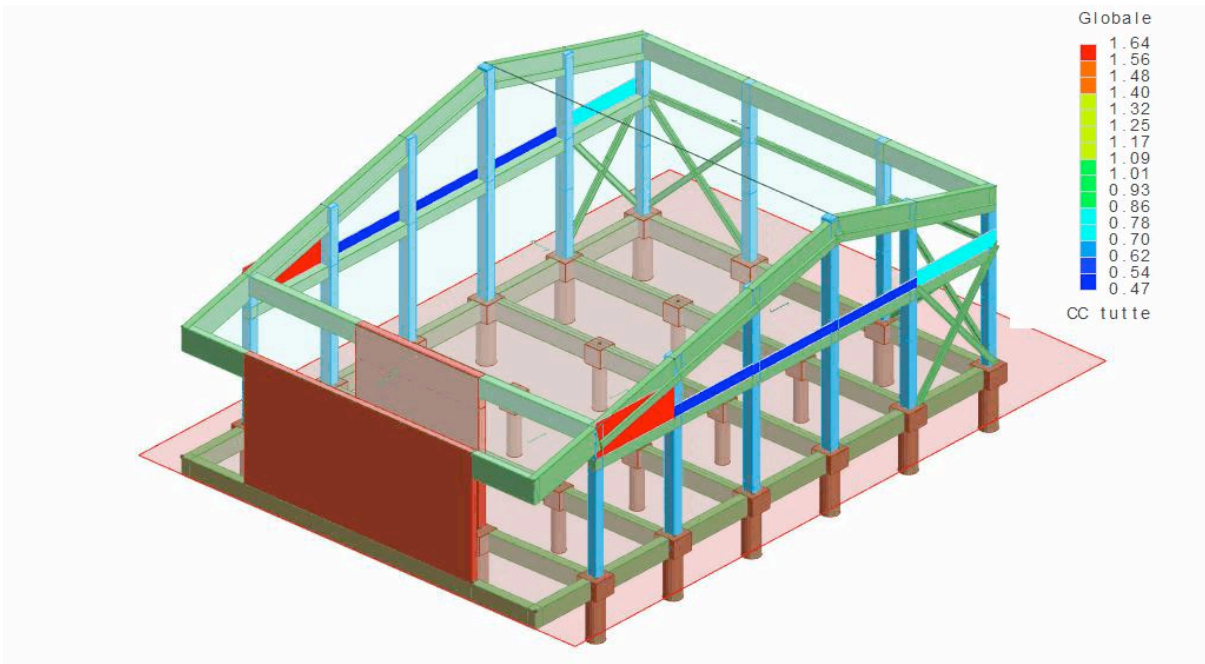
Tassi di sfruttamento pilastri



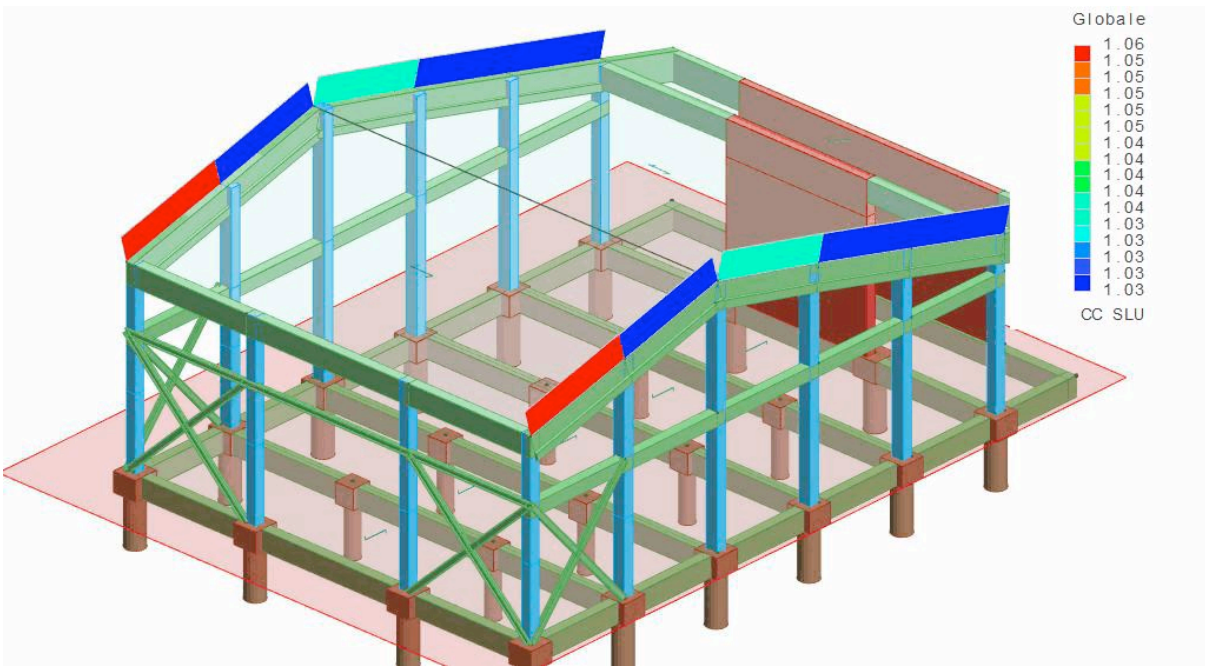
Tassi sfruttamento travi piano terra



Tassi sfruttamento travi di copertura gettate in opera



Tassi di sfruttamento travi intermedie



Tassi sfruttamento travi prefabbricate di copertura

Informazioni generali sull'elaborazione:

L'elaborazione agli elementi finiti ed il calcolo eseguito hanno fornito risultati in linea con lo stato attuale della struttura che, essenzialmente, risulta sana in tutti i suoi elementi. Il comportamento del modello risulta essere corretto. In estrema sintesi, possiamo dire che alcuni elementi strutturali, modellati con i materiali e le quantità di armature indicate nel progetto originario e verificate durante le ispezioni in situ, risultano sottodimensionati rispetto alle attuali normative e carenti dal punto di vista di armature sia a taglio che a flessione. Si prevedono quindi interventi di consolidamento con rinforzi in FRP.

Al fine di migliorare la risposta sismica globale della struttura sono state introdotte alcune controventature che consentono la regolarizzazione del comportamento modale della struttura, resa attualmente asimmetrica dalla presenza della coppia di setti ubicati su un solo lato del fabbricato. Tali controventi saranno realizzati con telai in acciaio con profilati accoppiati UPN220.

Inoltre alcuni elementi strutturali presentano un'armatura sottodimensionata rispetto alle attuali normative e si rendono necessarie alcune integrazioni con tecnologia di fibre di carbonio o similari più o meno estese sui vari elementi strutturali.

In particolare, i pilastri non risultano verificati nelle sezioni di base e se ne prevede un rinforzo con fasciature in fibra di carbonio per uno sviluppo in altezza di 1,50 m. Le travi intermedie ubicate a quota +5,24 m di sezione 40x50 non sono verificate a flessione e si prevede un rinforzo a flessione con lamelle pultruse del tipo Mapei Carboplate E250 da disporre all'intradosso della trave. Anche le travi prefabbricate di copertura non sono verificate a flessione ed a taglio ed anche in questo caso si prevede un rinforzo a flessione con lamelle pultruse del tipo Mapei Carboplate E250 da disporre all'intradosso della trave e fasciature in fibra di carbonio tipo Mapei MapeWrap UNI AX 240 da disporre ad U. Infine, anche le travi di copertura gettate in opera non risultano verificate a flessione ed a taglio ed anche in questo caso si prevede un rinforzo a flessione con lamelle pultruse del tipo Mapei Carboplate E250 da disporre all'intradosso della trave e fasciature in fibra di carbonio tipo Mapei MapeWrap UNI AX 240 da disporre ad U e, soltanto in corrispondenza delle sezioni di estremità per una lunghezza di 1.00 m, anche all'estradosso (in quest'ultimo caso si prevede l'applicazione di piastre in acciaio).

Infine, per quanto riguarda la copertura del fabbricato, si prevede la realizzazione di una soletta armata in calcestruzzo alleggerito tipo Leca 1400 per garantire l'effetto di piano rigido del livello copertura.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati:

Per la verifica delle sezioni con consolidamento strutturale realizzato con materiali fibrorinforzati, viene utilizzato l'apposito software freeware "Mapei FRP Formula ver. 2.0" messo a disposizione dalla Mapei sul proprio sito internet. I risultati delle elaborazioni vengono di seguito riportati.

Sono state esaminate e riprodotte con calcoli manuali alcune verifiche eseguite sui principali elementi strutturali nel progetto strutturale originario, verificandone la correttezza. I risultati delle verifiche delle sezioni in cemento armato consolidate con fibrorinforzati eseguite con il software "Mapei FRP Formula" sono riportate in coda alla presente relazione. I valori di resistenza a flessione e taglio delle varie sezioni consolidate risultano superiori rispetto alle sollecitazioni esistenti.

Controlli:

Sono stati eseguiti controlli e comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate.

Verifica fondazioni Auditorium:

E' stata eseguita la verifica dei plinti di fondazione e dei pali di fondazione: la verifica ha dimostrato il corretto dimensionamento di tali elementi strutturali. I risultati di queste analisi sono riportati nell'apposita relazione di calcolo.

Verifica fondazioni container prefabbricati:

Il progetto prevede l'installazione di alcuni container prefabbricati tipo "Containex". Verranno posizionate varie tipologie di elementi di varie dimensioni (20': 6055x2435mm, 30': 9120x2435mm) sia su un livello che su due livelli. Verranno utilizzati sia elementi con carico utile standard (2,0 kN/mq per il pavimento e 1,5 kN/mq per il soffitto), sia elementi con carico utile opzionale (4,0 kN/mq per il pavimento e 3,0 kN/mq per il soffitto).

Le schede tecniche dei prodotti forniscono le sollecitazioni indotte in fondazione per carichi verticali in funzione della varie tipologie di elementi e del loro assemblaggio.

La Ditta produttrice dovrà fornire apposite verifiche di calcolo in condizioni statiche e sismiche degli elementi prefabbricati ed anche delle fondazioni, qualora quelle previste in progetto risultino non idonee rispetto allo specifico prodotto fornito.

I singoli appoggi degli elementi prefabbricati hanno dimensioni 20x20 cm, pertanto in caso di elementi accoppiati l'ingombro degli appoggi sarà di 40 cm.

Le strutture di fondazione degli elementi prefabbricati saranno costituite da una platea cemento armato di spessore 20 cm, impostata su terreno adeguatamente compattato e costipato.

Lo scarico in fondazione massimo delle varie configurazioni scelte di un singolo appoggio è pari a 80 kN; considerando che verranno affiancati vari elementi con appoggi adiacenti, per il dimensionamento della platea di fondazione si considera un carico verticale agente pari a $2 \times 80 \text{ kN} = 160 \text{ kN} = 16000 \text{ kg}$.

Considerando una ripartizione delle tensioni a 45° all'interno della soletta armata, la tensione massima gravante sul terreno compattato sarà pari a circa $2,5 \text{ kg/cmq}$.

Verifica della struttura di sostegno dei pannelli esterni:

La struttura di sostegno dei pannelli in cemento e fibre legnose tipo Betonwood è costituita da un'intelaiatura realizzata con profilati angolari in acciaio $140 \times 140 \times 15$ (disposti secondo i corsi trasversali dei pannelli), con profilati a T $100 \times 100 \times 11$ (disposti secondo i corsi longitudinali dei pannelli) ed a loro volta collegati alla struttura in cemento armato dell'auditorium mediante profilati scatolari 100×100 od angolari $100 \times 100 \times 10$. I pannelli hanno larghezza di 320 cm ed altezza 125 cm, che corrisponde quindi all'interasse delle strutture di sostegno in acciaio in entrambe le direzioni. Dal momento che le pannellature sono inclinate verso l'esterno del fabbricato, l'azione del vento (pari a $0,73 \text{ kN/mq}$) controbilancia l'effetto del peso proprio (pari a $0,27 \text{ kN/mq}$). Pertanto, a favore di sicurezza, la verifica viene eseguita considerando la massima sollecitazione in valore assoluto delle due agenti, cioè il vento.

Per la verifica agli S.L.U. si verificano le seguenti combinazioni:

si considera lo Stato Limite Ultimo di resistenza della struttura STR con approccio 2; i coefficienti parziali sono:

$$\gamma_{G1} = 1,3, \gamma_{G2} = 1,5, \gamma_{Q1} = 1,5$$

Combinazione n° 1:

$$(\gamma_{G1} \times G_1)$$

quindi si ha:

$$(1,3 \times 0,73 \text{ kN} / \text{mq}) = 0,95 \text{ kN} / \text{mq}$$

Verifica profilati angolari $140 \times 140 \times 15$ (disposti secondo i corsi trasversali dei pannelli):

Si considera, sempre a favore di sicurezza, uno schema statico di trave doppiamente appoggiata di lunghezza pari a 5,50 m.

Il carico per metro lineare di ciascuna trave in acciaio è dato da:

$$q = 0,95 \text{ KN} / \text{mq} \times 3,20 \text{ m} = 3,04 \text{ KN} / \text{ml}$$

Verifica a flessione:

Deve risultare:

$$\frac{M_{ED}}{M_{C,RD}} < 1$$

dove:

M_{ED} : momento flettente di calcolo

$M_{C,RD}$: momento resistente

Il momento resistente è dato da (sezione di classe 1):

$$M_{C,RD} = \frac{W_{PL} \times f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{72400 \text{ mmc} \times 235 \text{ N} / \text{mmq}}{1,05} = 16203809 \text{ Nmm} = 16203 \text{ Nm}$$

A favore di sicurezza, si considera uno schema statico di trave doppiamente appoggiata con carico uniformemente distribuito. Il momento di calcolo è dato da:

$$M_{ED} = \frac{q \times L^2}{2} = \frac{3040 \text{ N} / \text{m} \times 5,50^2 \text{ m}}{8} = 11495 \text{ Nm}$$

quindi si ha:

$$\frac{M_{ED}}{M_{C,RD}} = \frac{66702 \text{ Nm}}{95342 \text{ Nm}} = 0,69 < 1$$

Verifica profilati a T 100x100x11 (disposti secondo i corsi longitudinali dei pannelli):

Si considera, sempre a favore di sicurezza, uno schema statico di trave doppiamente appoggiata di lunghezza pari a 4,50 m (interasse pilastri).

Il carico per metro lineare di ciascuna trave in acciaio è dato da:

$$q = 0,95 \text{ KN / mq} \times 1,20 \text{ m} = 1,14 \text{ KN / ml}$$

Verifica a flessione:

Deve risultare:

$$\frac{M_{ED}}{M_{C,RD}} < 1$$

dove:

M_{ED} : momento flettente di calcolo

$M_{C,RD}$: momento resistente

Il momento resistente è dato da (sezione di classe 1):

$$M_{C,RD} = \frac{W_{PL} \times f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{24600 \text{ mmc} \times 235 \text{ N / mmq}}{1,05} = 5505714 \text{ Nmm} = 5505 \text{ Nm}$$

A favore di sicurezza, si considera uno schema statico di trave doppiamente appoggiata con carico uniformemente distribuito. Il momento di calcolo è dato da:

$$M_{ED} = \frac{q \times L^2}{2} = \frac{1140 \text{ N / m} \times 4,50^2 \text{ m}}{8} = 2885 \text{ Nm}$$

quindi si ha:

$$\frac{M_{ED}}{M} = \frac{2885 \text{ Nm}}{5505 \text{ Nm}} = 0,52 < 1$$

CALCOLO CERCHIATURA METALLICA PARETE RETROPALCO:

Inquadramento dell'intervento

L'intero fabbricato ha destinazione scolastica, e pertanto è classificabile in classe d'uso III, ai sensi del punto 2.4.2 delle NTC 2008.

L'intervento in progetto non prevede incrementi di carico sulle strutture portanti.

Pertanto, alla luce di quanto sopra, l'intervento è stato considerato quale INTERVENTO LOCALE ai sensi del punto 8.4.3 delle NTC 2008 e del punto C.8.4.3 della Circolare, in quanto non comporta variazioni significative del comportamento globale della struttura e non modifica sostanzialmente le condizioni di sicurezza preesistenti.

Inoltre, ai sensi dell'art. 3 comma 3 del DPGR 36/R/09, l'intervento non prevede incrementi di carico sulle strutture di fondazione, né un cambio di tipologia delle fondazioni stesse; pertanto non viene redatta la scheda di sintesi per la valutazione del progetto in relazione agli aspetti geologici, geofisici e geotecnici.

Principali Normative di riferimento

- Decreto Min. Infrastrutture 14 gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni";
- Circolare esplicativa n° 617 del 02/02/2009;
- Regione Toscana: "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti".

Calcolo cerchiatura:

Per la realizzazione di un'ampia finestra di dimensioni 260xh170 cm sulla parete muraria retropalco si rende necessaria la realizzazione di una cerchiatura metallica costituita da un doppio telaio affiancato costituito da profilati di tipo HEB 140. La tessitura muraria è in mattoni semipieni di tipo doppio UNI di spessore 26 cm.

L'intervento può classificarsi come "Intervento locale" poiché il rapporto fra l'area di muratura resistente nelle due direzioni principali nello stato di progetto e nello stato attuale risulta ben maggiore dell'85%.

Inoltre la nuova apertura, oltre ad essere dotata di idonee opere di rinforzo, non altera in modo sensibile la strutture resistenti di piano ed il livello di regolarità della struttura.

Il livello di conoscenza è LC1 (verifiche limitate), a favore di sicurezza con:

- coefficiente FC = 1.35;
- resistenza: valore minimo di Tab C8A.2.1
- modulo elastico: valore medio intervallo di Tab. C8A.2.1

E' previsto l'inserimento di due telai con struttura portante realizzata con profilati in acciaio di tipo HEB 140 affiancati.

Le caratteristiche del materiale sono le seguenti:

- modulo elastico $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- densità $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- acciaio di tipo S235 con
 - tensione caratteristica a snervamento $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$
 - tensione caratteristica a rottura $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$

La parete oggetto di nuova apertura viene consolidata mediante la posa in opera di cerchiature realizzate con profilati di acciaio ancorati alle murature. L'ancoraggio è assicurato anche grazie alla posa in opera di zanche metalliche nelle murature adiacenti.

Per la parete si procede ad un controllo della rigidezza prima e dopo l'intervento determinando la diminuzione della stessa e progettando la cerchiatura in modo che la rigidezza dopo l'intervento non ecceda il 15% di quella prima dell'intervento.

La parete viene inoltre verificata garantendo che la resistenza e la capacità di deformazione, fornite dall'insieme setti-cerchiatura non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali.

Sia per lo stato originario che per lo stato modificato si procede al calcolo delle rigidzze, dei tagli ultimi e degli spostamenti ultimi secondo le procedure descritte di seguito, in cui h, L, s sono rispettivamente altezza, lunghezza e spessore del setto, G è il modulo di elasticità tangenziale.

Per ciascun setto si assume come taglio ultimo il minimo tra i valori seguenti:

- taglio per fessurazione diagonale (par. C.8.7.1.5)
- taglio per pressoflessione (par. 7.8.2.2.1)
- taglio per scorrimento (par. 7.8.2.2.2)

Sulla base del taglio ultimo minimo si determina per ciascun setto lo spostamento relativo corrispondente. In base al valore minimo di tutti gli spostamenti elastici dei setti costituenti la parete si ricalcolano le forze resistenti di ciascun setto e quindi il taglio ultimo della parete.

Per la parete corrispondente allo stato modificato si determina anche la forza che assorbe la cerchiatura metallica in corrispondenza dello spostamento minimo precedente.

Lo spostamento ultimo di ciascun setto, par. C.8.7.1.4., viene determinato come percentuale dell'altezza ed in particolare:

0,4%H per meccanismo di rottura per taglio

0,6%H per meccanismo di rottura per pressoflessione.

Le verifiche del telaio non si effettuano in quanto in corrispondenza della crisi delle murature quest'ultimo è ancora ampiamente in campo elastico.

Si procede invece alla verifica dell'architrave sia per SLE che per SLU secondo quanto prescritto dalla normativa.

Analisi dei carichi:

L'analisi dei carichi della copertura fornisce i seguenti risultati:

Peso proprio elementi strutturali (G1):

- peso proprio solaio 1,42 KN/mq;

$$G1 = 1,42 \text{ KN/mq}$$

Peso proprio elementi non strutturali (G2):

- carico uniforme 1,88 KN/mq

$$G2 = 1,25 \text{ KN/mq}$$

Carichi Variabili (Q):

- carico di esercizio Q1 0,50 KN/mq

- carico vento Q2 0,73 KN/mq

- carico neve Q3 0,80 KN/mq

$$Q = 2,03 \text{ KN/mq}$$

Infatti si ha:

Carico Vento Q2:

Il carico vento, in base alla suddetta normativa, è dato dalla seguente relazione:

$$p = q_b \times C_E \times C_P \times C_D$$

la zona in oggetto è situata in Zona 3, Classe C, Categoria IV, $z < z_{min}$

- $q_{ref} = 45,5 \text{ kg/mq}$
- Coefficiente C_e : Zona 3, Classe B, Categoria V, $z < z_{min}$, $C_E = 1.6$
- Coefficiente $C_p = 1$
- Coefficiente $C_d = 1$

Quindi: $p = 455 \text{ N/mq} \times 1.6 = 728 \text{ N/mq} = 0,73 \text{ KN/mq}$

Carico Neve Q3:

Il carico neve è dato dalla seguente relazione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_T$$

in cui:

- q_s è il carico neve sulla copertura
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura
- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo

Dal momento che la zona in oggetto è situata in Zona II, Regione Toscana, con altitudine $a_s = 150$ metri s.l.m., $\alpha = 16^\circ$, si ha che

$$\mu_i = 0.8;$$

Coefficiente $C_E = 1$

Coefficiente $C_T = 1$

$$q_{sk} = 1,00 \text{ KN/mq}$$

$$q_s = 0.8 \times 1,00 \text{ KN/mq} = 0,80 \text{ KN/mq}$$

Oltre ai carichi del solaio e della copertura sovrastante, si considera gravante anche il peso proprio della muratura sovrastante pari a 1500 kg/mc, che, rapportato alle caratteristiche geometriche in oggetto, origina un carico unitario pari a 7,02 KN/m = 702 kg/m.

I risultati della verifica dei paramenti murari ed il calcolo dei telai e delle architravi di cerchiatura sono riportati nel fascicolo calcoli strutture allegato al progetto.

Verifica travi di sostegno lucernari copertura

Verifica travi in acciaio portanti (IPE360):

Si considera uno schema statico di trave doppiamente appoggiata di lunghezza massima, a favore di sicurezza, pari a 17,45 metri, con carico uniformemente distribuito.

Per i carichi del lucernario si ha:

$$G1=0,5KN/mq; G2=1,00KN/mq; Q1=0,50KN/mq; Q2=0,73KN/mq, Q3=0,80KN/mq$$

Per la verifica agli S.L.U. si verificano le seguenti combinazioni:

si considera lo Stato Limite Ultimo di resistenza della struttura STR con approccio 2; i coefficienti parziali sono:

$$\gamma_{G1} = 1,3, \gamma_{G2} = 1,5, \gamma_{Q1} = 1,5$$

Combinazione n° 1:

$$(\gamma_{G1} \times G_1) + (\gamma_{G2} \times G_2) + (\gamma_{Q1} \times Q_{K1}) + (\gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_2) + (\gamma_{Q3} \times \psi_{03} \times Q_3)$$

quindi si ha:

$$(1,3 \times 0,50KN / mq) + (1,50 \times 1,00KN / mq) + (1,5 \times 0,50KN / mq) + (1,5 \times 0,7 \times 0,73KN / mq) + (1,50 \times 0,7 \times 0,80KN / mq) = 4,50KN / mq$$

Combinazione n° 2:

$$(\gamma_{G1} \times G_1) + (\gamma_{G2} \times G_2) + (\gamma_{Q1} \times \psi_{01} \times Q_1) + (\gamma_{Q2} \times Q_2) + (\gamma_{Q3} \times \psi_{03} \times Q_3)$$

quindi si ha:

$$(1,3 \times 0,50KN / mq) + (1,50 \times 1,00KN / mq) + (1,5 \times 0,7 \times 0,50KN / mq) + (1,5 \times 0,73KN / mq) + (1,50 \times 0,7 \times 0,80KN / mq) = 4,61KN / mq$$

Combinazione n° 3:

$$(\gamma_{G1} \times G_1) + (\gamma_{G2} \times G_2) + (\gamma_{Q1} \times \psi_{01} \times Q_1) + (\gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_2) + (\gamma_{Q3} \times Q_3)$$

quindi si ha:

$$(1,3 \times 0,50KN / mq) + (1,50 \times 1,00KN / mq) + (1,5 \times 0,7 \times 0,50KN / mq) + (1,5 \times 0,7 \times 0,73KN / mq) + (1,50 \times 0,80KN / mq) = 4,64KN / mq = 4640N / mq$$

Per la verifica degli elementi della copertura si considera la Combinazione più gravosa, cioè la Combinazione n° 3.

Il carico per metro lineare di ciascuna trave in acciaio è dato da:

$$q = 4,64 \text{ KN / mq} \times 1,00 \text{ m} = 4,64 \text{ KN / ml}$$

Verifica a flessione:

Deve risultare:

$$\frac{M_{ED}}{M_{C,RD}} < 1$$

dove:

M_{ED} : momento flettente di calcolo

$M_{C,RD}$: momento resistente

Il momento resistente è dato da (sezione di classe 1):

$$M_{C,RD} = \frac{W_{PL} \times f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{904000 \text{ mmc} \times 235 \text{ N / mmq}}{1,05} = 202323809 \text{ Nmm} = 202323 \text{ Nm}$$

A favore di sicurezza, si considera uno schema statico di trave doppiamente appoggiata con carico uniformemente distribuito eccentrico. Il momento di calcolo è dato da:

$$M_{ED} = \frac{q \times L^2}{2} = \frac{4640 \text{ N / m} \times 17,45^2 \text{ m}}{8} = 176611 \text{ Nm}$$

quindi si ha:

$$\frac{M_{ED}}{M_{C,RD}} = \frac{176611 \text{ Nm}}{202323 \text{ Nm}} = 0,87 < 1$$

Verifica a taglio:

Deve risultare:

$$\frac{V_{ED}}{V_{C,RD}} < 1$$

La resistenza di calcolo a taglio vale:

$$V_{C,RD} = \frac{A_V \times f_{yk}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

L'area resistente a taglio (IPE360) vale:

$$A_v = [A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f] = [72,70 - 2 \cdot 17 \cdot 0,8 + (1,27 + 2 \cdot 1,5)0,8] = 48,91 \text{ cmq}$$

si ha quindi:

$$V_{C, RD} = \frac{A_v \times f_{yk}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{4891 \text{ mmq} \times 235 \text{ N / mmq}}{\sqrt{3} \times 1,05} = 632016 \text{ N}$$

L'azione di taglio di calcolo vale:

$$V_{ED} = \frac{q \times L}{2} = \frac{4640 \text{ N / m} \times 17,45 \text{ m}}{2} = 40484 \text{ N}$$

La verifica a taglio è quindi data da:

$$\frac{V_{ED}}{V_{C, RD}} = \frac{40484 \text{ N}}{632016 \text{ N}} = 0,06 < 1$$

Verifica della struttura di sostegno dei pannelli esterni verticali zona impianti:

La struttura di sostegno dei pannelli in cemento e fibre legnose tipo Betonwood è costituita da un'intelaiatura realizzata con profilati in acciaio IPE 180 (disposti in verticale secondo i corsi trasversali dei pannelli), con profilati angolari 100x100x10 (disposti in orizzontale secondo i corsi longitudinali dei pannelli). I pannelli hanno larghezza di 320 cm ed altezza 125 cm, che corrisponde quindi all'interasse delle strutture di sostegno in acciaio. Le pannellature sono soggette esclusivamente all'azione del vento (pari a 0,73 kN/mq) ed al peso proprio (pari a 0,27 kN/mq). Pertanto, a favore di sicurezza, la verifica viene eseguita considerando la massima sollecitazione in valore assoluto delle due agenti, cioè il vento.

Per la verifica agli S.L.U. si verificano le seguenti combinazioni:

si considera lo Stato Limite Ultimo di resistenza della struttura STR con approccio 2; i coefficienti parziali sono:

$$\gamma_{G1} = 1,3, \quad \gamma_{G2} = 1,5, \quad \gamma_{Q1} = 1,5$$

Combinazione n° 1:

$$(\gamma_{G1} \times G_1)$$

quindi si ha:

$$(1,3 \times 0,73 \text{ KN / mq}) = 0,95 \text{ KN / mq}$$

Verifica profilati IPE 180 (disposti in verticale secondo i corsi trasversali dei pannelli):

Si considera uno schema statico di trave a mensola di lunghezza pari a 4,00 m.

Il carico per metro lineare di ciascuna trave in acciaio è dato da:

$$q = 0,95 \text{ KN} / \text{mq} \times 3,20 \text{ m} = 3,04 \text{ KN} / \text{ml}$$

Verifica a flessione:

Deve risultare:

$$\frac{M_{ED}}{M_{C,RD}} < 1$$

dove:

M_{ED} : momento flettente di calcolo

$M_{C,RD}$: momento resistente

Il momento resistente è dato da (sezione di classe 1):

$$M_{C,RD} = \frac{W_{PL} \times f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{161000 \text{ mmc} \times 235 \text{ N} / \text{mmq}}{1,05} = 36033333 \text{ Nmm} = 36033 \text{ Nm}$$

A favore di sicurezza, si considera uno schema statico di mensola con carico uniformemente distribuito. Il momento di calcolo è dato da:

$$M_{ED} = \frac{q \times L^2}{2} = \frac{3040 \text{ N} / \text{m} \times 4,00^2 \text{ m}}{2} = 24320 \text{ Nm}$$

quindi si ha:

$$\frac{M_{ED}}{M_{C,RD}} = \frac{24320 \text{ Nm}}{36033 \text{ Nm}} = 0,67 < 1$$

Verifica profilati angolari 100x100x10 (disposti secondo i corsi longitudinali dei pannelli):

Si considera, sempre a favore di sicurezza, uno schema statico di trave doppiamente appoggiata di lunghezza pari a 3,20 m.

Il carico per metro lineare di ciascuna trave in acciaio è dato da:

$$q = 0,95 \text{ KN} / \text{mq} \times 1,20 \text{ m} = 1,14 \text{ KN} / \text{ml}$$

Verifica a flessione:

Deve risultare:

$$\frac{M_{ED}}{M_{C,RD}} < 1$$

dove:

M_{ED} : momento flettente di calcolo

$M_{C,RD}$: momento resistente

Il momento resistente è dato da (sezione di classe 1):

$$M_{C,RD} = \frac{W_{PL} \times f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{24600 \text{ mm}^3 \times 235 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 5505714 \text{ Nmm} = 5505 \text{ Nm}$$

A favore di sicurezza, si considera uno schema statico di trave doppiamente appoggiata con carico uniformemente distribuito. Il momento di calcolo è dato da:

$$M_{ED} = \frac{q \times L^2}{2} = \frac{1140 \text{ N/m} \times 3,20^2 \text{ m}}{8} = 1459 \text{ Nm}$$

quindi si ha:

$$\frac{M_{ED}}{M_{C,RD}} = \frac{1459 \text{ Nm}}{5505 \text{ Nm}} = 0,26 < 1$$

Verifica della struttura di sostegno dei pannelli verticali palco esterno:

La struttura di sostegno dei pannelli in cemento e fibre legnose tipo Betonwood è costituita da un'intelaiatura realizzata con profilati in acciaio IPE 180 (disposti in verticale secondo i corsi trasversali dei pannelli), con profilati angolari 100x100x10 (disposti in orizzontale secondo i corsi longitudinali dei pannelli). I pannelli hanno larghezza di 150 cm ed altezza 60 cm, che corrisponde quindi all'interasse delle strutture di sostegno in acciaio. Le pannellature sono soggette esclusivamente all'azione del vento (pari a 0,73 kN/mq) ed al peso proprio (pari a 0,27 kN/mq). Pertanto, a favore di sicurezza, la verifica viene eseguita considerando la massima sollecitazione in valore assoluto delle due agenti, cioè il vento.

Per la verifica agli S.L.U. si verificano le seguenti combinazioni:

si considera lo Stato Limite Ultimo di resistenza della struttura STR con approccio 2; i coefficienti parziali sono:

$$\gamma_{G1} = 1,3, \gamma_{G2} = 1,5, \gamma_{Q1} = 1,5$$

Combinazione n° 1:

$$(\gamma_{G1} \times G_1)$$

quindi si ha:

$$(1,3 \times 0,73 \text{ KN/mq}) = 0,95 \text{ KN/mq}$$

Verifica profilati IPE 180 (disposti in verticale secondo i corsi trasversali dei pannelli):

Si considera uno schema statico di trave a mensola di lunghezza massima pari a 6,00 m.

Il carico per metro lineare di ciascuna trave in acciaio è dato da:

$$q = 0,95 \text{ KN} / \text{mq} \times 1,50 \text{ m} = 1,42 \text{ KN} / \text{ml}$$

Verifica a flessione:

Deve risultare:

$$\frac{M_{ED}}{M_{C,RD}} < 1$$

dove:

M_{ED} : momento flettente di calcolo

$M_{C,RD}$: momento resistente

Il momento resistente è dato da (sezione di classe 1):

$$M_{C,RD} = \frac{W_{PL} \times f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{161000 \text{ mmc} \times 235 \text{ N} / \text{mmq}}{1,05} = 36033333 \text{ Nmm} = 36033 \text{ Nm}$$

A favore di sicurezza, si considera uno schema statico di mensola con carico uniformemente distribuito. Il momento di calcolo è dato da:

$$M_{ED} = \frac{q \times L^2}{2} = \frac{1420 \text{ N} / \text{m} \times 6,00^2 \text{ m}}{2} = 25560 \text{ Nm}$$

quindi si ha:

$$\frac{M_{ED}}{M_{C,RD}} = \frac{25560 \text{ Nm}}{36033 \text{ Nm}} = 0,71 < 1$$

Verifica profilati angolari 100x100x10 (disposti secondo i corsi longitudinali dei pannelli):

Si considera, sempre a favore di sicurezza, uno schema statico di trave doppiamente appoggiata di lunghezza pari a 1,50 m.

Il carico per metro lineare di ciascuna trave in acciaio è dato da:

$$q = 0,95 \text{ KN} / \text{mq} \times 0,60 \text{ m} = 0,57 \text{ KN} / \text{ml}$$

Verifica a flessione:

Deve risultare:

$$\frac{M_{ED}}{M_{C,RD}} < 1$$

dove:

M_{ED} : momento flettente di calcolo

$M_{C,RD}$: momento resistente

Il momento resistente è dato da (sezione di classe 1):

$$M_{C,RD} = \frac{W_{PL} \times f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{24600 \text{ mm}^3 \times 235 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 5505714 \text{ Nmm} = 5505 \text{ Nm}$$

A favore di sicurezza, si considera uno schema statico di trave doppiamente appoggiata con carico uniformemente distribuito. Il momento di calcolo è dato da:

$$M_{ED} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{570 \text{ N/m} \times 1,50^2 \text{ m}}{8} = 160 \text{ Nm}$$

quindi si ha:

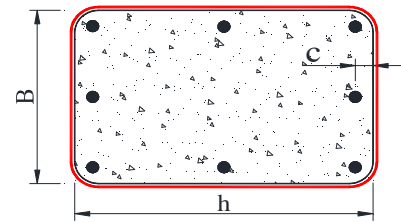
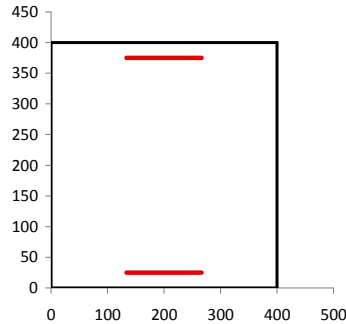
$$\frac{M_{ED}}{M_{C,RD}} = \frac{160 \text{ Nm}}{5505 \text{ Nm}} = 0,03 < 1$$

ALLEGATI:

- Manuale di Validazione software Modest fornito dalla Tecnisoft s.r.l.
- Affidabilità software Modest fornito dalla Tecnisoft s.r.l.

