

Provincia di Brescia

Settore EDILIZIA SCOLASTICA E DIREZIONALE

Ufficio Progettazione Edilizia Scolastica e Direzione dei Lavori

Edificio scolastico:

I.I.S. "L. Cerebotani"

Ubicazione:

Comune di Lonato del Garda, via G. Galilei, 1

Intervento:

**LAVORI DI ADEGUAMENTO SISMICO
PRIMO STRALCIO**



**Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU**

Oggetto:

**RELAZIONE DI CALCOLO
DELLE STRUTTURE**

Scala:

Numero:

Fase/Pratica Edilizia:

R09

Il Direttore del Settore Edilizia Scolastica e Direzionale:

Dott. Arch. Giovan Maria Mazzoli

R.U.P.:

Arch. Daniela Massarelli

Progettista:

Ing. Fabio Trevisani

Direttore Lavori:

Collaboratori:

**Ing. Adriano Bazzoli
Ing. Andrea Mondinelli
P.I. Paolo Andreassi**

Progettista Strutture:

Ing. Fabio Trevisani

Coordinatore Sicurezza:

**CSP Ing. Fabio Trevisani
CSE Ing. Giovanni Boldrini**

Nome File:

Redatto da:

Verificato da:

Data:

Settembre 2022

Data e Numero Revisione:

AREA
DEL
TERRITORIO



PROGETTO ESECUTIVO

INDICE

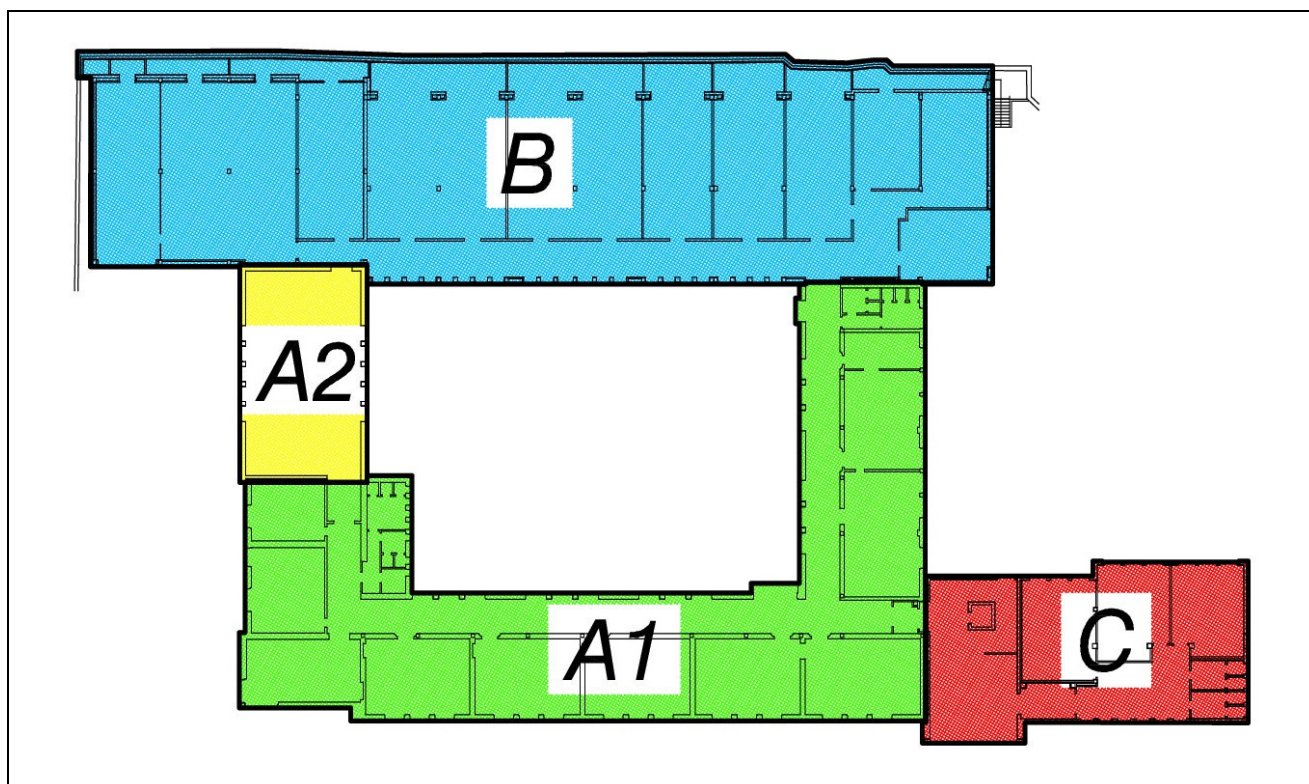
- 1. GENERALITA'**
- 2. LIVELLI DI CONOSCENZA**
- 3. INQUADRAMENTO SISMICO GENERALE**
- 4. OPERE SUL CORPO A1**
- 5. OPERE SUL CORPO A2 (aula magna)**
- 6. OPERE SUL CORPO B (laboratori)**
- 7. ALLEGATI - TABULATI DI CALCOLO**

1. GENERALITA'

Il progetto riguarda l'adeguamento sismico dell'I.I.S. Cerebotani in Lonato del Garda (BS), primo stralcio.

La presente relazione contiene gli elementi principali relativi ai calcoli strutturali eseguiti. Per quanto riguarda la individuazione delle vulnerabilità strutturali e la elencazione delle opere da eseguire si fa riferimento alla relazione sugli interventi strutturali, allegata al progetto.

La trattazione verrà suddivisa per ciascun corpo di fabbrica; il plesso scolastico è infatti costituito da n. 3 corpi di fabbrica principali, così come individuati nella illustrazione che segue.



Come noto, il corpo C è dotato di giunto sismico rispetto al resto della costruzione ed è stato realizzato secondo la norma sismica vigente, ragion per cui non è oggetto del presente progetto.

Per il resto, i corpi A1, A2 e B verranno trattati separatamente in quanto il progetto ne prevede il distacco reciproco, sicché essi costituiscono unità a sé dal punto di vista sismico.

2. LIVELLI DI CONOSCENZA

2.1 Generalità

La valutazione della sicurezza di un edificio esistente è normalmente affetta da un grado di incertezza diverso, non necessariamente maggiore, rispetto a quello di un edificio di nuova progettazione.

L'esistenza di fatto della struttura comporta la possibilità di determinare le effettive caratteristiche meccaniche dei materiali e delle diverse parti strutturali: una corretta e accurata valutazione riduce le incertezze che, in una costruzione nuova, sono insite nel passaggio dal dato di progetto alla realizzazione. Quindi, mentre le modalità di verifica delle costruzioni nuove sono basate sull'uso di coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali, al fine di tener conto delle incertezze associate all'intero processo che va dalla progettazione alla concreta realizzazione, nella valutazione della sicurezza strutturale di costruzioni esistenti si fa utilizzo di un'altra categoria di fattori, detti "fattori di confidenza" (FC), basati sull'effettivo livello di conoscenza della struttura conseguito durante le indagini conoscitive della stessa.

Le informazioni da acquisire, al fine di accrescere tale livello di conoscenza, riguardano in generale:

- geometria: caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- dettagli strutturali: quantità e disposizione di armature (compreso ad esempio il passo delle staffe e la loro chiusura) negli elementi strutturali in c.a.; collegamenti tra elementi strutturali diversi; consistenza di elementi non strutturali collaboranti;
- materiali: proprietà meccaniche dei materiali.

2.2 Valutazione del livello di conoscenza

Con riferimento alle specifiche contenute al § 8.5 del D.M. 17 gennaio 2018 (d'ora in poi: NTC2018), la Circolare applicativa al § C8.5.4 considera raggiunto il livello LC2 quando siano state eseguite almeno le seguenti acquisizioni:

- la analisi storico-critica commisurata al livello di conoscenza considerato;
- il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi "*con riferimento al §C.8.5.2*", o in alternativa la esistenza di disegni strutturali incompleti nonché la esecuzione di indagini *limitate* sui dettagli costruttivi;
- prove *estese* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali "*con riferimento al § C8.5.3*".

Le indagini eseguite e già disponibili, eseguite in situ a cura di un laboratorio autorizzato (*P & P LMC – Laboratori Materiali e Componenti*), comprendono una serie di prove fisiche e di indagini diagnostico-conoscitive fra le quali alcune endoscopie su murature e solai, una prova con martinetti piatti, rilievi localizzati di armature di elementi in c.a., indagini pacometriche, prove su carote di calcestruzzo, analisi di carbonatazione, prove sclerometriche e soniche, prove durometriche sugli acciai e prove su legno, e possono essere quindi classificate come di tipo esteso “con riferimento al § C8.5.3” della Circolare.

Allo stesso modo, la presenza dei disegni (incompleti) dell’epoca di costruzione è stata integrata da ulteriori indagini eseguite dallo scrivente al fine di chiarire alcuni aspetti costruttivi di particolare rilievo, come meglio descritto nella apposita relazione sugli interventi strutturali, alla quale si rimanda per i dettagli.

Per quanto riguarda invece la conoscenza del sito dal punto di vista geologico e geotecnico, si fa riferimento alla relazione geologica e sismica condotta dal Dott. Geol. Roberto Mariotti (gennaio 2019), con la esecuzione di apposite prove penetrometriche diamiche (SPT) e sismiche (HVSr) all’interno dell’area ove sorge il plesso scolastico.

Stante quanto sopra riportato, si ritiene quindi di avere effettivamente raggiunto un Livello di Conoscenza pari a LC2 secondo NTC 2018, almeno per la porzione di edificio oggetto del presente intervento.

Le verifiche di sicurezza saranno pertanto condotte adottando un fattore di confidenza pari a $FC=1.20$.

3. INQUADRAMENTO SISMICO GENERALE

3.1 Introduzione

Il Comune rientra nel gruppo delle zone sismiche ai sensi della classificazione contenuta nel D.M. 17 gennaio 2018 (NTC).

3.2 Valutazione delle azioni sismiche

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al § 3.2 delle NTC2018. In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
- individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T^*_c per tutti gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli spettri di progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum ED50:

Coordinate geografiche		
Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
45.4620	10.4813	180

I principali parametri di riferimento assunti per il calcolo sono i seguenti:

Parametri struttura					
Classe uso	Vita V_N [anni]	Coeff. uso	Periodo V_R [anni]	Tipo suolo	Categoria topografica
III	50	1.5	75	B	T1

Ai dati sopra indicati corrispondono i seguenti valori dei parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Parametri di pericolosità sismica								
SL	a_g/g	F_0	T_c^*	C_c	T_B	T_C	T_D	S_s
			[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.0519	2.519	0.240	1.46	0.117	0.351	1.808	1.20
SLD	0.0684	2.482	0.250	1.45	0.121	0.363	1.874	1.20
SLV	0.1813	2.480	0.277	1.42	0.131	0.394	2.325	1.20
SLC	0.2339	2.472	0.284	1.41	0.134	0.402	2.536	1.18

3.3 Caratterizzazione sismica del suolo

Per ciò che concerne la caratterizzazione sismica del terreno si è fatto riferimento alla indagine geologica e sismica citata in precedenza, cui si rimanda, che ha fornito i risultati riportati nei riquadri qui di seguito (dati peraltro già riportati nelle tabelle precedenti):

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Anmassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$</i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$</i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$</i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$</i>

4. OPERE SUL CORPO A1

4.1 Descrizione opere da eseguire

Il corpo di fabbrica, risalente agli anni '30 del secolo scorso e con struttura sismoresistente in muratura, è coinvolto solo marginalmente nella esecuzione dei lavori in quanto il suo adeguamento sismico è rinviato ad un secondo stralcio di lavori.