Cliente:	Comune di Firenze	Cantiere:	Auditorium Scuola Guicciardini	Rif. Strutt.	Pilastri 40x40
----------	-------------------	-----------	--------------------------------	--------------	----------------

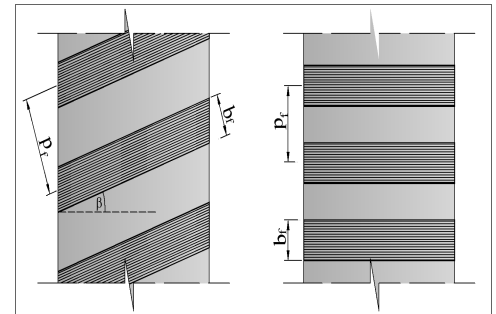
Dati di Input	
Base (B)	400 mm
Altezza (h)	400 mm
Altezza utile (d)	375 mm
Copriferro ($c_1=c_2$)	25 mm
D staffe	Φ 6
A staffe	28,27
Passo	200 mm
Bracci staffe	2
Rc	20 mm
Sforzo Normale Sollecitante N	517 kN



Materiali				
	Medie	Tensione di Calcolo	FC	1,20
Calcestruzzo [MPa]	20	11,11	f_{ck}	12,00 MPa
			f_{ctm}	1,57 MPa
Acciaio [MPa]	360	261	γ_c	1,5
			γ_s	1,15

Scelta FRP	
MapeWrap C UNI-AX 240 - E 230	Carbonio
Tipologia di rinforzo longitudinale	Continuo
Tipologia di rinforzo trasversale	in avvolgimento
Esposizione	Interna

CARATTERISTICHE FRP		GEOMETRIA FRP	
σ rottura	4830 MPa	$\gamma_{f,d}$ Coefficiente parziale per i materiali	1,2
Modulo elastico	230 GPa	numero di strati (n_f)	1
ϵ rottura, $\epsilon_{fr,u}$	0,021	b_f	250 mm
spessore	0,133 mm	p_f	250 mm
$\min\{0,5d; 3b_f; b_f+200\}$	188 mm	β	90°
θ inclinazione fessure da Taglio	45°		



Fase di calcolo	
A_{sw}	57 mm ²
ω_{sw}	0,0166
cot θ (di calcolo) NTC 2008	1,000
ν	0,50
α_c	1,250
$\gamma_{R,d}$ Coefficiente parziale per i modelli	1,2
η_a Fattore di conversione ambientale	0,95
f_{fd} Tensione ultima di delaminazione	4171 MPa
k_G	0,0370
k_b	1,00
Φ_R	0,280
$\min\{0,9d; h_w\}$	338 mm
t_f Spessore Totale	0,133
γ_f Coefficiente parziale	1,1
$\gamma_{f,d}$ Coefficiente parziale per i materiali	1,2
f_{fd} Resistenza di prog. alla delaminazione	644,4 MPa
Γ_{fd} Energia Specifica di Frattura	0,173
s_u	0,25
f_{fd}	1,38
l_e lunghezza efficace di ancoraggio	200,00 mm
f_{fed} Resistenza efficace di calcolo	687,44 MPa
$V_{R,d}$	51,4 kN

$$k_b = \sqrt{\frac{2 \cdot \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{b}}} \geq 1 \quad 4.3$$

$$\phi_R = 0,2 + 1,6 \cdot \frac{r_c}{b}, \quad 0 \leq \frac{r_c}{b} \leq 0,5, \quad 4.23$$

$$\Gamma_{fd} = \frac{k_b \cdot k_{cr}}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{cm}} \quad 4.1$$

$$f_{fd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{fd}}{t_f}} \quad 4.4$$

$$l_{ed} = \max \left\{ \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot f_{fd}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot t_e \cdot \Gamma_{fd}}{2}}, 200 \text{ mm} \right\} \quad 4.1$$

$$f_{fed} = f_{fd} \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l_e \cdot \sin \beta}{\min\{0,9 \cdot d, h_w\}} \right] + \frac{1}{2} (\phi_R \cdot f_{fd} - f_{fd}) \cdot \left[1 - \frac{l_e \cdot \sin \beta}{\min\{0,9 \cdot d, h_w\}} \right] \quad 4.22$$

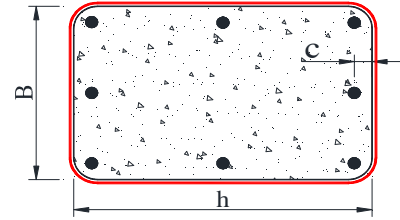
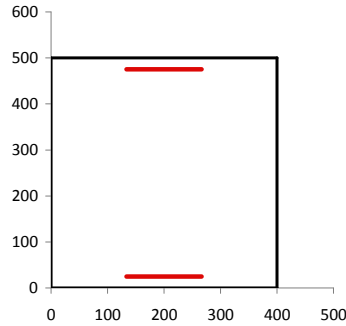
$$V_{R,d} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{fed} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{P_f} \quad 4.19$$

Calcolo Taglio resistente della sezione non rinforzata con FRP	
$V_{Rsd} = 24,9 \text{ kN}$	Contributo dell'armatura trasversale di acciaio
$V_{Rcd} = 468,8 \text{ kN}$	Contributo del calcestruzzo
$V_{Rd, \text{sezione non rinforzata}} = 24,88 \text{ kN}$	Resistenza della sezione non rinforzata

$V_{Rd} = 76,31 \text{ kN}$	Resistenza a taglio della sezione rinforzata	$V_{Rd} = \min \{ V_{Rds}, V_{Rdf}, V_{Rdc} \}$	4.18
-----------------------------	---	---	------

Cliente:	Comune di Firenze	Cantiere:	Auditorium Scuola Guicciardini	Rif. Strutt.	Pilastrì 40x50
----------	-------------------	-----------	--------------------------------	--------------	----------------

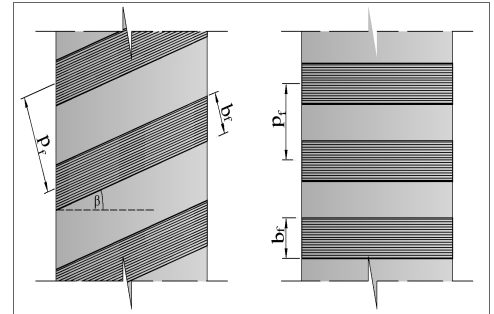
Dati di Input	
Base (B)	400 mm
Altezza (h)	500 mm
Altezza utile (d)	475 mm
Copriferro ($c_1=c_2$)	25 mm
D staffe	Φ 6
A staffe	28,27
Passo	200 mm
Bracci staffe	2
Rc	20 mm
Sforzo Normale Sollecitante N	553 kN



Materiali				
	Medie	Tensione di Calcolo	FC	1,20
Calcestruzzo [MPa]	20	11,11	f_{ck}	12,00 MPa
			f_{ctm}	1,57 MPa
Acciaio [MPa]	360	261	γ_c	1,5
			γ_s	1,15

Scelta FRP	
MapeWrap C UNI-AX 240 - E 230	Carbonio
Tipologia di rinforzo longitudinale	Continuo
Tipologia di rinforzo trasversale	in avvolgimento
Esposizione	Interna

CARATTERISTICHE FRP		GEOMETRIA FRP	
σ rottura	4830 MPa	$\gamma_{f,d}$ Coefficiente parziale per i materiali	1,2
Modulo elastico	230 GPa	numero di strati (n_f)	1
ε rottura, $\epsilon_{fr,u}$	0,021	b_f	250 mm
spessore	0,133 mm	P_f	250 mm
$\min\{0,5d; 3b_f; b_f+200\}$	238 mm	β	90°
θ inclinazione fessure da Taglio	45°		



Fase di calcolo	
A_{sw}	57 mm ²
ω_{sw}	0,0166
cot θ (di calcolo) NTC 2008	1,000
v	0,50
α_c	1,249
$\gamma_{f,d}$ Coefficiente parziale per i modelli	1,2
η_a Fattore di conversione ambientale	0,95
f_{fd} Tensione ultima di delaminazione	4171 MPa
k_G	0,0370
k_b	1,00
Φ_R	0,280
$\min\{0,9d; h_w\}$	428 mm
t_f Spessore Totale	0,133
γ_f Coefficiente parziale	1,1
$\gamma_{f,d}$ Coefficiente parziale per i materiali	1,2
f_{fd} Resistenza di prog. alla delaminazione	644,4 MPa
Γ_{fd} Energia Specifica di Frattura	0,173
s_u	0,25
f_{fd}	1,38
l_e lunghezza efficace di ancoraggio	200,00 mm
f_{fed} Resistenza efficace di calcolo	733,50 MPa
$V_{Rd,f}$	69,5 kN

$$k_b = \sqrt{\frac{2 \cdot \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{b}}} \geq 1 \quad 4.3$$

$$\phi_R = 0.2 + 1.6 \cdot \frac{t_c}{b}, \quad 0 \leq \frac{t_c}{b} \leq 0.5, \quad 4.23$$

$$\Gamma_{fd} = \frac{k_b \cdot k_{cr}}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{cm}} \quad 4.1$$

$$f_{fd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{fd}}{t_f}} \quad 4.4$$

$$l_{ed} = \max \left\{ \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot f_{fd}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot t_c \cdot \Gamma_{fd}}{2}}, 200 \text{ mm} \right\} \quad 4.1$$

$$f_{fed} = f_{fd} \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l_e \cdot \sin \beta}{\min\{0.9 \cdot d, h_w\}} \right] + \frac{1}{2} (\phi_R \cdot f_{fd} - f_{fd}) \cdot \left[1 - \frac{l_e \cdot \sin \beta}{\min\{0.9 \cdot d, h_w\}} \right] \quad 4.22$$

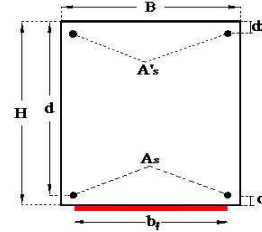
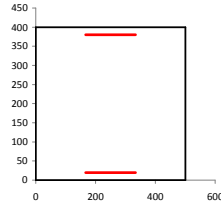
$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{fed} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{P_f} \quad 4.19$$

Calcolo Taglio resistente della sezione non rinforzata con FRP	
$V_{Rsd} = 31,5 \text{ kN}$	Contributo dell'armatura trasversale di acciaio
$V_{Rcd} = 593,2 \text{ kN}$	Contributo del calcestruzzo
$V_{Rd,sezione non rinforzata} = 31,52 \text{ kN}$	Resistenza della sezione non rinforzata

$V_{Rd} = 101,02 \text{ kN}$	Resistenza a taglio della sezione rinforzata	$V_{Rd} = \min \{ V_{Rds}, V_{Rdf}, V_{Rdc} \}$	4.18
------------------------------	---	---	------

Cliente: Comune di Firenze Cantiere: Auditorium Scuola Guicciardini Rif. Strutt.: Travi 40x50

Dati di Input Sezione		
Altezza (H)	400	mm
Base (B)	500	mm
Area di acciaio in trazione A _s	616	mm ²
Area di acciaio in compressione A' _s	616	mm ²
Copriferro (d ₁ =d ₂)	20	mm
Altezza utile (d)	380	mm
Area di lamina A _f	560,0	mm ²

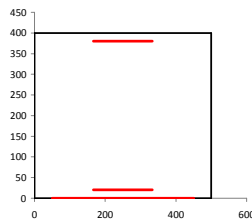


	Resistenze		Moduli elastici		
	Medie	Calcolo		f _{td}	f _{tdm}
Calcestruzzo f _{cm} [MPa]	20	16,67	27085	f _{td}	12,00 MPa
				f _{tdm}	1,57 MPa
Acciaio f _{ym} [MPa]	360	300,0	210000	ε _{sy}	0,00143
Fattore di confidenza FC	1,20				

Sforzo Normale Sollecitante N _{ed} [kN]	409	N max = 3036 kN
Momento iniziale agente in sezione prima dell'applicazione delle fibre M ₀ [kNm]	128	

Materiale	Tipo di fibra	Esposizione
Carboplate E 250	Carbonio	Interna

CARATTERISTICHE FRP	
σ caratteristica di rottura	2500 MPa
ε caratteristica di rottura, ε _R	0,010
Modulo elastico	250000 MPa
Spessore equivalente tessuto secco (t _f)	1,400 mm
Coefficiente di sicurezza per distacco FRP (γ _{f,d})	1,2
Coefficiente parziale del materiale (γ _f)	1,10
Fattore di conversione ambientale (η _a)	0,95
σ calcolo, f _{f,d}	1979 MPa



Larghezza rinforzo (b _f)	400 mm
N° strati rinforzo (n)	1
Coefficiente per condizione di carico (k _q)	Carico concentrato

k _b	1,00
k _c	0,023
b _f / b	0,80
f _{f,d,2} Resist. di prog al distacco FRP (mod 2)	340 MPa
ε _{f,d,d} Deformazione max di distacco FRP	0,00136
ε ₀ lembo teso CLS all'applicazione dell'FRP	0,00156
ε ₀ - ε ₀	-0,00013
Γ _{fd} Energia specifica di frattura	0,107 MPa
f _{bd} Resist. di prog. adesione FRP-CLS	0,86 MPa
l _{ed} Lunghezza ottimale di ancoraggio	200,0 mm
f _{fd} Resist. di prog. al distacco FRP (mod 1)	163 MPa
ε calcolo, ε _{fd}	0,00136

$$\epsilon_{fd} = \frac{f_{fd,2}}{E_f} \geq \epsilon_{0p} - \epsilon_0$$

NO distacco intermedio

$$\epsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\epsilon_{Rf}}{\gamma_f}, \epsilon_{fd,2} \right\}$$

Output: calcolo dell'asse neutro a rottura e del momento ultimo (y_c, M_u)

y _c	regione	ψ	λ	σ _s	α	α _f	Risolvi	eq. Traslazione	M _{Rd}
mm		ad.	ad.	MPa	MPa	MPa			kN m
78,65	1	0,80	0,416	52,19	300,00	340,45		-227995,98	164,89

Sezione non Rinforzata			
y _c	σ _s	α	M _{Rd}
mm	MPa	MPa	kN m
64,643	300,00	300,0	141,13

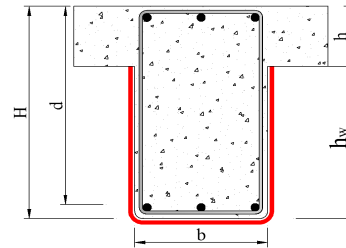
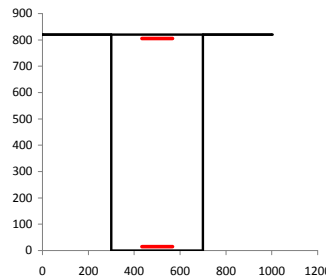
ε _c	0,00078
ε _s	0,00059
ε _s	0,00274
ε _{fp}	0,00136



D.I.ST.
Dipartimento di Strutture per
l'Ingegneria e l'Architettura
Università di Napoli "Federico II"

Cliente: Comune di Firenze Cantiere: Auditorium Scuola Guicciardini Rif. Strutt.: Travi copertura 40x82

Dati di Input	
Base (B)	400 mm
Altezza Totale (H)	820 mm
Altezza Soletta (h)	0 mm
Altezza utile (d)	805 mm
Copriferro (c ₁ =c ₂)	15 mm
D staffe	φ 8
A staffe	50 mm ²
Passo	250 mm
Bracci staffe	2
Rc	20 mm
Sforzo Normale Sollecitante N	0 kN



Materiali				
	Tensioni Medie	Tensioni di Calcolo	FC	1,20
Calcestruzzo	20,00 MPa	11,11	f _{ck}	12,00 MPa
			f _{cm}	1,57 MPa
Acciaio	360 MPa	261	γ _c	1,5
			γ _s	1,15

Scelta FRP	
MapeWrap C UNI-AX 240 - E 230	Carbonio
Tipologia di rinforzo longitudinale	Continuo
Tipologia di rinforzo trasversale	ad U
Esposizione	Interna

CARATTERISTICHE FRP		GEOMETRIA FRP	
σ rottura	4830 MPa	γ _{fs} Coefficiente parziale per i materiali	1,2
Modulo elastico	230 GPa	numero di strati [n _f]	1
ε rottura, ε _{FRP,u}	0,021		
spessore [t _f]	0,133 mm		
min{0,5d; 3b _f ; b+200}	3 mm		
θ inclinazione fessure da Taglio	45°		

Fase di calcolo	
A _w	100 mm ²
ω _{sw}	0,0236
cot θ (di calcolo) NTC 2008	1,000
v	0,50
α _c	1,000
γ _{fs} Coefficiente parziale per i modelli	1,2
η _{sa} Fattore di conversione ambientale	0,95
f _{sd} Tensione ultima di delaminazione	4171 MPa
k _{cs}	0,0370
k _s	1,00
Φ _R	0,280
min {0,9d; h _w }	725 mm
Spessore Totale [t _f ; n _f]	0,133 mm
γ _f Coefficiente parziale	1,1
γ _{fs} Coefficiente parziale per i materiali	1,2
f _{sd} Resistenza di prog. alla delaminazione	644 MPa
Γ _{sd} Energia Specifica di Frattura	0,1729
s _u	0,25
f _{sd}	1,38
l _a lunghezza efficace di ancoraggio	200,0 mm
f _{sd} Resistenza efficace di calcolo	603 MPa
f _{sd,rid} Resistenza di progetto ridotta	644 MPa
V_{Rd,f}	193,5 kN

Calcolo Taglio resistente della sezione non rinforzata con FRP	
V _{Rsd} = 75,96 kN	Contributo dell'armatura trasversale di acciaio
V _{Rcd} = 805 kN	Contributo del calcestruzzo
V _{Rd,azione non rinforzata} = 75,96 kN	Resistenza della sezione non rinforzata
V_{Rd} = 269,49 kN	Resistenza a taglio della sezione rinforzata

$$k_b = \sqrt{\frac{2-d_f}{1+d_f/b}} \geq 1 \quad 4.3$$

$$\phi_k = 0.2 + 1.6 \cdot \frac{r_s}{b}, \quad 0 \leq \frac{r_s}{b} \leq 0.5, \quad 4.23$$

$$\Gamma_{rd} = \frac{k_b \cdot k_{cs}}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{cm}} \quad 4.2$$

$$f_{fd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{fd}}{t_f}} \quad 4.4$$

$$l_d = \max \left\{ \frac{1}{\gamma_{fs} \cdot f_{sd}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot f_{sd}}{2}}, 200 \text{ mm} \right\} \quad 4.1$$

$$f_{sd} = f_{fd} \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{l_d \cdot \sin \beta}{\min \{0.9 \cdot d, h_w\}} \right] \quad 4.21$$

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{sd} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{p_f} \quad 4.19$$

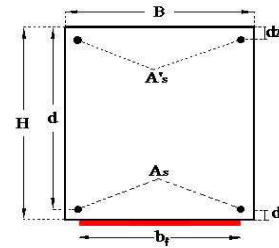
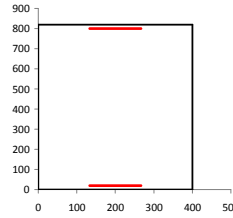
$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c} \} \quad 4.18$$



D.I.ST.
Dipartimento di Strutture per
l'Ingegneria e l'Architettura
Università di Napoli "Federico II"

Cliente: Comune di Firenze Cantiere: Auditorium Scuola Guicciardini Rif. Strutt.: Travi 40x82

Dati di Input Sezione		
Altezza (H)	820	mm
Base (B)	400	mm
Area di acciaio in trazione A _s	339	mm ²
Area di acciaio in compressione A' _s	339	mm ²
Copriferro (d ₁ =d ₂)	20	mm
Altezza utile (d)	800	mm
Area di lamina A _f	280,0	mm ²

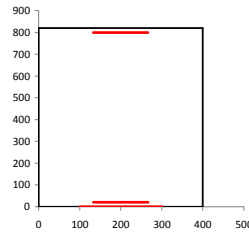


	Resistenze		Moduli elastici		
	Medie	Calcolo			
Calcestruzzo f _{cm} [MPa]	20	16,67	27085	f _{td}	12,00 MPa
Acciaio f _{ym} [MPa]	360	300,0	210000	f _{cm}	1,57 MPa
Fattore di confidenza FC	1,2			ε _{st}	0,00143

Momento iniziale agente in sezione prima dell'applicazione delle fibre M₀ [kNm] **140**

Materiale	Tipo di fibra	Esposizione
Carboplate E 250	Carbonio	Interna

CARATTERISTICHE FRP	
σ caratteristica di rottura	2500 MPa
ε caratteristica di rottura, ε _R	0,010
Modulo elastico	250000 MPa
Spessore equivalente tessuto secco (t _r)	1,400 mm
Coefficiente di sicurezza per distacco (γ _{f,d})	1,2
Coefficiente parziale del materiale (γ _f)	1,10
Fattore di conversione ambientale (η _{1,d})	0,95
σ calcolo, f _{r,d}	1979 MPa
Larghezza rinforzo (b _f)	200 mm
N° strati rinforzo (n)	1
Coefficiente per condizione di carico (k _q)	Carico concentrato



k _b	1,00
k _G	0,023
b _f / b	0,50
f _{td,2} Resist. di prog al distacco FRP (mod 2)	340 MPa
ε _{f,td,1} Deformazione max di distacco FRP	0,00136
ε ₀ lembo teso CLS all'applicazione dell'FRP	0,00029
ε _{st} - ε ₀	0,00114
Γ _{td} Energia specifica di frattura	0,107 MPa
f _{td} Resist. di prog. adesione FRP-CLS	0,86 MPa
l _{ed} Lunghezza ottimale di ancoraggio	400,9 mm
f _{td,1} Resist. di prog. al distacco FRP (mod 1)	163 MPa
ε calcolo, ε _{st}	0,00136

$$\epsilon_{td1} = \frac{f_{td,2}}{E_f} \geq \epsilon_{st} - \epsilon_0, \quad (4.7)$$

$$\epsilon_{st} = \min \left\{ \eta_s \frac{\epsilon_R}{\gamma_f}, \epsilon_{td1} \right\}$$

Output: calcolo dell'asse neutro a rottura e del momento ultimo (y_c, M_u)

E' una procedura iterativa in cui si ipotizza un valore per y_c e si verifica che corrisponda Nu=0 (rottura in flessione semplice)

y _c	regione	ψ	λ	σ _s	α _s	σ _f	Risolvi	eq. Traslazione	M _{Rd}
mm		ad.	ad.	MPa	MPa	MPa			kN m
213,50	1	0,80	0,416	91,24	300,00	340,45		972598,26	835,85

Sezione non Rinforzata			
y _c	σ _s	α _s	M _{Rd}
mm	MPa	MPa	kN m
118,115	300,00	300,0	552,33

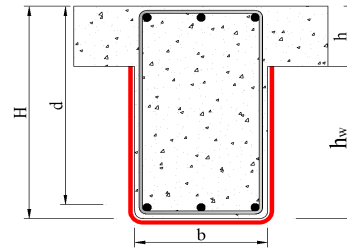
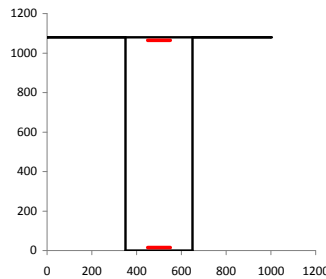
ε _c	0,00071
ε' _s	0,00065
ε _s	0,00159
ε _{fRP}	0,00136



D.I.ST.
Dipartimento di Strutture per
l'Ingegneria e l'Architettura
Università di Napoli "Federico II"

Cliente: Comune di Firenze Cantiere: Auditorium Scuola Guicciardini Rif. Strutt.: Travi copertura 30x108

Dati di Input	
Base (B)	300 mm
Altezza Totale (H)	1080 mm
Altezza Soletta (h)	0 mm
Altezza utile (d)	1065 mm
Copriferro (c ₁ =c ₂)	15 mm
D staffe	φ 8
A staffe	50 mm ²
Passo	250 mm
Bracci staffe	2
Rc	20 mm
Sforzo Normale Sollecitante N	712 kN



Materiali				
	Tensioni Medie	Tensioni di Calcolo	FC	1,20
Calcestruzzo	20,00 MPa	11,11	f _{ck}	12,00 MPa
			f _{cm}	1,57 MPa
Acciaio	360 MPa	261	γ _c	1,5
			γ _s	1,15

Scelta FRP	
MapeWrap C UNI-AX 240 - E 230	Carbonio
Tipologia di rinforzo longitudinale	Continuo
Tipologia di rinforzo trasversale	ad U
Esposizione	Interna

CARATTERISTICHE FRP		GEOMETRIA FRP	
σ rottura	4830 MPa	γ _{fs} Coefficiente parziale per i materiali	1,2
Modulo elastico	230 GPa	numero di strati [n _f]	1
ε rottura, ε _{FRP,u}	0,021		
spessore [t _f]	0,133 mm		
min{0,5d; 3b _f ; b _f +200}	3 mm		
θ inclinazione fessure da Taglio	45°		

Fase di calcolo	
A _w	100 mm ²
ω _{sw}	0,0315
cot θ (di calcolo) NTC 2008	1,000
v	0,50
α _c	1,198
γ _{fs} Coefficiente parziale per i modelli	1,2
η _{sa} Fattore di conversione ambientale	0,95
f _{sd} Tensione ultima di delaminazione	4171 MPa
k _{cs}	0,0370
k _s	1,00
Φ _R	0,307
min {0,9d; h _w }	959 mm
Spessore Totale [t _f ; n _f]	0,133 mm
γ _f Coefficiente parziale	1,1
γ _{fs} Coefficiente parziale per i materiali	1,2
f _{del} Resistenza di prog. alla delaminazione	644 MPa
Γ _{sd} Energia Specifica di Frattura	0,1729
s _u	0,25
f _{sd}	1,38
l _a lunghezza efficace di ancoraggio	200,0 mm
f _{cal} Resistenza efficace di calcolo	600 MPa
f _{del,rid} Resistenza di progetto ridotta	644 MPa
V_{Rd,f} =	127,4 kN

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - \frac{d_f}{b}}{1 + \frac{d_f}{b}}} \geq 1 \quad 4.3$$

$$\phi_k = 0.2 + 1.6 \cdot \frac{r_s}{b}, \quad 0 \leq \frac{r_s}{b} \leq 0.5, \quad 4.23$$

$$\Gamma_{rd} = \frac{k_b \cdot k_{cs}}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{cm}} \quad 4.2$$

$$f_{del} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{fd}}{t_f}} \quad 4.4$$

$$l_d = \max \left\{ \frac{1}{\gamma_{fs} \cdot f_{del}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot l_{se}}{2}}, 200 \text{ mm} \right\} \quad 4.1$$

$$f_{cal} = f_{del} \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{l_{sd} \cdot \sin \beta}{\min \{0.9 \cdot d, h_w\}} \right] \quad 4.21$$

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{cal} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{p_f} \quad 4.19$$

Calcolo Taglio resistente della sezione non rinforzata con FRP	
V _{Rsd} = 100,50 kN	Contributo dell'armatura trasversale di acciaio
V _{Rcd} = 957 kN	Contributo del calcestruzzo
V _{Rd,azione non rinforzata} = 100,50 kN	Resistenza della sezione non rinforzata
V _{Rd} = 227,90 kN	Resistenza a taglio della sezione rinforzata

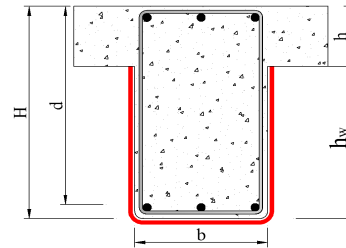
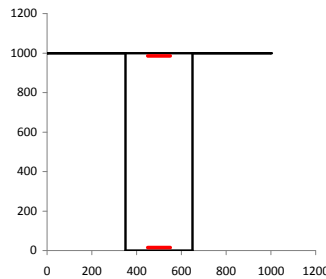
$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c} \} \quad 4.18$$



D.I.ST.
Dipartimento di Strutture per
l'Ingegneria e l'Architettura
Università di Napoli "Federico II"

Cliente: Comune di Firenze Cantiere: Auditorium Scuola Guicciardini Rif. Strutt.: Travi prefabbricate

Dati di Input	
Base (B)	300 mm
Altezza Totale (H)	1000 mm
Altezza Soletta (h)	0 mm
Altezza utile (d)	985 mm
Copriferro (c ₁ =c ₂)	15 mm
D staffe	φ 8
A staffe	50 mm ²
Passo	250 mm
Bracci staffe	2
Rc	20 mm
Sforzo Normale Sollecitante N	913 kN



Materiali				
	Tensioni Medie	Tensioni di Calcolo	FC	1,20
Calcestruzzo	40,00 MPa	22,22	f _{ck}	32,00 MPa
			f _{cm}	30,2 MPa
Acciaio	360 MPa	261	γ _c	1,5
			γ _s	1,15

Scelta FRP	
MapeWrap C UNI-AX 240 - E 230	Carbonio
Tipologia di rinforzo longitudinale	Continuo
Tipologia di rinforzo trasversale	ad U
Esposizione	Interna

CARATTERISTICHE FRP		GEOMETRIA FRP	
σ rottura	4830 MPa	γ _{fs} Coefficiente parziale per i materiali	1,2
Modulo elastico	230 GPa	numero di strati [n _f]	1
ε rottura, ε _{FRP,u}	0,021		
spessore [t _f]	0,133 mm		
min{0,5d; 3b _f ; b _f +200}	3 mm		
θ inclinazione fessure da Taglio	45°		

Fase di calcolo	
A _w	100 mm ²
ω _{sw}	0,0157
cot θ (di calcolo) NTC 2008	1,000
v	0,50
α _c	1,157
γ _{fs} Coefficiente parziale per i modelli	1,2
η _{sa} Fattore di conversione ambientale	0,95
f _{sd} Tensione ultima di delaminazione	4171 MPa
k _{cs}	0,0370
k _s	1,00
Φ _R	0,307
min {0,9d; h _w }	887 mm
Spessore Totale [t _f ; n _f]	0,133 mm
γ _f Coefficiente parziale	1,1
γ _{fs} Coefficiente parziale per i materiali	1,2
f _{sd} Resistenza di prog. alla delaminazione	902 MPa
Γ _{sd} Energia Specifica di Frattura	0,3391
s _u	0,25
f _{sd}	2,71
l _a lunghezza efficace di ancoraggio	200,0 mm
f _{sd} Resistenza efficace di calcolo	835 MPa
f _{sd,rid} Resistenza di progetto ridotta	902 MPa
V_{Rd,f} =	164,0 kN

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - \frac{d_f}{b}}{1 + \frac{d_f}{b}}} \geq 1 \quad 4.3$$

$$\phi_k = 0.2 + 1.6 \cdot \frac{r_s}{b}, \quad 0 \leq \frac{r_s}{b} \leq 0.5, \quad 4.23$$

$$\Gamma_{rd} = \frac{k_b \cdot k_{cs}}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{cm}} \quad 4.2$$

$$f_{fd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{fd}}{t_f}} \quad 4.4$$

$$l_d = \max \left\{ \frac{1}{\gamma_{fs} \cdot f_{sd}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot l_{sd}}{2}}, 200 \text{ mm} \right\} \quad 4.1$$

$$f_{sd} = f_{fd} \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{l_{sd} \cdot \sin \beta}{\min \{0.9 \cdot d, h_w\}} \right] \quad 4.21$$

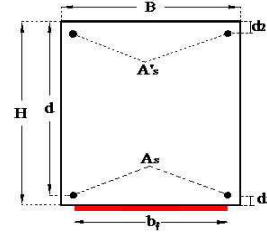
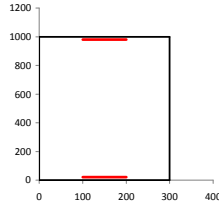
$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{sd} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{b_f}{p_f} \quad 4.19$$

Calcolo Taglio resistente della sezione non rinforzata con FRP	
V _{Rsd} = 92,95 kN	Contributo dell'armatura trasversale di acciaio
V _{Rcd} = 1680 kN	Contributo del calcestruzzo
V _{Rd,sezione non rinforzata} = 92,95 kN	Resistenza della sezione non rinforzata
V _{Rd} = 256,96 kN	Resistenza a taglio della sezione rinforzata

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,s} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c} \} \quad 4.18$$

Cliente: Comune di Firenze Cantiere: Auditorium Scuola Guicciardini Rif. Strutt.: Travi prefabbricate

Dati di Input Sezione		
Altezza (H)	1000	mm
Base (B)	300	mm
Area di acciaio in trazione A _s	1005	mm ²
Area di acciaio in compressione A' _s	804	mm ²
Copriferro (d ₁ =d ₂)	20	mm
Altezza utile (d)	980	mm
Area di lamina A _f	420.0	mm ²

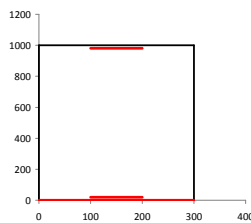


	Resistenze		Moduli elastici		
	Medie	Calcolo		f _{td}	f _{cm}
Calcestruzzo f _{cm} [MPa]	40	33.33	33346	f _{td}	32.00 MPa
Acciaio f _{ym} [MPa]	360	300.0	210000	f _{cm}	3.02 MPa
Fattore di confidenza FC	1.20			ε _{sy}	0.00143

Sforzo Normale Sollecitante N _{ed} [kN]	913	N max = 8543 kN
Momento iniziale agente in sezione prima dell'applicazione delle fibre M ₀ [kNm]	261	

Materiale	Tipo di fibra	Esposizione
Carboplate E 250	Carbonio	Interna

CARATTERISTICHE FRP	
σ caratteristica di rottura	2500 MPa
ε caratteristica di rottura, ε _R	0.010
Modulo elastico	250000 MPa
Spessore equivalente tessuto secco (t _f)	1.400 mm
Coefficiente di sicurezza per distacco FRP (γ _{f,d})	1.2
Coefficiente parziale del materiale (γ _f)	1.10
Fattore di conversione ambientale (η _a)	0.95
σ calcolo, f _{f,d}	1979 MPa



Larghezza rinforzo (b _f)	300 mm
N° strati rinforzo (n)	1
Coefficiente per condizione di carico (k _q)	Carico concentrato

k _b	1.00
k _c	0.023
b _f / b	1.00
f _{f,d,2} Resist. di prog al distacco FRP (mod 2)	477 MPa
ε _{f,d,d} Deformazione max di distacco FRP	0.00191
ε ₀ lembo teso CLS all'applicazione dell'FRP	0.00059
ε _{sy} - ε ₀	0.00084
Γ _{fd} Energia specifica di frattura	0.211 MPa
f _{bd} Resist. di prog. adesione FRP-CLS	1.69 MPa
l _{ed} Lunghezza ottimale di ancoraggio	200.0 mm
f _{fd} Resist. di prog. al distacco FRP (mod 1)	229 MPa
ε calcolo, ε _{fd}	0.00191

$$\epsilon_{fd} = \frac{f_{fd,2}}{E_f} \geq \epsilon_{sy} - \epsilon_0$$

NO distacco intermedio

$$\epsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\epsilon_{Rf}}{\gamma_f}, \epsilon_{fd} \right\}$$

Output: calcolo dell'asse neutro a rottura e del momento ultimo (y_c, M_u)

y _c mm	regione	ψ ad.	λ ad.	σ' _s MPa	α MPa	σ _t MPa	Risolvi	eq. Traslazione	M _{Rd} kN m
78.65	1	0.80	0.416	25.49	300.00	476.76			-765078.30

Sezione non Rinforzata			
y _c mm	σ' _s MPa	α MPa	M _{Rd} kN m
64.643	300.00	300.0	505.16

ε _c	0.00022
ε' _s	0.00017
ε _s	0.00244
ε _{sp}	0.00191

VERIFICA APERTURA N° 1 IN PANNELLI MURARI

ANALISI DEI CARICHI SOLAIO

Interasse di carico	m	1,6
Peso proprio G1	DaN/mq	142
Peso portato G2	DaN/mq	188
Carico di esercizio Q	DaN/mq	203
Coefficiente di riduzione	psiS	0,3
Coefficiente di riduzione	psi2	0,3
Totale	DaN/m	

Combinazione fondamentale SLU	1,3G1+1,5G2+1,5Q	qf	1233,76 kg/m
Combinazione quasi permanente SLE	G1+G2+psi2 Q	qp	625,44 kg/m
Combinazione sismica	G1+G2+psiS Q	qs	625,44 kg/m

SITUAZIONE ATTUALE

PARAMETRI MECCANICI MURATURA

TIPOLOGIA	muratura di mattoni semipieni con malta cementizia (es. doppio UNI)			
fm	DaN/cm2	50,0	tabella C8A.2.1	valore minimo
to	DaN/cm2	2,4	tabella C8A.2.1	valore minimo
E	DaN/cm2	45000	tabella C8A.2.1	valore medio
G	DaN/cm2	11500	tabella C8A.2.1	valore medio
w	DaN/m3	1500	tabella C8A.2.1	

COEFFICIENTI CORRETTIVI

livello conoscenza	FC	1,35	tabella C8A.1.1
coefficiente correttivo		1	tabella C8A,2,2

PARAMETRI MECCANICI CORRETTI

fm	DaN/cm2	37,0	
to	DaN/cm2	1,8	
E	DaN/cm2	16667	Vt2=2Mr _u , se sono all'ultimo piano
G	DaN/cm2	4259	Vt2=M _r u/ƒ per i piani intermedi
gm		2	Vt2=M _r u/ƒ per i piani intermedi
fd	DaN/cm2	18,52	
td	DaN/cm2	0,89	

Dati generali

Setto	Lungh.	Spessore	Alt.	b	Press	fd	to	E	G
Setto 1	1120	26	520	1,00	1,02	18,52	0,100	4350	1450
<i>lunghezza totale</i>		<i>1120</i>							

Verifiche

Setto	Rigidezza	Mu	Vt1	de	Vt2(Mu)	Vt3(ƒ)	Vtmin	du	d	F'	
Setto 1	63844	15563364	12202	0,191	29930	18886	12202	2,08	0,191	12202	
<i>Totale</i>		<i>63844</i>						<i>2,08</i>	<i>0,19112339</i>		<i>12202</i>

SITUAZIONE DI PROGETTO

PARAMETRI MECCANICI MURATURA

TIPOLOGIA	muratura di mattoni semipieni con malta cementizia (es. doppio UNI)			
fm	DaN/cm2	50,0	tabella C8A.2.1	valore minimo
to	DaN/cm2	2,4	tabella C8A.2.1	valore minimo
E	DaN/cm2	45000	tabella C8A.2.1	valore medio
G	DaN/cm2	11500	tabella C8A.2.1	valore medio
w	DaN/m3	1500	tabella C8A.2.1	

COEFFICIENTI CORRETTIVI

livello conoscenza	FC	1,35	tabella C8A.1.1
coefficiente correttivo		1	tabella C8A,2,2

PARAMETRI MECCANICI CORRETTI

fm	DaN/cm2	37,0	
tau0	DaN/cm2	1,8	
E	DaN/cm2	16667	Vt1 taglio formula 8,7,1,1 par. C8,7,1,5
G	DaN/cm2	4259	Vt2(Mu) taglio che genera Mu
gm		2	Vt3 taglio per scorrimento par. 7,8,2,2
fd	DaN/cm2	18,52	
td	DaN/cm2	0,89	

Dati generali

Setto	Lungh.	Spessore	Alt.	b	Press	fd	to	E	G
Setto 1	430	26	520	1,21	1,02	18,52	0,100	4350	1450
Apertura	260								
Setto 2	430	26	520	1,21	1,02	18,52	0,100	4350	1450
lunghezza totale									
	1120								

Verifiche

Setto	Rigidezza	Mu	Vt1	de	Vt2(Mu)	Vt3(l')	Vtmin	du	d	F'
Setto 1	18474	2294058	3874	0,210	8823	7251	3874	2,08	0,210	3874
Setto 2	18474	2294058	3874	0,210	8823	7251	3874	2,08	0,210	3874
Totale										
	36949							2,08	0,210	7748

CONFRONTO FRA ATTUALE E PROGETTO

Variazione di rigidezza		26895	<i>necessita cerchiatura</i>
Larghezza dell'apertura	260	cm	
Altezza dell'apertura	170	cm	
Es	2100000	DaN/cm2	
Jnec	5243	cm4	
Tipo di profilato (I, HA, HB)	hb		
Numero di profilati	4		
Jnec	1311		
Profilato utilizzato	HE 140 B		
Momento d'inerzia	1509		
Modulo W	216		

RIEPILOGO

Rigidezza muratura	36949	kg/cm	
Forza reattiva muratura F*	7748	kg	
Rigidezza telaio	30960	kg/cm	
Forza reattiva telaio Ft	6492	kg	
Rigidezza totale	67909	kg/cm	
Variazione % di rigidezza	6,37%		<i>< 15% verificato</i>
Forza reattiva totale Fr"	14240	kg	<i>F" > F' verificato</i>
variazione dumin	0		<i>>=0 verificato</i>

VERIFICA DELL'ARCHITRAVE

Acciaio S 235			
fyk		2350	kg/cm2
ftk		3600	kg/cm2
E		2100000	kg/cm2
gammaM		1,05	
TRAVERSO	tipo	HEB 140	
Inerzia Jx		3018	cm4
Modulo Wx		432	cm3
Area A		86	cm2
Area a taglio		20	cm2
Lunghezza		260	cm
VERIFICA SLE (combinazione quasi permanente)			
carico qp		625,44	kg/m
carico muratura		702	kg/m
carico totale		1327,44	kg/m
delta max qtot	L/500	0,5200	cm
delta (qtot)	1/384	0,0249	cm
			<i>verificato</i>
VERIFICA SLU (combinazione fondamentale)			
carico qf		1233,76	kg/m
carico muratura		1350	kg/m
carico totale		2583,76	kg/m
M+max		36388	kgcm
sigma (M)		84,23	kg/cm2
			<i>verificato</i>
M-max		72776	kgcm
sigma (Mmax)		168	kg/cm2
Tmax		3359	kg
tau		168	kg/cm2
sigma_id		336	kg/cm2
			<i>verificato</i>



Strumenti solidi come i vostri progetti

Tecnisoft s.a.s. di Papi Paolo Luca & C.
Via F. Ferrucci, 203/C - 59100 Prato
Tel. 0574 583421 - Fax 0574 570157
C.F. e P.IVA 01555190972
R.E.A. C.C.I.A.A. Prato n. 421503
R.I. Prato n. 16291

AFFIDABILITA' DEL PROGRAMMA MODESt

Facendo seguito a quanto richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, la società Tecnisoft s.a.s., produttrice e distributrice del programma ModeSt, dichiara quanto segue:

Il programma ModeSt è un pre-post processore per solutori agli elementi finiti prodotti da altre società ed alle quali si rimanda per i relativi test di affidabilità. Si segnala comunque che i solutori supportati sono di riconosciuta fama nazionale e internazionale e di comprovata affidabilità (XFINEST, SAP2000) e che vengono distribuiti con i relativi test di validazione.

ModeSt contiene comunque al suo interno procedure che l'utente può attivare per il controllo di congruenza sui dati introdotti, procedure che riconoscono in automatico la presenza dei più tipici errori di modellazione.

Al termine del calcolo sono interrogabili sia numericamente che graficamente tutti i risultati, per consentire la valutazione della bontà della modellazione effettuata.

Le procedure di progettazione delle armature degli elementi in c.a. o di verifica degli elementi in acciaio, legno o muratura segnalano sempre le situazioni in cui non sono soddisfatte le condizioni di verifica previste dalla normativa ed implementate nel software. Anche in questo caso si possono effettuare controlli grafici e numerici su stati tensionali, domini di rottura, ecc.

Le procedure di progetto e verifica sono state testate con numerosi esempi reperiti in letteratura o risolti manualmente. Tali esempi sono riportati all'interno di un manuale fornito insieme al programma.

Prato, 30 Maggio 2011

Tecnisoft s.a.s.
Il Socio Amministratore



MANUALE DI VALIDAZIONE PER IL D.M. 14/01/08



Via F. Ferrucci, 203/C - 59100 Prato
Tel. 0574/583421 - Fax 0574/570157

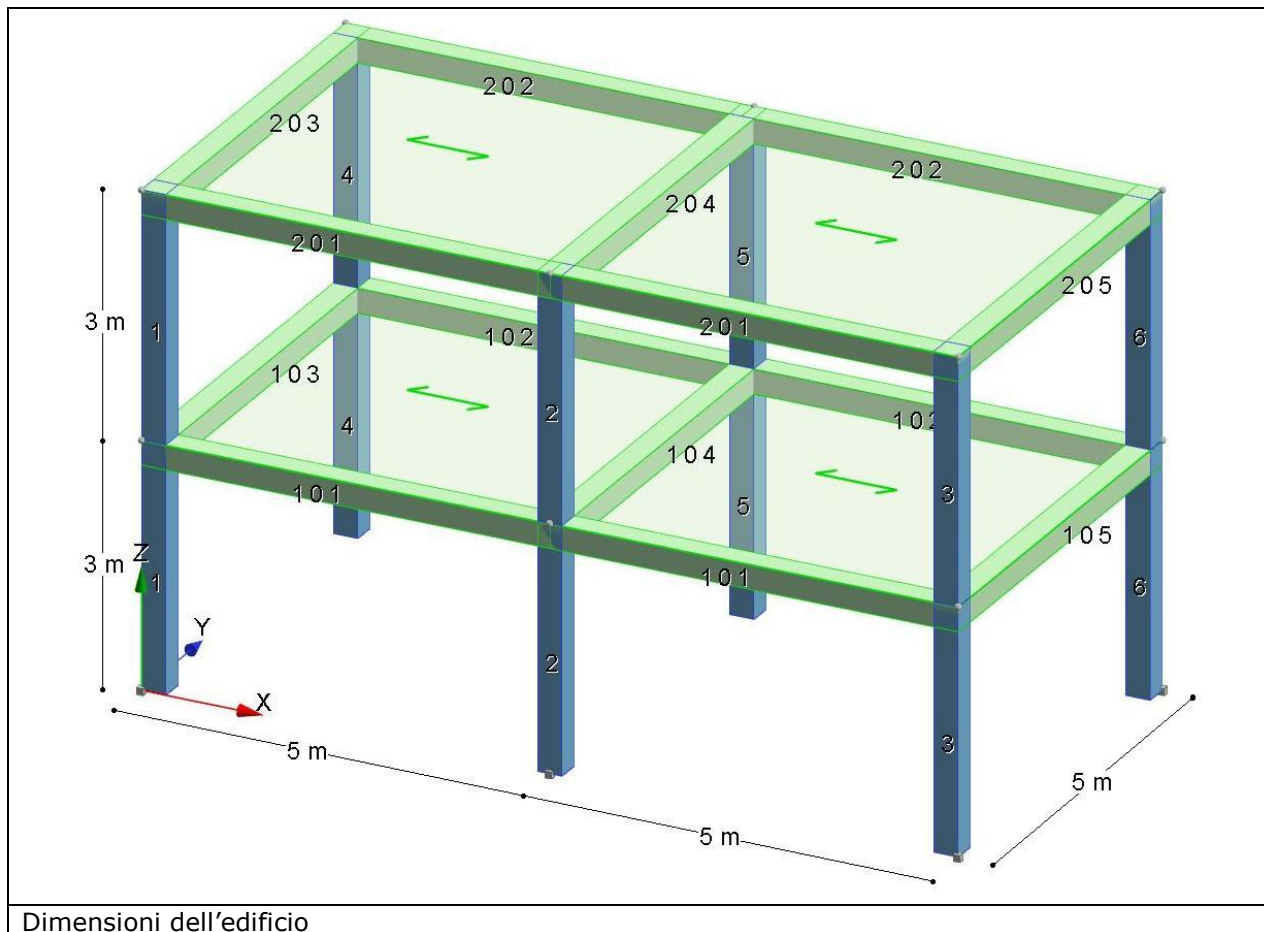
www.tecnisoft.it

INDICE

Analisi dei carichi per un'analisi sismica statica lineare, ai sensi del D.M. 08, di un edificio in c.a.....	1
Verifica di una trave in c.a.	7
Calcolo dei momenti di progetto in gerarchia di resistenze per i pilastri di una struttura a telai in c.a.	15
Verifica di un nodo trave-pilastro.....	18
Analisi sismica statica non lineare delle murature	23
Verifiche geotecniche di una fondazione superficiale.....	27
Verifiche geotecniche di una fondazione profonda.....	35
Verifica di un'asta in acciaio.....	40
Verifica di un'asta in legno	48
Verifica di un pannello in X-LAM.....	60
Analisi termica.....	65
Verifica a flessione di una sezione in c.a. per carico da incendio	68
Verifica di un pilastro in legno con carico da incendio.....	72

Analisi dei carichi per un'analisi sismica statica lineare, ai sensi del D.M. 08, di un edificio in c.a.