Le opere di questo primo stralcio prevedono:

- la demolizione ed il rifacimento del gruppo bagni posto a ridosso del corpo B, con l'arretramento della muratura di testa del corpo di fabbrica di circa 1.20 m in modo da consentire l'alloggiamento di una parte della nuova struttura controventante in acciaio a servizio dell'edificio B; in dettaglio, la muratura di testa verrà arretrata e ricostruita con minore spessore ma maggiore capacità resistente utilizzando blocchi di tipo semipieno (doppioUni) mentre i solai verranno ricostruiti con tipologia in laterocemento. La copertura in acciaio e lamiera verrà semplicemente ripristinata sul filo esterno di massimo ingombro dell'edificio mediante la realizzazione di uno sbalzo sagomato a livello della copertura;
- il distacco dal corpo A2 (aula magna), peraltro con lavori da realizzare solo all'interno di quest'ultimo;
- la conseguente creazione di giunti sismici rispetto ai corpi A2 e B.

4.2 Inquadramento sismico specifico

Considerata la tipologia di opere, ai fini della classificazione di cui alle NTC2018, l'intervento ricade nella fattispecie di cui al § 8.4.1 (*interventi locali o di riparazione*) in quanto esso concerne solamente alcuni elementi ben localizzati senza determinare variazioni significative nel comportamento globale dell'edificio.

Non vengono infatti prodotte sostanziali modifiche del comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme; dal punto di vista sismico il tipo di comportamento globale, infatti, non verrà sostanzialmente modificato in quanto sia la tipologia strutturale sia le dimensioni dell'edificio sia la distribuzione in pianta degli elementi portanti verticali verranno conservate; non vi sarà inoltre alcuna variazione dei carichi complessivi trasmessi in fondazione.

4.3 Elenco allegati

Vengono riportati in allegato i calcoli relativi agli elementi ricostruiti, come di seguito indicato:

- 1) analisi dei carichi (solo zona intervento);
- 2) stima della capacità portante del terreno secondo Vesic per fondazioni dirette;
- 3) verifica fondazioni dirette per nuove murature portanti (ricostruzioni).

5. OPERE SUL CORPO A2 (aula magna)

5.1 Descrizione opere da eseguire

Il corpo di fabbrica, pure risalente agli anni '30 del secolo scorso e con struttura sismo-resistente in muratura, sarà oggetto di un intervento di rinforzo sia sismico che statico. Al riguardo l'intervento prevede l'esecuzione dei seguenti lavori:

- fondazioni della nuova struttura sismo-resistente, interamente su pali, con plinti e travi continue;
- creazione di giunti sismici rispetto ai corpi A1 e B;
- integrazione dei muri portanti nella direzione lunga del corpo di fabbrica, con il tamponamento di alcune aperture esistenti;
- rinforzo sismico delle murature stesse eseguito con tecnica di tipo tradizionale e conservativo, consistente nella stilatura profonda dei giunti in malta esistenti e nel rinnovo del legante;
- introduzione di un nuovo sistema sismo-resistente nella direzione corta del corpo di fabbrica, costituito da n. 2 setti in c.a. disposti ai lati dell'edificio (vedi disegni strutturali);
- rinforzo statico del 1° solaio con demolizione di una pignatta ogni 3 e creazione di una trave armata in c.a. al suo posto, con getto in calcestruzzo strutturale alleggerito;
- creazione di un piano rigido con getto collaborante alleggerito sul 1° solaio;
- creazione di un piano rigido con getto collaborante alleggerito sul 2° solaio esistente;
- ripristino della copertura inclinata con struttura leggera in legno.

5.2 Inquadramento sismico specifico

L'intervento ha lo scopo di adeguare sismicamente il corpo di fabbrica; ai fini della classificazione di cui alle NTC2018 l'intervento ricade quindi nella fattispecie di cui al § 8.4.3 (*adeguamento sismico*).

Nel caso specifico verrà conseguito un indice di vulnerabilità sismica ξ_E^1 almeno pari al valore unitario, senza le possibili riduzioni di cui al citato § 8.4.3.

¹ Indice di vulnerabilità ξ_E = % azione sismica di progetto sopportabile dalla struttura allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita; come tale esso è da considerare alla stessa stregua di un *coefficiente di sicurezza* (la sicurezza è tanto maggiore quanto più alto è il valore dell'indice)

5.3 Elementi di calcolo

5.3.1 Introduzione

Tralasciando la verifica degli elementi interessati da sole verifiche statiche, che verranno relazionati negli allegati, si concentra di seguito l'attenzione sulle misure adottate ai fini del conseguimento dell'*adeguamento sismico* dell'edificio.

La struttura sismo-resistente attuale è in muratura portante; essa tuttavia è dotata di una sezione muraria quantitativamente discreta nella direzione longitudinale (Y) ma decisamente scarsa in quella ortogonale (X). Per giunta, le murature disposte in direzione X vanno da un lato demolita per far posto alla struttura controventante in acciaio a servizio del corpo B e dall'altro staccata, restando solidale al corpo A1, per la creazione del giunto sismico.

In direzione X, quindi, non avendo a disposizione sezioni murarie ai fini sismici, si rende necessario operare una modifica del sistema resistente; allo scopo si è optato per l'introduzione di 2 nuovi setti in c.a. posti alle estremità dell'edificio, con dimensioni e posizione simmetriche. Viceversa, in direzione Y il sistema resistente in muratura va semplicemente integrato, aumentando la sezione resistente e migliorando le caratteristiche meccaniche delle murature.

Di seguito qualche ulteriore dettaglio; nel fascicolo allegato, invece, la verifica sismica differenziata per ciascuna direzione.

5.3.2 Verifica sismica in direzione X

Dovendo inserire n. 2 elementi irrigidenti del tutto estranei alla compagine muraria esistente si è optato per un calcolo di tipo non dissipativo ai sensi delle NTC 2018. Il relativo fattore di comportamento q viene calcolato secondo il § 7.3.1 delle NTC, come di seguito indicato:

$$K_W = (1 + \alpha_0)/3 \quad [=0.50 \div 1.00]$$

con

$$\alpha_0 = \sim 11.20/6.00 = 1.86$$

$$\rightarrow K_W = (1 + 1.86)/3 = 0.955$$

Dalla tab. 7.3.II, per strutture a pareti non accoppiate in CD "B" si ha:

$$q_0 = 3.00$$

$$\rightarrow q_{\text{teorico}} = K_W K_R q_0 = 0.955 * 1.00 * 3.00 = 2.86 = q_{\text{CD "B"}}$$

da cui, con la formula [7.3.2] si ricava il valore di q da utilizzare nei calcoli:

$$q_{\text{ND}} = 2/3 * q_{\text{CD "B"}} \quad [=1.00 \div 1.50]$$

Si ha quindi infine:

$$q_{ND} = 2/3 * 2.86 = \sim 1.90 > 1.50$$

Nei calcoli si assume pertanto

$q_{ND} = 1.50$

La verifica di sicurezza sismica viene eseguita mediante la esecuzione di una analisi statica equivalente, eseguita con fogli elettronici a cura dello scrivente, nonché di una analisi dinamica lineare con spettro di risposta (modale). Allo scopo viene impiegato un software commerciale specifico per il calcolo sismico di strutture in cemento armato che consente di verificare la costruzione mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). La schematizzazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete), con modello di calcolo agli elementi finiti generato dinamicamente dal software.

Il calcolo delle azioni sismiche viene eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare. Il numero di modi di vibrazione viene tarato in modo da consentire, nelle varie condizioni, di mobilitare adeguate percentuali delle masse della struttura.

Il fattore di struttura (comportamento) q viene scelto dall'utente in base alle scelte progettuali (comportamento dissipativo o non) e della tipologia strutturale, come sopra indicato.

La risposta massima complessiva di una generica caratteristica E , conseguente alla sovrapposizione dei modi, viene valutata con combinazione probabilistica definita CQC, come da normativa, e le sollecitazioni derivanti da tali azioni vengono combinate con quelle derivanti da carichi verticali ed orizzontali non sismici.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica viene eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Si tiene conto sia delle deformabilità taglianti che di quelle flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Gli spostamenti della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV vengono ottenuti amplificando i valori ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo le indicazioni della norma cogente.

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva, vengono anche considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a $\pm 5\%$ della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

La analisi sismica e le verifiche della nuova struttura a setti sono riportate in allegato.

5.3.3 Verifica sismica in direzione Y

Come detto, il sistema sismo-resistente è in muratura. In questo caso, pertanto, la verifica di sicurezza sismica viene eseguita mediante la esecuzione di una analisi statica non lineare (push-over). Allo scopo viene impiegato un software commerciale specifico per il calcolo sismico e statico delle strutture in muratura e miste, che utilizza il metodo di calcolo FME (Frame by Macro Element) schematizzando la struttura attraverso un telaio equivalente costituito da macroelementi collegati da nodi (2D e 3D).

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico (D_{max}) e continua fino al decadimento del taglio alla base all'80% dal suo valore di picco, limite convenzionale che determina lo spostamento ultimo dell'edificio (D_u). Lo spostamento preso in esame convenzionalmente per il tracciamento della curva di capacità è quello di un nodo scelto di norma in posizione planimetricamente centrale a livello dell'impalcato del fabbricato a quota più alta (ultimo solaio piano). Al riguardo, tuttavia, al fine di cogliere al meglio possibile il comportamento complessivo del fabbricato, le curve di capacità sono state calcolate utilizzando lo spostamento medio dell'ultimo livello.

La normativa richiede poi il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente.

La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette poi di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa.

Le verifiche richieste si concretizzano infine nel confronto tra la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

In allegato vengono riportati i risultati di tutte le analisi eseguite, mettendo poi in evidenza i risultati relativi alle condizioni di carico sismico più gravose, per la sola direzione longitudinale dell'edificio (Y).

5.4 Elenco allegati

Vengono riportati in allegato i calcoli relativi all'edificio, come di seguito indicato:

- 1) analisi dei carichi situazione attuale;
- 2) analisi dei carichi situazione di progetto;
- 3) calcolo statico rinforzo 1° solaio;
- 4) calcolo statico accessori 2° solaio (sbalzi);
- 5) calcolo statico copertura in legno;
- 6) analisi e verifica sismica edificio in direzione X (corta) (struttura sismo-resistente con nuovi setti in c.a.);
- 7) analisi e verifica sismica edificio in direzione Y (lunga) (struttura sismo-resistente in muratura).

6. OPERE SUL CORPO B (laboratori)

6.1 Descrizione opere da eseguire

Il corpo di fabbrica, costruito all'inizio degli anni '70 del secolo scorso e successivamente sovralzato nel 1998, è costituito da una struttura intelaiata in c.a. attualmente dotata di scarsissime risorse sismo-resistenti.

L'intervento corrente prevede la realizzazione solo di alcune opere propedeutiche all'*adeguamento sismico* dell'edificio (le restanti opere verranno eseguite in uno stralcio successivo). In particolare verranno eseguiti i seguenti lavori, limitati al lato sud dell'edificio:

- fondazioni della nuova struttura sismo-resistente, interamente su pali, con plinti e travi continue;
- creazione di giunti sismici di adeguata dimensione rispetto ai corpi A2 ed A1;
- introduzione di una nuova struttura sismo-resistente con telai in acciaio completamente esterni al sedime del fabbricato (esoscheletro);
- predisposizione di una struttura metallica perimetrale di contrasto delle oscillazioni orizzontali del 1° solaio (originario+contro-solaio); i relativi collegamenti sono demandati ad una fase successiva dei lavori;
- creazione di collegamenti metallici tra la copertura in legno esistente e la nuova struttura sismo-resistente.

6.2 Inquadramento sismico specifico

L'intervento ha lo scopo di eseguire una prima parte delle opere necessarie alla messa in sicurezza sismica del corpo di fabbrica; ai fini della classificazione di cui alle NTC2018 l'intervento ricade quindi nella fattispecie di cui al § 8.4.3 (*adeguamento sismico*).

L'obiettivo finale è il conseguimento di un indice di vulnerabilità sismica ξ_E^2 almeno pari al valore unitario, senza le possibili riduzioni di cui al citato § 8.4.3.

Va ribadito tuttavia che il presente progetto contempla la esecuzione solo di una parte delle opere necessarie allo scopo, che non verrà quindi pienamente raggiunto al termine del presente appalto ma solo dopo la esecuzione di una serie di altri lavori successivi.

² Indice di vulnerabilità ξ_E = % azione sismica di progetto sopportabile dalla struttura allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita; come tale esso è da considerare alla stessa stregua di un *coefficiente di sicurezza* (la sicurezza è tanto maggiore quanto più alto è il valore dell'indice)

6.3 Elementi di calcolo

I principali profili metallici utilizzati per la realizzazione della nuova struttura sismo-resistente sono:

- colonne HEA550;
- controventi accoppiati calastrellati UPN260-UPN160;
- travi IPE300 orizzontali sul perimetro della struttura, con lo scopo di incamiciare l'impalcato esistente;
- profili accessori HEA ed HEB di varie dimensioni.

Il trasferimento dell'azione sismica dall'edificio alla nuova struttura esterna di controventamento in acciaio avverrà tramite puntoni metallici collegati puntualmente ai pilastri esistenti e alle travi in c.a. dell'impalcato intermedio, da rinforzare (in uno stralcio successivo di opere) tramite nuovo getto integrativo in modo da creare un piano rigido. I puntoni metallici vengono poi imbullonati alle colonne HEA550 ed alla trave IPE300.

L'azione sismica viene poi trasferita dai pilastri HEA550 alle fondazioni, costituite da una trave continua in c.a. su micropali con lunghezza pari a 10 metri, generalmente disposti in gruppi da 4 sotto i pilastri e da 6 in corrispondenza delle colonne con controventi.

Per i calcoli si fa riferimento agli allegati, di seguito elencati.

6.4 Elenco allegati

Vengono riportati in allegato i calcoli relativi all'edificio, come di seguito indicato:

- 1) relazione di calcolo struttura metallica;
- 2) verifica nodi acciaio.

7. ALLEGATI – TABULATI DI CALCOLO

Si riportano di seguito i tabulati relativi ai calcoli strutturali svolti per ciascun corpo di fabbrica.

I calcoli sono divisi in varie sezioni, ciascuno relativo al singolo corpo di fabbrica. Viene riportata infine una breve sezione dedicata al calcolo ed alla verifica delle palificazioni per le nuove fondazioni dei corpi A2 e B.

Le sezioni sono pertanto le seguenti:

- calcoli corpo A1;
- calcoli corpo A2;
- calcoli corpo B;
- calcoli opere di palificazione.

Per il dettaglio di ciascun capitolo si veda l'elenco riportato nel paragrafo precedente.

CALCOLI STRUTTURALI

CORPO A1

Adeguamento sismico I.I.S. Cerebotani – Lonato del Garda (BS)



Analisi carichi IIS Cerebotani - CORPO A1 (zona WC)

Lonato del Garda (BS) - AGGIORNAMENTO 05/2022

Neve: (*)	120 daN/mq
-----------	------------

SOLAI DA RIFARE ZONA WC

1° solaio piano ammezzato C.T. corpo laboratori - laterocemento H=16+4

	s	γ	
<u>Peso proprio</u>			
Solaio in laterocemento H=16+4			270 daN/mq 270 daN/mq
<u>Sovraccarico permanente</u>			
Intonaco			30 daN/mq
Altri sovraccarichi permanenti previsti			270 daN/mq
		Totale	300 daN/mq
<u>Sovraccarico variabile</u>			
Sovraccarico variabile (locale tecnico)			200 daN/mq
		Totale	770 daN/mq

1° solaio scuola - laterocemento H=24+5

	s	γ	
<u>Peso proprio</u>			
Solaio in laterocemento H=24+5			380 daN/mq 380 daN/mq
<u>Sovraccarico permanente</u>			
Controsoffitto			10 daN/mq
Intonaco			30 daN/mq
Sottofondo alleggerito	0,12	600	72 daN/mq
Caldana a piano perfetto s=4 cm	0,04	2200	88 daN/mq
Pavimento in piastrelle			20 daN/mq
Incidenza divisori interni (laterizio s=15)			350 daN/mq
		Totale	570 daN/mq
<u>Sovraccarico variabile</u>			
Sovraccarico variabile (scuola)			300 daN/mq
		Totale	1 250 daN/mq

2° solaio (copertura) con nuovo sandwich - laterocemento H=24+5

	s	γ	
<u>Peso proprio</u>			
Solaio in laterocemento H=24+5			380 daN/mq 380 daN/mq
<u>Sovraccarico permanente</u>			
Controsoffitto			15 daN/mq
Coibentazione su solaio piano	0,15	100	15 daN/mq
Struttura piedini appoggio + sandwich copertura			30 daN/mq
		Totale	60 daN/mq
<u>Sovraccarico variabile</u>			
Sovraccarico variabile (neve)			120 daN/mq
		Totale	560 daN/mq

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE TERRENO

secondo il metodo di Vesic (1975)

Commessa: adeguamento sismico IIS Cerebotani - Lonato - 1° stralcio - 06/2021

Ipotesi: carico sulla fondazione centrato

DATI DI INPUT

GEOMETRIA

D₁ = 10 cm Profondità **estradosso** fondazione da piano campagna
 H = 40 cm Altezza fondazioni (spessore getto)

TERRENO

γ_1 = 17 kN/m³ Peso specifico terreno sopra piano posa
 γ_2 = 17 kN/m³ Peso specifico terreno suolo di fondazione (sotto piano posa)
 Φ' = 32 ° Angolo attrito interno efficace suolo di fondazione
 c' = 0 kPa Coesione drenata suolo di fondazione

COEFFICIENTI PARZIALI TERRENO D.M. 17/01/2018

γ_{R1} = 1,00 Combinazione R1 - §6.4.2.1 - tab. 6.4.I (D.M. 14/01/2008)
 γ_{R2} = 1,80 Combinazione R2 - §6.4.2.1 - tab. 6.4.I (D.M. 14/01/2008)
 γ_{R3} = 2,30 Combinazione R3 - §6.4.2.1 - tab. 6.4.I (NTC2018)

CAPACITA' PORTANTI DI CALCOLO

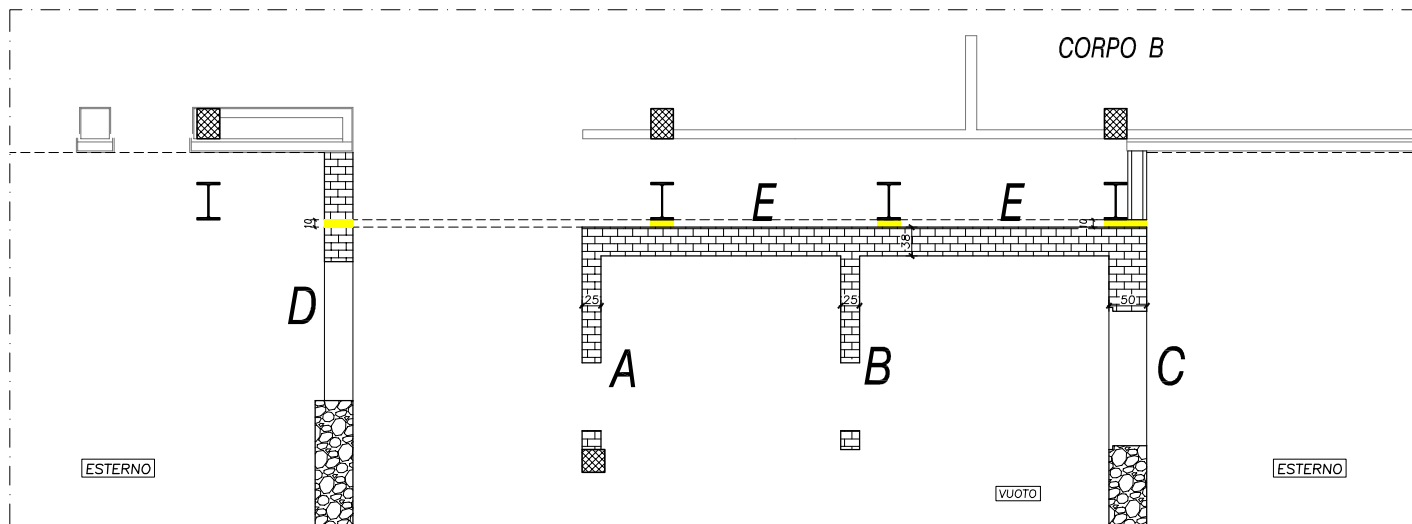
			Approccio 1 DM 14/01/2008				Approccio 2 DM 17/01/2018		DM 11/03/1988 $F_s=3$	
			Combinazione 1 M1+R1		Combinazione 2 M2+R2		Combinaz. unica M1+R3			
Tipo (*)	B [30-600 cm]	Indice matrice	q _{ult} [kPa]	q _{lim} [kPa]	q _{ult} [kPa]	q _{lim} [kPa]	q _{ult} [kPa]	q _{lim} [kPa]	q _{ult} [kPa]	q _{lim} [kPa]
Fondazione	40	3	300	300	153	85	300	131	300	100
Fondazione	50	5	326	326	165	92	326	142	326	109
Fondazione	60	7	352	352	177	98	352	153	352	117
Fondazione	70	9	377	377	188	105	377	164	377	126
Fondazione	80	11	403	403	200	111	403	175	403	134
Fondazione	100	15	454	454	223	124	454	198	454	151
Fondazione	120	19	505	505	246	136	505	220	505	168
Fondazione	140	23	557	557	269	149	557	242	557	186
Fondazione	200	35	709	709	337	187	709	308	709	236
Fondazione	250	45	836	836	394	219	836	363	836	279
Plinto	60	7	486	486	243	135	486	211	486	162
Plinto	80	11	499	499	247	137	499	217	499	166
Plinto	100	15	518	518	254	141	518	225	518	173
Plinto	120	19	542	542	264	147	542	236	542	181
Plinto	140	23	567	567	275	153	567	247	567	189
Plinto	160	27	594	594	287	159	594	258	594	198
Plinto	180	31	622	622	299	166	622	270	622	207
Plinto	200	35	650	650	311	173	650	283	650	217
Plinto	220	39	679	679	324	180	679	295	679	226
Plinto	250	45	723	723	343	191	723	314	723	241
Plinto	300	55	797	797	376	209	797	347	797	266
Plinto	350	65	872	872	410	228	872	379	872	291
Plinto	400	75	948	948	444	247	948	412	948	316
Plinto	450	85	1023	1023	478	265	1023	445	1023	341

(*) Fondazione=nastro di lunghezza infinita - Plinto=plinto quadrato L=B

TIPOLOGIE NUOVE FONDAZIONI DIRETTE

TIPOLOGIE NUOVE FONDAZIONI DIRETTE

SCALA 1:100



Fondazioni continue adeguamento sismico IIS Cerebotani - Lonato - 1° stralcio
Corpo A1 - zona WC - 06/2021

PROCEDURA DI CALCOLO

Le fondazioni continue vengono calcolate in conformità a quanto stabilito dalle NTC 2018, con particolare riferimento ai §§ 2.6.1 e 6.4.2. Si utilizza l'approccio 2 (unica combinazione coefficienti A1+M1+R3). Tutti i calcoli sono parametrati su 1.00 m di lunghezza di fondazione continua.