Caratteristiche dell'edificio: le dimensioni sono indicate nella seguente figura, sia travi che pilastri hanno sezioni di dimensioni 30 x 30 cm.



Dimensioni dell'edificio

Il peso proprio dei solai da un carico permanente strutturale pari a 3.50 kN/m^2 e un carico permanente non strutturale pari a 1.50 kN/m^2 . Il sovraccarico agente sul primo impalcato è pari a 2.00 kN/m^2 , è definito come "Variabili Categoria A Ambienti ad uso residenziale" ed è ipotizzato come azione variabile dominante. Il sovraccarico agente sul secondo impalcato è pari a 1.00 kN/m^2 , è definito come "Variabili Neve (a quota $\leq 1000 \text{ m s.l.m.}$)" ed è ipotizzato come azione variabile contemporanea alla dominante. Sulle travi perimetrali del primo impalcato grava un carico permanente non strutturale di 10.00 kN/m dovuto ai tamponamenti.

L'opera è di tipo ordinario, con vita nominale di 50 anni, ed ha classe d'uso II. L'edificio, regolare sia in pianta che in altezza, viene progettato in classe di duttilità "B" e la sua tipologia è di "edificio in c.a. a più piani e più campate" per azione del sisma in direzione X e di "edificio in c.a. a più piani ed una campata" per azione del sisma in direzione Y. Per la struttura in esame non vengono tenuti in conto gli effetti dovuti alle non linearità geometriche. Il sito di costruzione è in Via Ferrucci 203 Prato: lon. 11.11370 lat. 43.86530; il suolo di fondazione è di categoria "A" e la categoria topografica è "T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

File: [TestValidazione] - TVDM08CA

Analisi teorica:

Generazione delle combinazioni di carico:

Le condizioni di carico elementari considerate sono:

1	permanenti strutturali	[CCE1]
2	permanenti non strutturali	[CCE2]
3	variabili imp. 1	[CCE3]
4	variabili imp. 2	[CCE4]
5	forze conv. in dir.X	
6	forze conv. in dir.Y	
7	sisma torcente	
8	sisma in dir.X	
9	sisma in dir.Y	

Le combinazioni di carico sismico risultano:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2}$$

In cui:

$$E = \text{azione sismica} ; P = 0$$

$$G_1 = [CCE1] ; G_2 = [CCE2] ; Q_{k1} = [CCE3] ; Q_{k2} = [CCE4]$$

$$\Psi_{21} = 0.3 ; \Psi_{22} = 0.0$$

L'azione sismica viene considerata combinando separatamente, per le due direzioni e i due versi di applicazione, i massimi ottenuti, col 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione in entrambi i versi di applicazione. Agli effetti di tali combinazioni viene sommato l'effetto del sisma torcente, sia con segno positivo che negativo. L'azione sismica verticale non viene considerata. Risultano 16 (2x2x2x2) combinazioni di carico per ogni stato limite sismico. Le prestazioni attese per struttura in oggetto devono essere verificate nei confronti delle azioni sismiche relative agli stati limite di danno (SLD) ed agli stati limite di vita (SLV), risulta quindi un totale di 32 combinazioni di carico in ambiente sismico.

Le combinazioni di carico statico risultano:

Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\Psi_{02}Q_{k2}$$

Combinazione caratteristica (rara) (SLE R):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02}Q_{k2}$$

Combinazione frequente (SLE F):

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2}$$

Combinazione quasi permanente (SLE Q):

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2}$$

In cui:

$$E = \text{azione sismica} ; P = 0$$

$$G_1 = [CCE1] ; G_2 = [CCE2] ; Q_{k1} = [CCE3] ; Q_{k2} = [CCE4]$$

$$\gamma_{G1} = 1.3 ; \gamma_{G2} = 1.5 ; \gamma_{Q1} = \gamma_{Q2} = 1.5$$

$$\Psi_{11} = 0.5 ; \Psi_{21} = 0.3 ; \Psi_{02} = 0.5 ; \Psi_{22} = 0.0$$

All'effetto dell'azione dei carichi statici viene sommato l'effetto delle forze orizzontali convenzionali nei due versi e nelle due direzioni di applicazione. Risultano quindi 16

combinazioni statiche: 4 combinazioni di carico per ogni combinazione dei 4 stati limite statici.

Per i carichi definiti le combinazioni risultano:

SLV SLD	$1.00*[CCE1] + 1.00*[CCE2] + 0.30*[CCE3] + 0.00*[CCE4]$
SLU	$1.30*[CCE1] + 1.50*[CCE2] + 1.50*[CCE3] + 0.75*[CCE4]$
SLE R	$1.00*[CCE1] + 1.00*[CCE2] + 1.00*[CCE3] + 0.50*[CCE4]$
SLE F	$1.00*[CCE1] + 1.00*[CCE2] + 0.50*[CCE3] + 0.00*[CCE4]$
SLE Q	$1.00*[CCE1] + 1.00*[CCE2] + 0.30*[CCE3] + 0.00*[CCE4]$

La matrice delle combinazioni di carico risulta pertanto:

Combinazioni di carico generate	Condizioni di carico elementari								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1 SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	1.00	1.00	0.30
2 SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	1.00	1.00	0.30
3 SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	1.00	1.00	-0.30
4 SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	1.00	1.00	-0.30
5 SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	1.00	-1.00	0.30
6 SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	1.00	-1.00	0.30
7 SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	1.00	-1.00	-0.30
8 SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	1.00	-1.00	-0.30
9 SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	1.00	0.30	1.00
10 SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	1.00	0.30	1.00
11 SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	1.00	-0.30	1.00
12 SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	1.00	-0.30	1.00
13 SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	1.00	0.30	-1.00
14 SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	1.00	0.30	-1.00
15 SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	1.00	-0.30	-1.00
16 SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	1.00	-0.30	-1.00
17 SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	-1.00	1.00	0.30
18 SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	-1.00	1.00	0.30
19 SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	-1.00	1.00	-0.30
20 SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	-1.00	1.00	-0.30
21 SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	-1.00	-1.00	0.30
22 SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	-1.00	-1.00	0.30
23 SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	-1.00	-1.00	-0.30
24 SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	-1.00	-1.00	-0.30
25 SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	-1.00	0.30	1.00
26 SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	-1.00	0.30	1.00
27 SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	-1.00	-0.30	1.00
28 SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	-1.00	-0.30	1.00
29 SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	-1.00	0.30	-1.00
30 SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	-1.00	0.30	-1.00
31 SLV	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	-1.00	-0.30	-1.00
32 SLD	1.00	1.00	0.30	0.00	-	-	-1.00	-0.30	-1.00
33 SLU	1.30	1.50	1.50	0.75	1.00	0.00	-	-	-
34 SLU	1.30	1.50	1.50	0.75	-1.00	0.00	-	-	-
35 SLU	1.30	1.50	1.50	0.75	0.00	1.00	-	-	-
36 SLU	1.30	1.50	1.50	0.75	0.00	-1.00	-	-	-
37 SLR	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.00	-	-	-
38 SLR	1.00	1.00	1.00	0.50	-1.00	0.00	-	-	-
39 SLR	1.00	1.00	1.00	0.50	0.00	1.00	-	-	-
40 SLR	1.00	1.00	1.00	0.50	0.00	-1.00	-	-	-
41 SLF	1.00	1.00	0.50	0.00	1.00	0.00	-	-	-
42 SLF	1.00	1.00	0.50	0.00	-1.00	0.00	-	-	-
43 SLF	1.00	1.00	0.50	0.00	0.00	1.00	-	-	-
44 SLF	1.00	1.00	0.50	0.00	0.00	-1.00	-	-	-
45 SLQ	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	0.00	-	-	-
46 SLQ	1.00	1.00	0.30	0.00	-1.00	0.00	-	-	-
47 SLQ	1.00	1.00	0.30	0.00	0.00	1.00	-	-	-
48 SLQ	1.00	1.00	0.30	0.00	0.00	-1.00	-	-	-

Azione sismica statica:

Per le combinazioni sismiche i pesi e le masse associate ai due impalcati risultano:

$$\begin{aligned}W_{1\text{travi}} &= 1.0 \cdot [7 \cdot (0.30 \cdot 0.30 \cdot 5.00) \cdot 25.00] = 78.75 \text{ kN} \\W_{1\text{pilastri}} &= 1.0 \cdot [6 \cdot (0.30 \cdot 0.30 \cdot 3.00) \cdot 25.00] = 40.50 \text{ kN} \\W_{1\text{QPS sol}} &= 1.0 \cdot [5.00 \cdot 10.00 \cdot 3.50] = 175.00 \text{ kN} \\W_{1\text{QPN sol}} &= 1.0 \cdot [5.00 \cdot 10.00 \cdot 1.50] = 75.00 \text{ kN} \\W_{1\text{tamp}} &= 1.0 \cdot [6 \cdot 5.00 \cdot 10.00] = 300.00 \text{ kN} \\W_{1\text{QA sol}} &= 0.3 \cdot [5.00 \cdot 10.00 \cdot 2.00] = \underline{30.00 \text{ kN}} \\W_1 &= 699.25 \text{ kN} \\MS_1 &= 699.25 \cdot 1000.00 / 9.81 = 71279.31 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}W_{2\text{travi}} &= 1.0 \cdot [7 \cdot (0.30 \cdot 0.30 \cdot 5.00) \cdot 25.00] = 78.75 \text{ kN} \\W_{2\text{pilastri}} &= 1.0 \cdot [6 \cdot (0.30 \cdot 0.30 \cdot 1.50) \cdot 25.00] = 20.25 \text{ kN} \\W_{2\text{QPS sol}} &= 1.0 \cdot [5.00 \cdot 10.00 \cdot 3.50] = 175.00 \text{ kN} \\W_{2\text{QPN sol}} &= 1.0 \cdot [5.00 \cdot 10.00 \cdot 1.50] = 75.00 \text{ kN} \\W_{2\text{QA sol}} &= 0.0 \cdot [5.00 \cdot 10.00 \cdot 1.00] = \underline{0.00 \text{ kN}} \\W_2 &= 349.00 \text{ kN} \\MS_2 &= 349.00 \cdot 1000.00 / 9.81 = 35575.94 \text{ Kg}\end{aligned}$$

I coefficienti di ripartizione delle forze sismiche, per entrambe le direzioni di azione, valgono:

$$\begin{aligned}c_1 &= 3.00 \cdot 699.25 / (3.00 \cdot 699.25 + 6.00 \cdot 349.00) = 0.5004 \\c_2 &= 6.00 \cdot 349.00 / (3.00 \cdot 699.25 + 6.00 \cdot 349.00) = 0.4996\end{aligned}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
MS ₁	71279.31 kg	71279.30 kg
MS ₂	35575.94 kg	35575.90 kg
C ₁	0.5004	0.5004
C ₂	0.4996	0.4995

Calcolo teorico:

Il peso relativo alle masse sismiche vale:

$$W = W_1 + W_2 = 699.25 + 349.00 = 1048.25 \text{ kN}$$

Il periodo proprio di vibrazione flessionale dell'edificio si assume pari a:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.075 \cdot (6.00)^{3/4} = 0.287 \text{ s}$$

I valori dei parametri degli spettri risultano, dalle tabelle allegate alla norma, pari a:

$$\text{SLD: } a_g = 0.59973 \text{ g/10 ; } F_0 = 2.56 ; T_C^* = 0.27 \text{ s}$$

$$\text{SLV: } a_g = 1.39720 \text{ g/10 ; } F_0 = 2.44 ; T_C^* = 0.30 \text{ s}$$

Il periodi corrispondenti all'inizio del tratto a velocità costante degli spettri sono:

$$\text{SLD: } T_C = C_C T_C^* = 1.0 \cdot 0.27 = 0.27 \text{ s}$$

$$\text{SLV: } T_C = C_C T_C^* = 1.0 \cdot 0.30 = 0.30 \text{ s}$$

Il periodi corrispondenti all'inizio del tratto ad accelerazione costante degli spettri sono:

$$\text{SLD: } T_B = T_C / 3 = 0.27 / 3 = 0.09 \text{ s}$$

$$\text{SLV: } T_B = T_C / 3 = 0.30 / 3 = 0.10 \text{ s}$$

Il periodi corrispondenti all'inizio del tratto a spostamento costante degli spettri sono:

$$\text{SLD: } T_D = 4 \cdot a_g / g + 1.6 = 4.0 \cdot 0.059973 + 1.6 = 1.84 \text{ s}$$

$$\text{SLV: } T_D = 4 \cdot a_g / g + 1.6 = 4.0 \cdot 0.139720 + 1.6 = 2.16 \text{ s}$$

Per lo spettro relativo allo SLD risulta $T_C < T_1 < T_D$, mentre per lo spettro relativo allo SLV risulta $T_B < T_1 < T_C$. Le ordinate degli spettri relative al periodo proprio di vibrazione flessionale dell'edificio risultano pertanto:

$$\text{SLD: } S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot (T_C / T_1)$$

$$\text{SLV: } S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot (1/q) \cdot F_0$$

In cui il coefficiente della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche vale:

$$S = S_S \cdot S_T = 1.0 \cdot 1.0 = 1.0$$

In riferimento al §7.3.1 del D.M. 08: "Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario", lo smorzamento dello spettro allo SLD risulta:

$$\text{SLD: } \eta = 1/1.0 = 1.0$$

Data la diversa tipologia strutturale il fattore di struttura per gli spettri di progetto allo SLV è differente per le due direzioni sismiche, assumendo: $q_0 = 3.0 \cdot a_u / a_1$, con $a_u / a_1 = 1.3$ per direzione X del sisma e $a_u / a_1 = 1.2$ per direzione Y del sisma; $K_D = 1.0$; $K_R = 1.0$ risulta:

$$\text{SLV}_X: q = q_0 \cdot K_R \cdot K_W = 3.0 \cdot a_u / a_1 \cdot K_R \cdot K_W = 3.0 \cdot 1.3 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 3.9$$

$$\text{SLV}_Y: q = q_0 \cdot K_R \cdot K_W = 3.0 \cdot a_u / a_1 \cdot K_R \cdot K_W = 3.0 \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 3.6$$

In fine risulta:

$$\text{SLD: } S_d(T_1) = 0.059973 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 2.56 \cdot (0.27/0.287) = 0.144437 \text{ g}$$

$$\text{SLV}_X: S_d(T_1) = 0.139720 \cdot 1.0 \cdot (1/3.9) \cdot 2.44 = 0.087415 \text{ g}$$

$$\text{SLV}_Y: S_d(T_1) = 0.139720 \cdot 1.0 \cdot (1/3.6) \cdot 2.44 = 0.094699 \text{ g}$$

Assumendo $\lambda = 1.0$, il taglio sismico alla base della struttura risulta:

$$\text{SLD: } F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g = 1.416074 \cdot 1048.25 \cdot 1.0 / 9.81 = 151.37 \text{ kN}$$

$$\text{SLV}_X: F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g = 0.857537 \cdot 1048.25 \cdot 1.0 / 9.81 = 91.66 \text{ kN}$$

$$\text{SLV}_Y: F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g = 0.928998 \cdot 1048.25 \cdot 1.0 / 9.81 = 99.30 \text{ kN}$$

Infine, le forze sismiche agenti sui due impalcati valgono:

SLD:

$$F_1 = c_1 \cdot F_h = 0.5004 \cdot 151.37 = 75.75 \text{ kN}$$

$$F_2 = c_2 \cdot F_h = 0.4996 \cdot 151.37 = 75.62 \text{ kN}$$

SLV_X:

$$F_1 = c_1 \cdot F_h = 0.5004 \cdot 91.66 = 45.87 \text{ kN}$$

$$F_2 = c_2 \cdot F_h = 0.4996 \cdot 91.66 = 45.79 \text{ kN}$$

SLV_Y:

$$F_1 = c_1 \cdot F_h = 0.5004 \cdot 99.30 = 49.69 \text{ kN}$$

$$F_2 = c_2 \cdot F_h = 0.4996 \cdot 99.30 = 49.61 \text{ kN}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
F ₁ SLD	75.75 kN	75.54 kN
F ₂ SLD	75.62 kN	75.40 kN

	Valore teorico	ModeSt
F_1 SLV _X	45.87 kN	45.84 kN
F_2 SLV _X	45.79 kN	45.76 kN

	Valore teorico	ModeSt
F_1 SLV _Y	49.69 kN	49.66 kN
F_2 SLV _Y	49.61 kN	49.57 kN

Calcolo teorico:

Azioni orizzontali convenzionali per carichi statici:

I carichi applicati ai due impalcati risultano:

$$\begin{aligned}
 W_{1\text{travi}} &= 7 \cdot (0.30 \cdot 0.30 \cdot 5.00) \cdot 2500 = & 78.75 \text{ kN} \\
 W_{1\text{pilastr}} &= 6 \cdot (0.30 \cdot 0.30 \cdot 3.00) \cdot 2500 = & 40.50 \text{ kN} \\
 W_{1\text{QPS sol}} &= 5.00 \cdot 10.00 \cdot 350 = & 175.00 \text{ kN} \\
 W_{1\text{QPN sol}} &= 5.00 \cdot 10.00 \cdot 150 = & 75.00 \text{ kN} \\
 W_{1\text{tamp}} &= 6 \cdot 5.00 \cdot 1000 = & 300.00 \text{ kN} \\
 W_{1\text{QA sol}} &= 5.00 \cdot 10.00 \cdot 200 = & \underline{100.00 \text{ kN}} \\
 W_1 &= & 769.25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_{2\text{travi}} &= 7 \cdot (0.30 \cdot 0.30 \cdot 5.00) \cdot 2500 = & 78.75 \text{ kN} \\
 W_{2\text{pilastr}} &= 6 \cdot (0.30 \cdot 0.30 \cdot 1.50) \cdot 2500 = & 20.25 \text{ kN} \\
 W_{2\text{QPS sol}} &= 5.00 \cdot 10.00 \cdot 350 = & 175.00 \text{ kN} \\
 W_{2\text{QPN sol}} &= 5.00 \cdot 10.00 \cdot 150 = & 75.00 \text{ kN} \\
 W_{2\text{QA sol}} &= 5.00 \cdot 10.00 \cdot 100 = & \underline{50.00 \text{ kN}} \\
 W_2 &= & 399.00 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Le forze orizzontali convenzionali per stati limite non sismici, per entrambe le direzioni di azione, valgono:

$$\begin{aligned}
 F_1 &= 0.01 \cdot 769.25 = 7.6925 \text{ kN} \\
 F_2 &= 0.01 \cdot 399.00 = 3.9900 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
F_1	7.6925 kN	7.6925 kN
F_2	3.9900 kN	3.9900 kN

Verifica di una trave in c.a.

Caratteristiche della trave: in relazione alla struttura TVDM08CA verrà verificata la trave n.104. La trave è ad una campata, con luce di calcolo $L_c = 5$ m e luce a filo pilastri $L = 4.4$ m; la sezione ha base $B = 30$ cm, altezza $H = 30$ cm e copriferro di calcolo dal baricentro delle armature $c = 4$ cm (copriferro reale al bordo staffa pari a 2.3 cm); l'armatura inferiore è composta da 3 \varnothing 18, mentre la superiore è composta da 2 \varnothing 18 con 1 \varnothing 18 e un 1 \varnothing 14 aggiuntive su gli appoggi; sono posizionate staffe a due braccia \varnothing 8/6 nelle zone critiche e \varnothing 8/9 nella zona centrale.

Sollecitazioni: Per gli stati limite ultimi i massimi momenti e tagli valgono:

$M_{Ed,U,a} = -7305.95$ daNm agli appoggi e $M_{Ed,U,c} = +6080.39$ daNm in campata;
 $T_{Ed,U,a} = 11544.60$ daN agli appoggi e $T_{Ed,U,c} = 1223.15$ daN in campata.

Per gli stati limite di esercizio i massimi momenti valgono:

$M_{Ed,R,a} = -5324.41$ kgm agli appoggi e $M_{Ed,R,c} = +3958.22$ kgm in campata per gli SLE R;
 $M_{Ed,F,a} = -4657.84$ kgm agli appoggi e $M_{Ed,F,c} = +3414.92$ kgm in campata per gli SLE F;
 $M_{Ed,Q,a} = -4401.86$ kgm agli appoggi e $M_{Ed,Q,c} = +3186.96$ kgm in campata per gli SLE Q.

Caratteristiche dei materiali:

Calcestruzzo C25/30 ($f_{ck} = 24.9$ N/mm², $\epsilon_{cu} = 3.5\%$), la cui resistenza di calcolo a compressione vale:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 24.9 / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2 = 141.1 \text{ daN/cm}^2$$

Acciaio B450C ($f_{yk} = 450$ N/mm², $\epsilon_{yd} = 1.82\%$) la cui resistenza di calcolo vale:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391.30 \text{ N/mm}^2 = 3913.0 \text{ daN/cm}^2$$

File: [TestValidazione] - TVDM08CA - TR104.gdb

Calcolo teorico:

Stato Limite Ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente

Per il calcolo del momento resistente viene considerata la distribuzione delle tensioni sul calcestruzzo con il modello stress-block. Data la rottura lato cls, ipotizzando la posizione dell'asse neutro inizialmente pari a x , risultano le seguenti deformazioni e tensioni sull'acciaio:

$$\begin{aligned}\epsilon_y' &= \epsilon_{cu} \cdot (X-c) / x \\ f_{sy}' &= f_{yd} \cdot \min\{\epsilon_y' / \epsilon_{yd}; 1\} \\ \epsilon_y &= \epsilon_{cu} \cdot (H-x-c) / x \\ f_y &= f_{yd} \cdot \min\{\epsilon_y / \epsilon_{yd}; 1\}\end{aligned}$$

L'equilibrio fra compressioni e trazioni sulla sezione restituisce il relativo valore dell'asse neutro:

$$x = (f_y \cdot A_f - f_y' \cdot A_f') / (0.85 \cdot 0.8 \cdot f_{cd} \cdot B)$$

Se tale valore è pari a quello dell'ipotesi iniziale allora la posizione dell'asse neutro è definita, altrimenti il processo viene reiterato. Il rapporto fra la posizione dell'asse neutro e l'altezza utile vale quindi:

$$x/d = x / (H-c)$$

In fine il momento ultimo vale:

$$M_{Rd,U} = (0.8 \cdot 0.85 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot x) \cdot (H/2 - 0.4 \cdot x) + (f_s \cdot A_f + f_s' \cdot A_f') \cdot (H/2 - c)$$

Stato Limite Ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente a Taglio

Le barre posizionate inferiormente devono essere in grado almeno di sostenere, in ogni sezione, uno sforzo di trazione pari al taglio agente T_U , la quantità di area di barre A_{FTP} da sottrarre a quella effettivamente esistente è quindi pari a:

$$A_{FTP} = T_U/f_{yd}$$

Le verifiche vengono effettuate, per ogni sezione della trave, controllando la resistenza a taglio delle barre posizionate inferiormente e quindi, calcolando il momento ultimo con l'area effettiva di barre che lavora per flessione.

Per le sezioni agli appoggi risulta:

$$A_{FTP,a} = T_{U,a}/f_{yd} = 11544.60/3913.0 = 2.95 \text{ cm}^2$$

Le aree di ferro di calcolo valgono:

$$A_f = 9.17 \text{ cm}^2 \quad (2\emptyset 18 \ 1\emptyset 18 \ 1\emptyset 14)$$

$$A_f' = 4.68 \text{ cm}^2 \quad (3\emptyset 18 - A_{FTP,a})$$

L'equilibrio fra compressioni e trazioni sulla sezione risulta soddisfatto per $x = 7.11 \text{ cm}$, da cui risulta:

$$x/d = x/(H-c) = 7.11/(30-4) = 0.27$$

$$\varepsilon_{y'} = \varepsilon_{cu} \cdot (x-c)/x = 3.5 \cdot (7.11-4)/7.11 = 1.53$$

$$f_{y'} = f_{yd} \cdot \min\{\varepsilon_{y'}/\varepsilon_{yd} ; 1\} = 3913.0 \cdot \min\{1.53/1.82 ; 1\} = 3291.5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_{cu} \cdot (H-x-c)/x = 3.5 \cdot (30-7.11-4)/7.11 = 9.30$$

$$f_y = f_{yd} \cdot \min\{\varepsilon_y/\varepsilon_{yd} ; 1\} = 3913.0 \cdot \min\{9.30/1.82 ; 1\} = 3913.0 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_{Rd,U,a} = (0.8 \cdot 0.85 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot x) \cdot (H/2 - 0.4 \cdot x) + (f_s \cdot A_f + f_{s'} \cdot A_f') \cdot (H/2 - c)$$

$$M_{Rd,U,a} = (0.8 \cdot 0.85 \cdot 141.1 \cdot 30 \cdot 7.11) \cdot (30/2 - 0.4 \cdot 7.11) + (3913.0 \cdot 9.17 + 3291.5 \cdot 4.68) \cdot (30/2 - 4) = 813040 \text{ daNcm}$$

$$M_{Rd,U,a} = 8130.40 \text{ daNm}$$

$$sicc. = M_{Rd,U,a}/M_{Ed,U,a} = 8130.40/7305.95 = 1.113$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
A_{FTP}	2.95 cm ²	2.95 cm ²
x/d	0.27	0.25
ε_y	9.30 ‰	10.30 ‰
M_u	- 8130.40 daNm	- 8179.80 daNm
Sicc.	1.113	1.120

Nota: Le differenze nella valutazione del momento ultimo sono dovute all'utilizzo del modello parabola - rettangolo da parte di ModeSt, invece del modello stress-block.

Per la sezione in campata risulta:

$$A_{FTP,c} = T_{U,c}/f_{yd} = 1223.15/3913.0 = 0.31 \text{ cm}^2$$

Le aree di ferro di calcolo valgono:

$$A_f = 7.32 \text{ cm}^2 \quad (3\emptyset 18 - A_{FTP,c})$$

$$A_f' = 5.09 \text{ cm}^2 \quad (2\emptyset 18)$$

L'equilibrio fra compressioni e trazioni sulla sezione risulta soddisfatto per $x = 5.81 \text{ cm}$, da cui risulta:

$$x/d = x/(H-c) = 5.81/(30-4) = 0.22$$

$$\varepsilon_{y'} = \varepsilon_{cu} \cdot (x-c)/x = 3.5 \cdot (5.81-4)/5.81 = 1.10$$

$$f_{y'} = f_{yd} \cdot \min\{\varepsilon_{y'}/\varepsilon_{yd} ; 1\} = 3913.0 \cdot \min\{1.10/1.82 ; 1\} = 2342.5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_y &= \varepsilon_{cu} \cdot (H-x-c)/x = 3.5 \cdot (30-5.81-4)/5.81 = 12.17 \\ f_y &= f_{yd} \cdot \min\{\varepsilon_y/\varepsilon_{yd} ; 1\} = 3913.0 \cdot \min\{12.17/1.82 ; 1\} = 3913.0 \text{ daN/cm}^2 \\ M_{Rd,U,c} &= (0.8 \cdot 0.85 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot x) \cdot (H/2 - 0.4 \cdot x) + (f_s \cdot A_f + f_s' \cdot A_f') \cdot (H/2 - c) \\ M_{Rd,U,c} &= (0.8 \cdot 0.85 \cdot 141.1 \cdot 30 \cdot 5.81) \cdot (30/2 - 0.4 \cdot 5.81) + \\ &\quad + (3913.0 \cdot 7.32 + 2342.5 \cdot 5.09) \cdot (30/2 - 4) = 658161 \text{ daNcm} \\ M_{Rd,U,c} &= 6581.61 \text{ daNm} \\ \text{sic.} &= M_{Rd,U,c}/M_{Ed,U,c} = 6581.61/6080.39 = 1.082 \end{aligned}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
A_{FTP}	0.31 cm ²	0.31 cm ²
x/d	0.22	0.21
ε_y	12.17 ‰	13.12 ‰
M_u	+ 6581.61 daNm	+ 6626.33 daNm
Sic.	1.082	1.089

Nota: Le differenze nella valutazione del momento ultimo sono dovute all'utilizzo del modello parabola - rettangolo da parte di ModeSt, invece del modello stress-block.

In fine, per il progetto in gerarchia di resistenze, è necessario calcolare il momento ultimo positivo in prossimità dell'appoggio:

$$\begin{aligned} A_{FTP,a} &= T_{U,a}/f_{yd} = 11544.60/3913.0 = 2.95 \text{ cm}^2 \\ A_f &= 4.68 \text{ cm}^2 \quad (3\emptyset 18 - A_{FTP,a}) \\ A_f' &= 9.17 \text{ cm}^2 \quad (2\emptyset 18 \ 1\emptyset 18 \ 1\emptyset 14) \\ x &= 4.36 \text{ cm} \\ x/d &= x/(H-c) = 4.36/(30-4) = 0.17 \\ \varepsilon_y' &= \varepsilon_{cu} \cdot (x-c)/x = 3.5 \cdot (4.36-4)/4.36 = 0.29 \\ f_y' &= f_{yd} \cdot \min\{\varepsilon_y'/\varepsilon_{yd} ; 1\} = 3913.0 \cdot \min\{0.29/1.82 ; 1\} = 629.2 \text{ daN/cm}^2 \\ \varepsilon_y &= \varepsilon_{cu} \cdot (H-x-c)/x = 3.5 \cdot (30-4.36-4)/4.36 = 17.35 \\ f_y &= f_{yd} \cdot \min\{\varepsilon_y/\varepsilon_{yd} ; 1\} = 3913.0 \cdot \min\{17.35/1.82 ; 1\} = 3913.0 \text{ daN/cm}^2 \\ M_{Rd,U,a} &= (0.8 \cdot 0.85 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot x) \cdot (H/2 - 0.4 \cdot x) + (f_s \cdot A_f + f_s' \cdot A_f') \cdot (H/2 - c) \\ M_{Rd,U,a} &= (0.8 \cdot 0.85 \cdot 141.1 \cdot 30 \cdot 4.36) \cdot (30/2 - 0.4 \cdot 4.36) + \\ &\quad + (629.2 \cdot 9.17 + 3913.0 \cdot 4.68) \cdot (30/2 - 4) = 431176 \text{ daNcm} \\ M_{Rd,U,a} &= 4311.76 \text{ daNm} \end{aligned}$$

Calcolo teorico:

Stato Limite Ultimo - Staffe - Verifiche armatura esistente

Le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave q_{tot} , considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di estremità amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} assunto pari ad 1.00 per strutture in CD B:

$$V_{Ed} = \max\{q_{tot} \cdot L/2 + \gamma_{Rd} \cdot (M_{b,Rd,1} + M_{b,Rd,2})/L ; T_{Ed,U,a}\}$$

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio viene valutata sulla base della schematizzazione a traliccio con inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo tale che $\text{ctg}(\theta)=1$, risulta pertanto:

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= \min\{V_{Rsd} ; V_{Rcd}\} \\ V_{Rsd} &= 0.9 \cdot (H-c + \emptyset_s + \emptyset_b/2) \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \\ V_{Rcd} &= 0.9 \cdot (H-c) \cdot b_w \cdot d_c \cdot f_{cd}'/2 \end{aligned}$$

In cui: A_{sw}/s è il rapporto fra l'area ed il passo delle staffe; \varnothing_s e \varnothing_b sono rispettivamente i diametri delle staffe e delle barre; $b_w=B$; $\alpha_c=1$; $f_{cd}'=0.5 \cdot f_{cd}$.

I carichi agenti sulla trave valgono:

$$\begin{aligned} q_{QPS} &= 0.30 \cdot 0.30 \cdot 2500 = 225.00 \text{ daN/m} \\ q_{QPS \text{ sol}} &= 5.00 \cdot 350 = 1750.00 \text{ daN/m} \\ q_{QPN \text{ sol}} &= 5.00 \cdot 150 = 750.00 \text{ daN/m} \\ q_{QA \text{ sol}} &= 5.00 \cdot 200 = \underline{1000.00} \text{ daN/m} \\ q_{tot} &= 3725.00 \text{ daN/m} \end{aligned}$$

Quindi, al limite della zona rigida col pilastro, le sollecitazioni di taglio di calcolo valgono:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= \max\{q_{tot} \cdot L/2 + \gamma_{Rd} \cdot (M_{b,Rd,1} + M_{b,Rd,2})/L ; T_{Ed,U,a}\} \\ V_{Ed} &= \max\{3725.00 \cdot 4.60/2 + 1.00 \cdot (8130.40 + 4311.76)/4.60 ; 11544.60\} \\ V_{Ed} &= \max\{11272.32 ; 11544.60\} = 11544.60 \text{ daN} \end{aligned}$$

Nella zona critica sono posizionate staffe $\varnothing 8/6$ a due braccia, pertanto risulta:

$$\begin{aligned} A_{sw}/s &= 2 \cdot 0.50/6 = 0.16 \\ V_{Rsd} &= 0.9 \cdot (H-c + (\varnothing_s + \varnothing_b)/2) \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} = 0.9 \cdot (27.3) \cdot 0.16 \cdot 3913.0 = 15382.79 \text{ daN} \\ V_{Rcd} &= 0.9 \cdot (H-c) \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}'/2 = 0.9 \cdot (30-4) \cdot 30 \cdot 1 \cdot 0.5 \cdot 141.1/2 = 24763.05 \text{ daN} \\ V_{Rd} &= \min\{V_{Rsd} ; V_{Rcd}\} = 15608.17 \text{ daN} > 11544.60 \text{ daN} = V_{Ed} \end{aligned}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
V_{Ed}	11544.60 daN	11544.50 daN
V_{Rsd}	15382.79 daN	15341.90 daN
V_{Rcd}	24763.05 daN	24763.10 daN

In fine, al limite della zona critica, le sollecitazioni di taglio di calcolo vengono valutate partendo dal valore $V_{Ed,a}$ precedentemente valutato al limite della zona rigida col pilastro:

$$V_{Ed} = V_{Ed,a} \cdot [1 - H/(L/2)] = 11544.60 \cdot [1 - 30/(460/2)] = 10038.78 \text{ daN}$$

Al di fuori della zona critica sono posizionate staffe $\varnothing 8/9$ a due braccia, pertanto risulta:

$$\begin{aligned} A_{sw}/s &= 2 \cdot 0.50/9 = 0.11 \\ V_{Rsd} &= 0.9 \cdot (H-c + (\varnothing_s + \varnothing_b)/2) \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} = 0.9 \cdot (27.3) \cdot 0.11 \cdot 3913.0 = 10575.67 \text{ daN} \\ V_{Rcd} &= 0.9 \cdot (H-c) \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}'/2 = 0.9 \cdot (30-4) \cdot 30 \cdot 1 \cdot 0.5 \cdot 141.1/2 = 24763.05 \text{ daN} \\ V_{Rd} &= \min\{V_{Rsd} ; V_{Rcd}\} = 10730.62 \text{ kg} > 10239.56 \text{ kg} = V_{Ed} \end{aligned}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
V_{Ed}	10038.78 daN	10194.50 daN
V_{Rsd}	10575.67 daN	10227.90 daN
V_{Rcd}	24763.05 daN	24763.10 daN

Nota: Le differenze nella valutazione del taglio ultimo sono dovute alla distribuzione in condizioni sismiche diversa rispetto al calcolo teorico approssimato, mentre le differenze nella valutazione del taglio - trazione sono dovute alla precisione numerica nel calcolo dell'area delle staffe posizionate.

Calcolo teorico:

Stato Limite Esercizio - Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente

Per il calcolo delle tensioni di esercizio, dato il Coeff. di omogeneizzazione n ($n = 15$), la posizione dell'asse neutro vale:

$$x = f \cdot (-1 + \text{radq}\{1 + 2 \cdot d \cdot f\})$$

in cui:

$$f = n \cdot (Af + Af') / B$$

$$d = [Af \cdot (H - c) + Af' \cdot c] / (Af + Af')$$

Da cui il momento d'inerzia della sezione ideale vale:

$$J = B \cdot x^3 / 3 + n \cdot [Af \cdot (H - c - x)^2 + Af' \cdot (x - c)^2]$$

E quindi, dato il Momento agente "M", le tensioni sui materiali valgono:

$$\sigma_c = (M/J) \cdot x$$

$$\sigma_s = (M/J) \cdot n \cdot (H - c - x)$$

$$\sigma_{s'} = (M/J) \cdot n \cdot (x - c)$$

Per le sezioni agli appoggi risulta:

$$Af = 9.17 \text{ cm}^2 \quad (2\emptyset 18 \ 1\emptyset 18 \ 1\emptyset 14)$$

$$Af' = 7.63 \text{ cm}^2 \quad (3\emptyset 18)$$

$$f = n \cdot (Af + Af') / B = 15 \cdot (9.17 + 7.63) / 30 = 8.40 \text{ cm}$$

$$d = [Af \cdot (H - c) + Af' \cdot c] / (Af + Af') = [9.17 \cdot (30 - 4) + 7.63 \cdot 4] / (9.17 + 7.63) = 16.00 \text{ cm}$$

$$x = f \cdot (-1 + \text{radq}\{1 + 2 \cdot d \cdot f\}) = 8.40 \cdot (-1 + \text{radq}\{1 + 2 \cdot 16.00 \cdot 8.40\}) = 10.02 \text{ cm}$$

$$J = B \cdot x^3 / 3 + n \cdot [Af \cdot (H - c - x)^2 + Af' \cdot (x - c)^2]$$

$$J = 30 \cdot 10.02^3 / 3 + 15 \cdot [9.17 \cdot (30 - 4 - 10.02)^2 + 7.63 \cdot (10.02 - 4)^2] = 49333 \text{ cm}^4$$

Quindi, per gli SLE R, essendo $M = M_{Ed,R,a} = -5324.41 \text{ daNm}$, risulta:

$$\sigma_c = (M/J) \cdot x = (532441/49333) \cdot 10.02 = 108.14 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = (M/J) \cdot n \cdot (H - c - x) = (532441/49333) \cdot 15 \cdot (30 - 4 - 10.02) = 2587.03 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{s'} = (M/J) \cdot n \cdot (x - c) = (532441/49333) \cdot 15 \cdot (10.02 - 4) = 974.59 \text{ daN/cm}^2$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
σ_c	108.14 daN/cm ²	108.16 daN/cm ²
σ_s	+ 2587.03 daN/cm ²	+ 2584.86 daN/cm ²
$\sigma_{s'}$	- 974.59 daN/cm ²	- 975.18 daN/cm ²

Mentre, per gli SLE Q, essendo $M = M_{Ed,Q,a} = -4401.86 \text{ daNm}$, risulta:

$$\sigma_c = (M/J) \cdot x = (440186/49333) \cdot 10.02 = 89.40 \text{ daN/cm}^2$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
σ_c	89.40 daN/cm ²	89.43 daN/cm ²

Per la sezione in mezzzeria risulta:

$$Af = 7.63 \text{ cm}^2 \quad (3\emptyset 18)$$

$$Af' = 5.09 \text{ cm}^2 \quad (2\emptyset 18)$$

$$f = n \cdot (Af + Af') / B = 15 \cdot (7.63 + 5.09) / 30 = 6.36 \text{ cm}$$

$$d = [Af \cdot (H - c) + Af' \cdot c] / (Af + Af') = [7.63 \cdot (30 - 4) + 5.09 \cdot 4] / (7.63 + 5.09) = 17.19 \text{ cm}$$

$$x = f \cdot (-1 + \text{radq}\{1 + 2 \cdot d \cdot f\}) = 6.36 \cdot (-1 + \text{radq}\{1 + 2 \cdot 17.19 \cdot 6.36\}) = 9.74 \text{ cm}$$

$$J = B \cdot x^3 / 3 + n \cdot [Af \cdot (H - c - x)^2 + Af' \cdot (x - c)^2]$$

$$J = 30 \cdot 9.74^3 / 3 + 15 \cdot [7.63 \cdot (30 - 4 - 9.73)^2 + 5.09 \cdot (9.73 - 4)^2] = 42043 \text{ cm}^4$$

In campata viene considerato un incremento del momento pari al 10%. Quindi, per gli SLE R si ottiene $M = 1.1 \cdot M_{Ed,R,c} = 1.1 \cdot 3958.22 = 4354.04$ daNm, da cui risulta:

$$\sigma_c = (M/J) \cdot x = (435404/42043) \cdot 9.74 = 100.87 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = (M/J) \cdot n \cdot (H-c-x) = (435404/42043) \cdot 15 \cdot (30-4-9.74) = 2525.87 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s' = (M/J) \cdot n \cdot (x-c) = (435404/42043) \cdot 15 \cdot (9.74-4) = 891.67 \text{ daN/cm}^2$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
σ_c	100.87 daN/cm ²	100.93 daN/cm ²
σ_s	+ 2525.87 daN/cm ²	+ 2526.82 daN/cm ²
σ_s'	- 891.67 daN/cm ²	- 892.32 daN/cm ²

Per gli SLE Q si ottiene $M = M_{Ed,Q,c} = 1.1 \cdot 3186.96 = 3505.65$ daNm, da cui risulta:

$$\sigma_c = (M/J) \cdot x = (350565/42043) \cdot 9.74 = 81.21 \text{ daN/cm}^2$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
σ_c	81.21 daN/cm ²	81.26 daN/cm ²

Calcolo teorico:

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Il valore dell'apertura delle fessure è pari a:

$$w_k = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm}$$

Il valore della distanza media tra le fessure s_{rm} e la deformazione unitaria media dell'armatura ϵ_{sm} vengono valutate utilizzando la procedura del D.M. 9 gennaio 1996:

$$s_{rm} = 2 \cdot (cr + s/10) + k_2 \cdot k_3 \cdot \varnothing / \rho_r$$

$$\epsilon_{sm} = (\sigma_s / E_s) \cdot \max\{0.4 ; 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2\}$$

In cui: $cr = 2.3 + 0.8 = 3.1$ cm è il ricoprimento d'armatura; s e \varnothing sono l'interasse fra le barre e il loro diametro; ρ_r è il rapporto fra l'area di ferro tesa A_f e la relativa area di calcestruzzo efficace $A_{c,eff} = B_{eff} \cdot d_{eff}$; $k_2 = 0.4$; $k_3 = 0.125$; $E_s = 2060000$ kg/cm² è l'elasticità dell'acciaio; $\beta_1 = 1.0$; $\beta_2 = 0.5$; σ_s e σ_{sr} sono le tensioni nell'acciaio in condizioni di esercizio e di prima fessurazione.

Per le sezioni agli appoggi risulta:

$$\varnothing = 18 \text{ mm}$$

$$s = (30 - 2 \cdot (2.3 + 0.8 + 1.8/2)) / 3 = 7.33 \text{ cm} = 73.33 \text{ mm}$$

$$A_f = 9.17 \text{ cm}^2 \quad (2\varnothing18 \ 1\varnothing18 \ 1\varnothing14)$$

$$A_{c,eff} = B_{eff} \cdot d_{eff} = 30 \cdot 16.6 = 498 \text{ cm}^2$$

$$\rho_r = A_f / A_e = 9.17 / 498 = 1.84\%$$

$$s_{rm} = 2 \cdot (cr + s/10) + k_2 \cdot k_3 \cdot \varnothing / \rho_r =$$

$$= 2 \cdot (31 + 73.33/10) + 0.4 \cdot 0.125 \cdot 18 / (1.84/100) = 125.53 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sr} = 992.54 \text{ daN/cm}^2$$

Quindi, per gli SLE Q, essendo $M = M_{Ed,Q,a} = -4401.86$ daNm, risulta:

$$\sigma_s = 2137.13 \text{ daN/cm}^2$$

$$\epsilon_{sm} = (\sigma_s / E_s) \cdot \max\{0.4 ; 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2\} =$$

$$= (2137.13 / 2060000) \cdot \max\{0.4 ; 1 - 1 \cdot 0.5 \cdot (992.54 / 2137.13)^2\} = 0.93\text{‰}$$

$$w_k = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} = 1.7 \cdot 125.53 \cdot 0.93 / 1000 = 0.199 \text{ mm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
S_{rm}	125.53 mm	123.79
ε_{sm}	0.93 ‰	0.93 ‰
W_k	0.199 mm	0.19 mm

Mentre, per gli SLE F, essendo $M = M_{Ed,F,a} = -4657.84$ daNm, risulta:

$$\sigma_s = 2261.35 \text{ daN/cm}^2$$

$$\varepsilon_{sm} = (\sigma_s/E_s) \cdot \max\{0.4 ; 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (\sigma_{sr}/\sigma_s)\} = (2261.35/2060000) \cdot \max\{0.4 ; 1 - 1 \cdot 0.5 \cdot (992.54/2261.35)^2\} = 0.99\text{‰}$$

$$W_k = 1.7 \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm} = 1.7 \cdot 125.53 \cdot 0.99/1000 = 0.211 \text{ mm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
S_{rm}	125.53 mm	123.79 mm
ε_{sm}	0.99 ‰	0.99 ‰
W_k	0.211 mm	0.21 mm

Per la sezione in mezzeria risulta:

$$\varnothing = 18 \text{ mm}$$

$$s = (30 - 2 \cdot (2.3 + 0.8 + 1.8/2))/2 = 11.00 \text{ cm} = 110.00 \text{ mm}$$

$$A_f = 7.63 \text{ cm}^2 \quad (3\varnothing 18)$$

$$A_e = A_{c,eff} = B_{eff} \cdot d_{eff} = 30 \cdot 16.6 = 498 \text{ cm}^2$$

$$\rho_r = A_f/A_e = 7.63/498 = 1.53\text{‰}$$

$$S_{rm} = 2 \cdot (c_r + s/10) + k_2 \cdot k_3 \cdot \varnothing / \rho_r = 2 \cdot (31 + 110.00/10) + 0.4 \cdot 0.125 \cdot 18 / (1.53/100) = 142.71 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sr} = 1123.09 \text{ daN/cm}^2$$

In campata viene considerato un incremento del momento pari al 10%. Quindi, per gli SLE Q si ottiene $M = 1.1 \cdot M_{Ed,Q,c} = 1.1 \cdot 3186.96 = 3505.65$ daNm, da cui risulta:

$$\sigma_s = 2034.28 \text{ daN/cm}^2$$

$$\varepsilon_{sm} = (\sigma_s/E_s) \cdot \max\{0.4 ; 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (\sigma_{sr}/\sigma_s)\} = (2034.28/2060000) \cdot \max\{0.4 ; 1 - 1 \cdot 0.5 \cdot (1123.09/2034.28)^2\} = 0.84\text{‰}$$

$$W_k = 1.7 \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm} = 1.7 \cdot 142.71 \cdot 0.84/1000 = 0.204 \text{ mm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
S_{rm}	142.71 mm	141.02 mm
ε_{sm}	0.84 ‰	0.84 ‰
W_k	0.204 mm	0.20 mm

Mentre per gli SLE F si ottiene $M = M_{Ed,F,c} = 1.1 \cdot 3414.92 = 3756.41$ daNm, da cui risulta:

$$\sigma_s = 2179.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{sm} = (\sigma_s/E_s) \cdot \max\{0.4 ; 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (\sigma_{sr}/\sigma_s)\} = (2179.87/2060000) \cdot \max\{0.4 ; 1 - 1 \cdot 0.5 \cdot (1123.09/2179.87)^2\} = 0.92\text{‰}$$

$$W_k = 1.7 \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm} = 1.7 \cdot 142.71 \cdot 0.92/1000 = 0.223 \text{ mm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
S_{rm}	142.71 mm	141.02 mm
ϵ_{sm}	0.92 ‰	0.92 ‰
W_k	0.223 mm	0.22 mm

Calcolo dei momenti di progetto in gerarchia di resistenze per i pilastri di una struttura a telai in c.a.

Caratteristiche del telaio: in relazione alla struttura TVDM08CA verranno calcolati i momenti di progetto in gerarchia di resistenze dei pilastri n.1 (nel nodo n.101 rispetto alle travi n.101 e n.103) e n.2 (nel nodo n.102 rispetto alle due campate della trave n.101 e alla trave n.104).

Sollecitazioni: I momenti resistenti delle travi interessate, in valore assoluto, valgono:

$$\begin{aligned}M_{Rd,101,1-2(-)} &= 4302.77 \text{ daNm}; M_{Rd,101,1-2(+)} = 3856.11 \text{ daNm}; \\M_{Rd,101,2-1(-)} &= 5169.47 \text{ daNm}; M_{Rd,101,2-1(+)} = 3716.82 \text{ daNm}; \\M_{Rd,101,2-3(-)} &= 5169.47 \text{ daNm}; M_{Rd,101,2-3(+)} = 3716.82 \text{ daNm}; \\M_{Rd,103,1-4(-)} &= 6486.38 \text{ daNm}; M_{Rd,103,1-4(+)} = 3951.61 \text{ daNm}; \\M_{Rd,104,2-5(-)} &= 8179.80 \text{ daNm}; M_{Rd,104,2-5(+)} = 4353.71 \text{ daNm}.\end{aligned}$$

La notazione $M_{Rd,t,a-b(-/+)}$ indica il momento resistente della trave 't', al filo del pilastro 'a', nella campata fra i pilastri 'a' e 'b', per sollecitazioni con segno -/+ con flessione positiva per trazioni sull'intradosso.

Per il pilastro n.1 la condizione di carico più gravosa è la CC17, per la quale risultano i seguenti momenti:

$$\begin{aligned}M_{Ed,1,i,y} &= +118.51 \text{ daNm}; M_{Ed,1,s,y} = +492.34 \text{ daNm}; \\M_{Ed,1,i,z} &= +1562.25 \text{ daNm}; M_{Ed,1,s,z} = -2533.20 \text{ daNm}.\end{aligned}$$

Mentre per il pilastro n.2 la condizione di carico più gravosa è la CC9, per la quale risultano i seguenti momenti:

$$\begin{aligned}M_{Ed,2,i,y} &= +661.34 \text{ daNm}; M_{Ed,2,s,y} = -470.37 \text{ daNm}; \\M_{Ed,2,i,z} &= +603.11 \text{ daNm}; M_{Ed,2,s,z} = -2909.99 \text{ daNm};\end{aligned}$$

La notazione $M_{Ed,p,i/s,y/z}$ indica il momento agente sul pilastro 'p', i/s = inferiore/superiore al nodo di telaio, rispetto agli assi y/z locali del pilastro.

File: [TestValidazione] – TVDM08CA – PL0001.gdb ; PL0002.gdb

Calcolo teorico:

I momenti di verifica dei pilastri vengono calcolati, in accordo con la circolare esplicativa (C7.2.1) § C7.2.1, partendo dai momenti resistenti delle travi e dai momenti sui pilastri risultanti dall'analisi della struttura.

Pilastro n.1

Rispetto all'asse locale y del pilastro i momenti agenti ($M_{Ed,1,i,y}$ ed $M_{Ed,1,s,y}$) per la CC17 risultano discordi, con $M_{Ed,1,s,y}$ momento maggiore in valore assoluto. La trave di riferimento è la n.101 e il momento resistente con segno equilibrante $M_{Ed,1,s,y}$ risulta essere $M_{Rd,101,1-2(-)}$. Risultano i seguenti coefficienti amplificativi e relativi momenti di progetto:

$$\begin{aligned}\alpha_y &= \gamma_{RD} \cdot (M_{Rd,101,1-2(-)} + |M_{Ed,1,i,y}|) / |M_{Ed,1,s,y}| \\ \alpha_y &= 1.1 \cdot (4302.77 + |118.51|) / |492.34| = 9.88 \\ M_{Ed,1,i,y,ver} &= \alpha_y \cdot M_{Ed,1,i,y} = 9.88 \cdot (+118.51) = +1170.88 \text{ daNm} \\ M_{Ed,1,s,y,ver} &= \alpha_y \cdot M_{Ed,1,s,y} = 9.88 \cdot (+492.34) = +4864.32 \text{ daNm}\end{aligned}$$

Rispetto all'asse locale z del pilastro i momenti agenti ($M_{Ed,1,i,z}$ ed $M_{Ed,1,s,z}$) per la CC17 risultano concordi. La trave di riferimento è la n.103 e il momento resistente con segno equilibrante $M_{Ed,1,i,z}$ ed $M_{Ed,1,s,z}$ è $M_{Rd,103,1-4(-)}$. Risultano i seguenti coefficienti amplificativi e relativi momenti di progetto:

$$\alpha_z = \gamma_{RD} \cdot M_{Rd,103,1-4(-)} / (|M_{Ed,1,i,z}| + |M_{Ed,1,s,z}|)$$

$$\alpha_z = 1.1 \cdot 6486.38 / (|+1562.25| + |-2533.20|) = 1.74$$

$$M_{Ed,1,i,z,ver} = \alpha_y \cdot M_{Ed,1,i,z} = 1.74 \cdot (+1562.25) = +2718.31 \text{ daNm}$$

$$M_{Ed,1,s,z,ver} = \alpha_y \cdot M_{Ed,1,s,z} = 1.74 \cdot (-2533.20) = -4407.77 \text{ daNm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
α_y	9.88	9.88
My ver. i	+1170.88 daNm	+1172.75 daNm
My ver. s	+4864.32 daNm	+4863.26 daNm
α_z	1.74	1.74
Mz ver. i	+2718.31 daNm	+2724.09 daNm
Mz ver. s	-4407.77 daNm	-4410.32 daNm

Calcolo teorico:

Pilastro n.2

Rispetto all'asse locale y del pilastro i momenti agenti ($M_{Ed,2,i,y}$ ed $M_{Ed,2,s,y}$) per la CC9 risultano concordi. La trave di riferimento è la n.101 e i momenti resistenti con segno equilibrante $M_{Ed,2,i,y}$ ed $M_{Ed,2,s,y}$ sono $M_{Rd,101,2-1(-)}$ ed $M_{Rd,101,2-3(+)}$. Risultano i seguenti coefficienti amplificativi e relativi momenti di progetto:

$$\alpha_y = \gamma_{RD} \cdot (M_{Rd,101,2-1(-)} + M_{Rd,101,2-3(+)} / (|M_{Ed,2,i,y}| + |M_{Ed,2,s,y}|)$$

$$\alpha_y = 1.1 \cdot (5169.47 + 3716.82) / (|+661.34| + |-470.37|) = 8.64$$

$$M_{Ed,2,i,y,ver} = \alpha_y \cdot M_{Ed,2,i,y} = 8.64 \cdot (+661.34) = +5713.98 \text{ daNm}$$

$$M_{Ed,2,s,y,ver} = \alpha_y \cdot M_{Ed,2,s,y} = 8.64 \cdot (-470.37) = -4064.00 \text{ daNm}$$

Rispetto all'asse locale z del pilastro i momenti agenti ($M_{Ed,2,i,z}$ ed $M_{Ed,2,s,z}$) per la CC9 risultano concordi. La trave di riferimento è la n.104 e il momento resistente con segno equilibrante $M_{Ed,1,i,z}$ ed $M_{Ed,1,s,z}$ è $M_{Rd,104,2-5(-)}$. Risultano i seguenti coefficienti amplificativi e relativi momenti di progetto:

$$\alpha_z = \gamma_{RD} \cdot M_{Rd,104,2-5(-)} / (|M_{Ed,2,i,z}| + |M_{Ed,2,s,z}|)$$

$$\alpha_z = 1.1 \cdot 8179.80 / (|+603.11| + |-2909.99|) = 2.56$$

$$M_{Ed,2,i,z,ver} = \alpha_y \cdot M_{Ed,2,i,z} = 2.56 \cdot (+603.11) = +1543.96 \text{ daNm}$$

$$M_{Ed,2,s,z,ver} = \alpha_y \cdot M_{Ed,2,s,z} = 2.56 \cdot (-2909.99) = -7449.57 \text{ daNm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
α_y	8.64	8.64
My ver. i	+5713.98 daNm	+5712.11 daNm
My ver. s	-4064.00 daNm	-4064.04 daNm
α_z	2.56	2.56
Mz ver. i	+1543.96 daNm	+1541.44 daNm
Mz ver. s	-7449.57 daNm	-7457.04 daNm

Calcolo delle sovraresistenze:

Dai momenti di verifica precedentemente calcolati è possibile progettare i pilastri e verificare direttamente la (7.4.4) del § 7.4.4.2.1.

Effettuando le verifiche a pressoflessione deviata il pilastro n.1 risulta progettato con 1ø22 per ogni spigolo, i momenti ultimi per la CC17 risultano:

$$M_{Rd,1,i,y} = +3185.67 \text{ kgm} ; M_{Rd,1,s,y} = +5503.27 \text{ daNm}$$

$$M_{Rd,1,i,z} = +7420.10 \text{ kgm} ; M_{Rd,1,s,z} = -4823.02 \text{ daNm}$$

Il controllo rispetto all'asse y può essere effettuato calcolando la sovraresistenza come segue:

$$\max\{|M_{Rd,1,i,z}|; |M_{Rd,1,s,z}|\} / (\sum |M_{Rd,t}| + \min\{|M_{Ed,1,i,z}|; |M_{Ed,1,s,z}|\}) > \gamma_{RD}$$

$$|M_{Rd,1,s,z}| / (M_{Rd,101,1-2(-)} + |M_{Ed,1,i,z}|) > \gamma_{RD}$$

$$(|+5503.27|) / (4302.77 + |+118.51|) = 1.24 > 1.10$$

Il controllo rispetto all'asse z risulta direttamente dalla (7.4.4), la sovraresistenza vale:

$$\sum |M_{Rd,p}| / \sum |M_{Rd,t}| > \gamma_{RD}$$

$$(|M_{Rd,1,i,z}| + |M_{Rd,1,s,z}|) / (M_{Rd,103,1-4(-)}) > \gamma_{RD}$$

$$(|+7420.10| + |-4823.02|) / (6486.38) = 1.88 > 1.10$$

Il pilastro n.2 risulta progettato con 1ø18 per ogni spigolo e 1ø18 per ogni lato, i momenti ultimi per la CC9 risultano:

$$M_{Rd,2,i,y} = +9238.30 \text{ kgm} ; M_{Rd,2,s,y} = -4232.02 \text{ daNm};$$

$$M_{Rd,2,i,z} = +2331.24 \text{ kgm} ; M_{Rd,2,s,z} = -7484.87 \text{ daNm}.$$

Il controllo rispetto all'asse y risulta direttamente dalla (7.4.4), la sovraresistenza vale:

$$\sum |M_{Rd,p}| / \sum |M_{Rd,t}| > \gamma_{RD}$$

$$(|M_{Rd,2,i,y}| + |M_{Rd,2,s,y}|) / (M_{Rd,101,2-1(-)} + M_{Rd,101,2-3(+)}) > \gamma_{RD}$$

$$(|+9238.30| + |-4232.02|) / (5169.47 + 3716.82) = 1.51 > 1.10$$

Il controllo rispetto all'asse z risulta direttamente dalla (7.4.4), la sovraresistenza vale:

$$\sum |M_{Rd,p}| / \sum |M_{Rd,t}| > \gamma_{RD}$$

$$(|M_{Rd,2,i,z}| + |M_{Rd,2,s,z}|) / (M_{Rd,104,2-5(-)}) > \gamma_{RD}$$

$$(|+2331.24| + |-7484.87|) / (8179.80) = 1.20 > 1.10$$

Verifica di un nodo trave-pilastro

Descrizione del problema: in relazione alla struttura TVDM08CN verrà verificato il nodo n.102, su cui si innestano il pilastro n.2 e le travi n.101 e n.104. La struttura TVDM08CN è progettata in classe di duttilità "A", ed è analoga alla struttura TVDM08CA, tranne che per la dimensione delle sezioni dei pilastri ($B = 35$ cm; $H = 35$ cm) e delle travi ($B = 30$ cm; $H = 35$ cm) e per le caratteristiche del calcestruzzo (C28/35).

Caratteristiche dei materiali:

Calcestruzzo C28/35 ($f_{ck} = 29.05$ MPa), la cui resistenza di calcolo a compressione vale:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 29.05 / 1.5 = 16.46 \text{ MPa}$$

mentre la resistenza di calcolo a trazione vale:

$$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot (f_{ck}^{2/3}) / \gamma_c = 0.7 \cdot 0.3 \cdot (29.05^{2/3}) / 1.5 = 1.32 \text{ MPa}$$

Acciaio B450C ($f_{yk} = 450$ MPa) la cui resistenza di calcolo vale:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391.30 \text{ MPa}$$

Caratteristiche del nodo, armatura e sollecitazioni delle membrature incidenti:

In relazione agli assi locali del pilastro il nodo in oggetto è confinato dalla trave n.101 per entrambe le facce normali a Z, mentre rispetto alle facce normali ad Y risulta confinato dalla trave n.104 solo per la faccia ad Y positiva. Il nodo risulta quindi non interamente confinato, e viene considerato come "esterno" nelle verifiche per azioni in direzione Y locale del pilastro e come "interno" nelle verifiche per azioni in direzione Z locale del pilastro.

All'innesto nel nodo la trave 101 è armata con barre $2\phi 18$ (509 mm^2) sia all'estradosso che all'intradosso, mentre la trave 104 è armata con barre $3\phi 18$ (763 mm^2) sia all'estradosso che all'intradosso. Le travi sono armate con staffe $\phi 8$ ed il copriferro reale a bordo staffa è di 25 mm. Il pilastro 2 è armato con barre $\phi 18$ e staffe $\phi 10$ a 4 braccia, il copriferro reale a bordo staffa è di 25 mm. Nel nodo sono presenti 4 staffe $\phi 10$ a 4 braccia, disposte centrate in altezza nel nodo ed in modo da avere un interasse pari al rapporto fra l'altezza del nodo ed il numero di staffe presenti.

Le verifiche vengono eseguite agli SLV, consideriamo i carichi risultanti dalla CC1: il taglio nel pilastro al di sopra del nodo vale 28.90 kN in direzione Y locale del pilastro e 8.38 kN in direzione Z locale del pilastro; lo sforzo normale vale 89.05 kN sopra il nodo e 229.20 kN sotto il nodo.

File: [TestValidazione] – TVDM08CN – PL0002.gdb

Calcolo teorico:

Le formule adottate per le verifiche ed il significato dei simboli utilizzati, salvo specifica indicazione, sono descritti nei §7.4.4.3 e §7.4.6.2.3.

Verifica a compressione per azioni in direzione Y

Per azioni in direzione Y locale del pilastro il nodo viene considerato come "esterno", il taglio agente risulta quindi dalla relazione (7.4.7):

$$V_{jbd} = Y_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C = 1.2 \cdot 763 \cdot (391.30 / 1e3) - 28.90 = 329.37 \text{ kN}$$

La verifica di resistenza a compressione del calcestruzzo (7.4.8) è espressa nella forma:

$$V_{jbd} \leq V_{jBR}$$

in cui V_{jBR} è la resistenza a compressione del nucleo di calcestruzzo:

$$V_{jBR} = \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \text{rad}q(1 - v_d / \eta)$$

risulta pertanto:

$$\eta = \alpha_j \cdot (1 - f_{ck}/250) = 0.48 \cdot (1 - 29.05/250) = 0.424$$

$$b_j = 350 \text{ mm}$$

$$h_{jc} = 350 - 2 \cdot (25 + 10 + 18/2) = 262 \text{ mm}$$

$$v_d = 89.05 / (350 \cdot 350 \cdot 16.46 / 1e3) = 0.044$$

$$V_{jbR} = 0.424 \cdot (16.46 / 1e3) \cdot 350 \cdot 262 \cdot \text{radq}(1 - 0.044 / 0.424) = 605.86 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta, con un tasso di sfruttamento pari a:

$$T_{sf_c} = V_{jbd} / V_{jbR} = 329.37 / 605.86 = 0.54$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
V_{jbd}	329.37 kN	329.57 kN
V_{jbR}	605.86 kN	601.51 kN

Nota: le differenze sono dovute alle approssimazioni numeriche fatte nel calcolo teorico.

Verifica a trazione per azioni in direzione Y

Viene verificato che il confinamento fornito dalle staffe presenti nel nodo sia tale che nel calcestruzzo la massima trazione diagonale non ecceda la resistenza di calcolo a trazione. Tale controllo viene eseguito applicando la (7.4.10) espressa nella seguente forma:

$$R_{fni} \geq A_{fni}$$

in cui A_{fni} rappresenta l'azione di fessurazione del nodo integro:

$$A_{fni} = a \cdot a / b - f_{ctd}$$

in cui risulta:

$$a = V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc}) = 1e6 \cdot 329.37 / (350 \cdot 262) = 3591.82 \text{ kN/m}^2$$

$$b = f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd} = 1.32 \cdot 1e3 + 0.044 \cdot 16.46 \cdot 1e3 = 2044.24 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{fni} = 3591.82 \cdot 3591.82 / 2044.24 - 1.32 \cdot 1e3 = 4990.99 \text{ kN/m}^2$$

mentre R_{fni} rappresenta la resistenza a fessurazione del nodo integro:

$$R_{fni} = A_{sh} \cdot f_{ywd} / (b_j \cdot h_{jw})$$

risulta pertanto:

$$A_{sh} = 4 \cdot 4 \cdot (3.14 \cdot 10^2 / 4) = 1256 \text{ mm}^2$$

$$f_{ywd} = f_{yd} = 391.30 \text{ MPa}$$

$$b_j = 350 \text{ mm}$$

$$h_{jw} = 350 - 2 \cdot (25 + 8 + 18/2) = 266 \text{ mm}$$

$$R_{fni} = 1e6 \cdot 1256 \cdot (391.30 / 1e3) / (350 \cdot 266) = 5278.98 \text{ kN/m}^2$$

La verifica risulta quindi soddisfatta, con un tasso di sfruttamento pari a:

$$T_{sf_t} = A_{fni} / R_{fni} = 4990.99 / 5278.98 = 0.95$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
A_{fni}	4990.99 kN/m ²	5075.67 kN/m ²
R_{fni}	5278.98 kN/m ²	5281.71 kN/m ²

Nota: le differenze sono dovute alle approssimazioni numeriche fatte nel calcolo teorico.

Verifica a compressione per azioni in direzione Z

Per azioni in direzione Z locale del pilastro il nodo viene considerato come "interno", il taglio agente risulta quindi dalla relazione (7.4.6):

$$V_{jbd} = Y_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_C = 1.2 \cdot (509 + 509) \cdot (391.30/1000) - 8.38 = 469.63 \text{ kN}$$

La verifica di resistenza a compressione del calcestruzzo (7.4.8) è espressa nella forma:

$$V_{jbd} \leq V_{jBR}$$

in cui V_{jBR} è la resistenza a compressione del nucleo di calcestruzzo:

$$V_{jBR} = \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \text{radq}(1 - v_d/\eta)$$

risulta pertanto:

$$\eta = \alpha_j \cdot (1 - f_{ck}/250) = 0.60 \cdot (1 - 29.05/250) = 0.530$$

$$b_j = 350 \text{ mm}$$

$$h_{jc} = 350 - 2 \cdot (25 + 10 + 18/2) = 262 \text{ mm}$$

$$v_d = 89.05 / (350 \cdot 350 \cdot 16.46 / 1e3) = 0.044$$

$$V_{jBR} = 0.530 \cdot (16.46 / 1e3) \cdot 350 \cdot 262 \cdot \text{radq}(1 - 0.044 / 0.530) = 766.04 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta, con un tasso di sfruttamento pari a:

$$T_{sfC} = V_{jbd} / V_{jBR} = 469.63 / 766.04 = 0.61$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
V_{jbd}	469.63 kN	469.58 kN
V_{jBR}	766.04 kN	760.57 kN

Nota: le differenze sono dovute alle approssimazioni numeriche fatte nel calcolo teorico.

Verifica a trazione per azioni in direzione Z

Viene verificato che il confinamento fornito dalle staffe presenti nel nodo sia tale che nel calcestruzzo la massima trazione diagonale non ecceda la resistenza di calcolo a trazione. Tale controllo viene eseguito applicando la (7.4.10) espressa nella seguente forma:

$$R_{fni} \geq A_{fni}$$

in cui A_{fni} rappresenta l'azione di fessurazione del nodo integro:

$$A_{fni} = a \cdot a / b - f_{ctd}$$

in cui risulta:

$$a = V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc}) = 1e6 \cdot 469.63 / (350 \cdot 262) = 5121.37 \text{ kN/m}^2$$

$$b = f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd} = 1.32 \cdot 1e3 + 0.044 \cdot 16.46 \cdot 1e3 = 2044.24 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{fni} = 5121.37 \cdot 5121.37 / 2044.24 - 1.32 \cdot 1e3 = 11510.41 \text{ kN/m}^2$$

mentre R_{fni} rappresenta la resistenza a fessurazione del nodo integro:

$$R_{fni} = A_{sh} \cdot f_{ywd} / (b_j \cdot h_{jw})$$

risulta pertanto:

$$A_{sh} = 4 \cdot 4 \cdot (3.14 \cdot 10^2 / 4) = 1256 \text{ mm}^2$$

$$f_{ywd} = f_{yd} = 391.30 \text{ MPa}$$

$$b_j = 350 \text{ mm}$$

$$h_{jw} = 350 - 2 \cdot (25 + 8 + 18/2) = 266 \text{ mm}$$

$$R_{fni} = 1e6 \cdot 1256 \cdot (391.30/1e3) / (350 \cdot 266) = 5278.98 \text{ kN/m}^2$$

La verifica non è soddisfatta ed il nodo risulta quindi fessurato, pertanto si procede alla verifica di integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale applicando la (7.4.11) espressa nella seguente forma:

$$V_{jwR} \geq V_{jwd}$$

In cui, tenendo in conto che per azioni in direzione Z locale del pilastro il nodo viene considerato come "interno", risulta:

$$V_{jwR} = A_{sh} \cdot f_{ywd}$$

$$V_{jwd} = Y_{rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0.8 \cdot v_d)$$

la resistenza a trazione diagonale V_{jwR} risulta:

$$A_{sh} = 4 \cdot 4 \cdot (3.14 \cdot 10^2 / 4) = 1256 \text{ mm}^2$$

$$f_{ywd} = f_{yd} = 391.30 \text{ MPa}$$

$$V_{jwR} = 1256 \cdot (391.30/1e3) = 491.47 \text{ kN}$$

e l'azione agente di trazione diagonale V_{jwd} risulta:

$$v_d = 89.05 / (350 \cdot 350 \cdot 16.46/1e3) = 0.044$$

$$V_{jwd} = 1.2 \cdot (509 + 509) \cdot (391.30/1e3) \cdot (1 - 0.8 \cdot 0.044) = 461.18 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta, con un tasso di sfruttamento pari a:

$$T_{sft} = V_{jwd} / V_{jwR} = 461.18 / 491.47 = 0.94$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
A_{fni}	11510.41 kN/m ²	11666.90 kN/m ²
R_{fni}	5278.98 kN/m ²	5281.71 kN/m ²
V_{jwd}	461.18 kN	461.07 kN
V_{jwR}	491.47 kN	491.73 kN

Nota: le differenze sono dovute alle approssimazioni numeriche fatte nel calcolo teorico.

Verifica minima staffatura nel nodo

Il controllo relativo alla staffatura minima per i nodi non confinati viene fatto applicando la (7.4.29) espressa nella seguente forma:

$$R_{gsn} \geq 1$$

dove R_{gsn} è il rapporto geometrico di staffatura del nodo, che risulta quindi:

$$R_{gsn} = n_{st} \cdot A_{st} / (0.05 \cdot (f_{ck} / f_{yk}) \cdot i \cdot b_j)$$

risulta pertanto:

$$n_{st} = 4$$

$$A_{st} = 3.14 \cdot 10^2 / 4 = 78.5 \text{ mm}^2$$

$$i = 350 / 4 = 87.5 \text{ mm}$$

$$b_j = \min(350; 300 + 350/2) = 350 \text{ mm}$$

$$R_{gsn} = 4 \cdot 78.5 / (0.05 \cdot (29.05/450) \cdot 87.5 \cdot 350) = 3.18$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

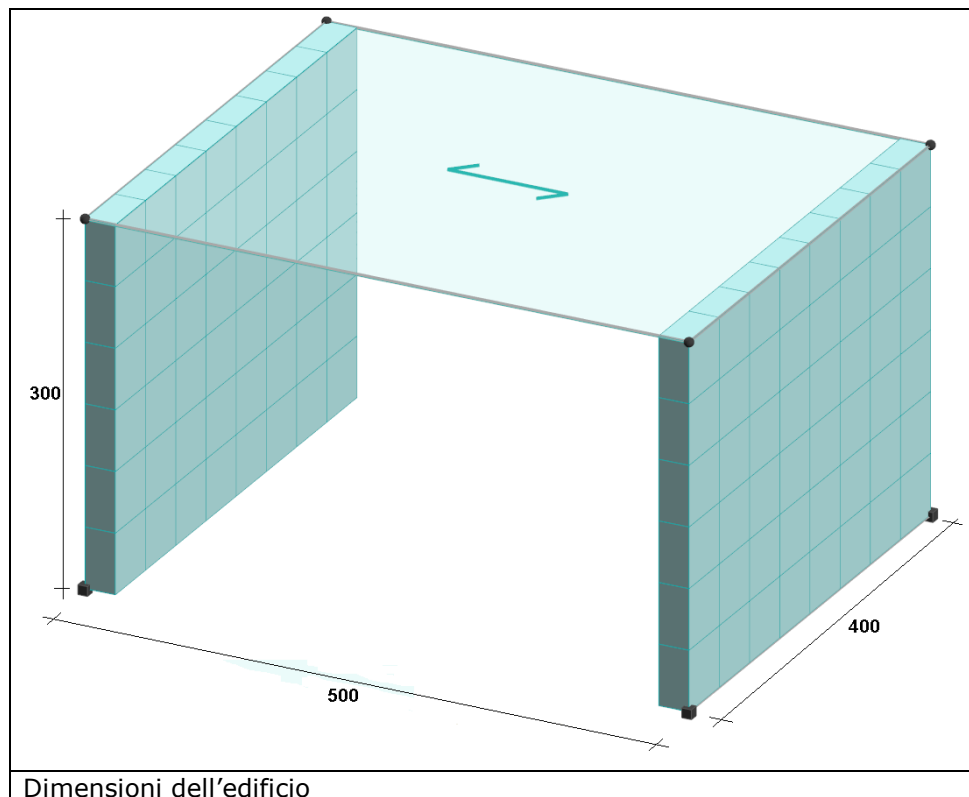
Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
Rgsn	3.18	3.18

Analisi sismica statica non lineare delle murature

Descrizione del problema: analisi sismica statica non lineare (pushover), ai sensi del D.M. 14/01/08, di un edificio esistente in muratura ad un piano con pianta quadrata.

Caratteristiche dell'edificio: l'edificio a base rettangolare, con lati di 4 e 5 m e altezza di 3 m, è composto da due pareti con spessore di 25 cm, come riportato nella seguente figura.



Il solaio ha carico permanente strutturale pari a 300 daN/m^2 , carico permanente non strutturale pari a 200 daN/m^2 e carico accidentale pari a 200 daN/m^2 appartenente alla categoria dei carichi variabili "D.M. 08 Variabili Categoria A Ambienti ad uso residenziale".

File: [TestValidazione] – TVMUR1

Caratteristiche dei materiali: i valori delle caratteristiche meccaniche sono stati ricavati dalla tabella C8A.2.1 senza correggerli con i coefficienti della tabella C8A.2.2. Si ipotizza che il livello di conoscenza sia pari a LC2 a cui corrisponde un fattore di confidenza $FC = 1.2$.

Dalla tabella C8A.2.1 per "Muratura in mattoni pieni e malta di calce" si hanno le seguenti caratteristiche meccaniche:

- resistenza media a compressione: $f_m (\text{min}) = 24 \text{ daN/cm}^2$; $f_m (\text{max}) = 40 \text{ daN/cm}^2$
- resistenza media a taglio: $\tau_0 (\text{min}) = 0.6 \text{ daN/cm}^2$; $\tau_0 (\text{max}) = 0.92 \text{ daN/cm}^2$
- modulo di elasticità: $E (\text{min}) = 12000 \text{ daN/cm}^2$; $E (\text{max}) = 18000 \text{ daN/cm}^2$
- modulo elastico tangenziale: $G (\text{min}) = 4000 \text{ daN/cm}^2$; $G (\text{max}) = 6000 \text{ daN/cm}^2$
- peso specifico: $\gamma = 1800 \text{ daN/m}^3$

Poiché si è ipotizzato un livello di conoscenza LC2, come indicato nella tabella C8A.1.1, si adottano i valori medi sia per la resistenza che per i moduli di elasticità come di seguito riportato:

- resistenza media a compressione: $f_m = 32 \text{ daN/cm}^2$
- resistenza media a taglio: $\tau_0 = 0.76 \text{ daN/cm}^2$
- modulo di elasticità: $E = 15000 \text{ daN/cm}^2$
- modulo elastico tangenziale: $G = 5000 \text{ daN/cm}^2$
- peso specifico: $\gamma = 1800 \text{ daN/m}^3$

Analisi teorica:

Curva di capacità:

La curva di capacità è determinata ipotizzando che il collasso dell'edificio avvenga per rottura a taglio diagonale e pressoflessione dei maschi murari. Il limite per la deformazione ultima per collasso a taglio è pari 0.4 % l'altezza del maschio murario e 0.6% per la rottura a pressoflessione come indicato nel par. C8.7.1.4 della Circolare del D.M. 14/01/08. Il valore della resistenza per la rottura a taglio è calcolato con la seguente formula:

$$V_t = 1 \cdot t \frac{1.5 \cdot \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \cdot \tau_{0d}}} = 1 \cdot t \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \cdot f_t}}$$

mentre quello per pressoflessione con la seguente formula:

$$M_u = I^2 \cdot t \frac{\sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.8 \cdot f_d} \right)$$

Le condizioni di carico elementari considerate sono:

- 1 permanente strutturale del solaio
- 2 permanente non strutturale del solaio
- 3 accidentale del solaio

Combinazioni per S.L.U. sismico:

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

in cui:

$$G_1 = [\text{CCE1}] ; G_2 = [\text{CCE2}] ; Q_{k1} = [\text{CCE3}] ; Q_{k2} = [\text{CCE4}]$$

$$\Psi_{21(\text{CCE3})} = 0.3$$

Massa:

$W^{\text{QP sol}} =$	$1.0 \cdot [5.00 \cdot 4.00 \cdot 500] =$	10000.00 daN
$W^{\text{QA sol}} =$	$0.3 \cdot [5.00 \cdot 4.00 \cdot 200] =$	<u>1200.00</u> daN
$W =$		11200.00 daN
$MS =$		11416.90 Kg

Fattore di partecipazione modale: $\Gamma = 1$

Il carico del solaio si ripartisce sulle pareti in funzione dell'area di influenza per cui il carico agente sulla singola parete di lato 4 m è pari a:

$$P = G_1 \cdot A + G_2 \cdot A + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} \cdot A = 300 \cdot 4 \cdot 5/2 + 200 \cdot 4 \cdot 5/2 + 0.3 \cdot 200 \cdot 4 \cdot 5/2 = 5600 \text{ daN}$$

La tensione normale media (σ_0), riferita all'area totale della sezione, è pari a:

$$\sigma_0 = \frac{P}{1 \cdot t} = \frac{Q \cdot 1}{1 \cdot t} = \frac{5}{4} \cdot \frac{6}{0.7} = 0.56 \text{ daN/cm}^2$$

La resistenza per la rottura a taglio e pressoflessione della parete sono pari a:

$$V_t = 1 \cdot t \cdot \frac{1.5 \cdot \frac{\tau_{0d}}{F}}{b} \sqrt{1 + \frac{C \cdot \sigma_0}{1.5 \cdot \frac{\tau_{0d}}{F}}} = 4 \cdot 20 \cdot \frac{1 \cdot 0.7}{1.2} \sqrt{1 + \frac{0.5}{1.5 \cdot \frac{0.7}{1.2}}} = 11977.06 \text{ daN}$$

$$M_u = l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.8 \cdot \frac{f_d}{F}} \right) = 4^2 \cdot 20 \cdot \frac{0.5}{2} \left(1 - \frac{0.5}{0.8 \cdot \frac{3}{1.2}} \right) = 1092329.41 \text{ daN cm} =$$

$$= 10923.29 \text{ daNm}$$

Il limite per la deformazione ultima per collasso a taglio è pari a:

$$\delta_u = 0.004 \cdot h = 0.004 \cdot 300 = 1.2 \text{ cm} = 12 \text{ mm}$$

mentre quello per pressoflessione nel caso di strutture esistenti è pari a:

$$\delta_u = 0.006 \cdot h = 0.006 \cdot 300 = 1.8 \text{ cm} = 18 \text{ mm}$$

Essendo il comportamento della parete assimilabile ad una mensola di 3 m di altezza, possiamo calcolare la forza in sommità che provoca una flessione pari al momento ultimo:

$$F = M_u / H = 10923.29 / 3 = 3641.10 \text{ daN}$$

Raggiunta tale forza, lo schema statico della parete diventa una mensola con una cerniera plastica alla base quindi, possiamo assumere che la forza rimane costante e pari F (soprastimata) e che la rottura si abbia quando lo spostamento raggiunge la deformazione ultima per collasso a taglio.

Quindi:

$$F_{bu} = 2 \cdot F = 7282.20 \text{ daN}$$

$$\delta_u = 12 \text{ mm}$$

Spostamento al limite elastico:

$$\delta = \frac{F_b \cdot H^3}{3 \cdot E \cdot J} + \frac{F_b \cdot H}{G \cdot A_s} = \frac{7282.2 \cdot 300^3}{3 \cdot 15 \cdot 260} + \frac{0.272 \cdot 2 \cdot 300}{6 \cdot 300 \cdot (200 / 1.2)} = 0.043 \text{ cm} = 0.43 \text{ mm}$$

Sistema equivalente ad un grado di libertà:

Resistenza massima:

$$F_{bu}^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma} = 7282.2 \text{ daN}$$

Spostamento ultimo:

$$\delta_u^* = \frac{\delta_u}{\Gamma} = 12 \text{ mm}$$

Bilineare equivalente:

Massa equivalente:

$$m^* = \frac{M}{\Gamma} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 9}{1} = 11416.90 \text{ daN}$$

Spostamento al limite elastico:

$$\delta_y^* = \delta = 0.43 \text{ mm}$$

Rigidezza al limite elastico:

$$K^* = \frac{F_{bu}^*}{\delta_y^*} = \frac{7 \cdot 2 \cdot 8}{0.0 \cdot 0} = 17094017 \text{ daN/m}$$

Periodo elastico:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{K^*}} = 0.051 \text{ sec}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
F_{bu}	7282.20 daN	7324.86 daN
δ_u	12.00 mm	12.00 mm

Output ModeSt:

Relazione di calcolo:

Sisma +Y Gruppo 2

Distribuzione di forze uniforme

Percentuale di massa movimentata in direzione del sisma:100.00

Imp. cx cy
1 1.00 1.00

Risultati analisi statica non lineare

Resistenza massima: $F_{bu} = 7324.86 <\text{daN}>$
 Spostamento ultimo: $\delta_u = 12.00 <\text{mm}>$
 Fattore di partecipazione modale: $\Gamma = 1.00$

Sistema equivalente ad un grado di libertà

Resistenza massima: $F_{bu}^* = 7324.86 <\text{daN}>$
 Spostamento ultimo: $\delta_u^* = 12.00 <\text{mm}>$

Curva bilineare equivalente

Forza di snervamento: $F_y^* = 7303.32 <\text{daN}>$
 Spostamento al limite elastico: $\delta_y^* = 0.43 <\text{mm}>$
 Massa equivalente: $m^* = 11416.90 <\text{kg}>$
 Rigidezza: $k^* = 17094300.00 <\text{daN/m}>$
 Periodo elastico: $T^* = 0.051 <\text{sec}>$
 Sovreresistenza: $\alpha_u/\alpha_1 = 0.90$

Verifiche geotecniche di una fondazione superficiale

Caratteristiche della fondazione: la fondazione è rappresentata da un plinto le cui dimensioni dell'impronta sono $B = L = 1.50$ m; mentre l'altezza è pari a 0.5 m. Il plinto è alla base del pilastro n.2 della struttura TVDM08CA, in cui la direzione di B è parallela all'asse X globale e la direzione di L è parallela all'asse Y.