DATI GENERALI

Coefficiente parziale γ_{G1}	1,30	carichi permanenti strutturali		
Coefficiente parziale γ_{G2}	1,50	carichi permanenti portati		
Coefficiente parziale γ_Q	1,50	carichi variabili		
Coefficiente parziale γ_{R3}	2,30	capacità portante suolo		
Tensione ultima suolo $\sigma_{t,ult} =$	3,00	daN/cm ²	B =	40 cm
Tensione ultima suolo $\sigma_{t,ult} =$	5,05	daN/cm ²	B =	120 cm
Cedimento ammissibile $c_{max} =$	2,54	cm		
H fondazioni =	40	cm	(default)	

Fondazione tipo A: muro spina //Y

	CARICHI APPLICATI									
	Caratteristici distribuiti (γ_i ancora da calcolare)			Caratteristici concentrati (γ_i ancora da calcolare)			SLU concentrati (γ_i già calcolati)	Carico totale	Carico totale	
	g_{1k} [daN/m]	g_{2k} [daN/m]	q_k [daN/m]	N_{1k} [daN]	N_{2k}+Q_k [daN]	L_{distribuz} [m]	N_{conc} [daN]	L_{distribuz} [m]	SLU [daN/m]	SLE rara [daN/m]
Provenienza carico										
Copertura	2 546	386	773						5 048	3 705
1° solaio	1 506	2 109	1 110						6 786	4 725
Rampa scala q. 1° solaio	600	450	600						2 355	1 650
Solaio ammezzato	600	555	370						2 167	1 525
Muro d.Uni s=25 H=900	4 050								5 265	4 050
PP fondazione	1 200								1 560	1 200
<i>Totali</i>	10 510	3 510	2 860						23 190	16 860
B = 120 cm H = 40 cm										
Sollecitazione: E _d = 23 190 daN/m <= R _d = 26 348 daN/m OK Margine 14%										

Fondazione tipo B: muro interno //Y (fino all'ammezzato)

	CARICHI APPLICATI									
	Caratteristiche distribuiti (γ_i ancora da calcolare)			Caratteristiche concentrati (γ_i ancora da calcolare)			SLU concentrati (γ_i già calcolati)		Carico totale SLU	Carico totale SLE rara
	g_{1k} [daN/m]	g_{2k} [daN/m]	q_k [daN/m]	N_{1k} [daN]	N_{2k}+Q_k [daN]	L_{distribuz} [m]	N_{conc} [daN]	L_{distribuz} [m]		
Provenienza carico										
Copertura										
1° solaio										
Rampa scala q. 1° solaio										
Solaio ammezzato	600	555	370						2 167	1 525
Muro d.Uni s=25 H=300	1 350								1 755	1 350
PP fondazione	600								780	600
<i>Totali</i>	2 550	560	370						4 710	3 480
B = 60 cm H = 40 cm										
Sollecitazione: E _d = 4 710 daN/m <= R _d = 9 163 daN/m OK Margine 95%										

Fondazioni continue adeguamento sismico IIS Cerebotani - Lonato - 1° stralcio
Corpo A1 - zona WC - 06/2021

Fondazione tipo C: muro esterno //Y lato Verona										
	CARICHI APPLICATI									
	Caratteristici distribuiti (γ_i ancora da calcolare)			Caratteristici concentrati (γ_i ancora da calcolare)			SLU concentrati (γ_i già calcolati)		Carico totale SLU	Carico totale SLE rara
	g_{1k} [daN/m]	g_{2k} [daN/m]	q_k [daN/m]	N_{1k} [daN]	N_{2k}+Q_k [daN]	L_{distribuz} [m]	N_{conc} [daN]	L_{distribuz} [m]		
Provenienza carico										
Copertura	1 620	240	480						3 186	2 340
1° solaio	1 620	2 280	1 200						7 326	5 100
Rampa scala q. 1° solaio										
Solaio ammezzato										
Muro d.Uni s=25 H=900	4 050								5 265	4 050
PP fondazione	1 000								1 300	1 000
<i>Totali</i>	8 290	2 520	1 680						17 080	12 490
B = 100 cm H = 40 cm										
Sollecitazione: E _d = 17 080 daN/m <= R _d = 19 728 daN/m OK Margine 16%										

Fondazione tipo D: muro esterno //Y lato Brescia										
	CARICHI APPLICATI									
	Caratteristici distribuiti (γ_i ancora da calcolare)			Caratteristici concentrati (γ_i ancora da calcolare)			SLU concentrati (γ_i già calcolati)		Carico totale SLU [daN/m]	Carico totale SLE rara [daN/m]
	g_{1k} [daN/m]	g_{2k} [daN/m]	q_k [daN/m]	N_{1k} [daN]	N_{2k}+Q_k [daN]	L_{distribuz} [m]	N_{conc} [daN]	L_{distribuz} [m]		
Provenienza carico										
Copertura	917	129	258						1 773	1 304
1° solaio										
Rampa scala q. 1° solaio	600	450	600						2 355	1 650
Solaio ammezzato										
Muro d.Uni s=25 H=900	4 050								5 265	4 050
PP fondazione	800								1 040	800
<i>Totali</i>	6 370	580	860						10 440	7 810
B = 80 cm H = 40 cm										
Sollecitazione: E _d = 10 440 daN/m <= R _d = 14 000 daN/m OK Margine 34%										

Fondazione tipo E: muro interno //X										
	CARICHI APPLICATI									
	Caratteristici distribuiti (γ_i ancora da calcolare)			Caratteristiche concentrate (γ_i ancora da calcolare)			SLU concentrati (γ_i già calcolati)		Carico totale SLU	Carico totale SLE rara
	g_{1k} [daN/m]	g_{2k} [daN/m]	q_k [daN/m]	N_{1k} [daN]	N_{2k}+Q_k [daN]	L_{distribuz} [m]	N_{conc} [daN]	L_{distribuz} [m]		
Provenienza carico										
Copertura	290	30	60						512	380
1° solaio	290	285	150						1 030	725
Rampa scala q. 1° solaio										
Solaio ammezzato	235	150	100						681	485
Muro d.Uni s=38 H=900	5 940								7 722	5 940
PP fondazione	800								1 040	800
<i>Totali</i>	7 560	470	310						10 990	8 330
B = 80 cm H = 40 cm										
Sollecitazione: E _d = 10 990 daN/m <= R _d = 14 000 daN/m OK Margine 27%										

CALCOLI STRUTTURALI

CORPO A2

Adeguamento sismico I.I.S. Cerebotani – Lonato del Garda (BS)



Analisi carichi IIS Cerebotani - CORPO A2 (aula magna)

Lonato del Garda (BS) - Aggiornamento 09/2022

Neve: (*) 120 daN/mq

A) CARICHI ATTUALI

1° solaio originario in laterocemento H=~32+4 cm

	s	γ	
<u>Peso proprio</u>			
Solaio in laterocemento H=~32+4			300 daN/mq 300 daN/mq
<u>Sovraccarico permanente</u>			
Intonaco			30 daN/mq
Sottofondo s=7 cm	0,07	2000	140 daN/mq
Pavimento in PVC			10 daN/mq
Incidenza divisori interni (laterizio s=15)			120 daN/mq
		Totale	300 daN/mq
<u>Sovraccarico variabile</u>			
Sovraccarico variabile (scuola)			300 daN/mq
		Totale	900 daN/mq

2° solaio originario sottotetto H=~32+4 cm + copertura in laterocemento H=16 cm

	s	γ	
<u>Peso proprio</u>			
Solaio piano in laterocemento H=~32+4			300 daN/mq 300 daN/mq
<u>Sovraccarico permanente</u>			
Intonaco intradosso solaio piano			30 daN/mq
Controsoffitto			15 daN/mq
Incidenza struttura appoggio solaio inclinato			55 daN/mq
Solaio inclinato in laterocemento H=16 rasato			180 daN/mq
Tegole marsigliesi			40 daN/mq
		Totale	320 daN/mq
<u>Sovraccarico variabile</u>			
Sovraccarico variabile (neve)			120 daN/mq
		Totale	740 daN/mq

Analisi carichi IIS Cerebotani - CORPO A2 (aula magna)

Lonato del Garda (BS) - Aggiornamento 09/2022

B) CARICHI DI PROGETTO

1° solaio originario in laterocemento H=~32+4 cm (rinforzato)

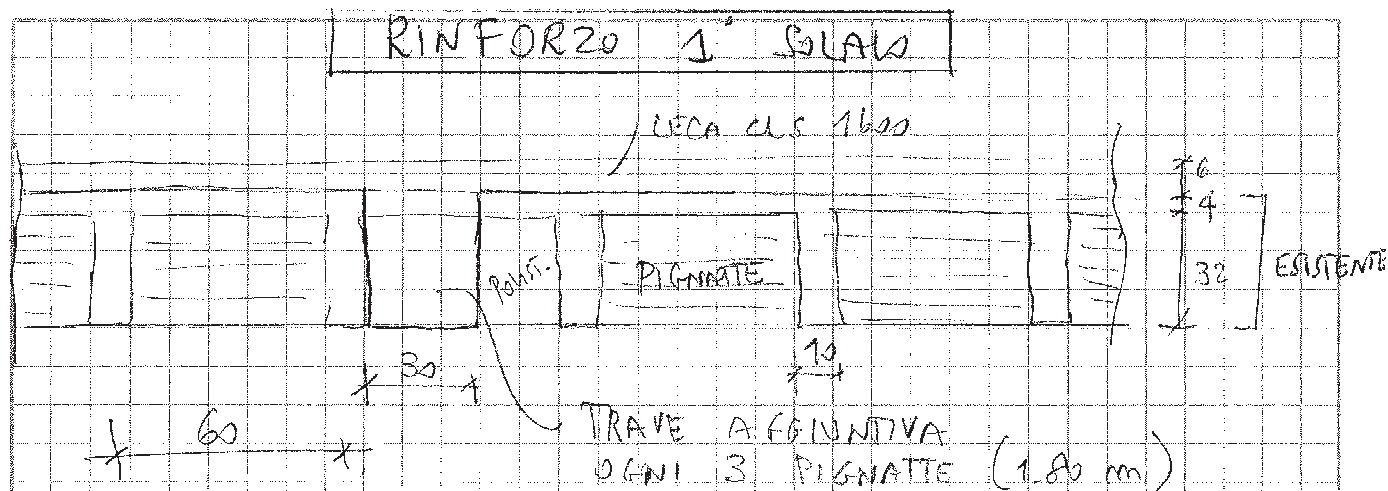
	s	γ	
<u>Peso proprio</u>			
Solaio in laterocemento H=~32+4			300 daN/mq
Incremento carico per nuove nervature in LecaCIs 1600 (1 nervatura b=30 ogni 3 travetti=1,80 m)			100 daN/mq
Cappa collaborante in LecaCIs 1600 s=6 cm	0,06	1660	100 daN/mq
			500 daN/mq
<u>Sovraccarico permanente</u>			
Controsoffitto antisfondellamento			15 daN/mq
Intonaco			30 daN/mq
Sottofondo alleggerito s=8 cm	0,08	650	52 daN/mq
Pannello radiante incollato s=15 mm			2 daN/mq
Caldana a piano perfetto s=3 cm	0,03	2200	66 daN/mq
Pavimento in PVC			10 daN/mq
Incidenza divisori interni (cartongesso)			25 daN/mq
		Totale	200 daN/mq
<u>Sovraccarico variabile</u>			
Sovraccarico variabile (scuola)			300 daN/mq
		Totale	1 000 daN/mq

2° solaio da rinforzare + ripristino copertura con tegole marsigliesi

	s	γ	
<u>Peso proprio</u>			
Solaio in laterocemento H=~32+4			300 daN/mq
Cartella collaborante in LecaCIs 1600	0,06	1666	100 daN/mq
			400 daN/mq
<u>Sovraccarico permanente</u>			
Controsoffitto			15 daN/mq
Coibentazione su solaio piano	0,15	100	15 daN/mq
Orditura principale, travetti ed assito			30 daN/mq
Guaina+tegole marsigliesi			40 daN/mq
		Totale	100 daN/mq
<u>Sovraccarico variabile</u>			
Sovraccarico variabile (neve)			120 daN/mq
		Totale	620 daN/mq

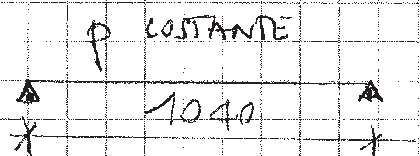
2° solaio - nuova parte a sbalzo

	s	γ	
<u>Peso proprio</u>			
Solaio pieno H=15	0,15	2500	375 daN/mq
			380 daN/mq
<u>Sovraccarico permanente</u>			
Controsoffitto			15 daN/mq
Coibentazione su solaio piano	0,15	100	15 daN/mq
Orditura principale, travetti ed assito			30 daN/mq
Guaina+tegole marsigliesi			40 daN/mq
		Totale	100 daN/mq
<u>Sovraccarico variabile</u>			
Sovraccarico variabile (neve)			120 daN/mq
		Totale	600 daN/mq



CALCOLO RINFORZO

Si ipotizza, in prima battuta, di assegnare l'intero carico al nuovo trave di rinforzo.



$$p_{\text{unit}} = 500 + 200 + 300 \text{ dan/m}^2$$

$$p_{\text{sw}} = 1,3 \times 500 + 1,5 \times (300 + 200) = 1'400 \text{ dan/m}^2$$

$$p = p_{\text{sw}} \times l = 1400 \times 1,80 = 2'520 \text{ dan/m}$$

da cui:

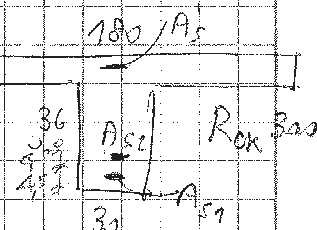
$$M_{\text{sw}} = M_{\text{Ed}} = 2520 \times 10,40^2 / 8 = 34'070 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$T_{\text{sw}} = V_{\text{Ed}} = 2520 \times 10,40 / 2 = 13'104 \text{ dan}$$

Verifica flessione

$$A_s = 5 + 4 \phi 20 \text{ TESI}$$

$$A'_s = 1 \phi 10/20 \text{ COMPRESSO}$$



$$\rho_M = 0,315 \quad (M_{\text{Ed}} = 37220 \text{ dan} \cdot \text{m})$$

$$R_{ck} 300 + B450C$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Verifica flessione trave rinforzo solaio 1

File **Materiali** Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : IIS Cerebotani Lonato - Corpo A2 - Rinforzo 1° solaio laterocemente

N° figure elementari 2 Zoom

N° strati barre 6 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	180	6
2	30	36

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,7	37,5
2	12,56	33,5
3	7,11	3
4	0	0
5	0	0
6	0	0

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 **0** kN
M_{xEd} 340,7 **0** kNm
M_{yEd} 0 **0**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C
 ϵ_{su} 67,5 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm²
 E_s 200 000 N/mm²
 E_s/E_c 15
 ϵ_{syd} 1,957 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²

C25/30
 ϵ_{c2} 2 ‰
 ϵ_{cu} 3,5
 f_{cd} 14,17
 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 372,2 kN m
M_{yRd} 0 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 25,45 ‰
d 37,5 cm
x 4,534 x/d 0,1209
δ 0,7

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio Mx-My**
angolo asse neutro θ° 0
☐ Precompresso

VERIFICA AL TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE IN C.A.

Commessa: IIS Cerebotani - Lonato - trave rinforzo solaio 1 - 06/2021

DATI

R_{ck}	300	daN/cm ²	Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo
γ_c	1,50		Coefficiente sicurezza cls
f_{yk}	4 500	daN/cm ²	Resistenza snervamento caratteristica acciaio
γ_s	1,15		Coefficiente sicurezza acciaio
b_w	30	cm	Larghezza sezione
H	42	cm	Altezza sezione
c	4,5	cm	Distanza bordo sezione-baricentro armature tese
A_s	28,26	cm ²	Armatura tesa longitudinale
A'_s	7,11	cm ²	Armatura compressa longitudinale
V_{sd}	13 104	daN	Taglio sollecitante di progetto
N_{ed}	0	daN	Azione assiale (compressione) sollecitante di progetto
M_{ed}	0	daN*m	Momento flettente sollecitante di progetto
\emptyset	10	mm	Diametro armature trasversali (staffe)
s	15	cm	Passo armature trasversali (staffe)
n	2		Numero bracci staffe
ϑ	45	°	Inclinaz. puntoni cls-asse trave ($21,8 \leq \vartheta \leq 45^\circ$ - $2,5 \leq \cotg \vartheta \leq 1$)
α	90	°	Inclinazione staffe rispetto asse trave

RISULTATI

A) Verifica necessità armatura

$V_{rd,c,max}$	8 594	daN	Valore max taglio senza armature
<i>NECESSARIA ARMATURA A TAGLIO</i>			

B) Verifica a taglio sezione

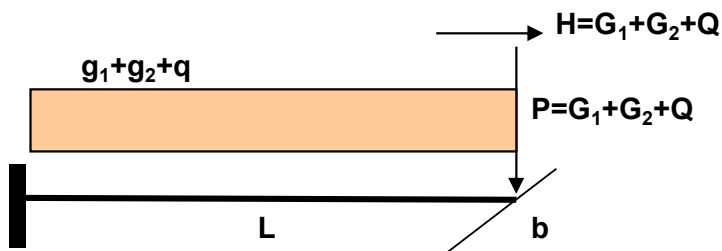
V_{rsd}	13 830	daN	Resistenza a "taglio trazione"
V_{rcd}	35 716	daN	Resistenza a "taglio compressione"
V_{rd}	13 830	daN	Resistenza al taglio sezione

SEZIONE VERIFICATA

Sbalzo S2A

Commessa: corpo A2 - IIS Cerebotani - Lonato - 09/2022

NB: sbalzo in zona sismica con luce ≤ 4.00 m (*)



DATI

MATERIALI

Calcestruzzo	C25/30 Rck 30	▼ $R_{ck} =$	300	daN/cm ²	$\gamma_c = 1,50$
Acciaio	B450C	▼ $f_{yk} =$	4 500	daN/cm ²	$\gamma_s = 1,15$

GEOMETRIA

Lunghezza sbalzo	L =	108	cm
Spessore soletta c.a.	s =	15	cm
Copriferro (d baric. ferri-bordo)	d =	3	cm
Larghezza di riferimento	b =	100	cm

ARMATURE

	Φ	Passo
Posizione	[mm]	[cm]
Superiore	12	20
Inferiore	12	20

CARICHI

Tipo carico	Verticali		Orizzontale	
	Distribuito superficie	Distribuito lineare in punta	Distribuito in sommità	
	Valore [daN/m ²]	Valore [daN/m]	Valore [daN/m]	Braccio [m]
Permanenti strutturali	$g_1 =$ 375	$G_1 =$ 600	0	1,20
Permanente portato	$g_2 =$ 100	$G_2 =$ 50	0	1,20
Sovraccarico variabile	$q =$ 120	$Q =$ 0	0	1,20
Carichi permanenti totali	$g =$ 475	$G =$ 650	0	-
Sovraccarico variabile	$q =$ 120	$Q =$ 0	0	-
	595	650	0	-

COEFFICIENTI PARZIALI (§2.6.1 D.M. 17/01/2018)

Coefficiente parziale peso strutture	$\gamma_{G1} =$	1,30
Coefficiente parziale permanenti portati	$\gamma_{G2} =$	1,50
Coefficiente parziale carichi variabili	$\gamma_Q =$	1,50

RISULTATI CALCOLO

VERIFICA A FLESSIONE

Momento sollecitante di progetto	$M_{Sd} =$	1 400	daN*m
Tensione progetto acciaio	$f_{yd} =$	3 913	daN/cm ²
Area ferro teso	$A_s =$	5,65	cm ²
Area ferro compresso	$A'_s =$	5,65	cm ²
Momento resistente SLU (rottura lato acciaio)	$M_{Rd} =$	2 390	daN*m
Coefficiente sicurezza	$\gamma_F =$	1,71	OK

VERIFICA A TAGLIO

Taglio sollecitante di progetto	$V_{Sd} =$	1 738	daN
Taglio resistente SLU (senza armature)	$V_{Rd} =$	6 075	daN
Coefficiente sicurezza	$\gamma_T =$	3,50	OK

SBALZO VERIFICATO

(*) Per luci maggiori di 4.00 m va aggiunto l'incremento sismico

Calcolo trave in legno 4 fili secondo NTC2018

Lavoro: rifacimento copertura inclinata ITIS Cerebotani - Lonato - corpo A2 aula magna - AGG. 09/2022
Elemento: colmo tetto