Le verifiche di capacità portante verranno fatte secondo l'approccio 2.

Terreno di fondazione: I parametri geotecnici caratteristici sono i seguenti:

Peso specifico del terreno naturale	γ	=	20	kN/m ³
Peso specifico del terreno saturo	γ_{sat}	=	21	kN/m ³
Angolo di attrito efficace	φ	=	30	°
Coesione efficace	c'	=	5	kPa
Coesione non drenata	c_u	=	80	kPa
Modulo elastico	E	=	20	MPa
Modulo elastico tangenziale	G	=	8	MPa

Secondo l'approccio 2 i coefficienti parziali sui materiali γ_M sono unitari, pertanto i parametri di progetto coincidono con i parametri caratteristici.

Il piano di campagna è all'estradosso del plinto, la profondità del piano di posa è quindi $D = 0.5$ m; la falda è presente alla profondità pari a $z_f = 1$ m dal piano di campagna.

Sollecitazioni: Le sollecitazioni di progetto sono rappresentate dalle reazioni vincolari del nodo n.2 della struttura TVDM08CA. Tali effetti dei carichi rappresentano già i valori di progetto per il calcolo con l'approccio 2. Dal paragrafo relativo alla "Generazione delle combinazioni di carico" del test "Analisi dei carichi per un'analisi sismica statica lineare, ai sensi del D.M. 08, di un edificio in c.a.", per la struttura in oggetto, sono desumibili i coefficienti parziali sulle azioni γ_A .

File: [TestValidazione] - TVDM08CA

Calcolo teorico:

Per le verifiche agli SLU statici consideriamo i carichi risultanti dalla CC33. Per ottenere i momenti di progetto occorre sommare, al momento di incastro, il momento generato dal taglio per l'altezza del plinto, risultano quindi le seguenti sollecitazioni di progetto:

$$\begin{aligned}N &= R_z = +35538.70 \text{ daN} \\T_x &= R_x = -225.44 \text{ daN} \\T_y &= R_y = +2241.30 \text{ daN} \\M_x &= M_x - H \cdot R_y = -2187.34 - 0.5 \cdot (+2241.30) = -3307.99 \text{ daNm} \\M_y &= M_y + H \cdot R_x = -359.144 + 0.5 \cdot (-225.44) = -471.86 \text{ daNm}\end{aligned}$$

Le dimensioni della fondazione reagente risultano:

$$\begin{aligned}B' &= \min\{B - 2 \cdot |M_x|/N ; L - 2 \cdot |M_y|/N\} \\L' &= \max\{B - 2 \cdot |M_x|/N ; L - 2 \cdot |M_y|/N\} \\B' &= \min\{1.5 - 2 \cdot 3307.99 / 35538.70 ; 1.5 - 2 \cdot 471.86 / 35538.70\} = 1.31 \text{ m} \\L' &= \max\{1.5 - 2 \cdot 3307.99 / 35538.70 ; 1.5 - 2 \cdot 471.86 / 35538.70\} = 1.47 \text{ m}\end{aligned}$$

La profondità di interesse delle superfici di rottura, dal piano di posa delle fondazioni, è stimata pari a: $z_i = (B/2) \cdot \tan(\pi/4 + \varphi/2) = (1.5/2) \cdot \tan(60^\circ) = 1.3$ m. La falda è presente ad una profondità dal piano di posa delle fondazioni pari a $z_f - D = 1.5 - 0.5 = 0.5$ m, risultando $z_i > z_f - D > 0$, il peso specifico rappresentativo del terreno di fondazione γ_r risulta pari a:

$$\begin{aligned}\gamma_r &= [\gamma \cdot (z_f - D) + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot (z_i - (z_f - D))] / z_i \\ \gamma_r &= [20 \cdot 0.5 + (21 - 10) \cdot (1.3 - 0.5)] / 1.3 = 14.4615 \text{ kN/m}^3 = 1446.15 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

La pressione litostatica verticale totale alla profondità del piano di posa della fondazione, rappresentativa del peso del terreno a lato del plinto vale:

$$\sigma_{v0,f} = \gamma \cdot D = 20 \cdot 0.5 = 10 \text{ kN/m}^3 = 1000 \text{ kg/m}^3$$

Il coefficiente di spinta passiva del terreno di fondazione vale:

$$k_p = [1 + \sin(\varphi)] / [1 - \sin(\varphi)] = [1 + \sin(30^\circ)] / [1 - \sin(30^\circ)] = 3.00$$

La risultante delle azioni orizzontali è pari a:

$$H = \text{radq}[T_x^2 + T_y^2] = \text{radq}[(-225.44)^2 + (+2241.30)^2] = 2252.61 \text{ daN}$$

L'angolo fra la direzione della risultante delle azioni orizzontali e la direzione in cui si sviluppa L' (nel caso specifico la direzione dell'asse X globale) è pari a:

$$\theta_{HL} = \arctan[T_y/T_x] = \arctan[(2241.30)/(-225.44)] \sim -84^\circ$$

Il fattore di direzione del carico orizzontale risulta quindi:

$$m = [(2 + B'/L') / (1 + B'/L')] \cdot \sin^2(\theta_{HL}) + [(2 + L'/B') / (1 + L'/B')] \cdot \cos^2(\theta_{HL})$$

$$m = [(2 + 1.31/1.47) / (1 + 1.31/1.47)] \cdot 0.99 + [(2 + 1.47/1.31) / (1 + 1.47/1.31)] \cdot 0.01$$

$$m = 1.52$$

L'adesione fra la fondazione e il terreno in condizioni drenate è stimata pari alla coesione efficace ($a' = c' = 5 \text{ kPa} = 500 \text{ kg/m}^2$), mentre in condizioni non drenate è stimata pari alla coesione non drenata ($a_u = c_u = 80 \text{ kPa} = 8000 \text{ kg/m}^2$). L'angolo d'attrito fra la fondazione e il terreno è pari all'angolo d'attrito del terreno ($\delta = \varphi = 30^\circ$). Il piano di posa della fondazione ha inclinazione nulla ($\eta = 0.00$).

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche

Il calcolo della capacità portante viene effettuato con la relazione trinomia proposta nell'allegato D dell'EC7, le relazioni trinomie scompongono la capacità portante in tre termini rappresentativi del sovraccarico laterale e della coesione e del peso del terreno di fondazione. Per le verifiche in condizioni drenate risulta:

$$q_{lim} = \sigma_{v0,f} \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c + (B'/2) \cdot \gamma_r \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma$$

In cui:

$$N_q = \exp[\pi \cdot \tan(\varphi)] \cdot k_p = \exp[3.14 \cdot \tan(30^\circ)] \cdot 3 = 18.40$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi) = (18.40 - 1) / \tan(30^\circ) = 30.14$$

$$N_{\gamma\Box} = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi) = 2 \cdot (18.40 - 1) \cdot \tan(30^\circ) = 20.09$$

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin(\varphi) = 1 + (1.31/1.47) \cdot \sin(30^\circ) = 1.45$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) = (1.45 \cdot 18.40 - 1) / (18.40 - 1) = 1.48$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot (B'/L') = 1 - 0.3 \cdot (1.31/1.47) = 0.73$$

$$i_q = [1 - H / (N + B' \cdot L' \cdot a' / \tan(\varphi))]^m =$$

$$= [1 - 2252.61 / (35538.70 + 1.31 \cdot 1.47 \cdot 500 / \tan(30^\circ))]^{1.52} = 0.91$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) = 0.91 - (1 - 0.91) / (18.40 - 1) = 0.91$$

$$i_\gamma = [1 - H / (N + B' \cdot L' \cdot a' / \tan(\varphi))]^{m+1} =$$

$$= [1 - 2252.61 / (35538.70 + 1.31 \cdot 1.47 \cdot 500 / \tan(30^\circ))]^{1.52+1} = 0.86$$

$$b_q = [1 - \eta \cdot \tan(\varphi)]^2 = [1 - 0.00 \cdot \tan(30^\circ)]^2 = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_q - 1) = 1.00 - (1 - 1.00) / (18.40 - 1) = 1.00$$

$$b_\gamma = [1 - \eta \cdot \tan(\varphi)]^2 = [1 - 0.00 \cdot \tan(30^\circ)]^2 = 1.00$$

La pressione limite è pari a:

$$q_{lim} = \sigma_{v0,f} \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c + (B'/2) \cdot \gamma_r \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma$$

$$q_{lim} = 1000.00 \cdot 18.40 \cdot 1.45 \cdot 0.91 \cdot 1.00 +$$

$$+ 500.00 \cdot 30.14 \cdot 1.48 \cdot 0.91 \cdot 1.00 +$$

$$+ (1.31/2) \cdot 1446.15 \cdot 20.09 \cdot 0.73 \cdot 0.86 \cdot 1.00$$

$$q_{lim} = 24278.80 + 20296.28 + 11946.92 = 56522.00 \text{ daN/m}^2$$

Per verifiche secondo l'approccio 2, con un fattore di sicurezza parziale sulle resistenze pari a $\gamma_R = 2.3$, la resistenza di progetto risulta:

$$R_d = B' \cdot L' \cdot q_{lim} / \gamma_R = 1.31 \cdot 1.47 \cdot 56522.00 / 2.3 = 47323.66 \text{ daN}$$

Considerando lo sforzo normale come effetto delle azioni di progetto:

$$E_d = N = 35538.70 \text{ daN}$$

La sicurezza risulta:

$$\text{sic.} = R_d / E_d = 47323.66 / 35538.70 = 1.33$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
R_d	47323.66 daN	47458.10 daN
Sic.	1.33	1.34

Per le verifiche in condizioni non drenate il calcolo della capacità portante risulta:

$$q_{lim} = \sigma_{v0,f} \cdot N_q + c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c$$

In cui:

$$N_q = 1.00$$

$$N_c = 2 + \pi = 5.14$$

$$s_c = 1 + 2 \cdot B' / L' = 1 + 0.2 \cdot 1.31 / 1.47 = 1.18$$

$$i_c = 0.5 \cdot \{1 + \text{radq}[1 - H / (B' \cdot L' \cdot a_u)]\} =$$

$$= 0.5 \cdot \{1 + \text{radq}[1 - 2252.61 / (1.31 \cdot 1.47 \cdot 8000.00)]\} = 0.96$$

$$b_c = 1 - 2 \cdot \eta \cdot (1 + \pi) = 1 - 2 \cdot 0.00 \cdot 3.14 = 1.00$$

La pressione limite è pari a:

$$q_{lim} = \sigma_{v0,f} \cdot N_q + c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c$$

$$q_{lim} = 1000.00 \cdot 1.00 + 8000.00 \cdot 5.14 \cdot 1.18 \cdot 0.96 \cdot 1.00 = 47580.74 \text{ daN/m}^2$$

Per verifiche secondo l'approccio 2, con un fattore di sicurezza parziale sulle resistenze pari a $\gamma_R = 2.3$, la resistenza di progetto risulta:

$$R_d = B' \cdot L' \cdot q_{lim} / \gamma_R = 1.31 \cdot 1.47 \cdot 47580.74 / 2.3 = 39837.49 \text{ daN}$$

Considerando lo sforzo normale come effetto delle azioni di progetto:

$$E_d = N = 35538.70 \text{ daN}$$

La sicurezza risulta:

$$\text{sic.} = R_d / E_d = 39837.49 / 35538.70 = 1.12$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
R_d	39837.49 daN	40103.20 daN
Sic.	1.12	1.13

Calcolo teorico:

Verifiche di capacità portante per punzonamento

La verifica a rottura per punzonamento viene effettuata con il metodo proposto da Vesic (1975), per cui il fenomeno di rottura in oggetto è governato dall'indice di rigidezza I_r . La rottura per punzonamento è possibile solo se l'indice di rigidezza supera il valore critico $I_{r,crit}$, in tal caso la verifica verrà effettuata con la relazione trinomia proposta da

Vesic (1973), in cui i termini rappresentativi del sovraccarico laterale e della coesione e del peso del terreno di fondazione sono moltiplicati da ulteriori fattori riduttivi valutati in funzione dell'indice di rigidezza. In condizioni drenate l'indice di rigidezza vale:

$$I_r = G/[c' + \sigma'_{v0(D+B/2)} \cdot \tan(\varphi)]$$

In cui:

$$\sigma'_{v0(D+B/2)} = \gamma \cdot z_f + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot (D+B/2 - z_f) = 20 \cdot 1 + (21 - 10) \cdot (0.5 + 1.5/2 - 1) = 22.75 \text{ kPa}$$

L'indice di rigidezza risulta:

$$I_r = G/[c' + \sigma'_{v0(D+B/2)} \cdot \tan(\varphi)] = 8000/[5 + 22.75 \cdot \tan(30^\circ)] = 441.14$$

L'indice di rigidezza critico vale:

$$I_{r,crit} = (1/2) \cdot \exp\{[3.30 - 0.45 \cdot B/L] / \tan(\pi/4 - \varphi/2)\} = \\ = 0.5 \cdot \exp\{[3.30 - 0.45 \cdot 1.5/1.5] / \tan(45 - 30/2)\} = 69.63$$

Risulta:

$$I_r = 441.14 > 69.63 = I_{r,crit}$$

Il meccanismo di rottura per punzonamento non è attivabile e la verifica è soddisfatta.

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
I_r	441.14	441.14
$I_{r,crit}$	69.63	69.63

Dato il modulo elastico non drenato $E_u = 3 \cdot G = 3 \cdot 8 = 24 \text{ MPa}$, in condizioni non drenate l'indice di rigidezza risulta:

$$I_r = (E_u/3)/c_u = (24000/3)/80 = 100.00$$

L'indice di rigidezza critico vale:

$$I_{r,crit} = (1/2) \cdot \exp\{3.30 - 0.45 \cdot B/L\} = 0.5 \cdot \exp\{3.30 - 0.45 \cdot 1.5/1.5\} = 8.64$$

Risulta:

$$I_r = 100.00 > 8.64 = I_{r,crit}$$

Il meccanismo di rottura per punzonamento non è attivabile e la verifica è soddisfatta.

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
I_r	100.00	100.00
$I_{r,crit}$	8.64	8.64

Calcolo teorico:

Verifiche di capacità portante per scorrimento

In condizioni drenate la resistenza di progetto ha una componente dovuta alla coesione ed una, dipendente dallo sforzo di compressione, dovuta all'attrito fra fondazione e terreno. Per verifiche secondo l'approccio 2, con un fattore di sicurezza parziale sulle resistenze pari a $\gamma_R = 1.1$, la resistenza di progetto risulta:

$$R_d = [a' \cdot B' \cdot L' + N \cdot \tan(\delta)] / \gamma_R = \\ = [500 \cdot 1.31 \cdot 1.47 + 35538.70 \cdot \tan(30^\circ)] / 1.1 = 19528.30 \text{ daN}$$

L'effetto delle azioni di progetto, dato dalla risultante delle azioni orizzontali, è pari a:

$$E_d = H = 2252.61 \text{ daN}$$

La sicurezza risulta:

$$\text{sic.} = R_d/E_d = 19528.30/2252.61 = 8.67$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
R_d	19528.30 daN	19533.30 daN
Sic.	8.67	8.68

In condizioni non drenate la resistenza di progetto ha la sola componente dovuta alla coesione. Per verifiche secondo l'approccio 2, con un fattore di sicurezza parziale sulle resistenze pari a $\gamma_R = 1.1$, la resistenza di progetto risulta:

$$R_d = [a_u \cdot B' \cdot L'] / \gamma_R = [8000 \cdot 1.31 \cdot 1.47] / 1.1 = 14005.09 \text{ kg}$$

L'effetto delle azioni di progetto, dato dalla risultante delle azioni orizzontali, è pari a:

$$E_d = H = 2252.61 \text{ kg}$$

La sicurezza risulta:

$$\text{sic.} = R_d/E_d = 14005.09/2252.61 = 8.67$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
R_d	14005.09 daN	14081.20 daN
Sic.	6.21	6.26

Per le verifiche agli SLU sismici (SLV) consideriamo i carichi risultanti dalla CC1. Per ottenere i momenti di progetto occorre sommare, al momento di incastro, il momento generato dal taglio per l'altezza del plinto. Tutte le componenti delle reazioni vincolari sono incrementate del fattore $\gamma_{Rd} = 1.1$ (prescrizioni del §7.2.5 per edifici in classe di duttilità B). Risultano quindi le seguenti sollecitazioni di progetto:

$$N = 1.1 \cdot R_z = 1.1 \cdot 22590.40 = +24849.44 \text{ daN}$$

$$T_x = 1.1 \cdot R_x = 1.1 \cdot (-1860.67) = -2046.74 \text{ daN}$$

$$T_y = 1.1 \cdot R_y = 1.1 \cdot (+739.68) = +813.65 \text{ daN}$$

$$M_x = 1.1 \cdot M_x - H \cdot 1.1 \cdot R_y = 1.1 \cdot (-324.69) - 0.5 \cdot 1.1 \cdot (+739.68) = -763.98 \text{ daNm}$$

$$M_y = 1.1 \cdot M_y + H \cdot 1.1 \cdot R_x = 1.1 \cdot (-3009.12) + 0.5 \cdot 1.1 \cdot (-1860.67) = -4333.40 \text{ daNm}$$

Le dimensioni della fondazione reagente risultano:

$$B' = \min\{B - 2 \cdot |M_x|/N ; L - 2 \cdot |M_y|/N\}$$

$$L' = \max\{B - 2 \cdot |M_x|/N ; L - 2 \cdot |M_y|/N\}$$

$$B' = \min\{1.5 - 2 \cdot 763.98/24849.44 ; 1.5 - 2 \cdot 4333.40/24849.44\} = 1.15 \text{ m}$$

$$L' = \max\{1.5 - 2 \cdot 763.98/24849.44 ; 1.5 - 2 \cdot 4333.40/24849.44\} = 1.44 \text{ m}$$

Calcolo teorico:

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni sismiche

Il calcolo della capacità portante viene effettuato con la relazione trinomia proposta da Richards R. Jr., Elms D.G. e Budhu M. (1993), per l'utilizzo di tale relazione è necessario calcolare l'angolo che definisce la zona di spinta attiva ρ_{ae} ed i coefficienti di spinta attiva e passiva comprensivi del contributo dovuto alle forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura, rispettivamente k_{pe} ed k_{ae} . Tali valori vengono calcolati partendo dall'accelerazione sismica orizzontale e verticale normalizzate con l'accelerazione di

gravità, rispettivamente k_h e k_v . Per l'SLV l'azione sismica risulta avere $a_g/g = 0.1397$, il coefficiente della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche fornisce $S = S_S \cdot S_T = 1.0 \cdot 1.0 = 1.0$, risulta pertanto:

$$k_h = (a_g/g) \cdot S = 0.1397 \cdot 1.00 = 0.1397$$

$$k_v = 1.35 \cdot k_h \cdot \text{radq}(a_g/g) = 1.35 \cdot 0.1397 \cdot \text{radq}(0.1397) = 0.0705$$

$$\alpha = \arctan[k_h/(1-k_v)] = \arctan[0.1397/(1-0.0705)] = 0.1492 \text{ rad}$$

Dati l'angolo d'attrito fra la fondazione e il terreno e l'angolo d'attrito del terreno pari a: $\delta = \varphi = 30^\circ = 0.5236 \text{ rad}$, è possibile calcolare:

$$\Phi = \varphi - \alpha = 0.5236 - 0.1492 = 0.3744 \text{ rad}$$

$$c_k = \text{radq}[\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\Phi) / \cos(\delta + \alpha)] =$$

$$= \text{radq}[\text{sen}(0.5236 + 0.5236) \cdot \text{sen}(0.3744) / \cos(0.5236 + 0.1492)] = 0.6364$$

$$a_a = \text{radq}\{[1 + \tan^2(\Phi)] \cdot [(1 + \tan(\delta + \alpha) / \tan(\Phi))] - \tan(\Phi)\} =$$

$$= \text{radq}\{[1 + \tan^2(0.3744)] \cdot [(1 + \tan(0.5236 + 0.1492) / \tan(0.3744))] - \tan(0.3744)\} = 1.4766$$

$$b = 1 + \tan(\delta + \alpha) \cdot [\tan(\Phi) + 1 / \tan(\Phi)] =$$

$$= 1 + \tan(0.5236 + 0.1492) \cdot [\tan(0.3744) + 1 / \tan(0.3744)] = 3.3409$$

$$\rho_{ae} = +\Phi + \arctan(a_a/b) = +0.3744 + \arctan(1.4766/3.3409) = 0.7906$$

$$k_{ae} = [\cos^2(\Phi)] / [\cos(\alpha) \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot (1 + c_k)^2]$$

$$= [\cos^2(0.3744)] / [\cos(0.1492) \cdot \cos(0.5236 + 0.1492) \cdot (1 + 0.6364)^2] = 0.4183$$

$$k_{pe} = [\cos^2(\Phi)] / [\cos(\alpha) \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot (1 - c_k)^2]$$

$$= [\cos^2(0.3744)] / [\cos(0.1492) \cdot \cos(0.5236 + 0.1492) \cdot (1 - 0.6364)^2] = 8.4722$$

Il calcolo della capacità portante risulta:

$$q_{lim} = \sigma_{v0,f} \cdot N_q + c' \cdot N_c + (B'/2) \cdot \gamma_r \cdot N_\gamma$$

In cui:

$$N_q = k_{pe}/k_{ae} = 8.4722/0.4183 = 20.25$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi) = (20.25 - 1) / \tan(0.5236) = 33.34$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\rho_{ae}) = (20.25 - 1) \cdot \tan(0.7906) = 19.45$$

La pressione limite è pari a:

$$q_{lim} = \sigma_{v0,f} \cdot N_q + c' \cdot N_c + (B'/2) \cdot \gamma_r \cdot N_\gamma$$

$$q_{lim} = 1000.00 \cdot 20.25 + 500.00 \cdot 33.34 + (1.15/2) \cdot 1446.15 \cdot 19.45$$

$$q_{lim} = 20250.00 + 16670.00 + 16173.38 = 53093.38 \text{ daN/m}^2$$

Per verifiche sismiche il fattore di sicurezza parziale sulle resistenze è comunque pari a $\gamma_R = 2.3$, la resistenza di progetto risulta:

$$R_d = B' \cdot L' \cdot q_{lim} / \gamma_R = 1.15 \cdot 1.44 \cdot 53093.38 / 2.3 = 38227.23 \text{ daN}$$

Considerando lo sforzo normale come effetto delle azioni di progetto:

$$E_d = N = 24849.44 \text{ kg}$$

La sicurezza risulta:

$$\text{sic.} = R_d / E_d = 38227.23 / 24849.44 = 1.54$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
R_d	38227.23 daN	38250.90 daN
Sic.	1.54	1.54

Calcolo teorico:

Calcolo dei cedimenti e della costane di sottofondo

I cedimenti elastici (ΔH) vengono determinati calcolando il cedimento atteso in funzione della pressione di contatto fra terreno e fondazione che ne è la causa (q_{es}) utilizzando un'equazione della teoria dell'elasticità (Bowles, 1999). La relazione elastica utilizzata è la seguente (Timoshenko e Goodier, 1951):

$$Ced. = q_{es} \cdot [4 \cdot (B/2) \cdot (1 - \mu^2) / E] \cdot I_s \cdot I_f$$

in cui il modulo elastico del terreno di fondazione vale $E = 20 \text{ MPa} = 2000000 \text{ daN/m}^2$, mentre il coefficiente di Poisson vale:

$$\mu = (1/2) \cdot (E/G) - 1 = (1/2) \cdot (20/8) - 1 = 0.25$$

Ipotizzando lo spessore di terreno interessato dalle deformazioni H pari a 5 volte la base del plinto:

$$H = 5 \cdot B = 5 \cdot 1.5 = 7.5 \text{ m}$$

Ed effettuando la valutazione in relazione al centro della fondazione, il coefficiente di influenza I_s viene calcolato dai seguenti parametri:

$$n = H / (B/2) = 7.5 / (1.5/2) = 10$$

$$m = (L/2) / (B/2) = L/B = 1.5/1.5 = 1$$

$$a = [1 + \text{radq}(m^2 + 1)] \cdot \text{radq}(m^2 + n^2) = [1 + \text{radq}(1^2 + 1)] \cdot \text{radq}(1^2 + 10^2) = 24.2625$$

$$b = m \cdot [1 + \text{radq}(m^2 + n^2 + 1)] = 1 \cdot [1 + \text{radq}(1^2 + 10^2 + 1)] = 11.0995$$

$$c = [m + \text{radq}(m^2 + 1)] \cdot \text{radq}(1 + n^2) = [1 + \text{radq}(1^2 + 1)] \cdot \text{radq}(1 + 10^2) = 24.2625$$

$$d = m + \text{radq}(m^2 + n^2 + 1) = 1 + \text{radq}(1^2 + 10^2 + 1) = 11.0995$$

$$I_1 = [m \cdot \ln(a/b) + \ln(c/d)] / \pi = [1 \cdot \ln(24.2625/11.0995) + \ln(24.2625/11.0995)] / 3.14 = 0.4978$$

$$I_2 = \arctan\{[m / [n \cdot \text{radq}(m^2 + n^2 + 1)]] \cdot n / (2 \cdot \pi)\} =$$

$$= \arctan\{[1 / [10 \cdot \text{radq}(1^2 + 10^2 + 1)]] \cdot 10 / (2 \cdot 3.14)\} = 0.0158$$

$$I_s = I_1 + [(1 - 2 \cdot \mu) / (1 - \mu)] \cdot I_2 = 0.4978 + [(1 - 2 \cdot 0.25) / (1 - 0.25)] \cdot 0.0158 = 0.5083 \sim 0.51$$

Dato il rapporto di profondità $D/B = 0.5/1.5 = 0.33$ ed il rapporto fra i lati della fondazione $L/B = 1.5/1.5 = 1.00$, il valore del coefficiente di profondità è stimato pari a:

$$I_f = 0.81$$

Per il calcolo dei cedimenti consideriamo i carichi risultanti dalla CC37 (SLE R). L'azione di progetto è data dalla reazione vincolare all'incastro e vale:

$$N = R_z = +25495.20 \text{ daN}$$

Da cui la tensione di esercizio vale:

$$q_{es} = N / (B \cdot L) = 25495.20 / (1.5 \cdot 1.5) = 11331.20 \text{ daN/m}^2$$

Il cedimento calcolato risulta pertanto:

$$Ced. = q_{es} \cdot [4 \cdot (B/2) \cdot (1 - \mu^2) / E] \cdot I_s \cdot I_f$$

$$Ced. = 11331.20 \cdot [4 \cdot (1.5/2) \cdot (1 - 0.25^2) / 2000000] \cdot 0.51 \cdot 0.81$$

$$Ced. = 0.006583 \text{ m} \sim 0.66 \text{ cm}$$

Ipotizzando la profondità di interesse delle deformazioni indipendente dalle pressioni agenti è possibile calcolare la costante di sottofondo k_w rappresentativa della fondazione in oggetto:

$$k_w = q_{es} / Ced. = 1 / \{ [4 \cdot (B/2) \cdot (1 - \mu^2) / E] \cdot I_s \cdot I_f \}$$

$$k_w = 1 / \{ [4 \cdot (1.5/2) \cdot (1 - 0.25^2) / 2000000] \cdot 0.51 \cdot 0.81 \} = 1727159.06 \text{ daN/m}^3$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt

Ced.	0.66 cm	0.66 cm
kw	1727159.06 daN/m ³	1726520.00 daN/m ³

Verifiche geotecniche di una fondazione profonda

Caratteristiche della fondazione: la fondazione è rappresentata da un palo trivellato di diametro $D_p = 0.5$ m e lunghezza $L_p = 10$ m. Il palo è alla base del pilastro n.5 della struttura TVDM08CA.

Le verifiche di capacità portante verranno fatte secondo l'approccio 2.

Terreno di fondazione: I parametri geotecnici caratteristici sono i seguenti:

Peso specifico del terreno naturale	γ	=	20	kN/m ³
Peso specifico del terreno saturo	γ_{sat}	=	21	kN/m ³
Angolo di attrito efficace	ϕ	=	30	°
Coesione efficace	c'	=	5	kPa
Coesione non drenata	c_u	=	80	kPa
Grado di sovraconsolidazione	OCR	=	1	
Coeff. di spinta a riposo	k_0	=	0.5	
Modulo elastico	E	=	20	MPa
Modulo elastico tangenziale	G	=	8	MPa

Secondo l'approccio 2 i coefficienti parziali sui materiali γ_M sono unitari, pertanto i parametri di progetto coincidono con i parametri caratteristici.

Il piano di campagna è alla quota di testa del palo e la falda è coincidente con il piano di campagna.

Sollecitazioni: Le sollecitazioni di progetto sono rappresentate dalle reazioni vincolari del nodo n.5 della struttura TVDM08CA. Tali effetti dei carichi rappresentano già i valori di progetto per il calcolo con l'approccio 2. Dal paragrafo relativo alla "Generazione delle combinazioni di carico" del test "Analisi dei carichi per un'analisi sismica statica lineare, ai sensi del D.M. 08, di un edificio in c.a.", per la struttura in oggetto, sono desumibili i coefficienti parziali sulle azioni γ_A .

File: [TestValidazione] - TVDM08CA

Calcolo teorico:

Per le verifiche agli SLU (analoghe per carichi statici e sismici) consideriamo i carichi risultanti dalla CC1 (SLV). Considerando una condizione sismica tutte le componenti delle reazioni vincolari sono incrementate del fattore $\gamma_{Rd} = 1.1$ (prescrizioni del §7.2.5 per edifici in classe di duttilità B). Risultano quindi le seguenti sollecitazioni di progetto:

$$\begin{aligned}N &= 1.1 \cdot R_z = 1.1 \cdot 23671.10 \text{ kg} = +26038.20 \text{ daN} \\T &= \text{radq}[(1.1 \cdot R_x)^2 + (1.1 \cdot R_y)^2] = \\&= \text{radq}(1.1 \cdot 1712.66)^2 + (1.1 \cdot 1732.08)^2 = 2679.42 \text{ daN} \\M &= \text{radq}[(1.1 \cdot M_x)^2 + (1.1 \cdot M_y)^2] = \\&= \text{radq}[(1.1 \cdot 2087.58)^2 + (1.1 \cdot 2772.18)^2] = 3817.32 \text{ daNm}\end{aligned}$$

Verifiche di capacità portante per carichi verticali in condizioni drenate

L'attrito laterale limite τ_s è calcolato, per la profondità z , in funzione della pressione verticale efficace $\sigma'_{v0}(z)$, secondo la relazione: $\tau_s(z) = \beta \cdot \sigma'_{v0}(z)$, in cui $\beta = k \cdot \tan(\delta)$, dove k rappresenta il coefficiente di spinta del terreno a lato del palo e $\tan(\delta)$ è il coefficiente di attrito palo terreno. Per pali in terreni coesivi normalmente consolidati può considerarsi, cautelativamente, $\beta = 0.25$. Se il terreno presenta un valore della coesione drenata c' diverso da zero allora al termine di attrito calcolato come sopra si può aggiungere l'adesione a' , risulta: $\tau_s(z) = \beta \cdot \sigma'_{v0}(z) + a'$. Cautelativamente si può considerare $a' = 0.5 \cdot c'$.

Essendo omogenea la stratigrafia di progetto la pressione verticale efficace è crescente in modo lineare con la profondità ed, alla testa ($z = 0$ m) ed al piede ($z = 10$ m) del palo vale:

$$\sigma'_{v0}(0) = 0 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v0}(L_p) = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot L_p = (21 - 10) \cdot 10 = 110 \text{ kPa}$$

L'attrito laterale limite risulta:

$$\tau_s(0) = \beta \cdot \sigma'_{v0}(0) + 0.5 \cdot c' = 0.25 \cdot 0 + 0.5 \cdot 5 = 2.5 \text{ kPa} = 0.025 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_s(L_p) = \beta \cdot \sigma'_{v0}(L_p) + 0.5 \cdot c' = 0.25 \cdot 110 + 0.5 \cdot 5 = 30.0 \text{ kPa} = 0.300 \text{ daN/cm}^2$$

Dall'integrale dell'attrito sulla superficie del fusto risulta la resistenza laterale di progetto per compressione:

$$Q_{S\lim} = (\pi \cdot D_p) \cdot [\tau_s(0) + \tau_s(L_p)] \cdot L_p / 2 = (3.14 \cdot 0.5) \cdot [2.5 + 30.0] \cdot 10 / 2 = 255.2544 \text{ kN}$$

La pressione limite alla base q_p è calcolata con il metodo proposto da Vesic (1975), in condizioni drenate risulta:

$$q_p = c' \cdot N_c + p'(L_p) \cdot N_q$$

In cui la pressione media efficace p' , alla base del palo, vale:

$$p'(L_p) = [(1 + 2 \cdot k_0) / 3] \cdot \sigma'_{v0}(L_p) = [(1 + 2 \cdot 0.5) / 3] \cdot 110 = 73.33 \text{ kPa}$$

I coefficienti N_q ed N_c sono valutati, delle caratteristiche di resistenza e deformabilità del terreno alla base del palo, in funzione dell'indice di rigidità I_r e dell'indice di rigidità ridotto I_{rr} , e dei seguenti parametri:

$$a = 3 / [3 - \sin(\varphi)] = 3 / [3 - \sin(30^\circ)] = 3 / [3 - \sin(0.5236)] = 1.20$$

$$b = \exp[(\pi/2 - \varphi) \cdot \tan(\varphi)] = \exp[(3.14/2 - 0.5236) \cdot \tan(0.5236)] = 1.83$$

$$c = (4/3) \cdot \sin(\varphi) / [1 + \sin(\varphi)] = (4/3) \cdot \sin(0.5236) / [1 + \sin(0.5236)] = 0.447$$

$$k_p = [1 + \sin(\varphi)] / [1 - \sin(\varphi)] = [1 + \sin(0.5236)] / [1 - \sin(0.5236)] = 3.00$$

$$I_r = G / [c' + \sigma'_{v0}(L_p) \cdot \tan(\varphi)] = 8000 / [5 + 110 \cdot \tan(0.5236)] = 116.77$$

$$\mu = (1/2) \cdot (E/G) - 1 = (1/2) \cdot (20/8) - 1 = 0.25$$

$$\varepsilon_v = \{(1 - 2 \cdot \mu) / [2 \cdot (1 - \mu)]\} \cdot [\sigma'_{v0}(L_p) / G] = \\ = \{(1 - 2 \cdot 0.25) / [2 \cdot (1 - 0.25)]\} \cdot [110 / 8000] = 0.0045833$$

$$I_{rr} = I_r / (1 + \varepsilon_v \cdot I_r) = 116.77 / (1 + 0.0045833 \cdot 116.77) = 76.06$$

I coefficienti N_q ed N_c risultano:

$$N_q = a \cdot b \cdot k_p \cdot I_{rr}^c = 1.20 \cdot 1.83 \cdot 3.00 \cdot 76.06^{0.447} = 45.18$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi) = (45.18 - 1) / \tan(0.5236) = 76.52$$

Da cui la pressione limite vale:

$$q_p = c' \cdot N_c + p'(L_p) \cdot N_q = 5.00 \cdot 76.52 + 73.33 \cdot 45.18 = 3695.65 \text{ kPa}$$

La resistenza di progetto alla base del palo vale:

$$Q_{P\lim} = (\pi \cdot D_p^2 / 4) \cdot q_p = (3.14 \cdot 0.5^2 / 4) \cdot 3695.65 = 725.6392 \text{ kN}$$

Per pali trivellati, effettuando le verifiche secondo l'approccio 2, sia in condizioni sismiche che statiche, devono essere considerati i seguenti fattori di sicurezza parziali: per la resistenza laterale da compressione $\gamma_{R,s} = 1.15$; per la resistenza alla base $\gamma_{R,p} = 1.35$. Considerando un'unica verticale indagata il fattore di correlazione è $\xi = 1.70$. Pertanto la resistenza di progetto vale:

$$R_d = (Q_{S\lim} / \gamma_{R,s} + Q_{P\lim} / \gamma_{R,p}) / \xi = (255.25 / 1.15 + 725.64 / 1.35) / 1.70 = 446.75 \text{ kN}$$

Considerando lo sforzo normale come effetto delle azioni di progetto:

$$E_d = N = 26038.20 \text{ kg} = 260.38 \text{ kN}$$

La sicurezza risulta:

$$s_{ic} = R_d/E_d = 446.75/260.38 = 1.72$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
Q _{Slim}	25525.44 daN	25525.40 daN
Q _{Plim}	72563.92 daN	72568.60 daN
S _{ic} .	1.72	1.72

Verifiche di capacità portante per carichi verticali in condizioni non drenate

L'attrito laterale limite τ_s è calcolato, in funzione della coesione non drenata c_u del terreno lungo il fusto del palo, secondo la relazione: $\tau_s(z) = \alpha(z) \cdot c_u(z)$, in cui $\alpha(z)$ è un parametro variabile con la coesione non drenata. Per pali trivellati è valido utilizzare il metodo di Skempton (1986), secondo il quale $\alpha(z) = \min\{0.45 ; 96/c_u(z) <kPa>\}$. Essendo omogenea la stratigrafia di progetto $c_u(z)$ ed $\alpha(z)$ sono costanti, quindi risulta:

$$\alpha(z) = \min\{0.45 ; 96/c_u(z) <kPa>\} = \min\{0.45 ; 96/80\} = 0.45$$

L'attrito laterale limite, costante al variare di z , risulta:

$$\tau_s(z) = \tau_s = \alpha(z) \cdot c_u(z) = 0.45 \cdot 80 = 36.00 \text{ kPa} = 0.36 \text{ daN/cm}^2$$

Dall'integrale dell'attrito sulla superficie del fusto risulta la resistenza laterale di progetto per compressione:

$$Q_{S\lim} = (\pi \cdot D_p) \cdot \tau_s \cdot L_p = (3.14 \cdot 0.5) \cdot 36.00 \cdot 10 = 565.4867 \text{ kN}$$

La pressione limite alla base q_p è calcolata con il metodo proposto da Vesic (1975), in condizioni non drenate risulta:

$$q_p = c_u \cdot N_c + \sigma_{v0}(L_p)$$

In cui la pressione verticale totale σ_{v0} , alla base del palo, vale:

$$\sigma_{v0}(L_p) = \gamma_{\text{sat}} \cdot L_p = 21 \cdot 10 = 210 \text{ kPa}$$

Il coefficiente N_c è valutato, delle caratteristiche di deformabilità del terreno alla base del palo. Dato il modulo elastico non drenato $E_u = 3 \cdot G = 3 \cdot 8 = 24 \text{ MPa}$, in condizioni non drenate l'indice di rigidezza risulta:

$$I_r = (E_u/3)/c_u = (24000/3)/80 = 100.00$$

Considerando il parametro ϵ_v valutato in precedenza, l'indice di rigidezza ridotto risulta:

$$I_{rr} = I_r / (1 + \epsilon_v \cdot I_r) = 100.00 / (1 + 0.0045833 \cdot 100.00) = 68.57$$

Il coefficiente N_c risulta:

$$N_c = (4/3) \cdot [\ln(I_{rr}) + 1] + \pi/2 + 1 = (4/3) \cdot [\ln(68.57) + 1] + 3.14/2 + 1 = 9.54$$

Da cui la pressione limite vale:

$$q_p = c_u \cdot N_c + \sigma_{v0}(L_p) = 80.00 \cdot 9.54 + 210 = 973.20 \text{ kPa}$$

La resistenza di progetto alla base del palo vale:

$$Q_{P\lim} = (\pi \cdot D_p^2/4) \cdot q_p = (3.14 \cdot 0.5^2/4) \cdot 973.20 = 191.0874 \text{ kN}$$

Considerando gli stessi fattori di sicurezza parziali e fattore di correlazione della verifica in condizioni drenate, la resistenza di progetto vale:

$$R_d = (Q_{S\lim}/\gamma_{R,s} + Q_{P\lim}/\gamma_{R,p})/\xi = (565.48/1.15 + 191.08/1.35)/1.70 = 372.50 \text{ kN}$$

Considerando lo sforzo normale come effetto delle azioni di progetto:

$$E_d = N = 26038.20 \text{ kg} = 260.38 \text{ kN}$$

La sicurezza risulta:

$$\text{sic.} = R_d/E_d = 372.50/260.38 = 1.43$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
Q _{Slim}	56548.67 daN	56548.00 daN
Q _{Plim}	19108.74 daN	19110.80 daN
Sic.	1.43	1.43

Calcolo delle costanti elastiche per carichi verticali ed orizzontali e dei cedimenti

Il cedimento del terreno sollecitato dall'attrito laterale col palo viene valutato integrando le deformazioni indotte dalle sollecitazioni taglianti nel volume di terreno assiale al palo. La risposta elastica $k_s(z)$, in funzione della profondità z , è quindi pari al rapporto fra la tensione tangenziale sulla superficie di contatto fra palo e terreno ed il cedimento da essa indotto e risulta pari a:

$$k_s(z) = [G(z)/R_p]/\ln(r_{\max}/R_p)$$

In cui $R_p = D_p/2 = 0.5/2 = 0.25$ m è il raggio del palo, e r_{\max} è il raggio del cerchio che definisce il cilindro rappresentativo del volume di terreno che subisce deformazioni significative. Nel problema in oggetto si pone $\ln(r_{\max}/R_p) = 4$. Essendo omogenea la stratigrafia di progetto $G(z)$ è costante, quindi risulta, per z da 0 a L_p :

$$k_s = [G/R_p]/\ln(r_{\max}/R_p) = [8/0.25]/4 = 8.00 \text{ MPa/m} = 0.80 \text{ daN/cm}^3$$

Il cedimento del terreno sollecitato per compressione alla base del palo è assimilato a quello calcolato per una piastra rigida circolare su un semispazio elastico sottoposta ad una pressione uniforme. La risposta elastica k_p è quindi pari al rapporto fra la pressione alla base del palo e il cedimento da essa indotto e risulta pari a:

$$k_p = [(4/n)/(1-\mu)] \cdot (G/R_p) = [(4/3.14)/(1-0.25)] \cdot (8/0.25) = 54.35 \text{ MPa/m} = 5.43 \text{ daN/cm}^3$$

La risposta elastica per carichi orizzontali k_h è calcolata in funzione del modulo elastico del terreno E e di un coefficiente che rappresenta gli effetti tridimensionali di distribuzione delle tensioni a lato del palo $e_{t,h}$ (ipotesi: $e_{t,h}=2$). Essendo omogenea la stratigrafia di progetto risulta un valore costante di k_h pari a:

$$k_s = e_{t,h} \cdot [E/D_p] = 2 \cdot [20/0.5] = 80.00 \text{ MPa/m} = 8.00 \text{ daN/cm}^3$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
k_s	0.80 daN/cm ³	0.80 daN/cm ³
k_p	5.43 daN/cm ³	5.43 daN/cm ³
K_h	8.00 daN/cm ³	8.00 daN/cm ³

Il calcolo dei cedimenti viene effettuato valutando le rigidzze offerte per sollecitazioni da attrito laterale e da pressione alla base attraverso l'integrazione delle risposte elastiche precedentemente calcolate. L'integrale della risposta elastica per effetto dell'attrito laterale risulta pari a:

$$\int k_s = (n \cdot D_p) \cdot L_p \cdot k_s = (3.14 \cdot 0.5) \cdot 10 \cdot 8 = 125.66 \text{ MN/m}$$

L'integrale della risposta elastica per effetto della pressione alla base risulta pari a:

$$f k_p = (\pi \cdot D_p^2 / 4) \cdot k_p = (3.14 \cdot 0.5^2 / 4) \cdot 54.35 = 10.67 \text{ MN/m}$$

La costante rappresentativa della risposta elastica del complesso palo terreno per carichi verticali k_z è stimata considerando la sola componente per attrito laterale ($f k_s \gg f k_p$), risulta quindi:

$$k_z = f k_s = 125.66 \text{ MN/m} = 125660.00 \text{ daN/cm}$$

Per il calcolo dei cedimenti consideriamo i carichi risultanti dalla CC37 (SLE R). L'azione di progetto è data dalla reazione vincolare all'incastro e vale:

$$N = R_z = +25495.20 \text{ daN}$$

Il cedimento calcolato risulta pertanto:

$$\text{Ced.} = N/k_z = 25495.20/125660.00 = 0.20 \text{ cm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
Ced. (cond. drenate)	0.20 cm	0.29 cm
Ced. (cond. non drenate)	0.20 cm	0.20 cm

Note: ModeSt calcola i cedimenti considerando (oltre alla rigidezza a compressione del palo, in questo caso comunque trascurabile) la plasticizzazione per attrito laterale e per pressione alla base, attraverso un'analisi alle differenze finite. In condizioni drenate, diversamente alle condizioni non drenate, l'attrito laterale raggiunge il limite plastico lungo una parte del fusto, generando quindi cedimenti maggiori.