DATI

GEOMETRIA

Luce di calcolo L	7,60	m	
Distanza max ritegni torsionali D_T	7,60	m	
Base sezione B	30	cm	(non piallato)
Altezza sezione H	44	cm	(non piallato)
Inclinazione sezione sull'orizzontale α	0	°	
Posizione carico concentrato D_Q (ascissa)	3,80		
Posizione applicazione carico	1	Bordo compresso	
Categoria azioni variabili	12	Neve (quota ≤ 1000 m s.l.m.)	
Classe servizio struttura	2	Ambiente $T=20^\circ\text{C}$ - U.R. $\leq 85\%$	

CARICHI

Larghezza influenza q rettangolare	5,60	m			
Larghezza max influenza q triangolare (per $x=0$)	0,00	m			
Classe durata carico (*)	4	Breve			
(*) in compresenza di classi differenti scegliere quella di durata MINORE					
	G_1	G_2	Q	Carichi	
	Pesi propri	Permanenti	Variabili	totali	
Carico unitario	30	40	120	190	daN/m ²
Carico concentrato Q				0	daN
Coefficienti γ (SLU)	1,30	1,50	1,50		

MATERIALE

Tipo legno	1	Massiccio
Classe resistenza materiale	6	C24 (EN338)
Resistenza caratteristica flessione $f_{m,k}$	240	daN/cm ²
Resistenza caratteristica taglio $f_{v,k}$	40	daN/cm ²
Modulo elastico medio // fibre $E_{0,mean}$	110 000	daN/cm ²
Modulo elastico caratteristico // fibre $E_{0,05}$	74 000	daN/cm ²
Modulo elastico medio \perp fibre $E_{90,mean}$	3 700	daN/cm ²
Modulo di taglio medio G_{mean}	6 900	daN/cm ²
Massa volumica caratteristica ρ_k	350	daN/m ³

LIMITI DEFORMABILITA' (CNR DT 206/2018-EC5)

1) Istantaneo:	L/f combinazione rara	≥ 300
2) Finale:	L/f totale	≥ 250

RESISTENZE MATERIALE E COEFFICIENTI VERIFICA

Coefficiente K_{def}	0,80	
Coefficiente γ_m	1,50	
Fattore K_h	1,00	
Fattore K_m	0,70	(sezione rettangolare)
Fattore K_{cf}	0,67	(7.17 CNR-DT 206/2018 §7.6.1.9.9)

RISULTATI

SOLLECITAZIONI E VERIFICHE SLU

Verifiche con carichi totali

Momento massimo	11 281	daN*m			
Taglio massimo	5 937	daN			
Taglio minimo	5 937	daN			
Momento rispetto asse forte M _{xx}	11 281	daN*m			
Momento rispetto asse debole M _{yy}	0	daN*m	K _{mod} =	0,90	
Tensione normale per flessione asse forte	117	daN/cm ²	f _{m,d} =	144,0	daN/cm ²
Tensione normale per flessione asse debole	0	daN/cm ²			
Tensione tangenziale massima	10,1	daN/cm ²	f _{v,d} =	24,0	daN/cm ²
Verifiche a flessione	0,57	<=	1,00	OK	OK
(coefficienti di combinazione tensioni x e y)	0,81	<=	1,00	OK	
Verifica a taglio [daN/cm ²]	10,1	<=	24,00	OK	
Verifiche con carichi totali					OK

Verifiche con soli carichi permanenti

Momento massimo	4 003	daN*m			
Taglio massimo	2 107	daN			
Taglio minimo	2 107	daN			
Momento rispetto asse forte M _{xx}	4 003	daN*m			
Momento rispetto asse debole M _{yy}	0	daN*m	K _{mod} =	0,60	
Tensione normale per flessione asse forte	41	daN/cm ²	f _{m,d} =	96,0	daN/cm ²
Tensione normale per flessione asse debole	0	daN/cm ²			
Tensione tangenziale massima	3,6	daN/cm ²	f _{v,d} =	16,0	daN/cm ²
Verifiche a flessione	0,30	<=	1,00	OK	OK
(coefficienti di combinazione tensioni x e y)	0,43	<=	1,00	OK	
Verifica a taglio [daN/cm ²]	3,6	<=	16,00	OK	
Verifiche con soli carichi permanenti					OK
Verifica resistenza sezione					OK

DEFORMAZIONI E VERIFICHE SLE

Calcoli eseguiti con i moduli elastici medi ed il fattore K_{def}, ai sensi del punto 4.4.7 delle NTC2008

Deformazione elastica w _{ist}	1,97	cm			
Rapporto L/f	385	>=	300	OK	
Deformazione finale totale w _{fin}	2,55				
Rapporto L/f	298	>=	250	OK	
Verifica SLE secondo CNR-DT 206/2018 (=EC5)					OK

VERIFICHE INSTABILITA'

Coefficiente β	0,88				
Lunghezza libera inflessione L _{eff}	756,8	cm			
Tensione critica per flessione σ _{m,crit}	1 326	daN/cm ²			
Snellezza relativa di trave λ _{rel,m}	0,43				
Coefficiente tensione critica K _{crit,m}	1,00				
Verifiche ad instabilità	0,57	<=	1	OK	OK
(coefficienti di combinazione tensioni x e y)	0,81	<=	1	OK	
Verifica instabilità sezione					OK

SEZIONE VERIFICATA

Calcolo trave in legno 4 fili secondo NTC2018

Lavoro: rifacimento copertura inclinata ITIS Cerebotani - Lonato - corpo A2 aula magna - AGG. 09/2022
Elemento: diagonale tetto

DATI

GEOMETRIA			
Luce di calcolo L	8,00	m	
Distanza max ritegni torsionali D_T	8,00	m	
Base sezione B	28	cm	(non piallato)
Altezza sezione H	36	cm	(non piallato)
Inclinazione sezione sull'orizzontale α	0	°	
Posizione carico concentrato D_Q (ascissa)	4,00		
Posizione applicazione carico	1	Bordo compresso	
Categoria azioni variabili	12	Neve (quota ≤ 1000 m s.l.m.)	
Classe servizio struttura	2	Ambiente $T=20^\circ\text{C}$ - U.R. $\leq 85\%$	

CARICHI					
Larghezza influenza q rettangolare	0,30	m			
Larghezza max influenza q triangolare (per $x=0$)	3,68	m			
Classe durata carico (*)	4	Breve			
(*) in compresenza di classi differenti scegliere quella di durata MINORE					
	G_1	G_2	Q	Carichi	
	Pesi propri	Permanenti	Variabili	totali	
Carico unitario	30	40	120	190	daN/m ²
Carico concentrato Q				0	daN
Coefficienti γ (SLU)	1,30	1,50	1,50		

MATERIALE		
Tipo legno	1	Massiccio
Classe resistenza materiale	6	C24 (EN338)
Resistenza caratteristica flessione $f_{m,k}$	240	daN/cm ²
Resistenza caratteristica taglio $f_{v,k}$	40	daN/cm ²
Modulo elastico medio // fibre $E_{0,mean}$	110 000	daN/cm ²
Modulo elastico caratteristico // fibre $E_{0,05}$	74 000	daN/cm ²
Modulo elastico medio \perp fibre $E_{90,mean}$	3 700	daN/cm ²
Modulo di taglio medio G_{mean}	6 900	daN/cm ²
Massa volumica caratteristica ρ_k	350	daN/m ³

LIMITI DEFORMABILITA' (CNR DT 206/2018-EC5)		
1) Istantaneo:	L/f combinazione rara	≥ 300
2) Finale:	L/f totale	≥ 250

RESISTENZE MATERIALE E COEFFICIENTI VERIFICA		
Coefficiente K_{def}	0,80	
Coefficiente γ_m	1,50	
Fattore K_h	1,00	
Fattore K_m	0,70	(sezione rettangolare)
Fattore K_{cf}	0,67	(7.17 CNR-DT 206/2018 §7.6.1.9.9)

RISULTATI

SOLLECITAZIONI E VERIFICHE SLU

Verifiche con carichi totali

Momento massimo	4 881	daN*m			
Taglio massimo	3 070	daN			
Taglio minimo	1 703	daN			
Momento rispetto asse forte Mxx	4 881	daN*m			
Momento rispetto asse debole Myy	0	daN*m	$K_{mod} =$	0,90	
Tensione normale per flessione asse forte	81	daN/cm ²	$f_{m,d} =$	144,0	daN/cm ²
Tensione normale per flessione asse debole	0	daN/cm ²			
Tensione tangenziale massima	6,8	daN/cm ²	$f_{v,d} =$	24,0	daN/cm ²
Verifiche a flessione	0,39	<=	1,00	OK	OK
(coefficienti di combinazione tensioni x e y)	0,56	<=	1,00	OK	
Verifica a taglio [daN/cm ²]	6,8	<=	24,00	OK	
Verifiche con carichi totali					OK

Verifiche con soli carichi permanenti

Momento massimo	1 732	daN*m			
Taglio massimo	1 090	daN			
Taglio minimo	604	daN			
Momento rispetto asse forte Mxx	1 732	daN*m			
Momento rispetto asse debole Myy	0	daN*m	$K_{mod} =$	0,60	
Tensione normale per flessione asse forte	29	daN/cm ²	$f_{m,d} =$	96,0	daN/cm ²
Tensione normale per flessione asse debole	0	daN/cm ²			
Tensione tangenziale massima	2,4	daN/cm ²	$f_{v,d} =$	16,0	daN/cm ²
Verifiche a flessione	0,21	<=	1,00	OK	OK
(coefficienti di combinazione tensioni x e y)	0,30	<=	1,00	OK	
Verifica a taglio [daN/cm ²]	2,4	<=	16,00	OK	
Verifiche con soli carichi permanenti					OK
Verifica resistenza sezione					OK

DEFORMAZIONI E VERIFICHE SLE

Calcoli eseguiti con i moduli elastici medi ed il fattore Kdef, ai sensi del punto 4.4.7 delle NTC2008

Deformazione elastica w_{ist}	1,81	cm			
Rapporto L/f	442	>=	300	OK	
Deformazione finale totale w_{fin}	2,35				
Rapporto L/f	341	>=	250	OK	
Verifica SLE secondo CNR-DT 206/2018 (=EC5)					OK

VERIFICHE INSTABILITA'

Coefficiente β	1,00				
Lunghezza libera inflessione L_{eff}	872	cm			
Tensione critica per flessione $\sigma_{m,crit}$	1 201	daN/cm ²			
Snellezza relativa di trave $\lambda_{rel,m}$	0,45				
Coefficiente tensione critica $K_{crit,m}$	1,00				
Verifiche ad instabilità	0,39	<=	1	OK	OK
(coefficienti di combinazione tensioni x e y)	0,56	<=	1	OK	
Verifica instabilità sezione					OK

SEZIONE VERIFICATA

Calcolo trave in legno 4 fili secondo NTC2018

Lavoro: rifacimento copertura inclinata ITIS Cerebotani - Lonato - corpo A2 aula magna - AGG. 09/2022
Elemento: travetti orditura secondaria

DATI

GEOMETRIA

Luce di calcolo L	5,80	m	
Distanza max ritegni torsionali D_T	5,80	m	
Base sezione B	14	cm	non piallato
Altezza sezione H	20	cm	non piallato
Inclinazione sezione sull'orizzontale α	0	°	
Posizione carico concentrato D_Q (ascissa)	2,90		
Posizione applicazione carico	1	Bordo compresso	
Categoria azioni variabili	12	Neve (quota ≤ 1000 m s.l.m.)	
Classe servizio struttura	2	Ambiente $T=20^\circ\text{C}$ - U.R. $\leq 85\%$	

CARICHI

Larghezza influenza q rettangolare	0,80	m	
Larghezza max influenza q triangolare (per $x=0$)	0,00	m	
Classe durata carico (*)	4	Breve	
(*) in compresenza di classi differenti scegliere quella di durata MINORE			
	G_1	G_2	Q
	Pesi propri	Permanenti	Variabili
Carico unitario	30	40	120
Carico concentrato Q			
Coefficienti γ (SLU)	1,30	1,50	1,50
			Carichi totali
			190 daN/m ²
			0 daN

MATERIALE

Tipo legno	1	Massiccio
Classe resistenza materiale	6	C24 (EN338)
Resistenza caratteristica flessione $f_{m,k}$	240	daN/cm ²
Resistenza caratteristica taglio $f_{v,k}$	40	daN/cm ²
Modulo elastico medio // fibre $E_{0,mean}$	110 000	daN/cm ²
Modulo elastico caratteristico // fibre $E_{0,05}$	74 000	daN/cm ²
Modulo elastico medio \perp fibre $E_{90,mean}$	3 700	daN/cm ²
Modulo di taglio medio G_{mean}	6 900	daN/cm ²
Massa volumica caratteristica ρ_k	350	daN/m ³

LIMITI DEFORMABILITA' (CNR DT 206/2018-EC5)

1) Istantaneo:	L/f combinazione rara	≥ 250
2) Finale:	L/f totale	≥ 200

RESISTENZE MATERIALE E COEFFICIENTI VERIFICA

Coefficiente K_{def}	0,80	
Coefficiente γ_m	1,50	
Fattore K_h	1,00	
Fattore K_m	0,70	(sezione rettangolare)
Fattore K_{cf}	0,67	(7.17 CNR-DT 206/2018 §7.6.1.9.9)

RISULTATI

SOLLECITAZIONI E VERIFICHE SLU

Verifiche con carichi totali

Momento massimo	939	daN*m			
Taglio massimo	647	daN			
Taglio minimo	647	daN			
Momento rispetto asse forte Mxx	939	daN*m			
Momento rispetto asse debole Myy	0	daN*m	$K_{mod} =$	0,90	
Tensione normale per flessione asse forte	101	daN/cm ²	$f_{m,d} =$	144,0	daN/cm ²
Tensione normale per flessione asse debole	0	daN/cm ²			
Tensione tangenziale massima	5,2	daN/cm ²	$f_{v,d} =$	24,0	daN/cm ²
Verifiche a flessione	0,49	<=	1,00	OK	OK
(coefficienti di combinazione tensioni x e y)	0,70	<=	1,00	OK	
Verifica a taglio [daN/cm ²]	5,2	<=	24,00	OK	
Verifiche con carichi totali					OK

Verifiche con soli carichi permanenti

Momento massimo	333	daN*m			
Taglio massimo	230	daN			
Taglio minimo	230	daN			
Momento rispetto asse forte Mxx	333	daN*m			
Momento rispetto asse debole Myy	0	daN*m	$K_{mod} =$	0,60	
Tensione normale per flessione asse forte	36	daN/cm ²	$f_{m,d} =$	96,0	daN/cm ²
Tensione normale per flessione asse debole	0	daN/cm ²			
Tensione tangenziale massima	1,8	daN/cm ²	$f_{v,d} =$	16,0	daN/cm ²
Verifiche a flessione	0,26	<=	1,00	OK	OK
(coefficienti di combinazione tensioni x e y)	0,37	<=	1,00	OK	
Verifica a taglio [daN/cm ²]	1,8	<=	16,00	OK	
Verifiche con soli carichi permanenti					OK
Verifica resistenza sezione					OK

DEFORMAZIONI E VERIFICHE SLE

Calcoli eseguiti con i moduli elastici medi ed il fattore Kdef, ai sensi del punto 4.4.7 delle NTC2008

Deformazione elastica w_{ist}	2,18	cm			
Rapporto L/f	266	>=	250	OK	
Deformazione finale totale w_{fin}	2,82				
Rapporto L/f	205	>=	200	OK	
Verifica SLE secondo CNR-DT 206/2018 (=EC5)					OK

VERIFICHE INSTABILITA'

Coefficiente β	0,88				
Lunghezza libera inflessione L_{eff}	550,4	cm			
Tensione critica per flessione $\sigma_{m,crit}$	870	daN/cm ²			
Snellezza relativa di trave $\lambda_{rel,m}$	0,53				
Coefficiente tensione critica $K_{crit,m}$	1,00				
Verifiche ad instabilità	0,49	<=	1	OK	OK
(coefficienti di combinazione tensioni x e y)	0,70	<=	1	OK	
Verifica instabilità sezione					OK

SEZIONE VERIFICATA

CAPRIATA IN LEGNO – VERIFICHE DI RESISTENZA

1) DATI MECCANICI MATERIALE

Si ha:

Classe servizio struttura: 2

Legno: massiccio

Classe legname: C24, $\gamma_m = 1.50$

$$f_{m,k} = 240 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c,0,k} = 210 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{t,0,k} = 145 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{v,k} = 40 \text{ daN/cm}^2$$

$$K_{mod} = 0.90$$

Pertanto:

$$f_{m,y,d} = K_{mod} f_{m,k} / \gamma_m = 0.90 * 240 / 1.50 = 144 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c,0,d} = K_{mod} f_{c,0,k} / \gamma_m = 0.90 * 210 / 1.50 = 126 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{t,0,d} = K_{mod} f_{t,0,k} / \gamma_m = 0.90 * 145 / 1.50 = 87 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = K_{mod} f_{v,k} / \gamma_m = 0.90 * 40 / 1.50 = 24 \text{ daN/cm}^2$$

2) PUNTONE COMPRESSO 24x32H

Si esegue la verifica a pieno carico. La verifica con soli permanenti è superflua, visto che si ha $\psi_{2t}=0.0$ e quindi l'impegno statico quasi si azzerava.

Secondo CNR-DT 206 R1/2018, formula 7.15, la verifica consiste nella seguente:

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + k_m \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$$

Nel caso specifico si ha: $\sigma_{m,z,d} = \sigma_{m,y,d} = 0$, ragion per cui la più impegnativa delle 2 verifiche diviene la seguente:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$$

Si ha:

$$N_{max} = 13'501 \text{ daN}$$

da cui:

$$\sigma_{c,0,d} = 13'501/(24 \times 32) = 17.6 \text{ daN/cm}^2 < 126 \text{ daN/cm}^2 \quad \rightarrow \text{OK}$$

3) CATENA 24x32H

Si esegue la verifica nel medesimo caso di carico considerato per i puntoni.

Secondo CNR-DT 206 R1/2018, formula 7.5, la verifica consiste nella seguente:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$$

Nel caso specifico si ha:

$$N_{max} = 12'077 \text{ daN}$$

$$\sigma_{t,0,d} = 12'077 / (24 \times 32) = 15.7 \text{ daN/cm}^2 \leq 87 \quad \rightarrow \text{OK}$$

RELAZIONE SISMICA EDIFICIO

Adeguamento sismico I.I.S. Cerebotani – Lonato del Garda (BS)

corpo A2 – direzione X



Gardone Riviera, 15 maggio 2022

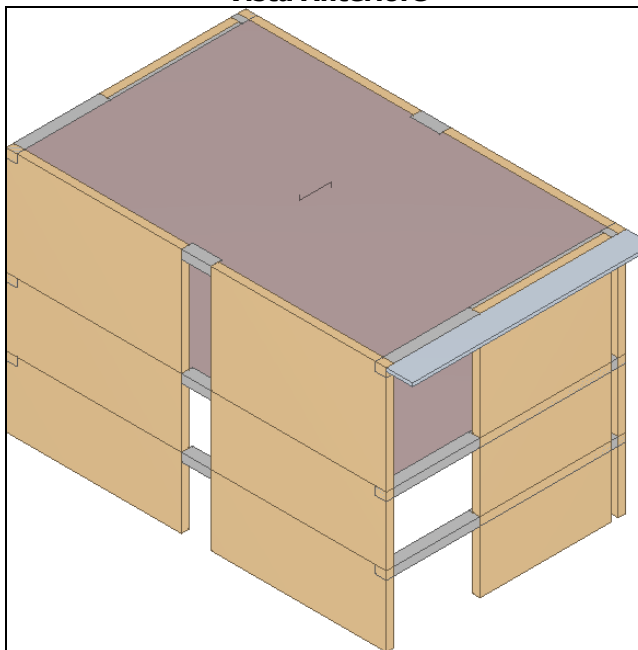
1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo si riferisce alla verifica sismica del corpo A2 presso l'I.I.S. L. Cerebotani di Lonato del Garda. In particolare, il presente documento si riferisce solamente alla direzione X (corta) del corpo di fabbrica in quanto nella sua direzione longitudinale (Y) la struttura sismo resistente è in muratura portante.

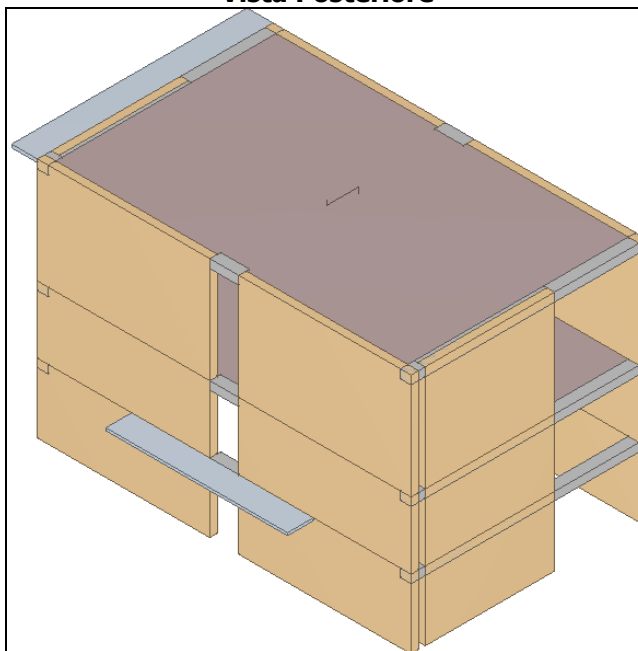
Non essendo il software utilizzato in grado di eseguire la analisi sismica in una sola direzione, per evitare labilità è stato introdotto nel modello un sistema sismo-resistente fittizio (pure a setti in c.a.) anche nella direzione ortogonale (Y), di tipo simmetrico; le relative verifiche, evidentemente non hanno alcuna rilevanza ai fini dell'adeguamento sismico in esame in quanto in tale direzione il sistema resistente resta in realtà quello attuale in muratura.

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

Vista Anteriore



Vista Posteriore



2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni".