Verifica di un'asta in acciaio

Caratteristiche dell'asta: la sezione dell'asta è rappresentata da un profilato HEA200 di acciaio tipo S235; l'asse è orizzontale e la sezione è disposta con l'asse forte rispetto alla verticale; la lunghezza è $L = 500$ cm e i vincoli sono cerniera - appoggio verticale (coeff. $\beta_y = \beta_z = 1$). Nella struttura di riferimento TVDM08A1 sono state modellate 4 aste con carichi differenti.

Carichi: in funzione delle verifiche da effettuare sono stati applicati i seguenti carichi:
asta 1 - carico assiale di trazione di 1000.0 kN;
asta 2 - carico assiale di compressione di 500.0 kN;
asta 3 - peso proprio q_p + carico verticale permanente strutturale di $q_n = 1.0$ kN/m + carico verticale variabile definito come "Variabili Categoria A" di $q_a = 5.0$ kN/m;
asta 4 - carichi asta 3 + carico assiale di compressione di 250 kN + momento flettente rispetto all'asse debole di 10.0 kNm + momento torcente di 1.0 kNm.

File: [TestValidazione] – TVDM08A1

Calcolo teorico:

L'acciaio tipo S235 ha i seguenti parametri di progetto:

$f_{yk} = 235$ N/mm² = 23.5 kN/cm² Tensione di snervamento;

$f_{tk} = 360$ N/mm² = 36.0 kN/cm² Tensione di rottura.

$E = 21000.0$ kN/cm² Modulo elastico.

$G = 8076.9$ kN/cm² Modulo elastico tangenziale.

$\rho = 78.5$ kN/m³ Densità.

La sezione del profilato HEA200 ha i seguenti parametri statici:

Area = 52.98 cm² Area della sezione;

$A_{net} = 42.39$ cm² Area netta per compressione ($A_{net} = 0.8 \cdot Area$);

$A_{eff} = 42.39$ cm² Area effettiva per trazione ($A_{eff} = 0.8 \cdot Area$);

$J_y = 3671.80$ cm⁴ Momento d'inerzia rispetto all'asse Y;

$J_z = 1335.33$ cm⁴ Momento d'inerzia rispetto all'asse Z;

$I_y = 8.32$ cm Raggio giratorio d'inerzia rispetto all'asse Y;

$I_z = 5.02$ cm Raggio giratorio d'inerzia rispetto all'asse Z;

$W_{ymin} = 386.51$ cm³ Modulo di resistenza minimo rispetto all'asse Y;

$W_{zmin} = 133.53$ cm³ Modulo di resistenza minimo rispetto all'asse Z;

$W_{y,plas} = 427.91$ cm³ Modulo di resistenza plastico intorno all'asse y;

$W_{z,plas} = 203.73$ cm³ Modulo di resistenza plastico intorno all'asse z;

$A_{tag,y} = 44.94$ cm² Area resistente a taglio in direz y;

$A_{tag,z} = 17.18$ cm² Area resistente a taglio in direz z;

$J_\omega = 108000.00$ cm⁶ Costante di ingobbamento;

$J_t = 17.90$ cm⁴ Momento d'inerzia torsionale;

$b_a = 20$ cm larghezza delle ali;

$t_a = 1$ cm spessore delle ali;

$b_s = 17$ cm larghezza dell'anima;

$t_s = 0.6$ cm spessore dell'anima.

Il peso proprio a metro lineare della sezione vale:

$$q_p = \rho \cdot Area = 78.5 \cdot (52.98/10000) = 0.4159 \text{ kN/m}$$

Verifica a trazione (4.2.6)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 1 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = N_{Ed}/N_{t,Rd} \leq 1$$

Dove la resistenza di calcolo a trazione è pari a:

$$N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}\}$$

In cui:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 52.98 \cdot 23.5 / 1.05 = 1185.8 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 0.9 \cdot 42.39 \cdot 36.0 / 1.25 = 1098.7 \text{ kN}$$

Quindi $N_{t,Rd} = N_{u,Rd} = 1098.7 \text{ kN}$, per $N_{Ed} = 1000.0 \text{ kN}$, risulta:

$$T_{sf} = N_{Ed}/N_{t,Rd} = 1000.0/1098.7 = 0.91 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$N_{pl,Rd}$	1185.8 kN	1185.8 kN
$N_{u,Rd}$	1098.7 kN	1098.7 kN
T_{sf}	0.91	0.91

Verifica a compressione (4.2.10)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 2 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = N_{Ed}/N_{c,Rd} \leq 1$$

Dove la resistenza di calcolo a compressione, per sezioni in classe 1, è pari a:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 52.98 \cdot 23.5 / 1.05 = 1185.8 \text{ kN}$$

Quindi per $N_{Ed} = 500.0 \text{ kN}$, risulta:

$$T_{sf} = N_{Ed}/N_{c,Rd} = 500.0/1185.8 = 0.42 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$N_{c,Rd}$	1185.8 kN	1185.8 kN
T_{sf}	0.42	0.42

Verifica di stabilità (4.2.4.1.3.1)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 2 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$$

Dove la resistenza all'instabilità $N_{b,Rd}$ è calcolata, in relazione alle verifiche di stabilità nel piano più debole, nel caso in oggetto intorno all'asse Z locale dell'asta. Per sezioni in classe 1, con fattore di imperfezione $\alpha = 0.49$, risulta:

$$\lambda_z = \beta_z \cdot L / I_z = 1 \cdot 500 / 5.02 = 99.60$$

$$N_{cr,z} = E \cdot A \cdot (\pi / \lambda_z)^2 = 21000.0 \cdot 52.98 \cdot (3.14 / 99.60)^2 = 1107.0 \text{ kN}$$

$$\lambda_z^* = \text{radq}(A \cdot f_{yk} / N_{cr,z}) = \text{radq}(52.98 \cdot 2.35 / 1107.0) = 1.06$$

$$\Phi_z = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_z^* - 0.2) + \lambda_z^{*2}] = 0.5 \cdot [1 + 0.49 \cdot (1.06 - 0.2) + 1.06^2] = 1.27$$

$$\chi_z = \min\{1; 1 / [\Phi_z + \text{radq}(\Phi_z^2 - \lambda_z^{*2})]\} = \min\{1; 1 / [1.27 + \text{radq}(1.27^2 - 1.06^2)]\} = 0.51$$

$$N_{b,Rd} = \chi_z \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 0.51 \cdot 52.98 \cdot 23.5 / 1.05 = 604.7 \text{ kN}$$

Quindi per $N_{Ed} = 500.0$ kN, risulta:

$$T_{sf.} = N_{Ed}/N_{b,Rd} = 500.0/604.7 = 0.83 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$N_{b,Rd}$	604.7 kN	599.6 kN
$T_{sf.}$	0.83	0.83

Verifica a flessione (4.2.13)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 3 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf.} = M_{Ed}/M_{c,Rd} \leq 1$$

Dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione risulta:

$$M_{c,Rd} = W_{y,pl,as} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 427.91 \cdot 23.5 / 1.05 = 9577.0 \text{ kNcm}$$

Il momento flettente di progetto ed il relativo tasso di sfruttamento risultano:

$$M_{Ed} = (1.3 \cdot q_p + 1.5 \cdot p_n + 1.5 \cdot q_a) \cdot L^2 / 8 = (1.3 \cdot 0.4159 + 1.5 \cdot 1.0 + 1.5 \cdot 5.0) \cdot 5^2 / 8 = (9.54067) \cdot 5^2 / 8 = 29.815 \text{ kNm} = 2981.5 \text{ kNcm}$$

$$T_{sf.} = M_{Ed}/M_{c,Rd} = 2981.5/9577.0 = 0.31 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
M_{Ed}	2981.5 kNcm	2981.5 kNcm
$M_{c,Rd}$	9577.0 kNcm	9577.0 kNcm
$T_{sf.}$	0.31	0.31

Verifica a taglio (4.2.17)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 3 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf.} = V_{Ed}/V_{c,Rd} \leq 1$$

Dove la resistenza di calcolo a taglio della sezione risulta:

$$V_{c,Rd} = [A_{tag,z} / \text{radq}(3)] \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = [17.18 / \text{radq}(3)] \cdot 23.5 / 1.05 = 222.0 \text{ kN}$$

Il taglio di progetto ed il relativo tasso di sfruttamento risultano:

$$V_{Ed} = (1.3 \cdot q_p + 1.5 \cdot p_n + 1.5 \cdot q_a) \cdot L / 2 = (1.3 \cdot 0.4159 + 1.5 \cdot 1.0 + 1.5 \cdot 5.0) \cdot 5 / 2 = (9.54067) \cdot 5 / 2 = 23.9 \text{ kN}$$

$$T_{sf.} = V_{Ed}/V_{c,Rd} = 23.9/222.0 = 0.11 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
V_{Ed}	23.9 kN	23.9 kN
$V_{c,Rd}$	222.0 kN	222.0 kN
$T_{sf.}$	0.11	0.11

Calcolo frecce massime

Calcolo teorico:

Il calcolo viene effettuato sull'asta 3 con i carichi risultanti dalla CC2 (SLE R), la freccia massima per carichi totali ed il rapporto della luce con la freccia valgono:

$$\begin{aligned}f_{z,tot} &= (5/384) \cdot (1.0 \cdot q_p + 1.0 \cdot p_n + 1.0 \cdot q_a) \cdot L^4 / (E \cdot J_y) = \\&= (5/384) \cdot (1.0 \cdot 0.4159 + 1.0 \cdot 1.0 + 1.0 \cdot 5.0) \cdot 5^4 / (21000.0 \cdot 10^4 \cdot 3671.80 \cdot 10^{-8}) = \\&= 6.77 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0.677 \text{ cm} \\L/f_{z,tot} &= 500/0.677 = 738\end{aligned}$$

Mentre la freccia massima per soli carichi accidentali ed il rapporto della luce con la freccia valgono:

$$\begin{aligned}f_{z,acc} &= (5/384) \cdot (1.0 \cdot q_a) \cdot L^4 / (E \cdot J_y) = \\&= (5/384) \cdot (1.0 \cdot 5.0) \cdot 5^4 / (21000.0 \cdot 10^4 \cdot 3671.80 \cdot 10^{-8}) = \\&= 5.28 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0.528 \text{ cm} \\L/f_{z,acc} &= 500/0.528 = 948\end{aligned}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$F_{z,tot}$	0.677 cm	0.68 cm
$L/F_{z,tot}$	738	740
$F_{z,acc}$	0.528 cm	0.53 cm
$L/F_{z,acc}$	948	950

Verifica di stabilità aste inflesse (4.2.4.1.3.2)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 3 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = M_{Ed} / M_{b,Rd} \leq 1$$

Dove la resistenza all'instabilità $M_{b,Rd}$ è calcolata in funzione del momento critico elastico di instabilità torsionale M_{cr} (C4.2.30):

$$M_{cr} = \psi \cdot (\pi / L_{cr}) \cdot \text{radq}[(E \cdot J_z) \cdot (G \cdot J_t)] \cdot \text{radq}[1 + (\pi / L_{cr})^2 \cdot (E \cdot J_\omega) / (G \cdot J_t)]$$

In cui, per travi appoggiate agli estremi si pone: $\psi = 1.75$ e $L_{cr} = L = 500$ cm. $M_{cr,z}$
Risulta:

$$\begin{aligned}M_{cr} &= 1.75 \cdot (3.14/500) \cdot \text{radq}[(21000.0 \cdot 1335.33) \cdot (8076.9 \cdot 17.90)] \cdot \\&\cdot \text{radq}[1 + (3.14/500)^2 \cdot (21000.0 \cdot 108000) / (8076.9 \cdot 17.90)] = 28153.4 \text{ kNcm}.\end{aligned}$$

Considerando $\lambda_{LT,0} = 0.4$; $\beta_{LT} = 0.75$; $\alpha_{LT} = 0.34$; $k_c = 0.94$; $\beta = 0.75$, la resistenza all'instabilità $M_{b,Rd}$ è calcolata dalle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}\lambda_{LT} &= \text{radq}(W_{y,pl} \cdot f_{yk} / M_{cr}) = \text{radq}(427.91 \cdot 23.5 / 28153.4) = 0.60 \\ \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (0.60 - 0.4) + 0.75 \cdot 0.60^2] = 0.67 \\ f &= 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2.0 \cdot (\lambda_{LT} - 0.8)^2] = 1 - 0.5 \cdot (1 - 0.94) \cdot [1 - 2.0 \cdot (0.60 - 0.8)^2] = 0.97 \\ \chi_{LT} &= \min\{1; (1/f) / \lambda_{LT}^2; (1/f) / [\Phi_{LT} + \text{radq}(\Phi_{LT}^2 - \beta_{LT} \cdot \lambda_{LT}^2)]\} \\ &= \min\{1; (1/0.97) / 0.60^2; (1/0.97) / [0.67 + \text{radq}(0.67^2 - 0.75 \cdot 0.60^2)]\} = \\ &= \min\{1.00; 2.86; 0.94\} = 0.94 \\ M_{b,Rd} &= \chi_{LT} \cdot W_{y,pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 0.94 \cdot 427.91 \cdot 23.5 / 1.05 = 9002.4 \text{ kNcm}\end{aligned}$$

Il momento flettente di progetto ed il relativo tasso di sfruttamento risultano:

$$M_{Ed} = (1.3 \cdot q_p + 1.5 \cdot p_n + 1.5 \cdot q_a) \cdot L^2 / 8 = (1.3 \cdot 0.4159 + 1.5 \cdot 1.0 + 1.5 \cdot 5.0) \cdot 5^2 / 8 =$$

$$= (9.54067) \cdot 5^2/8 = 29.815 \text{ kNm} = 2981.5 \text{ kNcm}$$

$$T_{sf} = M_{ed}/M_{c,Rd} = 2981.5/9002.4 = 0.33 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
M_{Ed}	2981.5 kNcm	2981.5 kNcm
$M_{b,Rd}$	9002.4 kNcm	9043.1 kNcm
T_{sf}	0.33	0.33

Verifica a pressoflessione biassiale (4.2.39)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 4 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = \max\{T_{sfn.}; T_{sfy.}; T_{sfz.}; T_{sfd.}\} \leq 1$$

In cui, dalla verifica a compressione risulta:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 52.98 \cdot 23.5 / 1.05 = 1185.8 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = 250.0 \text{ kN}$$

$$T_{sfn.} = N_{ed} / N_{c,Rd} = 250.0 / 1185.8 = 0.21$$

$$n = T_{sfn.} = 0.21$$

$$a = \min\{0.5; (Area - 2 \cdot b_a \cdot t_a) / Area\} = \min\{0.5; (52.98 - 2 \cdot 20 \cdot 1) / 52.98\} = 0.24$$

Dalla verifica a pressoflessione retta rispetto all'asse y risulta:

$$M_{cy,Rd} = W_{y,plas} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 427.91 \cdot 23.5 / 1.05 = 9577.0 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ny,Rd} = M_{cy,Rd} \cdot \min\{1; (1-n)/(1-0.5 \cdot a)\} = 9577.0 \cdot \min\{1; (1-0.21)/(1-0.5 \cdot 0.24)\}$$

$$= 9577.0 \cdot 0.90 = 8619.3 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,Ed} = (1.3 \cdot q_p + 1.5 \cdot p_n + 1.5 \cdot q_a) \cdot L^2 / 8 = (1.3 \cdot 0.4159 + 1.5 \cdot 1.0 + 1.5 \cdot 5.0) \cdot 5^2 / 8 =$$

$$= (0.954067) \cdot 5^2 / 8 = 29.815 \text{ kNm} = 2981.5 \text{ kNcm}$$

$$T_{sfy.} = M_{y,Ed} / M_{Ny,Rd} = 2981.5 / 8619.3 = 0.35$$

La verifica a pressoflessione retta rispetto all'asse z, per $n < a$, risulta:

$$M_{cz,Rd} = W_{z,plas} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 203.73 \cdot 23.5 / 1.05 = 4559.7 \text{ kNcm}$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{cz,Rd} = 4559.7 \text{ kNcm}$$

$$M_{z,Ed} = 1 \text{ tm} = 1000.0 \text{ kNcm}$$

$$T_{sfz.} = M_{z,ed} / M_{Nz,Rd} = 1000.0 / 4559.7 = 0.22$$

In fine, dalla verifica a pressoflessione biassiale risulta:

$$T_{sfd.} = (T_{sfy.})^2 + (T_{sfz.})^{5 \cdot n} =$$

$$= (0.35)^2 + (0.22)^{5 \cdot 0.21} = 0.32$$

La verifica risulta pertanto:

$$T_{sf} = \max\{T_{sfn.}; T_{sfy.}; T_{sfz.}; T_{sfd.}\} = \max\{0.21; 0.35; 0.22; 0.32\} = 0.35 \leq 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$T_{sfn.}$	0.21	0.21
$T_{sfy.}$	0.35	0.35
$T_{sfz.}$	0.22	0.22
$T_{sfd.}$	0.32	0.32

Tsf.	0.35	0.35
------	------	------

Verifica a taglio e torsione dir. Z (4.2.25)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 4 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$T_{sf} = V_{ed}/V_{c,Rd,red} \leq 1$$

Dove la resistenza di calcolo a taglio della sezione, ridotta per effetto della torsione, risulta:

$$V_{c,Rd,red} = V_{c,Rd} \cdot \text{radq}[1 - T_{t,Ed} \cdot \text{radq}(3) \cdot \gamma_{M0} / (1.25 \cdot f_{yk})]$$

Dove la resistenza di calcolo a taglio della sezione vale:

$$V_{c,Rd} = [A_{tag,z} / \text{radq}(3)] \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = [17.18 / \text{radq}(3)] \cdot 23.5 / 1.05 = 222.0 \text{ kN}$$

Essendo la sollecitazione agente pari a $M_{x,Ed} = 1.0 \text{ kNm} = 100.0 \text{ kNcm}$, la tensione tangenziale massima dovuta alla torsione (che risulta essere sulle ali) vale quindi:

$$T_{t,Ed} = M_{x,Ed} \cdot t_a / J_t = 100.0 \cdot 1 / 17.90 = 5.6 \text{ kN/cm}^2$$

Risulta pertanto:

$$\begin{aligned} V_{c,Rd,red} &= V_{c,Rd} \cdot \text{radq}[1 - T_{t,Ed} \cdot \text{radq}(3) \cdot \gamma_{M0} / (1.25 \cdot f_{yk})] = \\ &= 222.0 \cdot \text{radq}[1 - 5.6 \cdot \text{radq}(3) \cdot 1.05 / (1.25 \cdot 23.5)] = 179.4 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

Il taglio di progetto ed il relativo tasso di sfruttamento risultano:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= (1.3 \cdot q_p + 1.5 \cdot p_n + 1.5 \cdot q_a) \cdot L / 2 = (1.3 \cdot 0.4159 + 1.5 \cdot 1.0 + 1.5 \cdot 5.0) \cdot 5 / 2 = \\ &= (9.54067) \cdot 5 / 2 = 23.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$T_{sf} = V_{ed} / V_{c,Rd} = 23.9 / 179.4 = 0.13 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
V_{Ed}	23.9 kN	23.9 kN
$V_{c,Rd,red}$	179.4 kN	179.6 kN
Tsf.	0.13	0.13

Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 4 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU), il controllo da normativa prevede il calcolo dei seguenti tassi di sfruttamento:

$$T_{sf_{yy}} = (N_{Ed} / N_{zb,Rd}) + k_{yy} \cdot (M_{y,Ed} / M_{yb,Rd}) + k_{yz} \cdot (M_{z,Ed} / M_{zb,Rd}) \leq 1$$

$$T_{sf_{zz}} = (N_{Ed} / N_{yb,Rd}) + k_{zy} \cdot (M_{y,Ed} / M_{yb,Rd}) + k_{zz} \cdot (M_{z,Ed} / M_{zb,Rd}) \leq 1$$

Dove la resistenza all'instabilità $N_{yb,Rd}$ è calcolata, in relazione alle verifiche di stabilità nel piano XY locale, cioè intorno all'asse Z locale dell'asta. Per sezioni in classe 1, con fattore di imperfezione $\alpha = 0.49$, risulta:

$$\lambda_z = \beta_z \cdot L / I_z = 1 \cdot 500 / 5.02 = 99.60$$

$$N_{cr,z} = E \cdot A \cdot (\pi / \lambda_z)^2 = 21000.0 \cdot 52.98 \cdot (3.14 / 99.60)^2 = 1107.0 \text{ kN}$$

$$\lambda_z^* = \text{radq}(A \cdot f_{yk} / N_{cr,z}) = \text{radq}(52.98 \cdot 23.5 / 1107.0) = 1.06$$

$$\Phi_z = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_z^* - 0.2) + \lambda_z^{*2}] = 0.5 \cdot [1 + 0.49 \cdot (1.06 - 0.2) + 1.06^2] = 1.27$$

$$\chi_z = \min\{1; 1 / [\Phi_z + \text{radq}(\Phi_z^2 - \lambda_z^{*2})]\} = \min\{1; 1 / [1.27 + \text{radq}(1.27^2 - 1.06^2)]\} = 0.51$$

$$N_{yb,Rd} = \chi_z \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 0.51 \cdot 52.98 \cdot 23.5 / 1.05 = 604.7 \text{ kN}$$

Quindi per $N_{ed} = 250.0$ kN, risulta:

$$N_{Ed}/N_{yb,Rd} = 250.0/604.7 = 0.42$$

Mentre la resistenza all'instabilità $N_{zb,Rd}$ è calcolata, in relazione alle verifiche di stabilità nel piano XZ locale, cioè intorno all'asse Y locale dell'asta. Per sezioni in classe 1, con fattore di imperfezione $\alpha = 0.34$, risulta:

$$\lambda_y = \beta_y \cdot L/I_y = 1 \cdot 500/8.32 = 60.09$$

$$N_{cr,y} = E \cdot A \cdot (\pi/\lambda_y)^2 = 21000.0 \cdot 52.98 \cdot (3.14/60.09)^2 = 3038.0 \text{ kN}$$

$$\lambda_y^* = \text{radq}(A \cdot f_{yk}/N_{cr,y}) = \text{radq}(52.98 \cdot 23.5/3038.0) = 0.64$$

$$\Phi_y = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_y^* - 0.2) + \lambda_y^{*2}] = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (0.64 - 0.2) + 0.64^2] = 0.78$$

$$\chi_y = \min\{1; 1/[\Phi_y + \text{radq}(\Phi_y^2 - \lambda_y^{*2})]\} = \min\{1; 1/[0.78 + \text{radq}(0.78^2 - 0.64^2)]\} = 0.82$$

$$N_{zb,Rd} = \chi_y \cdot A \cdot f_{yk}/\gamma_{M1} = 0.82 \cdot 52.98 \cdot 23.5/1.05 = 972.3 \text{ kN}$$

Quindi per $N_{ed} = 250.0$ kN, risulta:

$$N_{Ed}/N_{zb,Rd} = 250.0/972.3 = 0.26$$

Le resistenze all'instabilità $M_{yb,Rd}$ e $M_{zb,Rd}$ sono calcolate in funzione del momento critico elastico di instabilità torsionale M_{cr} (C4.2.30):

$$M_{cr} = \psi \cdot (\pi/L_{cr}) \cdot \text{radq}[(E \cdot J_z) \cdot (G \cdot J_t)] \cdot \text{radq}[1 + (\pi/L_{cr})^2 \cdot (E \cdot J_\omega)/(G \cdot J_t)]$$

In cui, per travi appoggiate agli estremi si pone: $\psi = 1.75$ e $L_{cr} = L = 500$ cm. $M_{cr,z}$ Risulta:

$$M_{cr} = 1.75 \cdot (3.14/500) \cdot \text{radq}[(21000.0 \cdot 3671.80) \cdot (8076.9 \cdot 17.90)] \cdot \text{radq}[1 + (3.14/500)^2 \cdot (21000.0 \cdot 108000)/(8076.9 \cdot 17.90)] = 46684.8 \text{ kNcm}$$

Considerando $\lambda_{LT,0} = 0.4$; $\beta_{LT} = 0.75$; $\alpha_{LT} = 0.34$; $k_c = 0.94$, la resistenza all'instabilità $M_{yb,Rd}$ è calcolata dalle seguenti relazioni:

$$\lambda_{LT} = \text{radq}(W_{y,plasm} \cdot f_{yk}/M_{cr}) = \text{radq}(427.91 \cdot 23.5/46684.8) = 0.46$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta_{LT} \cdot \lambda_{LT}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (0.46 - 0.4) + 0.75 \cdot 0.46^2] = 0.59$$

$$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2.0 \cdot (\lambda_{LT} - 0.8)^2] = 1 - 0.5 \cdot (1 - 0.94) \cdot [1 - 2.0 \cdot (0.46 - 0.8)^2] = 0.98$$

$$\chi_{LT} = \min\{1; (1/f)/\lambda_{LT}^2; (1/f)/[\Phi_{LT} + \text{radq}(\Phi_{LT}^2 - \beta_{LT} \cdot \lambda_{LT}^2)]\} \\ = \min\{1; (1/0.98)/0.46^2; (1/0.98)/[0.59 + \text{radq}(0.59^2 - 0.75 \cdot 0.46^2)]\} \\ = \min\{1.00; 4.82; 1.00\} = 1.00$$

$$M_{yb,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{y,plasm} \cdot f_{yk}/\gamma_{M1} = 1.00 \cdot 427.91 \cdot 23.5/1.05 = 9577.0 \text{ kNcm}$$

Il momento flettente di progetto risulta:

$$M_{yEd} = (1.3 \cdot q_p + 1.5 \cdot p_n + 1.5 \cdot q_a) \cdot L^2/8 = (1.3 \cdot 0.4159 + 1.5 \cdot 1.0 + 1.5 \cdot 5.0) \cdot 5^2/8 = \\ = (0.954067) \cdot 5^2/8 = 29.815 \text{ kNm} = 2981.5 \text{ kNcm}$$

Quindi:

$$M_{yEd}/M_{yb,Rd} = 2981.5/9577.0 = 0.31$$

Analogamente, la resistenza all'instabilità $M_{zb,Rd}$ è calcolata dalle seguenti relazioni:

$$\lambda_{LT} = \text{radq}(W_{z,plasm} \cdot f_{yk}/M_{cr}) = \text{radq}(203.73 \cdot 23.5/46684.8) = 0.32$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta_{LT} \cdot \lambda_{LT}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (0.32 - 0.4) + 0.75 \cdot 0.32^2] = 0.52$$

$$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2.0 \cdot (\lambda_{LT} - 0.8)^2] = 1 - 0.5 \cdot (1 - 0.94) \cdot [1 - 2.0 \cdot (0.32 - 0.8)^2] = 0.98$$

$$\chi_{LT} = \min\{1; (1/f)/\lambda_{LT}^2; (1/f)/[\Phi_{LT} + \text{radq}(\Phi_{LT}^2 - \beta_{LT} \cdot \lambda_{LT}^2)]\} \\ = \min\{1; (1/0.98)/0.32^2; (1/0.98)/[0.52 + \text{radq}(0.52^2 - 0.75 \cdot 0.32^2)]\} \\ = \min\{1.00; 9.96; 1.06\} = 1.00$$

$$M_{zb,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{z,plasm} \cdot f_{yk}/\gamma_{M1} = 1.00 \cdot 203.73 \cdot 23.5/1.05 = 4559.7 \text{ kNcm}$$

Quindi per $M_{zEd} = 1000.0$ kNcm, risulta:

$$M_{zEd}/M_{zb,Rd} = 1000.0/4559.7 = 0.22$$

Per le sollecitazioni agenti i coefficienti correttivi del momento flettente per la verifica di stabilità a presso-flessione deviata valgono: $\alpha_{my} = 0.95$; $\alpha_{mz} = 0.95$. Per sezioni in classe 1 ed elementi con modesta deformabilità torsionale i coefficienti di interazione per la verifica di stabilità a pressoflessione valgono:

$$K_{yy} = \alpha_{my} \cdot (1 + a_y \cdot b_y)$$

$$a_y = \min\{0.80 ; \lambda_y^* - 0.2\} = \min\{0.80 ; 0.64 - 0.2\} = 0.44$$

$$b_y = N_{Ed} / N_{zb,Rd} = 250.0 / 972.3 = 0.26$$

$$K_{yy} = \alpha_{my} \cdot (1 + a_y \cdot b_y) = 0.95 \cdot (1 + 0.44 \cdot 0.26) = 1.06$$

$$K_{zy} = 0.6 \cdot K_{yy} = 0.6 \cdot 1.06 = 0.63$$

$$K_{zz} = \alpha_{mz} \cdot (1 + a_z \cdot b_z)$$

$$a_z = \min\{1.40 ; 2 \cdot \lambda_z^* - 0.6\} = \min\{1.40 ; 2 \cdot 1.06 - 0.6\} = 1.40$$

$$b_z = N_{Ed} / N_{yb,Rd} = 250.0 / 604.7 = 0.42$$

$$K_{zz} = \alpha_{mz} \cdot (1 + a_z \cdot b_z) = 0.95 \cdot (1 + 1.4 \cdot 0.42) = 1.50$$

$$K_{yz} = 0.6 \cdot K_{zz} = 0.6 \cdot 1.06 = 0.90$$

I tassi di sfruttamento risultano:

$$Tsf_{yy} = (N_{Ed} / N_{zb,Rd}) + k_{yy} \cdot (M_{y,Ed} / M_{yb,Rd}) + k_{yz} \cdot (M_{z,Ed} / M_{zb,Rd}) =$$

$$= 0.26 + 1.06 \cdot 0.31 + 0.90 \cdot 0.22 = 0.26 + 0.33 + 0.20 = 0.79 \leq 1$$

$$Tsf_{zz} = (N_{Ed} / N_{yb,Rd}) + k_{zy} \cdot (M_{y,Ed} / M_{yb,Rd}) + k_{zz} \cdot (M_{z,Ed} / M_{zb,Rd}) =$$

$$= 0.42 + 0.63 \cdot 0.31 + 1.50 \cdot 0.22 = 0.42 + 0.20 + 0.33 = 0.95 \leq 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
Tsf_{yy}	0.79	0.80
Tsf_{zz}	0.95	0.96

Verifica di un'asta in legno

Caratteristiche dell'asta: l'asta è rappresentata da una sezione rettangolare in legno lamellare; l'asse è orizzontale e la sezione è disposta con l'asse forte rispetto alla verticale; la lunghezza è $L = 400$ cm e i vincoli sono cerniera - appoggio verticale (coeff. $\beta_y = \beta_z = 1$). Nel modello di riferimento TVLEG sono state modellate 5 aste con carichi differenti in modo tale da ottenere stati di sollecitazione differenti.

Carichi

In funzione delle verifiche da effettuare sono stati applicati i seguenti carichi:

- asta 1: - carico assiale di trazione di $P_1=200$ KN (20000 daN) definito come "Permanente strutturale" e avente *classe di durata* "Permanente";
- asta 2: - carico assiale di compressione di $P_2=250$ KN (25000 daN) definito come "Permanente strutturale" e avente *classe di durata* "Permanente";
- asta 3: - carico verticale lineare uniforme $q_{1z} = 6$ KN/m (600 daN/m) definito come "Permanente strutturale" e avente *classe di durata* "Permanente";
- carico verticale lineare uniforme $q_{2z} = 4$ KN/m (400 daN/m) definito come "Variabili Categoria A" e avente *classe di durata* "Media";
- carico orizzontale lineare uniforme $q_{3y} = 4$ KN/m (400 daN/m) definito come "Permanente strutturale" e avente *classe di durata* "Permanente";
- asta 4: - carico assiale di trazione di $P_4=100$ KN (10000 daN) definito come "Permanente non strutturale" e avente *classe di durata* "Permanente";
- carico verticale lineare uniforme $q_4 = 5$ KN/m (500 daN/m) definito come "Permanente non strutturale" e avente *classe di durata* "Permanente";
- asta 5: - carico assiale di compressione di $P_5=150$ KN (15000 daN) definito come "Permanente non strutturale" e avente *classe di durata* "Permanente";
- carico verticale lineare uniforme $q_5 = 6$ KN/m (600 daN/m) definito come "Permanente non strutturale" e avente *classe di durata* "Permanente";

File: [TestValidazione] – TVLEG

Calcolo teorico:

Le 5 aste modellate hanno "*classe di servizio 1*", secondo la classificazione della tabella 4.4.II delle NTC 2008 (paragrafo 4.4.5).

Il legno, di tipo GL24K/BS11-lamellare combinato, ha le seguenti caratteristiche di progetto:

$E = 116000$ daN/cm ²	Modulo elastico assiale medio parallelo alle fibre;
$E_{0,05} = 94000$ daN/cm ²	Modulo elastico frattile assiale 5% parallelo alle fibre;
$G = 5900$ daN/cm ²	Modulo elastico tangenziale;
$f_{m,k} = 240$ daN/cm ²	Resistenza caratteristica a flessione;
$f_{c,0,k} = 210$ daN/cm ²	Resistenza caratteristica a compressione parallela alle fibre;
$f_{t,0,k} = 140$ daN/cm ²	Resistenza caratteristica a trazione parallela alle fibre;
$f_{v,k} = 22$ daN/cm ²	Resistenza caratteristica a taglio.

La sezione delle 5 aste è rettangolare con base **b=20 cm** e altezza **h=30 cm** e presenta i seguenti parametri statici:

$A = 600$ cm ²	Area della sezione;
$J_Y = 45000$ cm ⁴	Momento d'inerzia rispetto all'asse Y;
$J_Z = 20000$ cm ⁴	Momento d'inerzia rispetto all'asse Z;
$I_Y = 8.66$ cm	Raggio giratorio d'inerzia rispetto all'asse Y;
$I_Z = 5.77$ cm	Raggio giratorio d'inerzia rispetto all'asse Z;
$W_Y = 3000$ cm ³	Modulo di resistenza rispetto all'asse Y;

$W_z = 2000 \text{ cm}^3$ Modulo di resistenza rispetto all'asse Z;
 $A_{\text{tag},y} = 500 \text{ cm}^2$ Area resistente a taglio in direz y;
 $A_{\text{tag},z} = 500 \text{ cm}^2$ Area resistente a taglio in direz y;

Verifica a trazione (4.4.8.1.1)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 1 con i carichi risultanti dalla CC1 (SLU); il controllo da Normativa prevede il soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$$

Dove la resistenza di calcolo a trazione è pari a:

$$f_{t,0,d} = K_{\text{mod}} * f_{t,0,k} * K_h / \gamma_M = (0.6 * 140 * 1.07) / 1.45 = 61.99 \text{ daN/cm}^2$$

In cui:

$$f_{t,0,k} = 140 \text{ daN/cm}^2$$

$$K_{\text{mod}} = 0.6$$

$$K_h = \min[(600/h)^{0.1}; 1.1] = 1.07 \text{ (par. 11.7.1.1 NTC 2008)}$$

$$\gamma_M = 1.45$$

Quindi per $N_{Ed} = P_1 * \gamma_{g1} = 20000 * 1.3 = 26000 \text{ daN}$, risulta:

$$\sigma_{t,0,d} = N_{Ed} / A = 26000 / 600 = 43.33 \text{ daN/cm}^2 \leq f_{t,0,d} = 61.99 \text{ daN/cm}^2$$

Il tasso di sfruttamento risulta di:

$$\text{Sfr.} = \sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} = 43.33 / 61.99 = 0.70 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{t,0,d}$	43.33 daN/cm ²	43.33 daN/cm ²
$f_{t,0,d}$	61.99 daN/cm ²	62.09 daN/cm ²
Sfr.	0.70	0.70

Verifica a compressione (4.4.8.1.3)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 2 con i carichi risultanti dalla CC2 (SLU); il controllo da Normativa prevede il soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$$

Dove la resistenza di calcolo a compressione è pari a:

$$f_{c,0,d} = K_{\text{mod}} * f_{c,0,k} / \gamma_M = (0.6 * 210) / 1.45 = 86.90 \text{ daN/cm}^2$$

In cui:

$$f_{c,0,k} = 210 \text{ daN/cm}^2$$

$$K_{\text{mod}} = 0.6$$

$$\gamma_M = 1.45$$

Quindi per $N_{Ed} = P_2 * \gamma_{g1} = -25000 * 1.3 = -32500 \text{ daN}$, risulta:

$$\sigma_{c,0,d} = N_{Ed} / A = -32500 / 600 = -54.17 \text{ daN/cm}^2 \leq f_{c,0,d} = 86.90 \text{ daN/cm}^2$$

Il tasso di sfruttamento risulta di:

$$\text{Sfr.} = \sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d} = 54.17/86.90 = 0.62 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{c,0,d}$	-54.17 daN/cm ²	-54.17 daN/cm ²
$f_{c,0,d}$	86.90 daN/cm ²	86.90 daN/cm ²
Sfr.	0.62	0.62

Verifica di stabilità elementi compressi (4.4.8.2.2)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 2 con i carichi risultanti dalla CC2 (SLU); il controllo da Normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento:

$$\text{Sfr.} = \sigma_{c,0,d} / (K_{\text{crit},c} * f_{c,0,d}) \leq 1$$

La verifica di instabilità viene effettuata nel piano più debole (snellezza max), nel caso in oggetto intorno all'asse Z locale dell'asta (ovvero l'asta si instabilizza nel piano x-y). Per cui si ha:

$$\lambda_z = \beta_y \cdot L / I_z = 1 \cdot 400 / 5.77 = 69.32$$

$$K_{\text{crit},c,z} = 1 / [k + \text{radq}(k^2 - \lambda_{\text{rel},c,z}^2)] = 1 / [1.08 + \text{radq}(1.08^2 - 1.04^2)] = 0.73$$

In cui:

$$k = 0.5 * [1 + \beta_c * (\lambda_{\text{rel},c,z} - 0.3) + \lambda_{\text{rel},c,z}^2] = 0.5 * [1 + 0.1 * (1.04 - 0.3) + 1.04^2] = 1.08$$

$$\lambda_{\text{rel},c,z} = (\lambda_z / \Pi) * \text{radq}(f_{c,0,k} / E_{0.005}) = (69.32 / 3.14) * \text{radq}(210 / 94000) = 1.04$$

$$\beta_c = 0.1 \quad \text{per legno lamellare}$$

$$f_{c,0,k} = 210 \text{ daN/cm}^2$$

Quindi per $N_{Ed} = P_2 * \gamma_{g1} = -25000 * 1.3 = -32500 \text{ daN}$, risulta:

$$\sigma_{c,0,d} = N_{Ed} / A = -32500 / 600 = -54.17 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Sfr.} = \sigma_{c,0,d} / (K_{\text{crit},c} * f_{c,0,d}) = 54.17 / (0.734 * 86.90) = 0.85 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{c,0,d}$	-54.17 daN/cm ²	-54.17 daN/cm ²
$f_{c,0,d}$	86.90 daN/cm ²	86.90 daN/cm ²
$K_{\text{crit},c,z}$	0.73	0.73
Sfr.	0.85	0.85

Verifica a flessione (4.4.8.1.6)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 3 con i carichi risultanti dalle CC3 (SLU); il controllo da Normativa prevede il calcolo dei seguenti tassi di sfruttamento:

$$\text{Sfr.}_1 = (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) + K_m * (\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}) \leq 1$$

$$\text{Sfr.}_2 = K_m * (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) + (\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}) \leq 1$$

Dove le resistenze di calcolo a flessione retta attorno alle due direzioni y e z locali della sezione sono:

$$f_{m,y,d} = K_{mod} * f_{m,k} * K_{h,y} / \gamma_M = 141.68 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{m,z,d} = K_{mod} * f_{m,k} * K_{h,z} / \gamma_M = 145.65 \text{ daN/cm}^2$$

In cui:

$$f_{m,k} = 240 \text{ daN/cm}^2$$

$K_{mod} = 0.8$ relativo al carico di minor durata (Variabili Cat. A con durata media)

$$K_{h,y} = \min[(600/h)^{0.1}; 1.1] = 1.07 \text{ (par. 11.7.1.1 NTC 2008)}$$

$$K_{h,z} = \min[(600/b)^{0.1}; 1.1] = 1.10 \text{ (par. 11.7.1.1 NTC 2008)}$$

$$\gamma_M = 1.45$$

Mentre il coeff. K_m , secondo NTC 2008 risulta essere:

$K_m = 0.7$ per sezioni trasversali rettangolari.

I momenti flettenti di progetto ed i relativi stati tensionali risultano:

$$M_{y,Ed} = (\gamma_{G1} * q_{1z} + \gamma_{Q1} * q_{2z}) * L^2 / 8 = (1.3 * 600 + 1.5 * 400) * 4^2 / 8 = 2760.00 \text{ daNm}$$

$$M_{z,Ed} = (\gamma_{G1} * q_{3y}) * L^2 / 8 = (1.3 * 400) * 4^2 / 8 = 1040.00 \text{ daNm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = M_{y,Ed} / W_y = 276000 / 3000 = 92.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = M_{z,Ed} / W_z = 104000 / 2000 = 52.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,d} = \sigma_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} = 92.00 + 52.00 = 144.00 \text{ daN/cm}^2$$

Quindi i tassi di sfruttamento nelle due direzioni risultano:

$$\begin{aligned} \text{Sfr}_{.1} &= (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) + K_m * (\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}) = \\ &= (92.00 / 141.68) + 0.7 * (52.00 / 145.65) = 0.90 < 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sfr}_{.2} &= K_m * (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) + (\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}) = \\ &= 0.7 * (92.00 / 141.68) + (52.00 / 145.65) = 0.81 < 1 \end{aligned}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{m,d}$	144.00 daN/cm ²	144.00 daN/cm ²
$f_{m,y,d}$	141.68 daN/cm ²	141.92 daN/cm ²
$f_{m,z,d}$	145.65 daN/cm ²	145.66 daN/cm ²
$\text{Sfr}_{.max}$	0.90	0.90

Verifica a taglio (4.4.8.1.9)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 3 con i carichi risultanti dalla CC3 (SLU); il controllo da Normativa prevede il calcolo della seguente disuguaglianza:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

Dove la resistenza di calcolo a taglio della sezione risulta:

$$f_{v,d} = f_{v,k} * K_{mod} / \gamma_M = 12.14 \text{ daN/cm}^2$$

In cui:

$$f_{v,k} = 22 \text{ daN/cm}^2$$

$K_{mod} = 0.8$ relativo al carico di minor durata (Variabili Cat. A con durata media)
 $\gamma_M = 1.45$

I tagli di progetto ed i relativi stati tensionali risultano:

$$V_{z,Ed} = (\gamma_{G1} * q_{1z} + \gamma_{Q1} * q_{2z}) * L/2 = (1.3 * 600 + 1.5 * 400) * 4/2 = 2760.00 \text{ daNm}$$

$$V_{y,Ed} = (\gamma_{G1} * q_{3y}) * L/2 = (1.3 * 400) * 4/2 = 1040.00 \text{ daNm}$$

$$\tau_{dz} = (V_{z,Ed} * 1.5) / (h * b) = (2760.00 * 1.5) / (30 * 20) = 6.90 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{dy} = (V_{y,Ed} * 1.5) / (h * b) = (1040.00 * 1.5) / (20 * 30) = 2.60 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_d = \text{radq}(\tau_{dz}^2 + \tau_{dy}^2) = 7.37 \text{ daN/cm}^2$$

Quindi la verifica ed il tasso di sfruttamento risultano:

$$\tau_d \leq f_{v,d} = 7.37 \text{ daN/cm}^2 < 12.14 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Sfr.} = \tau_d / f_{v,d} = 7.37 / 12.14 = 0.61 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
τ_d	7.37 daN/cm ²	7.37 daN/cm ²
$f_{v,d}$	12.14 daN/cm ²	12.14 daN/cm ²
Sfr.	0.61	0.61

Verifica di stabilità elementi inflessi (4.4.8.2.1)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 3 con i carichi risultanti dalla CC3 (SLU); il controllo da Normativa prevede il calcolo del seguente tasso di sfruttamento nelle due direzioni y e z locali della sezione:

$$\text{Sfr.}_1 = [\sigma_{m,eqy,d} / (K_{crit,y,m} * f_{m,y,d})] + K_m * [\sigma_{m,eqz,d} / (K_{crit,z,m} * f_{m,z,d})] \leq 1$$

$$\text{Sfr.}_2 = K_m * [\sigma_{m,eqy,d} / (K_{crit,y,m} * f_{m,y,d})] + [\sigma_{m,eqz,d} / (K_{crit,z,m} * f_{m,z,d})] \leq 1$$

Le resistenze di calcolo a flessione retta attorno alle due direzioni y e z locali della sezione vengono calcolate come nella precedente verifica a flessione e sono:

$$f_{m,y,d} = K_{mod} * f_{m,k} * K_{h,y} / \gamma_M = 141.68 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{m,z,d} = K_{mod} * f_{m,k} * K_{h,z} / \gamma_M = 145.65 \text{ daN/cm}^2$$

$$K_m = 0.7 \text{ per sezioni trasversali rettangolari.}$$

Le tensioni di calcolo $\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ vengono calcolate utilizzando, come sollecitazioni agenti, i momenti equivalenti $M_{eq,y}$ e $M_{eq,z}$ come riportato in letteratura (Giordano) in modo del tutto analogo a quanto indicato nella UNI 10011 relativa all'acciaio:

$$M_{eq} = 1.3 * M_m \text{ momento equivalente che deve soddisfare la seguente limitazione } 0.75 * M_{max} \leq M_{eq} \leq M_{max}.$$

Nelle due direzioni locali della sezione si ha:

$$M_{y,max} = (\gamma_{G1} * q_{1z} + \gamma_{Q1} * q_{2z}) * L^2 / 8 = (1.3 * 600 + 1.5 * 400) * 4^2 / 8 = 2760.00 \text{ daNm}$$

$$M_m = M_{y,max} / 3 = 2760.00 / 3 = 920.00 \text{ daNm} \text{ momento medio}$$

$$M_{eq} = 1.3 * M_m = 1.3 * 920.00 = 1196.00 \text{ daNm} < 0.75 * M_{max} = 2070.00 \text{ daNm}$$

$$M_{z,max} = (\gamma_{G1} * q_{3y}) * L^2 / 8 = (1.3 * 400) * 4^2 / 8 = 1040.00 \text{ daNm}$$

$$M_m = M_{zmax}/3 = 1040.00/3 = 346.67 \text{ daNm} \quad \text{momento medio}$$

$$M_{eq} = 1.3 M_m = 1.3*346.67 = 450.67 \text{ daNm} < 0.75*M_{max} = 780.00 \text{ daNm}$$

Quindi per il calcolo delle sollecitazioni si assumono i seguenti momenti flettenti:

$$M_{eqy} = 2070.00 \text{ daNm}$$

$$M_{eqz} = 780.00 \text{ daNm}$$

Gli stati tensionali risultano:

$$\sigma_{m,eqy,d} = M_{eqy}/W_y = 207000/3000 = 69.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,eqz,d} = M_{eqz}/W_z = 78000/2000 = 39.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,d} = \sigma_{m,eqy,d} + \sigma_{m,eqz,d} = 69.00+39.00 = 108.00 \text{ daN/cm}^2$$

I coefficienti $K_{crit,m}$ vengono calcolati secondo le espressioni riportate nel paragrafo 4.4.8.2.1 NTC 2008, in funzione della snellezza relativa $\lambda_{rel,m}$ che assume i seguenti valori:

$$\lambda_{rel,y,m} = \text{radq}(f_{m,k}/\sigma_{m,y,cri}) = \text{radq}(240/2218.91) = 0.33$$

$$\lambda_{rel,z,m} = \text{radq}(f_{m,k}/\sigma_{m,z,cri}) = \text{radq}(240/7488.84) = 0.18$$

In cui:

$$f_{m,k} = 240 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,y,cri} = [(\Pi*b^2*E_{0.05})/(L*h)]*\text{radq}(G/E) =$$

$$= [(3.14*20^2*94000)/(400*30)]*\text{radq}(5900/116000) = 2218.91 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,z,cri} = [(\Pi*h^2*E_{0.05})/(L*b)]*\text{radq}(G/E) =$$

$$= [(3.14*30^2*94000)/(400*20)]*\text{radq}(5900/116000) = 7488.84 \text{ daN/cm}^2$$

In entrambe le direzioni $\lambda_{rel,m}$ assume dei valori minori di 0.75, quindi i coefficienti $K_{crit,y,m}$ e $K_{crit,z,m}$ assumono entrambi il valore 1 e si ottengono i seguenti tassi di sfruttamento per la verifica:

$$\text{Sfr}_{.1} = [\sigma_{m,eqy,d}/(K_{crit,y,m}*f_{m,y,d})] + K_m*[\sigma_{m,eqz,d}/(K_{crit,z,m}*f_{m,z,d})] =$$

$$= [69.00/(1*141.68)] + 0.7*[39.00/(1*145.65)] = 0.67 < 1$$

$$\text{Sfr}_{.2} = K_m*[\sigma_{m,eqy,d}/(K_{crit,y,m}*f_{m,y,d})] + [\sigma_{m,eqz,d}/(K_{crit,z,m}*f_{m,z,d})] =$$

$$= 0.7*[69.00/(1*141.68)] + [39.00/(1*145.65)] = 0.61 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{m,d}$	108.00 daN/cm ²	108.00 daN/cm ²
$K_{crit,y,m}$	1.00	1.00
$K_{crit,z,m}$	1.00	1.00
$f_{m,y,d}$	141.68 daN/cm ²	141.92 daN/cm ²
$f_{m,z,d}$	145.65 daN/cm ²	145.66 daN/cm ²
$\text{Sfr}_{.max}$	0.67	0.67

Calcolo frecce massime (4.4.7)

Calcolo teorico:

Il calcolo viene effettuato sull'asta 3 con i carichi risultanti dalla CC4 (SLE R). La freccia massima (a lungo termine) per carichi totali ed il relativo rapporto della luce con la freccia, vengono calcolati incrementando direttamente gli spostamenti con il coefficiente K_{def} ricavato dalla tabella 4.4.V delle NTC 2008 per legno lamellare incollato con classe di servizio 1. Si ottengono i seguenti risultati:

$$\begin{aligned}f_{z,tot} &= [(5/384)*(q_{1z}+q_{2z})*L^4/(E \cdot J_y)]*(1+K_{def}) = \\ &= [(5/384)*(6+4)*400^4/(116000*45000)]*(1+0.6) = 1.02 \text{ cm} \\ L/f_{z,tot} &= 400/1.02 = 393\end{aligned}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$f_{z,tot}$	1.02 cm	0.98 cm
$L/f_{z,tot}$	393	407

Verifica a tensoflessione (4.4.8.1.7)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 4 con i carichi risultanti dalle CC7 (SLU); il controllo da Normativa prevede il calcolo dei seguenti tassi di sfruttamento nelle due direzioni y e z locali della sezione:

$$\begin{aligned}\text{Sfr}_{.1} &= (\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d})+(\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d})+K_m*(\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}) \leq 1 \\ \text{Sfr}_{.2} &= (\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d})+K_m*(\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d})+(\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d}) \leq 1\end{aligned}$$

Dove le resistenze di calcolo della sezione sono:

$$\begin{aligned}f_{t,0,d} &= K_{mod}*f_{t,0,k}*K_h/\gamma_M = (0.6*140*1.07)/1.45 = 61.99 \text{ daN/cm}^2 \\ f_{m,y,d} &= K_{mod}*f_{m,k}*K_{h,y}/\gamma_M = (0.6*240*1.07)/1.45 = 106.26 \text{ daN/cm}^2 \\ f_{m,z,d} &= K_{mod}*f_{m,k}*K_{h,z}/\gamma_M = (0.6*240*1.10)/1.45 = 109.24 \text{ daN/cm}^2\end{aligned}$$

In cui:

$$\begin{aligned}f_{m,k} &= 240 \text{ daN/cm}^2 \\ K_{mod} &= 0.6 \text{ relativo al carico di minor durata (permanenti non strutturali)} \\ K_h &= \min[(600/h)^{0.1}; 1.1] = 1.07 \quad (\text{par. 11.7.1.1 NTC 2008}) \\ K_{h,y} &= \min[(600/h)^{0.1}; 1.1] = 1.07 \quad (\text{par. 11.7.1.1 NTC 2008}) \\ K_{h,z} &= \min[(600/b)^{0.1}; 1.1] = 1.10 \quad (\text{par. 11.7.1.1 NTC 2008}) \\ \gamma_M &= 1.45\end{aligned}$$

Mentre il coeff. K_m , secondo NTC 2008 risulta essere:

$$K_m = 0.7 \text{ per sezioni trasversali rettangolari.}$$

Le sollecitazioni di progetto ed i relativi stati tensionali risultano:

$$\begin{aligned}N_{ed} &= P_4*\gamma_{G2} = 10000*1.5 = 15000.00 \text{ daN} \\ M_{y,Ed} &= (\gamma_{G2}*q_4)*L^2/8 = (1.5*500)*4^2/8 = 1500.00 \text{ daNm} \\ M_{z,Ed} &= 0 \quad (\text{in y non ci sono carichi})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{t,0,d} &= N_{ed}/A = 15000.00/600 = 25.00 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_{m,y,d} &= M_{y,Ed}/W_Y = 150000/3000 = 50.00 \text{ daN/cm}^2\end{aligned}$$

Quindi i tassi di sfruttamento nelle due direzioni risultano:

$$\begin{aligned} \text{Sfr.}_1 &= (\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d}) + (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) = \\ &= (25.00/61.99) + (50.00/106.26) = 0.87 < 1 \\ \text{Sfr.}_2 &= (\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d}) + K_m * (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) = \\ &= (25.00/61.99) + 0.7 * (50.00/106.26) = 0.73 < 1 \end{aligned}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{m,y,d}$	50.00 daN/cm ²	50.00 daN/cm ²
$f_{m,y,d}$	106.26 daN/cm ²	106.44 daN/cm ²
Sfr._{\max}	0.87	0.87

Verifica di stabilità elementi tensoinflessi (4.4.8.1.7, 4.4.8.2.1)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 4 con i carichi risultanti dalla CC7 (SLU); il controllo da Normativa prevede il calcolo dei seguenti tassi di sfruttamento nelle due direzioni y e z locali della sezione:

$$\begin{aligned} \text{Sfr.}_1 &= (\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d}) + [\sigma_{m,eqy,d} / (K_{crit,y,m} * f_{m,y,d})] + K_m * [\sigma_{m,eqz,d} / (K_{crit,z,m} * f_{m,z,d})] \leq 1 \\ \text{Sfr.}_2 &= (\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d}) + K_m * [\sigma_{m,eqy,d} / (K_{crit,y,m} * f_{m,y,d})] + [\sigma_{m,eqz,d} / (K_{crit,z,m} * f_{m,z,d})] \leq 1 \end{aligned}$$

Dove le resistenze di calcolo della sezione vengono calcolate come nella precedente verifica a tensoflessione e sono:

$$\begin{aligned} f_{t,0,d} &= K_{mod} * f_{t,0,k} * K_h / \gamma_M = (0.6 * 140 * 1.07) / 1.45 = 61.99 \text{ daN/cm}^2 \\ f_{m,y,d} &= K_{mod} * f_{m,k} * K_{h,y} / \gamma_M = (0.6 * 240 * 1.07) / 1.45 = 106.26 \text{ daN/cm}^2 \\ f_{m,z,d} &= K_{mod} * f_{m,k} * K_{h,z} / \gamma_M = (0.6 * 240 * 1.10) / 1.45 = 109.24 \text{ daN/cm}^2 \\ K_m &= 0.7 \text{ per sezioni trasversali rettangolari.} \end{aligned}$$

Le tensioni di calcolo flessionali $\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ vengono calcolate utilizzando, come sollecitazioni agenti, i momenti equivalenti $M_{eq,y}$ e $M_{eq,z}$ come riportato in letteratura (Giordano) in modo del tutto analogo a quanto indicato nella UNI 10011 relativa all'acciaio:

$$M_{eq} = 1.3 * M_m \quad \text{momento equivalente che deve soddisfare la seguente limitazione } 0.75 * M_{\max} \leq M_{eq} \leq M_{\max}.$$

Nelle due direzioni locali della sezione si ha:

$$\begin{aligned} M_{y\max} &= (\gamma_{G1} * q_4) * L^2 / 8 = (1.5 * 500) * 4^2 / 8 = 1500.00 \text{ daNm} \\ M_m &= M_{y\max} / 3 = 1500.00 / 3 = 500.00 \text{ daNm} \quad \text{momento medio} \\ M_{eq} &= 1.3 * M_m = 1.3 * 500.00 = 650.00 \text{ daNm} < 0.75 * M_{\max} = 1125.00 \text{ daNm} \\ M_{z\max} &= 0 \quad (\text{in } y \text{ non ci sono carichi}) \end{aligned}$$

Quindi per il calcolo degli stati tensionali si assumono le seguenti sollecitazioni, ottenendo:

$$\begin{aligned} N_{ed} &= P_4 * \gamma_{G2} = 10000 * 1.5 = 15000.00 \text{ daN} \\ M_{eqy} &= 1125.00 \text{ daNm} \end{aligned}$$

Gli stati tensionali risultano:

$$\sigma_{t,0,d} = N_{ed}/A = 15000.00/600 = 25.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,eqy,d} = M_{eqy}/W_y = 112500.00/3000 = 37.50 \text{ daN/cm}^2$$

Il coefficiente $K_{crit,m}$ viene calcolato secondo le espressioni riportate nel paragrafo 4.4.8.2.1 NTC 2008, in funzione della snellezza relativa $\lambda_{rel,m}$ che assume il seguente valore:

$$\lambda_{rel,y,m} = \text{radq}(f_{m,k}/\sigma_{m,y,cri}) = \text{radq}(240/2218.91) = 0.33$$

In cui:

$$f_{m,k} = 240 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,y,cri} = [(\Pi^2 b^2 E_{0.05}) / (L^2 h)] * \text{radq}(G/E) =$$

$$= [(3.14 * 20^2 * 94000) / (400 * 30)] * \text{radq}(5900/116000) = 2218.91 \text{ daN/cm}^2$$

$\lambda_{rel,m}$ assume dei valori minori di 0.75, quindi il coefficiente $K_{crit,y,m}$ assume il valore 1 e si ottiene i seguenti tasso di sfruttamento per la verifica:

$$\text{Sfr.}_1 = (\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d}) + [\sigma_{m,eqy,d} / (K_{crit,y,m} * f_{m,y,d})] =$$

$$= (25.00/61.99) + [37.50 / (1 * 106.26)] = 0.76 < 1$$

$$\text{Sfr.}_2 = (\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d}) + K_m * [\sigma_{m,eqy,d} / (K_{crit,y,m} * f_{m,y,d})] =$$

$$= (25.00/61.99) + 0.7 * [37.50 / (1 * 106.26)] = 0.65 < 1$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{m,y,d}$	37.50 daN/cm ²	37.50 daN/cm ²
$K_{crit,y,m}$	1.00	1.00
$f_{m,y,d}$	106.26 daN/cm ²	106.44 daN/cm ²
Sfr._{max}	0.76	0.75

Verifica a pressoflessione (4.4.8.1.8)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 5 con i carichi risultanti dalle CC8 (SLU); il controllo da Normativa prevede il calcolo dei seguenti tassi di sfruttamento nelle due direzioni y e z locali della sezione:

$$\text{Sfr.}_1 = (\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) + K_m * (\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}) \leq 1$$

$$\text{Sfr.}_2 = (\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + K_m * (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) + (\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}) \leq 1$$

Dove le resistenze di calcolo della sezione sono:

$$f_{c,0,d} = K_{mod} * f_{c,0,k} / \gamma_M = (0.6 * 210) / 1.45 = 86.90 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{m,y,d} = K_{mod} * f_{m,k} * K_{h,y} / \gamma_M = (0.6 * 240 * 1.07) / 1.45 = 106.26 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{m,z,d} = K_{mod} * f_{m,k} * K_{h,z} / \gamma_M = (0.6 * 240 * 1.10) / 1.45 = 109.24 \text{ daN/cm}^2$$

In cui:

$$f_{m,k} = 240 \text{ daN/cm}^2$$

$$K_{mod} = 0.6 \text{ relativo al carico di minor durata (permanenti non strutturali)}$$

$$K_{h,y} = \min[(600/h)^{0.1}; 1.1] = 1.07 \quad (\text{par. 11.7.1.1 NTC 2008})$$

$$K_{h,z} = \min[(600/b)^{0.1}; 1.1] = 1.10 \quad (\text{par. 11.7.1.1 NTC 2008})$$

$$\gamma_M = 1.45$$

Mentre il coeff. K_m , secondo NTC 2008 risulta essere:

$$K_m = 0.7 \text{ per sezioni trasversali rettangolari.}$$

Le sollecitazioni di progetto ed i relativi stati tensionali risultano:

$$N_{ed} = P_5 \cdot \gamma_{G2} = -15000 \cdot 1.5 = -22500.00 \text{ daN}$$

$$M_{y,Ed} = (\gamma_{G2} \cdot q_5) \cdot L^2 / 8 = (1.5 \cdot 600) \cdot 4^2 / 8 = 1800.00 \text{ daNm}$$

$$M_{z,Ed} = 0 \text{ (in y non ci sono carichi)}$$

$$\sigma_{c,0,d} = N_{ed} / A = -22500 / 600 = -37.50 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = M_{y,Ed} / W_Y = 180000 / 3000 = 60.00 \text{ daN/cm}^2$$

Quindi i tassi di sfruttamento nelle due direzioni risultano:

$$\begin{aligned} \text{Sfr.}_1 &= (\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) = \\ &= (37.50 / 86.90)^2 + (60.00 / 106.26) = 0.75 < 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sfr.}_2 &= (\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + K_m \cdot (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) = \\ &= (37.50 / 86.90)^2 + 0.7 \cdot (60.00 / 106.26) = 0.58 < 1 \end{aligned}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{c,0,d}$	-37.50 daN/cm ²	-37.50 daN/cm ²
$\sigma_{m,y,d}$	60.00 daN/cm ²	60.00 daN/cm ²
$f_{m,y,d}$	106.26 daN/cm ²	106.44 daN/cm ²
Sfr.max	0.75	0.75

Verifica di stabilità elementi pressoinflessi (4.4.8.1.8, 4.4.8.2.2)

Calcolo teorico:

La verifica viene effettuata sull'asta 5 con i carichi risultanti dalla CC8 (SLU); il controllo da Normativa prevede il calcolo dei seguenti tassi di sfruttamento nelle due direzioni y e z locali della sezione:

$$\text{Sfr.}_1 = \sigma_{c,0,d} / (K_{crit,c} \cdot f_{c,0,d}) + (\sigma_{m,eqy,d} / f_{m,y,d}) + K_m \cdot (\sigma_{m,eqz,d} / f_{m,z,d}) \leq 1$$

$$\text{Sfr.}_2 = \sigma_{c,0,d} / (K_{crit,c} \cdot f_{c,0,d}) + K_m \cdot (\sigma_{m,eqy,d} / f_{m,y,d}) + (\sigma_{m,eqz,d} / f_{m,z,d}) \leq 1$$

Dove le resistenze di calcolo della sezione vengono calcolate come nella precedente verifica a tensoflessione e sono:

$$f_{c,0,d} = K_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_M = (0.6 \cdot 210) / 1.45 = 86.90 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{m,y,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} \cdot K_{h,y} / \gamma_M = (0.6 \cdot 240 \cdot 1.07) / 1.45 = 106.26 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{m,z,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} \cdot K_{h,z} / \gamma_M = (0.6 \cdot 240 \cdot 1.10) / 1.45 = 109.24 \text{ daN/cm}^2$$

In cui:

$$f_{m,k} = 240 \text{ daN/cm}^2$$

$$K_{mod} = 0.6 \text{ relativo al carico di minor durata (permanenti non strutturali)}$$

$$K_{h,y} = \min[(600/h)^{0.1}; 1.1] = 1.07 \quad (\text{par. 11.7.1.1 NTC 2008})$$

$$K_{h,z} = \min[(600/b)^{0.1}; 1.1] = 1.10 \quad (\text{par. 11.7.1.1 NTC 2008})$$

$$\gamma_M = 1.45$$

Mentre il coeff. K_m , secondo NTC 2008 risulta essere:

$$K_m = 0.7 \text{ per sezioni trasversali rettangolari.}$$

Le tensioni di calcolo flessionali $\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ vengono calcolate utilizzando, come sollecitazioni agenti, i momenti equivalenti $M_{eq,y}$ e $M_{eq,z}$ come riportato in letteratura (Giordano) in modo del tutto analogo a quanto indicato nella UNI 10011 relativa all'acciaio:

$$M_{eq} = 1.3 \cdot M_m \quad \text{momento equivalente che deve soddisfare la seguente limitazione } 0.75 \cdot M_{max} \leq M_{eq} \leq M_{max}.$$

Nelle due direzioni locali della sezione si ha:

$$M_{y_{max}} = (\gamma_{G2} \cdot q_5) \cdot L^2 / 8 = (1.5 \cdot 600) \cdot 4^2 / 8 = 1800.00 \text{ daNm}$$

$$M_m = M_{y_{max}} / 3 = 1800.00 / 3 = 600.00 \text{ daNm} \quad \text{momento medio}$$

$$M_{eq} = 1.3 \cdot M_m = 1.3 \cdot 600.00 = 780.00 \text{ daNm} < 0.75 \cdot M_{max} = 1350.00 \text{ daNm}$$

$$M_{z_{max}} = 0 \quad (\text{in } y \text{ non ci sono carichi})$$

Quindi per il calcolo degli stati tensionali si assumono le seguenti sollecitazioni, ottenendo:

$$N_{ed} = P_5 \cdot \gamma_{G2} = -15000 \cdot 1.5 = -22500.00 \text{ daN}$$

$$M_{eqy} = 1350.00 \text{ daNm}$$

Gli stati tensionali risultano:

$$\sigma_{c,0,d} = N_{ed} / A = -22500.00 / 600 = -37.50 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,eqy,d} = M_{eqy} / W_y = 135000.00 / 3000 = 45.00 \text{ daN/cm}^2$$

Il coefficiente $K_{crit,c}$ viene calcolato secondo le espressioni riportate nel paragrafo 4.4.8.2.2 NTC 2008, in funzione della snellezza relativa ai due assi locali y e z della sezione trasversale dell'asta.

Per la stabilità attorno a Z :

$$\lambda_z = \beta_y \cdot L / I_z = 1 \cdot 400 / 5.77 = 69.32$$

$$K_{crit,c,z} = 1 / [k + \text{radq}(k^2 - \lambda_{rel,c,z}^2)] = 1 / [1.08 + \text{radq}(1.08^2 - 1.04^2)] = 0.73$$

In cui:

$$k = 0.5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c,z} - 0.3) + \lambda_{rel,c,z}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.1 \cdot (1.04 - 0.3) + 1.04^2] = 1.08$$

$$\lambda_{rel,c,z} = (\lambda_z / \Pi) \cdot \text{radq}(f_{c,0,k} / E_{0.005}) = (69.32 / 3.14) \cdot \text{radq}(210 / 94000) = 1.04$$

$$\beta_c = 0.1 \quad \text{per legno lamellare}$$

$$f_{c,0,k} = 210 \text{ daN/cm}^2$$

Per la stabilità attorno a Y :

$$\lambda_y = \beta_z \cdot L / I_y = 1 \cdot 400 / 8.66 = 46.18$$

$$K_{crit,c,y} = 1 / [k + \text{radq}(k^2 - \lambda_{rel,c,y}^2)] = 1 / [0.76 + \text{radq}(0.76^2 - 0.69^2)] = 0.93$$

In cui:

$$k = 0.5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c,y} - 0.3) + \lambda_{rel,c,y}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.1 \cdot (0.69 - 0.3) + 0.69^2] = 0.76$$

$$\lambda_{rel,c,y} = (\lambda_y / \Pi) \cdot \text{radq}(f_{c,0,k} / E_{0.005}) = (46.18 / 3.14) \cdot \text{radq}(210 / 94000) = 0.69$$

$$\beta_c = 0.1 \quad \text{per legno lamellare}$$

$$f_{c,0,k} = 210 \text{ daN/cm}^2$$

I tassi di sfruttamento risultano:

$$\begin{aligned} \text{Sfr.}_1 &= \sigma_{c,0,d}/(K_{\text{crit},c,y} * f_{c,0,d}) + (\sigma_{m,eqy,d}/f_{m,y,d}) = \\ &= 37.50/(0.93*86.90) + (45.00/106.26) = 0.89 < 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sfr.}_2 &= \sigma_{c,0,d}/(K_{\text{crit},c,z} * f_{c,0,d}) + K_m * (\sigma_{m,eqy,d}/f_{m,y,d}) = \\ &= 37.50/(0.73*86.90) + 0.7*(45.00/106.26) = 0.89 \end{aligned}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{c,0,d}$	-37.50 daN/cm ²	-37.50 daN/cm ²
$\sigma_{m,y,d}$	45.00 daN/cm ²	45.00 daN/cm ²
$K_{\text{crit},c,y}$	0.93	0.93
$K_{\text{crit},c,z}$	0.73	0.73
Sfr.max	0.89	0.89

Verifica di un pannello in X-LAM

Caratteristiche geometriche, dei materiali e di vincolo: il pannello in oggetto è posizionato su di un piano verticale, ha una larghezza $L = 2.35$ m, altezza $H = 2.95$ m, numero strati $n = 5$ di spessore $s_i = 17; 17; 32; 17; 17$ mm di legno massiccio di tipo C24, con le seguenti grandezze caratteristiche:

Resistenza a flessione	$f_{m,k} =$	24.00 MPa;
Resistenza a trazione parallela alle fibre	$f_{t,0,k} =$	14.00 MPa;
Resistenza a compressione parallela alle fibre	$f_{c,0,k} =$	21.00 MPa;
Resistenza a taglio	$f_{v,k} =$	2.500 MPa;
Resistenza a taglio per torsione	$f_{t,k} =$	2.500 MPa;
Resistenza a taglio per rotolamento	$f_{r,k} =$	0.500 MPa;
Modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean} =$	11.00 GPa;
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean} =$	0.370 GPa;
Modulo elastico assiale parallelo alle fibre, frattile 5%	$E_{0,05} =$	7.400 GPa;
Modulo el. assiale perpendicolare alle fibre, frattile 5%;	$E_{90,05} =$	0.308 GPa;
Modulo el. tangenziale parallelo alle fibre, frattile 5%:	$G_{0,05} =$	0.575 GPa;
Modulo el. tangenziale perpendicolare alle fibre, frattile 5%:	$G_{90,05} =$	0.041 GPa.

Le resistenze di progetto sono date dalla relazione $X_d = X_k * k_{mod} / \gamma_m$, in cui si considera come coefficiente di durata del carico $k_{mod} = 1.0$ e come coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_m = 1.5$.

Gli strati $i = 1; 3; 5$ hanno le fibre disposte in verticale, gli altri in orizzontale. Per azioni nel piano il pannello è vincolato alla base da 5 connettori a taglio di rigidità pari a 67.4 kN/mm e resistenza pari a 23.76 kN, e da connettori a trazione hold down di resistenza pari a 163.5 kN posizionati a $d_{hd} = 0.1$ m dalle estremità.

Per azioni ortogonali al piano il pannello è incernierato alla base ed alla testa, il coefficiente di libera inflessione ortogonale al piano è quindi $\beta_z = 1.0$.

Altre caratteristiche del pannello sono: coefficiente di imperfezione $\beta_c = 0.1$; coefficiente di correzione della rigidità a taglio $k_G = 0.2$; larghezza delle tavole per la verifica a torsione $l_t = 150$ mm.

File: [TestValidazione] – TVVPAL – 100.gdb

Azioni di progetto: sulla linea di testa del pannello è applicato un carico verticale distribuito di $q_v = 50$ kN/m ed un carico orizzontale distribuito di $q_h = 50$ kN/m agente nel piano; sulla superficie del pannello è applicata una pressione di $p_h = 10$ kPa normale al piano. Le verifiche sono eseguite sulle sezioni orizzontali sia alla base che alla mezzeria del pannello.

Le sollecitazioni di progetto (N sforzo normale, M_z T_y momento e taglio nel piano, M_y T_z momento e taglio ortogonale al piano) sono definite dall'analisi FEM del modello allegato (il solutore utilizzato è Xfinest 2015 versione 8.8.14) e risultano, per la sezione alla base, pari a:

$M_y = 3.91$ kNm (valore teorico pari a 0),

$M_z = 328.11$ kNm (valore teorico pari a $q_h L H = 346.625$ kNm),

$T_y = 117.47$ kN (valore teorico pari a $q_h L = 117.50$ kN),

$T_z = 31.77$ kN (valore teorico pari a $L H p_h / 2 = 34.66$ kN);

per la sezione alla mezzeria risultano pari a:

$M_y = 25.21$ kNm (valore teorico pari a $p_h L H^2 / 8 = 25.56$ kNm),

$M_z = 185.82$ kNm (valore teorico pari a $q_h L H / 2 = 173.31$ kNm),

$T_y = 117.45$ kN (valore teorico pari a $q_h L = 117.50$ kNm),

$T_z = 2.89$ kN (valore teorico pari a 0).

Le sollecitazioni di taglio e momento sono qui riportate sempre in valore assoluto.

È trascurato il peso proprio del pannello, quindi la sollecitazione normale alle sezioni di verifica è sempre pari a: $N = -117.50$ kN (valore teorico pari a $q_v L = 117.50$ kNm), considerando le compressioni negative.

Calcolo teorico:

Calcolo dei parametri generali

Per ogni i-esimo strato si calcolano:

il modulo d'inerzia $J_i = 9.621e-7, 9.621e-7, 6.417e-6, 9.621e-7, 9.621e-7$ m⁴;

l'area $A_i = 3.995e-2, 3.995e-2, 7.520e-2, 3.995e-2, 3.995e-2$ m²;

la distanza $a_i = -4.150e-2, -2.450e-2, 0.00e+0, +2.450e-2, +4.150e-2$ m, fra il baricentro dello strato dal baricentro della sezione totale del pannello.

Indicando con j gli strati con le fibre verticali e con k gli altri, si calcolano:

lo spessore totale $t = \sum[s_i] = 0.100$ m;

lo spessore totale degli strati con fibre verticali $t_0 = \sum[s_j] = 0.066$ m;

lo spessore totale strati con fibre orizzontali $t_{90} = \sum[s_k] = 0.034$ m;

l'area efficace $A_{eff} = \sum[A_j] = Lt_0 = 0.1551$ m²;

il momento d'inerzia efficace $J_{eff} = \sum[J_j + a_j^2 A_j] = 1.4595e-4$ m⁴;

la rigidezza efficace a flessione K_{CLT}

$K_{CLT} = \sum[J_j E_{0,05j}] + \sum[A_j a_j^2 E_{0,05j}] + \sum[J_k E_{90,05k}] + \sum[A_k a_k^2 E_{90,05k}] = 1095.39$ kNm²;

la rigidezza efficace a taglio $S_{CLT} = k_G (\sum[A_j G_{0,05j}] + \sum[A_k G_{90,05k}]) = 18491.68$ kN.

Verifiche a tenso-pressoflessione

Le verifiche hanno la forma indicata nell'EuroCodice5, senza considerare il coefficiente di disomogeneità del materiale ($k_m=1$). Quindi se N è di compressione la verifica è di stabilità a pressoflessione se eseguita nella progettazione dei pannelli:

$$\text{Sfr.} = (\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})/k_{c,y} + (\sigma_{m,y,0,d}/f_{m,d}) + (\sigma_{m,z,0,d}/f_{m,d}) \leq 1 \quad (1),$$

ed è di resistenza a pressoflessione se eseguita nella progettazione delle sezioni:

$$\text{Sfr.} = (\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + (\sigma_{m,y,0,d}/f_{m,d}) + (\sigma_{m,z,0,d}/f_{m,d}) \leq 1 \quad (2),$$

mentre se N è di trazione la verifica è in ogni caso di resistenza a tensoflessione:

$$\text{Sfr.} = (\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d}) + (\sigma_{m,y,0,d}/f_{m,d}) + (\sigma_{m,z,0,d}/f_{m,d}) \leq 1 \quad (3).$$

Nel caso in oggetto risultano eseguite verifiche di stabilità a pressoflessione ed è necessario calcolare il coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità ortogonale al piano $k_{c,y}$. Quindi si calcolano:

lo sforzo normale critico $N_c = \pi^2 / ((H\beta_z)^2 / K_{CLT} + 1 / S_{CLT}) = 1233.89$ kN;

la snellezza relativa ortogonale al piano $\lambda_{rel,y} = \sqrt{(A_{eff} f_{c,0,k} / N_c)} = 1.625$;

il coefficiente di snellezza ortogonale al piano $k_y = 0.5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 1.886$.

Risulta: $k_{c,y} = \min[1, 1 / (k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2)})] = 0.352$.

Si calcolano quindi le massime tensioni sulle fibre parallele all'asse verticale:

tensione da sforzo normale $\sigma_{c,0,d} = |N| / A_{eff}$ (la tensione da sforzo normale è indicata come $\sigma_{t,0,d}$ se N è di trazione) ;

tensione da flessione nel piano $\sigma_{m,y,0,d} = 6M_z / (t_0 L^2)$;

tensione da flessione ortogonale al piano $\sigma_{m,z,0,d} = M_y t / (2J_{eff})$.

Per la sezione alla base risulta:

$\sigma_{c,0,d} = 757.58$ kPa ; $\sigma_{m,y,0,d} = 5401.37$ kPa ; $\sigma_{m,z,0,d} = 1339.51$ kPa,

da cui applicando la verifica (1) si ottiene:

$$\text{Sic.} = 1 / \text{Sfr.} = 1.74$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{c,0,d}$	757.58 kN/m ²	757.58 kN/m ²
$\sigma_{m,y,0,d} + \sigma_{m,z,0,d}$	6739.37 kN/m ²	6739.21 kN/m ²
Sic.	1.74	1.74

Per la sezione alla mezzeria risulta:

$\sigma_{c,0,d} = 757.58$ kPa ; $\sigma_{m,y,0,d} = 3058.89$ kPa ; $\sigma_{m,z,0,d} = 8636.57$ kPa ,

da cui applicando la verifica (1) si ottiene:

$$\text{Sic.} = 1/ \text{Sfr.} = 1.13$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{c,0,d}$	757.58 kN/m ²	757.58 kN/m ²
$\sigma_{m,y,0,d} + \sigma_{m,z,0,d}$	11695.46 kN/m ²	11695.00 kN/m ²
Sic.	1.13	1.13

Verifica a taglio in direzione ortogonale

Le tensioni di taglio nello spessore del pannello sono calcolate, rispetto al sistema di riferimento x definito fra 0 (superficie esterna) e t/2 (centro del pannello), secondo la seguente relazione: $\tau_{(x=0)} = 0$; $\partial\tau(x) = (T_z/K_{CLT})E_{(x)}(t/2-x)\partial x$, con $E_{(x)} = E_{0,05}$ per x relativo a strati con le fibre ortogonali alla sezione di verifica e con $E_{(x)} = E_{90,05}$ altrimenti.

Dallo stato di tensione si individua $\tau_{v,d}$ come il massimo valore della tensione di taglio negli strati con le fibre ortogonali alla sezione di verifica, e $\tau_{r,d}$ come il massimo valore della tensione di taglio negli strati con le fibre parallele alla sezione di verifica.

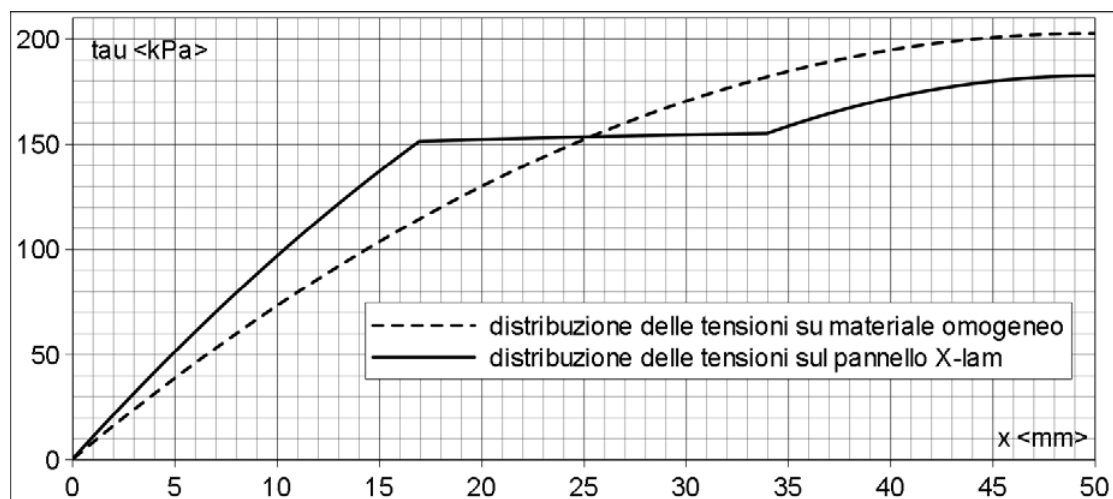
Le verifiche sono quindi per l'azione di taglio sugli strati con le fibre ortogonali alla sezione di verifica:

$$\text{Sfr.} = \tau_{v,d}/f_{v,d} \leq 1 \quad (4),$$

e per l'azione di rotolamento sugli strati con le fibre parallele alla sezione di verifica:

$$\text{Sfr.} = \tau_{r,d}/f_{rot,d} \leq 1 \quad (5).$$

La seguente immagine mostra le tensioni di taglio sul pannello in oggetto per un'azione $T_z = 31.77$ kN ottenute con $\partial x = 1e-4$ m, confrontate con le tensioni su un materiale omogeneo, equivilanti a quelle calcolabili con la formulazione di Jourawsky.



Risultano quindi le seguenti tensioni di verifica:

$$\tau_{v,d} = 182.61 \text{ kPa} ; \tau_{r,d} = 155.14 \text{ kPa} ,$$

da cui si ottiene per la verifica (4):

$$\text{Sic.} = 1/ \text{Sfr.} = 9.09$$

e per la verifica (5):

$$\text{Sic.} = 1/ \text{Sfr.} = 2.13$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\tau_{v,d}$	182.61 kN/m ²	181.46 kN/m ²
Sic.	9.09	9.18
$\tau_{r,d}$	155.14 kN/m ²	153.59 kN/m ²
Sic.	2.13	2.17

Nota: Le differenze sono dovute dall'applicazione semplificata da parte di ModeSt, in cui viene considerato $E_{90,05} = 0$ per il calcolo delle tensioni di taglio, ed ad una differente discretizzazione dello spessore.

Verifica a taglio/torsione in direzione longitudinale

Le verifiche sono eseguite considerando gli spessori equivalenti degli strati, funzione delle superfici di contatto, e riguardano la tensione tangenziale per taglio:

$$\text{Sfr.} = \tau_{v,d}/f_{v,d} \leq 1 \quad (6),$$

e per la tensione tangenziale per torsione:

$$\text{Sfr.} = \tau_{t,d}/f_{tor,d} \leq 1 \quad (7).$$

Per ogni i-esima delle n-1 superfici di contatto fra gli strati i e i+1 si calcola: $u_i = \min[s_i, s_{i+1}]$ per $1 < i < n-1$; $u_1 = \min[2s_1, s_2]$; $u_{n-1} = \min[s_{n-1}, 2s_n]$. Risultano: $u_i = 1.7e-2, 1.7e-2, 1.7e-2, 1.7e-2$ m. Quindi si calcolano:

lo spessore equivalente totale $t_e = \sum[u_i] = 6.8e-2$ m;

il massimo spessore equivalente degli strati $u_{max} = \max[u_i] = 1.7e-2$ m.

Data l'azione di verifica $T_y = 117.49$ kN si calcolano:

la tensione tangenziale nominale $\tau_{0,d} = (T_y/L)/t_e = 735.29$ kPa;

la tensione di verifica a taglio $\tau_{v,d} = 2\tau_{0,d} = 1470.59$ kPa;

la tensione di verifica a taglio per torsione $\tau_{t,d} = 3\tau_{0,d}u_{max}/l_t = 250.00$ kPa.

Quindi si ottiene, per la verifica (6):

$$\text{Sic.} = 1 / \text{Sfr.} = 1.13$$

e per la verifica (7):

$$\text{Sic.} = 1 / \text{Sfr.} = 6.67.$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\tau_{v,d}$	1470.59 kN/m ²	1470.18 kN/m ²
Sic.	1.13	1.13
$\tau_{t,d}$	250.00 kN/m ²	249.93 kN/m ²
Sic.	6.67	6.67

Verifica giunzioni a trazione (hold down)

Considerando, a favore di sicurezza, solo gli hold down come punti di vincolo per azioni verticali, la massima azione di progetto sulla giunzione a trazione è calcolabile dalle sollecitazioni della sezione di base e risulta pari a:

$$N_{ed} = N/2 + M_z/(L-2d_{hd}) = +93.86 \text{ kN (considerando sempre le compressioni positive).}$$

Gli hold down hanno resistenza pari a $N_{t,Rd} = 163.5 \text{ kN}$, quindi risulta:

$$N_{ed}/N_{t,Rd} = 0.57 \leq 1$$

$$\text{Sic.} = 1.74.$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
N_{ed}	93.86 kN	93.86 kN
Sic.	1.74	1.74

Verifica giunzioni a taglio

La massima azione di progetto sulle giunzioni a taglio è data dal taglio nel piano alla base del pannello: $T_x = T_y = 117.47 \text{ kN}$, mentre la resistenza totale delle giunzioni a taglio vale $\text{Res.}T_x = 5 \cdot 23.76 = 118.80 \text{ kN}$, quindi risulta:

$$T_x/\text{Res.}T_x = 0.99 \leq 1$$

$$\text{Sic.} = 1.01.$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
Res. T_x	118.80 kN	118.80 kN
Sic.	1.01	1.01

Modulo elastico del pannello per la modellazione FEM

Il modulo elastico per l'analisi FEM è pari ad $E_{FEM} = (E_{0,mt0} + E_{90,mt90})/t = 7.3858 \text{ GPa}$. Tale valore è indicato nel file di input del solutore FEM.

Analisi termica

Descrizione del problema: determinazione del transitorio termico all'interno di una sezione in calcestruzzo.

Il problema è governato dall'equazione di Fourier, che esprime il legame fra temperatura T , tempo t e diffusività termica α^2 attraverso la seguente relazione:

$$\delta T / \delta t = \alpha^2 \cdot \nabla^2 T$$

L'analisi è eseguita risolvendo l'equazione per via numerica utilizzando il metodo alle differenze finite. L'applicazione del metodo prevede la discretizzazione sia dello spazio (x,y) in zone di dimensione costante Δx e Δy , che del tempo (t) in intervalli costanti Δt . Discretizzando rispetto al tempo la temperatura T è espressa dalla seguente relazione:

$$T_{(x,y,t+\Delta t)} = T_{(x,y,t)} + \Delta t \cdot \alpha^2_{(x,y,T)} \cdot \nabla^2 T$$

Discretizzando rispetto allo spazio risulta:

$$\nabla^2 T = (T_{(x+\Delta x,y,t)} - 2 \cdot T_{(x,y,t)} + T_{(x-\Delta x,y,t)}) / \Delta x^2 + (T_{(x,y+\Delta y,t)} - 2 \cdot T_{(x,y,t)} + T_{(x,y-\Delta y,t)}) / \Delta y^2$$

La diffusività termica è funzione delle seguenti caratteristiche del mezzo:

$\alpha^2_{(x,y,T)}$	$\lambda_{(x,y,T)} / (c_{(x,y,T)} \cdot \rho_{(x,y,T)})$	m^2/s
$\lambda_{(x,y,T)}$	conducibilità termica	$W/(m \cdot K)$
$c_{(x,y,T)}$	calore specifico	$J/(kg \cdot K)$
$\rho_{(x,y,T)}$	densità	kg/m^3

Analogamente, dal flusso di calore netto h_{net} trasmesso sulla superficie di contatto con il gas che genera calore, vengono definite le condizioni al contorno:

$$T_{(x,y,t+\Delta t)} = T_{(x,y,t)} + (2 \cdot \Delta t / (c_{(x,y,T)} \cdot \rho_{(x,y,T)} \cdot \Delta l)) \cdot ((T_{(x+\Delta x,y+\Delta y,t)} - T_{(x,y,t)}) \cdot \lambda_{(x,y,T)} / \Delta l + h_{net})$$

Per cui viene imposto $\Delta l = \Delta x = \Delta y$, ed in cui $(x+\Delta x,y+\Delta y,t)$ è la zona interna a quella sulla superficie (x,y,t) rispetto alla normale alla superficie stessa. Il flusso di calore netto h_{net} viene trasmesso per convezione $h_{net,c}$ ed irraggiamento $h_{net,r}$, ed è dato dalle seguenti relazioni:

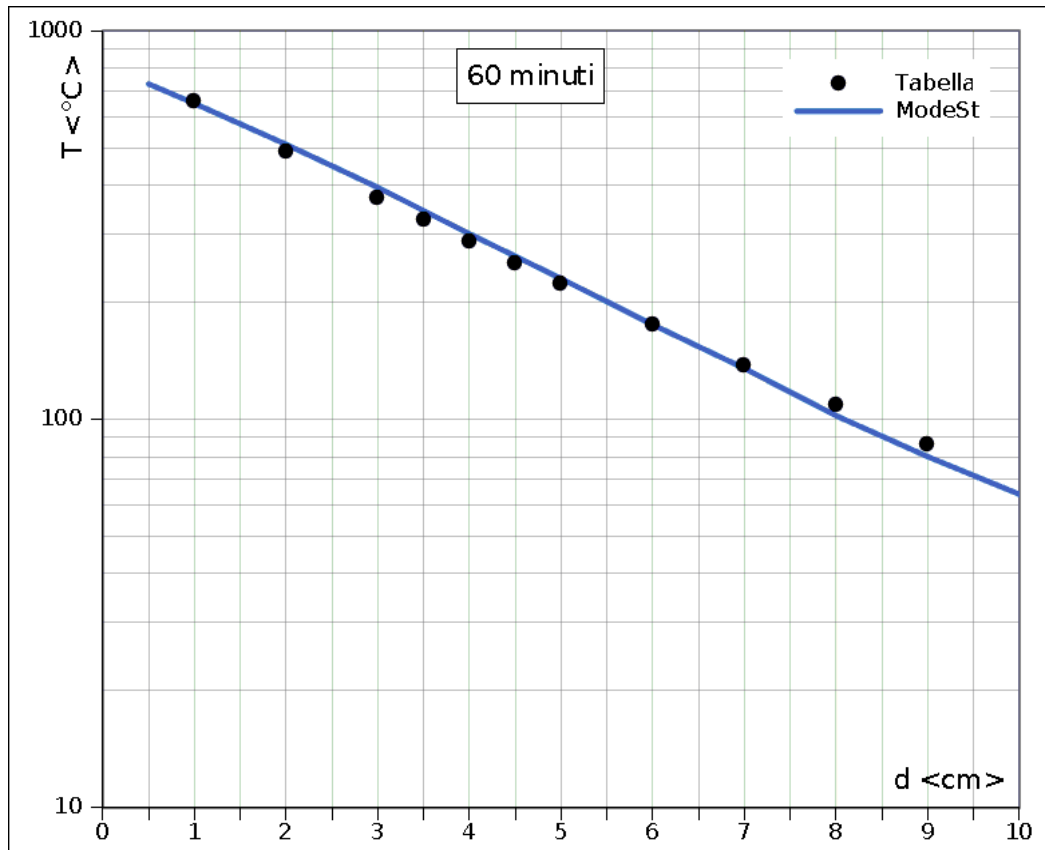
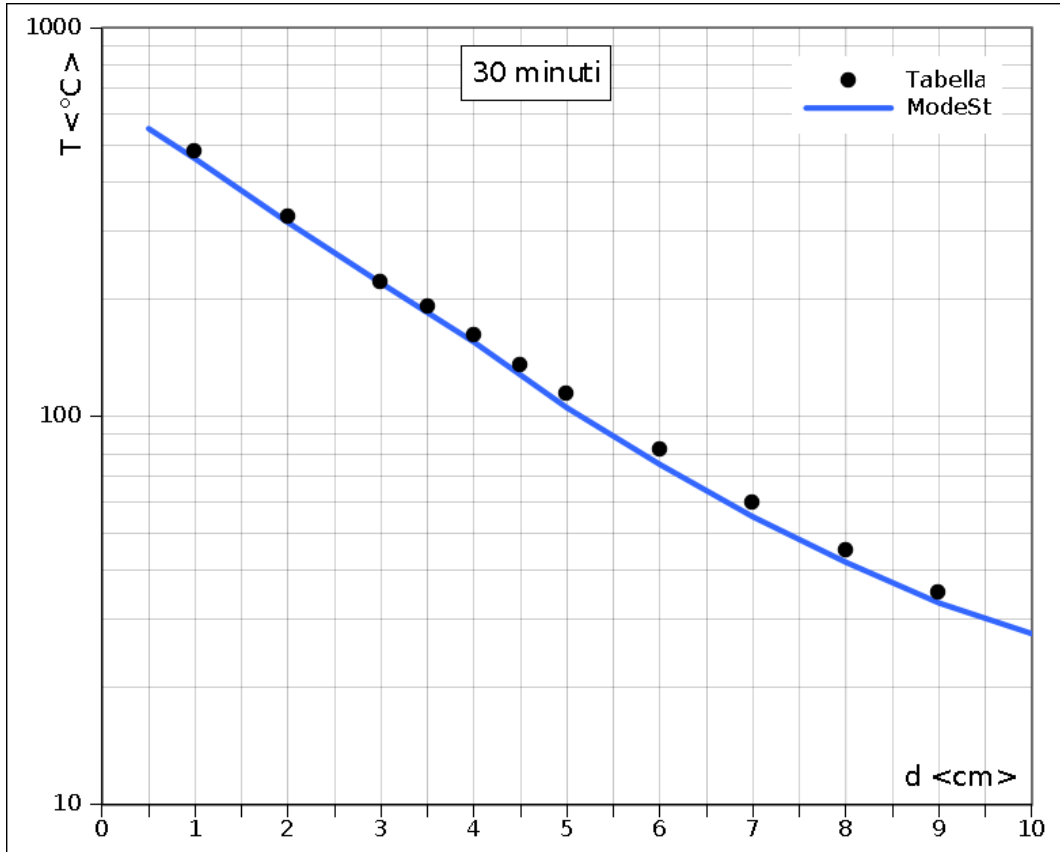
$$\begin{aligned} h_{net} &= h_{net,c} + h_{net,r} \\ h_{net,c} &= \alpha_{c(x,y)} \cdot (T_{g(x,y,t)} - T_{(x,y,t)}) \\ h_{net,r} &= \psi_{(x,y)} \cdot \epsilon_{m(x,y)} \cdot \epsilon_{f(x,y)} \cdot \sigma_{(x,y)} \cdot ((T_{g(x,y,t)} + 273)^4 - (T_{(x,y,t)} + 273)^4) \end{aligned}$$

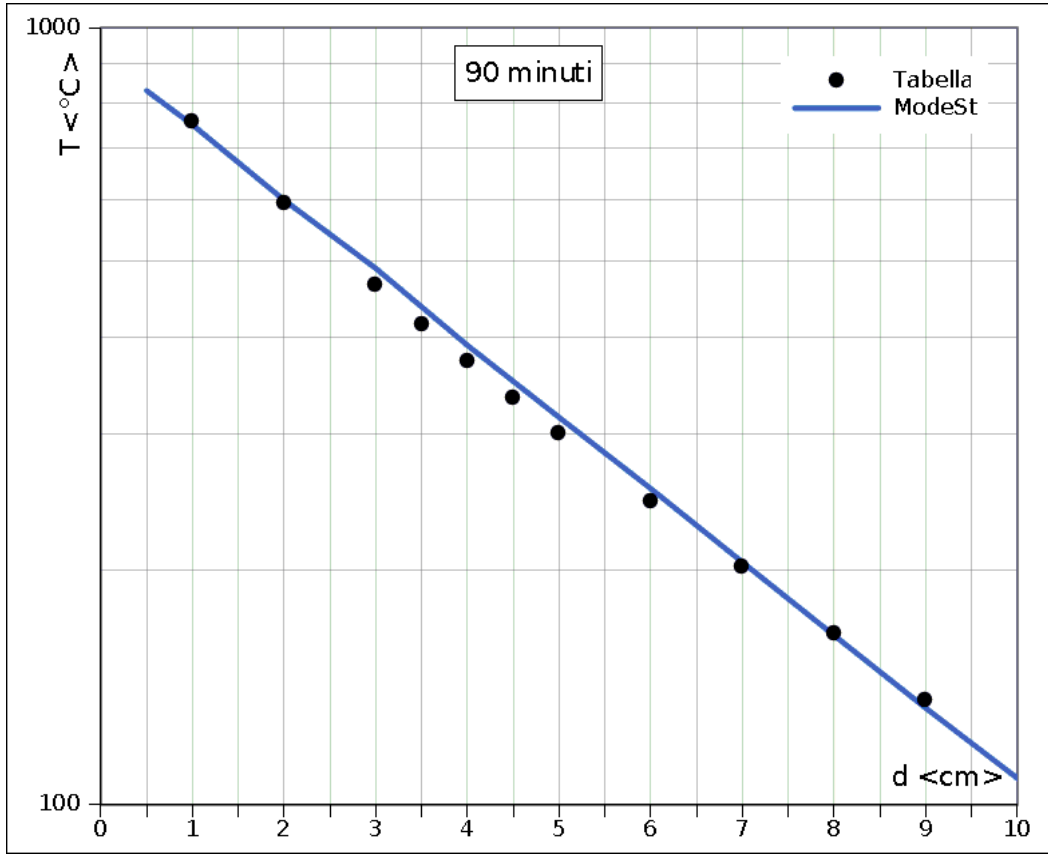
In cui le caratteristiche della superficie hanno il seguente significato:

$\alpha_{c(x,y)}$	coefficiente di convezione	$W/(m^2 \cdot K)$
$\psi_{(x,y)}$	fattore di configurazione	
$\epsilon_{m(x,y)}$	emissività superficiale	
$\epsilon_{f(x,y)}$	emissività del gas	
$\sigma_{(x,y)}$	cost. di Stephan Boltzmann	$W/(m^2 \cdot K^4)$

Di seguito sono riportati i risultati dell'analisi del transitorio termico su una sezione di una soletta di spessore pari a 30 cm esposta ad una curva temperatura-tempo nominale standard. I dati relativi alla diffusività ed alle caratteristiche termiche sono desunti dalle indicazioni UNI 9502:2001 §6.3.1 ed i risultati sono confrontati con la tabella del prospetto 1.

File: [TestValidazione] – TVVREF





Verifica a flessione di una sezione in c.a. per carico da incendio

Caratteristiche della sezione: la sezione ha base $B = 100$ cm, altezza $H = 30$ cm; il copriferro reale al bordo staffa è 3 cm; l'armatura all'intradosso è composta da 7 \varnothing 20 ($A_f=22\text{cm}^2$), mentre all'estradosso non è presente; sono posizionate staffe \varnothing 10, il copriferro di calcolo dal baricentro delle armature è quindi $c = 5$ cm, mentre l'altezza utile è $d = 25$ cm. La flessione agente comprime l'estradosso e lo sforzo normale è nullo. L'intradosso è esposto ad una curva temperatura-tempo nominale standard, definita dalle indicazioni UNI 9502:2001; l'estradosso è esposto ad una temperatura ambientale di 20 °C; le superfici laterali sono adiabatiche.

Caratteristiche dei materiali:

Calcestruzzo C28/35 ($f_{ck} = 29.05$ N/mm²), Acciaio B450C ($f_{yk} = 450$ N/mm²). La variazione delle resistenze e le caratteristiche tensodeformative in funzione della temperatura seguono le prescrizioni riportate nelle UNI EN 1992-1-2.

File: [TestValidazione] – TVVREF – SEZIONE.gdb

Calcolo teorico:

Verifiche di resistenza al fuoco - Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

L'analisi numerica eseguita dal programma è sviluppata applicando rigorosamente le prescrizioni delle UNI EN 1992-1-2, mentre per il calcolo analitico del momento resistente, utile alla validazione, viene considerata una semplificazione del modello matematico per le relazioni sforzi-deformazioni del calcestruzzo compresso descritto nel §3.2.2.1. La semplificazione è ottenuta linearizzando la relazione $\sigma_c - \epsilon_c$ negli intervalli $\epsilon_c \leq \epsilon_{c1,\theta}$ ed $\epsilon_{c1,\theta} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu,\theta}$, risulta: $\sigma_c = f_{c,\theta} \cdot \epsilon_c / \epsilon_{c1,\theta}$ per $\epsilon_c \leq \epsilon_{c1,\theta}$; $\sigma_c = f_{c,\theta} \cdot (\epsilon_{cu,\theta} - \epsilon_c) / (\epsilon_{cu,\theta} - \epsilon_{c1,\theta})$ per $\epsilon_{c1,\theta} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu,\theta}$; $\sigma_c = 0$ per $\epsilon_c > \epsilon_{cu,\theta}$. I valori di $f_{c,\theta}$, $\epsilon_{c1,\theta}$ e $\epsilon_{cu,\theta}$ sono calcolati dalla temperatura media nella zona compressa del calcestruzzo, da verificare a posteriori. La tensione sull'acciaio è considerata sempre pari ad $f_{sy,\theta}$ (§3.2.3), verificando a posteriori che $\epsilon_{sy,\theta} < \epsilon_s \leq \epsilon_{st,\theta}$.

Se il limite ultimo avviene per $\epsilon_c = \epsilon_{cu,\theta}$ allora la distanza dell'asse neutro rispetto all'estradosso è pari a: $x = (2 \cdot A_f \cdot f_{sy,\theta}) / (B \cdot f_{c,\theta})$, la deformazione dell'acciaio vale quindi: $\epsilon_s = \epsilon_{cu,\theta} \cdot (d - x) / x$, e dato $x_1 = x \cdot \epsilon_{c1,\theta} / \epsilon_{cu,\theta}$ risulta: $F_{c1} = B \cdot f_{c,\theta} \cdot (x - x_1) / 2$; $b_{c1} = H / 2 - (x - x_1) \cdot 2 / 3$; $F_{c2} = B \cdot f_{c,\theta} \cdot x_1 / 2$; $b_{c2} = H / 2 - x \cdot x_1 \cdot 2 / 3$; $F_s = A_f \cdot f_{sy,\theta}$; $b_s = H / 2 - c$. Il momento ultimo per flessione vale quindi: $M_{Rd,U} = F_{c1} \cdot b_{c1} + F_{c2} \cdot b_{c2} + F_s \cdot b_s$.

Se il limite ultimo avviene per $\epsilon_s = \epsilon_{st,\theta}$ allora la distanza dell'asse neutro rispetto all'estradosso x può essere ottenuta dalle seguenti equazioni. Dato il valore di x allora la deformazione massima del calcestruzzo vale: $\epsilon_{cm} = \epsilon_{st,\theta} \cdot x / (d - x)$, ipotizzando a priori e verificando a posteriori che $\epsilon_{c1,\theta} < \epsilon_{cm} \leq \epsilon_{cu,\theta}$ si calcola $f_{cm} = f_{c,\theta} \cdot (\epsilon_{cu,\theta} - \epsilon_{cm}) / (\epsilon_{cu,\theta} - \epsilon_{c1,\theta})$, e dato $x_1 = x \cdot \epsilon_{c1,\theta} / \epsilon_{cu,\theta}$ risulta: $F_{c1a} = B \cdot f_{cm} \cdot (x - x_1)$; $b_{c1a} = H / 2 - (x - x_1) / 2$; $F_{c1b} = B \cdot (f_{c,\theta} - f_{cm}) \cdot (x - x_1) / 2$; $b_{c1b} = H / 2 - (x - x_1) \cdot 2 / 3$; $F_{c2} = B \cdot f_{c,\theta} \cdot x_1 / 2$; $b_{c2} = H / 2 - x \cdot x_1 \cdot 2 / 3$; $F_s = A_f \cdot f_{sy,\theta}$; $b_s = H / 2 - c$. Il valore di x si ottiene imponendo: $F_{c1a} + F_{c1b} + F_{c2} - F_s = 0$. Il momento ultimo per flessione vale quindi: $M_{Rd,U} = F_{c1a} \cdot b_{c1a} + F_{c1b} \cdot b_{c1b} + F_{c2} \cdot b_{c2} + F_s \cdot b_s$.

Verifica REI 90

Dall'analisi termica risultano l'acciaio ad una temperatura di 334°C ed il calcestruzzo compresso ad una temperatura media di 20°C, da cui si ricavano: $f_{sy,\theta} = 450.00$ N/mm²; $f_{c,\theta} = 29.05$ N/mm²; $\epsilon_{c1,\theta} = 2.50$ ‰; $\epsilon_{cu,\theta} = 20.00$ ‰.

Imponendo all'estradosso $\epsilon_c = \epsilon_{cu,\theta}$ si ottiene:

$$x = 68.13 \text{ mm} ; x/d = 0.2725$$
$$\epsilon_s = 53.39 \text{ ‰}$$

Risulta $\varepsilon_{sy,\theta} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{st,\theta}$, quindi il limite ultimo avviene per $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu,\theta}$, la tensione sull'acciaio è pari a $f_{sy,\theta}$ e si può calcolare:

$$\begin{aligned} F_{c1} &= 865.90 \text{ kN} & ; & & b_{c1} &= 110.26 \text{ mm} \\ F_{c2} &= 123.70 \text{ kN} & ; & & b_{c2} &= 76.19 \text{ mm} \\ F_s &= 989.60 \text{ kN} & ; & & b_s &= 100.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

Da cui si ottiene:

$$M_{Rd,U} = 203.86 \text{ kNm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
x/d	0.2725	0.26190
ε_{cm}	20.00 ‰	20.00 ‰
ε_s	53.39 ‰	56.38 ‰
M_u	203.86 kNm	207.16 kNm

Nota: Le differenze sono dovute dall'applicazione rigorosa dei legami costitutivi da parte di ModeSt, invece del suddetto modello semplificato.

Verifica REI 180

Dall'analisi termica risultano l'acciaio ad una temperatura di 533°C ed il calcestruzzo compresso ad una temperatura media di 25°C, da cui si ricavano: $f_{sy,\theta} = 304.41 \text{ N/mm}^2$; $f_{c,\theta} = 29.05 \text{ N/mm}^2$; $\varepsilon_{c1,\theta} = 2.65 ‰$; $\varepsilon_{cu,\theta} = 20.25 ‰$.

Imponendo all'estradosso $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu,\theta}$ si ottiene:

$$\begin{aligned} x &= 46.09 \text{ mm} & ; & & x/d &= 0.1844 \\ \varepsilon_s &= 89.59 ‰ \end{aligned}$$

Risulta $\varepsilon_{sy,\theta} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{st,\theta}$, quindi il limite ultimo avviene per $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu,\theta}$, la tensione sull'acciaio è pari a $f_{sy,\theta}$ e si può calcolare:

$$\begin{aligned} F_{c1} &= 581.83 \text{ kN} & ; & & b_{c1} &= 123.30 \text{ mm} \\ F_{c2} &= 87.61 \text{ kN} & ; & & b_{c2} &= 99.89 \text{ mm} \\ F_s &= 669.44 \text{ kN} & ; & & b_s &= 100.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

Da cui si ottiene:

$$M_{Rd,U} = 147.43 \text{ kNm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
x/d	0.1844	0.17723
ε_{cm}	20.25 ‰	20.17 ‰
ε_s	89.59 ‰	93.65 ‰
M_u	147.43 kNm	148.61 kNm

Nota: Le differenze sono dovute dall'applicazione rigorosa dei legami costitutivi da parte di ModeSt, invece del suddetto modello semplificato.

Verifica REI 270

Dall'analisi termica risultano l'acciaio ad una temperatura di 654°C ed il calcestruzzo compresso ad una temperatura media di 42°C, da cui si ricavano: $f_{sy,\theta} = 152.67\text{N/mm}^2$; $f_{c,\theta} = 29.05\text{N/mm}^2$; $\varepsilon_{c1,\theta} = 2.91\text{‰}$; $\varepsilon_{cu,\theta} = 20.69\text{‰}$.

Imponendo all'estradosso $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu,\theta}$ si ottiene:

$$x = 23.11 \text{ mm} ; x/d = 0.0925$$
$$\varepsilon_s = 203.06 \text{ ‰}$$

Risulta $\varepsilon_s > \varepsilon_{st,\theta}$, quindi il limite ultimo avviene per $\varepsilon_s = \varepsilon_{st,\theta} = 150.00 \text{ ‰}$, la tensione sull'acciaio è sempre pari a $f_{sy,\theta}$ e risulta:

$$x = 15.05 \text{ mm} ; x/d = 0.0602$$
$$\varepsilon_{cm} = 9.61 \text{ ‰}$$

Risulta $\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon_{cm} \leq \varepsilon_{cu,\theta}$, quindi si può calcolare:

$$F_{c1a} = 234.15 \text{ kN} ; b_{c1a} = 143.53 \text{ mm}$$
$$F_{c1b} = 70.80 \text{ kN} ; b_{c1b} = 141.38 \text{ mm}$$
$$F_{c2} = 30.78 \text{ kN} ; b_{c2} = 133.53 \text{ mm}$$
$$F_s = 335.73 \text{ kN} ; b_s = 100.00 \text{ mm}$$

Da cui si ottiene:

$$M_{Rd,U} = 81.30 \text{ kNm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
x/d	0.0602	0.05888
ε_{cm}	9.61 ‰	9.38 ‰
ε_s	150.00 ‰	150.00 ‰
M_u	81.30 kNm	81.42 kNm

Nota: Le differenze sono dovute dall'applicazione rigorosa dei legami costitutivi da parte di ModeSt, invece del suddetto modello semplificato.

Verifica REI 360

Dall'analisi termica risultano l'acciaio ad una temperatura di 739°C ed il calcestruzzo compresso ad una temperatura media di 60°C, da cui si ricavano: $f_{sy,\theta} = 82.07\text{N/mm}^2$; $f_{c,\theta} = 29.05\text{N/mm}^2$; $\varepsilon_{c1,\theta} = 3.25\text{‰}$; $\varepsilon_{cu,\theta} = 21.25\text{‰}$.

Imponendo all'estradosso $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu,\theta}$ si ottiene:

$$x = 12.43 \text{ mm} ; x/d = 0.0497$$
$$\varepsilon_s = 406.03 \text{ ‰}$$

Risulta $\varepsilon_s > \varepsilon_{st,\theta}$, quindi il limite ultimo avviene per $\varepsilon_s = \varepsilon_{st,\theta} = 150.00 \text{ ‰}$, la tensione sull'acciaio è sempre pari a $f_{sy,\theta}$ e risulta:

$$x = 6.91 \text{ mm} ; x/d = 0.0276$$
$$\varepsilon_{cm} = 4.26 \text{ ‰}$$

Risulta $\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon_{cm} \leq \varepsilon_{cu,\theta}$, quindi si può calcolare:

$$F_{c1a} = 160.37 \text{ kN} ; b_{c1a} = 147.07 \text{ mm}$$
$$F_{c1b} = 4.77 \text{ kN} ; b_{c1b} = 146.10 \text{ mm}$$
$$F_{c2} = 15.34 \text{ kN} ; b_{c2} = 142.39 \text{ mm}$$
$$F_s = 180.48 \text{ kN} ; b_s = 100.00 \text{ mm}$$

Da cui si ottiene:

$$M_{Rd,U} = 44.52 \text{ kNm}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
x/d	0.0267	0.03377
ε_{cm}	4.26 ‰	5.24 ‰
ε_s	150.00 ‰	150.00 ‰
M_{U1}	44.52 kNm	44.51 kNm

Nota: Le differenze sono dovute dall'applicazione rigorosa dei legami costitutivi da parte di ModeSt, invece del suddetto modello semplificato.

Verifica di un pilastro in legno con carico da incendio

Caratteristiche geometriche e del materiale: il pilastro in oggetto ha dimensioni della sezione $B = 200$ mm ed $H = 250$ mm; è di legno massiccio con resistenza a compressione parallela alle fibre $f_{c,0,k} = 21$ MPa e massa volumica caratteristica > 290 kg/m³ (Conifere o Faggio).

Azioni di progetto: il pilastro è soggetto ad i seguenti carichi di compressione centrati: permanente strutturale $G_1 = 24$ kN ($\gamma_{G1} = 1.3$); permanente non strutturale $G_2 = 48$ kN ($\gamma_{G2} = 1.5$); variabile $Q_{k1} = 64$ kN definito come "Variabili Categoria A Ambienti ad uso residenziale" ($\gamma_{Q1} = 1.5$, $\psi_{01} = 0.7$, $\psi_{21} = 0.3$) di durata "lunga"; variabile $Q_{k2} = 8$ kN definito come "Variabili Neve a quota ≤ 1000 m s.l.m." ($\gamma_{Q2} = 1.5$, $\psi_{02} = 0.5$, $\psi_{22} = 0.0$) di durata "breve". È trascurato il peso proprio del pilastro. Q_{k1} è considerata azione variabile dominante e Q_{k2} indipendente. Per l'intera altezza del pilastro, su tutti i lati della sezione, è applicato un carico da incendio normalizzato da verificarsi per REI 90.

Sono considerate due combinazioni di carico, una di tipo SLU, stato limite ultimo senza carico da incendio (2.5.1) §2.5.3, da cui risulta:

$$N_{SLU} = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} = 205.2 \text{ kN};$$

e una di tipo SLI, stato limite ultimo con carico da incendio (2.5.6) §2.5.3, da cui risulta:

$$N_{SLI} = G_1 + G_2 + \psi_{01}Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} = 91.2 \text{ kN},$$

a cui si somma il carico da incendio, valutato in riferimento alle UNI EN 1995-1-2.

File: [TestValidazione] – TVVREFLEG –

Calcolo teorico:

Per la verifica all'SLU le resistenze di progetto sono date dalla relazione $X_d = X_k k_{mod} / \gamma_m$, in cui il coefficiente di durata del carico è $k_{mod} = 0.9$ (carico breve su legno massiccio) ed il coefficiente parziale di sicurezza è $\gamma_m = 1.5$ (legno massiccio). Per la verifica all'SLI le resistenze di progetto sono date dalla relazione $X_d = X_k k_{mod,fi} k_{fi} / \gamma_{m,fi}$, in cui il coefficiente di durata del carico è $k_{mod,fi} = 1.0$ (carico istantaneo), il coefficiente parziale di sicurezza è $\gamma_{m,fi} = 1.0$ (combinazioni eccezionali) ed il fattore di conversione dal frattile 5% al frattile 20% vale $k_{fi} = 1.25$ (legno massiccio).

Verifiche di resistenza a compressione parallela alla fibratura (4.4.8.1.3)

Le verifiche sono soddisfatte se risulta: $Sfr. = \sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d} \leq 1$, dove $\sigma_{c,0,d}$ è la tensione di calcolo a compressione parallela alla fibratura e $f_{c,0,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo.

Per la verifica all'SLU risulta:

$$\sigma_{c,0,d} = N_{SLU} / (BH) = 205.2 / (0.20 \cdot 0.25) = 4104 \text{ kPa},$$

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} k_{mod} / \gamma_m = 21000 \cdot 0.9 / 1.5 = 12600 \text{ kPa},$$

$$Sfr. = \sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d} = 4104 / 12600 = 0.33$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{c,0,d}$	4104 kN/m ²	4104 kN/m ²
$f_{c,0,d}$	12600 kN/m ²	12600 kN/m ²
Sfr.	0.33	0.33

La verifica all'SLI viene eseguita, in riferimento alle UNI EN 1995-1-2, con il metodo della sezione trasversale ridotta. Tale metodo si basa sulla stima della parte di sezione carbonizzata, da decurtare per ottenere la sezione ridotta efficace da verificare per i carichi di progetto. La parte di sezione carbonizzata è definita dalla distanza d_{ef} fra le

superfici esposte della sezione integra e le superfici della sezione ridotta efficace. In generale si considera:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0$$

dove $d_{char,n}$ è la profondità di carbonizzazione convenzionale di progetto, mentre $k_0 d_0$ (con $d_0 = 7$ mm costante) rappresenta un ulteriore strato a resistenza nulla.

Nel caso di protezione assente risulta: $d_{char,n} = \beta_n t$ e $k_0 = \min[t/20, 1]$, dove t è il tempo in minuti e β_n , in mm/minuti, è la velocità di carbonizzazione convenzionale di progetto, funzione del tipo di legno, stimata includendo gli effetti degli spigoli arrotondati e delle fessure.

Per il materiale utilizzato si pone $\beta_n = 0.8$ mm/min, da cui risulta, per $t = 90$ min:

$$\begin{aligned} d_{char,n} &= \beta_n t = 0.8 \cdot 90 = 72 \text{ mm}, \\ k_0 &= \min[t/20, 1] = \min[90/20, 1] = 1, \\ d_{ef} &= d_{char,n} + k_0 d_0 = 72 + 1 \cdot 7 = 79 \text{ mm}. \end{aligned}$$

La sezione efficace ha pertanto dimensioni:

$$\begin{aligned} B_{ef} &= B - 2d_{ef} = 200 - 2 \cdot 79 = 42 \text{ mm}, \\ H_{ef} &= H - 2d_{ef} = 250 - 2 \cdot 79 = 92 \text{ mm}. \end{aligned}$$

Per la verifica all'SLI della sezione non protetta risulta quindi:

$$\begin{aligned} \sigma_{c,0,d} &= N_{SLI} / (B_{ef} H_{ef}) = 91.2 / (0.042 \cdot 0.092) = 23602.5 \text{ kPa}, \\ f_{c,0,d} &= f_{c,0,k} k_{mod,fi} k_{fi} / \gamma_{m,fi} = 21000 \cdot 1.0 \cdot 1.25 / 1.0 = 26250.0 \text{ kPa} \\ Sfr. &= \sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d} = 23602.5 / 26250.0 = 0.90 \end{aligned}$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{c,0,d}$	23602.5 kN/m ²	23602.5 kN/m ²
$f_{c,0,d}$	26250.0 kN/m ²	26250.0 kN/m ²
Sfr.	0.90	0.90

Nel caso di protezione al fuoco, per calcolare d_{ef} , bisogna definire le seguenti grandezze proprie della protezione:

t_{ch} tempo di inizio carbonizzazione elementi protetti;

t_f tempo di rottura della protezione ($t_f \geq t_{ch}$);

k_2 moltiplicatore di β_n per $t_{ch} \geq t > t_f$ ($k_2 \leq 1$);

k_3 moltiplicatore di β_n per $t_f \geq t > t_a$ ($k_3 \geq 1$),

con t_a tempo di fine funzionamento della protezione, calcolabile dalle seguenti relazioni:

$$t_a = t_f + (25/\beta_n - k_2(t_f - t_{ch}))/k_3 \text{ se } \beta_n t_a > 25 \text{ mm, altrimenti } t_a = (k_3 t_f - k_2(t_f - t_{ch}))/k_3.$$

Da tali grandezze si calcola quindi:

$$\begin{aligned} d_{char,n} &= 0 && \text{se } t \leq t_{ch}; \\ d_{char,n} &= k_2 \beta_n (t - t_{ch}) && \text{se } t_{ch} < t \leq t_f; \\ d_{char,n} &= k_2 \beta_n (t_f - t_{ch}) + k_3 \beta_n (t - t_f) && \text{se } t_f < t \leq t_a; \\ d_{char,n} &= k_2 \beta_n (t_f - t_{ch}) + k_3 \beta_n (t_a - t_f) + \beta_n (t - t_a) && \text{se } t > t_a. \end{aligned}$$

Si calcola inoltre:

$$k_0 = \min[t/\max[t_{ch}, 20], 1],$$

ma, per superfici di legno affacciate su una cavità vuota, se il rivestimento protettivo consiste di uno o due strati di cartongesso di tipo A, di legno o di pannelli a base di legno allora si calcola:

$$\begin{aligned} k_0 &= 0.3t/t_f && \text{se } t \leq t_f; \\ k_0 &= 0.3 + 0.7(t - t_f)/15 && \text{se } t_f < t \leq t_f + 15; \\ k_0 &= 1 && \text{se } t > t_f + 15. \end{aligned}$$

Ipotizzando quest'ultima situazione, posizionando una protezione di uno strato di cartongesso di tipo A di spessore 15 mm, si stima $t_{ch} = 28$ min; $t_f = 28$ min; $k_2=1$ (inifluente per $t_f = t_{ch}$); $k_3=2$. Risulta:

$$t_a = t_f + (25/\beta_n - k_2(t_f - t_{ch}))/k_3 = 28 + (25/0.8 - 1*(28 - 28))/2 = 43.625 \text{ min,}$$

$$\beta_n t_a = 0.8 * 43.625 = 34.9 \text{ mm} > 25 \text{ mm,}$$

$$t = 90 \text{ min} > t_a = 43.625 \text{ min,}$$

$$d_{char,n} = k_2 \beta_n (t_f - t_{ch}) + k_3 \beta_n (t_a - t_f) + \beta_n (t - t_a) =$$

$$= 1 * 0.8 * (28 - 28) + 2 * 0.8 * (43.625 - 28) + 0.8 * (90 - 43.625) = 62.1 \text{ mm}$$

$$t = 90 \text{ min} > t_f + 15 = 28 + 15 = 43 \text{ min,}$$

$$k_0 = 1,$$

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0 = 62.1 + 1 * 7 = 69.1 \text{ mm.}$$

La sezione efficace ha pertanto dimensioni:

$$B_{ef} = B - 2d_{ef} = 200 - 2 * 69.1 = 61.8 \text{ mm,}$$

$$H_{ef} = H - 2d_{ef} = 250 - 2 * 69.1 = 111.8 \text{ mm.}$$

Per la verifica all'SLI della sezione non protetta risulta quindi:

$$\sigma_{c,0,d} = N_{SLI} / (B_{ef} H_{ef}) = 91.2 / (0.0618 * 0.1118) = 13199.7 \text{ kPa,}$$

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} k_{mod,fi} k_{fi} / \gamma_{m,fi} = 21000 * 1.0 * 1.25 / 1.0 = 26250.0 \text{ kPa}$$

$$Sfr. = \sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d} = 13199.7 / 26250.0 = 0.50$$

Risultati:

	Valore teorico	ModeSt
$\sigma_{c,0,d}$	13199.7 kN/m ²	13199.7 kN/m ²
$f_{c,0,d}$	26250.0 kN/m ²	26250.0 kN/m ²
Sfr.	0.50	0.50