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 - Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato															
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	N	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Clas C25/30_B450C - (C25/30)															
001	25 000	0,000010	31 447	13 103	60	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15	002

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
α_{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R_{ck}	Resistenza caratteristica cubica.
R_{cm}	Resistenza media cubica.
%R_{ck}	Percentuale di riduzione della R _{ck} .
γ_c	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f_{cd}	Resistenza di calcolo a compressione.
f_{ctd}	Resistenza di calcolo a trazione.
f_{cfm}	Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio

N _{id}	γ_k	$\alpha_{T,i}$	E	G	Stz	$f_{yk,1}/f_{yk,2}$	$f_{tk,1}/f_{tk,2}$	$f_{yd,1}/f_{yd,2}$	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	$\gamma_{M3,SLV}$	$\gamma_{M3,SLE}$	γ_{M7} NCn t	Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
Acciaio B450C - (B450C)																
002	78 500	0,000010	210 000	80 769	P	450,0 0	-	391,30 -	-	1,15	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
$\alpha_{T,i}$	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
$f_{tk,1}$	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con $t \leq 40$ mm).
$f_{tk,2}$	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
f_{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
γ_{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
γ_{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
$\gamma_{M3,SLV}$	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
$\gamma_{M3,SLE}$	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
γ_{M7}	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCn = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
$f_{yk,1}$	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $t \leq 40$ mm).
$f_{yk,2}$	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
$f_{yd,1}$	Resistenza di calcolo (per profili con $t \leq 40$ mm).
$f_{yd,2}$	Resistenza di calcolo (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali			
Materiale	SL	Tensione di verifica	$\sigma_{d,amm}$ [N/mm ²]
Cls C25/30_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	14,94
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	11,21
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360,00

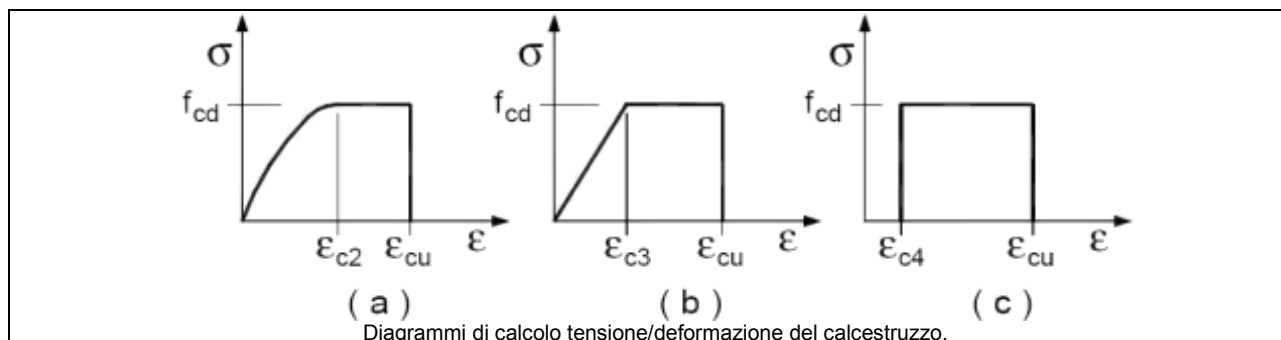
LEGENDA:

SL	Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
$\sigma_{d,amm}$	Tensione ammissibile per la verifica.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei "*Tabulati di calcolo*", nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



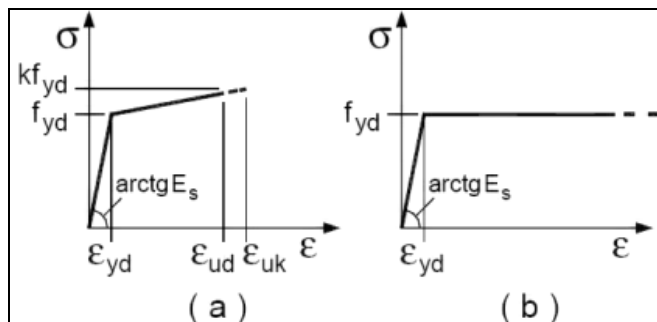
I valori di deformazione assunti sono:

$$\varepsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).

La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1,15.



4 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i è lo spessore dell' i -simo strato;
- $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell' i -simo strato;
- N è il numero totale di strati investigati;
- H è la profondità del substrato con $V_s \geq 800$ m/s.

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo $H = 30$ m nella precedente ed ottenendo il parametro $V_{S,30}$.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ($V_{S,30}$), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti]**.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

5 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI

ANALISI CARICHI										Analisi carichi	
N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve	
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA		
001	S	Muratura in pietra s=50 cm	Carico Permanente Coperture accessibili solo per manutenzion e	Muro in pietra	11 000	Intonaci	1 000		0	[N/m²]	
002	S	2° solaio in laterocemento da rinforzare		Solaio	4 000	Sovraccarichi permanenti	1 000	Neve - coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	1 200	0	
003	S	1° Solaio H=32+4 rinforzato	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 38 cm	5 000	Pavimentazione e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2 000	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3 000	0	
004	S	Gronda 1° solaio	Coperture accessibili solo per manutenzion e	Solaio pieno H=10 cm	2 500		0	Sovraccarico accidentale	1 200	0	
005	S	Sbalzo 3° solaio	Coperture accessibili solo per manutenzion e	Solaio pieno H=15 cm	3 800	Sovraccarichi permanenti	1 000	Sovraccarico accidentale	1 200	0	

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

6 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
45.463587	10.482305	177

6.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura. tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	SI
REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato). i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

in pianta	in altezza
REGOLARE	NON REGOLARE

6.2 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute. deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili. D.M. 2018 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD"A" (Alta);
- CD"B" (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisi, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità **classe: "NESSUNA"**

(struttura considerata come NON dissipativa – per i dettagli vedi introduzione alla relazione di calcolo)

6.3 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **3**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria B**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	a_g/g	F_0	Parametri di pericolosità sismica					
			T_c^* [s]	C_c	T_B [s]	T_c [s]	T_D [s]	S_s
SLO	0.0519	2.519	0.240	1.46	0.117	0.351	1.808	1.20
SLD	0.0684	2.482	0.250	1.45	0.121	0.363	1.874	1.20
SLV	0.1813	2.480	0.277	1.42	0.131	0.394	2.325	1.20
SLC	0.2339	2.472	0.284	1.41	0.134	0.402	2.536	1.17

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura (q).

Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1,00**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "Tabulati di calcolo" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **1,500;**
 Fattore di Struttura (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **1,500;**
 Fattore di Struttura (q_z) per sisma verticale: **1,50.**

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di struttura utilizzato per il sisma orizzontale:

Tipologia (§7.4.3.2 D.M. 2018)	Dir. X	Dir. Y
	A pareti, miste equivalenti a pareti	A pareti, miste equivalenti a pareti
	con pareti non accoppiate	con pareti non accoppiate
α_u/α_1	1	1
k_w	1,00	1,00
q_o	3,150	3,150
k_R	-	-

Il fattore di struttura è calcolato secondo la relazione (7.3.1) del §7.3.1 del D.M. 2018:

$$q = q_0 \cdot k_R;$$

dove:

k_w è il coefficiente che riflette la modalità di collasso prevalente in sistemi strutturali con pareti.

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione. **NOTA:** il valore proposto di q_0 è già ridotto dell'eventuale coefficiente k_{wi}

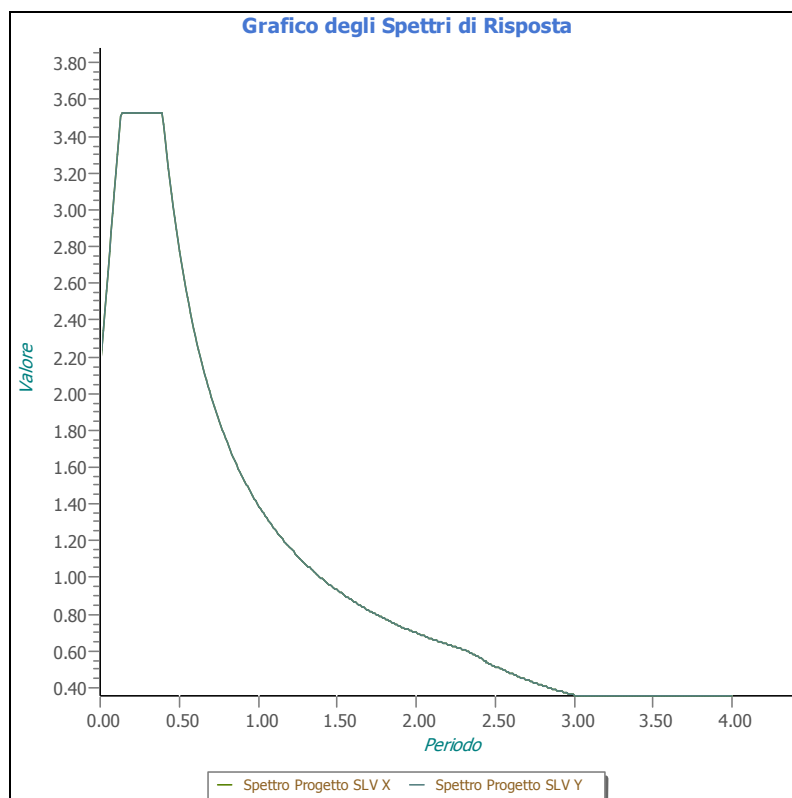
k_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

N.B: Per le costruzioni **regolari in pianta**, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nel §7.4.3.2 del D.M. 2018 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni **non regolari in pianta**, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2 D.M. 2018)(cfr. Tabella 7.3.II D.M. 2018)

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

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



6.4 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**50**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	95.4
salvaguardia della vita	Y	92.2
salvaguardia della vita	Z	100.0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E , conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i - j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglienti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

6.5 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C; \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C. \end{aligned}$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

6.6 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \quad E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X

scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ} \quad E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ} \quad E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

6.7 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a $\pm 5\%$ della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

7 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

7.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita

nominale della struttura;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;

γ_{qr} , γ_{qr} , γ_p coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **22 combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "*Tabulati di calcolo*".

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0
* "Da valutarsi caso per caso"	

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "*Tabulati di calcolo*" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

7.2 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E	rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
G ₁	rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G ₂	rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
P	rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
ψ _{2i}	coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q _i ;
Q _{ki}	valore caratteristico dell'azione variabile Q _i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

7.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

G _{ki} :	valore caratteristico della j-esima azione permanente;
P _{kh} :	valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
Q _{ki} :	valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
Q _{ki} :	valore caratteristico della i-esima azione variabile;
ψ _{0i} :	coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
ψ _{1i} :	coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
ψ _{2i} :	coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i}, ψ_{1i}, ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ _{0i}	ψ _{1i}	ψ _{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati "*Tabulati Di Calcolo*" sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (1), "**Frequente**" (2) e "**Rara**" (3).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

8 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

8.1 Denominazione

Nome del Software	EdiLus
Versione	BIM(d)
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	88102307
Intestatario Licenza	TREVISANI ing. FABIO
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

8.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti **MICROSAP** prodotto dalla società **TESYS srl**. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

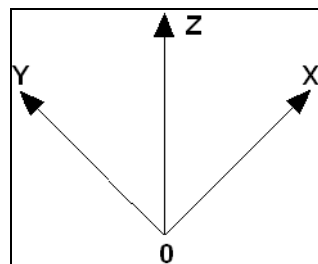
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

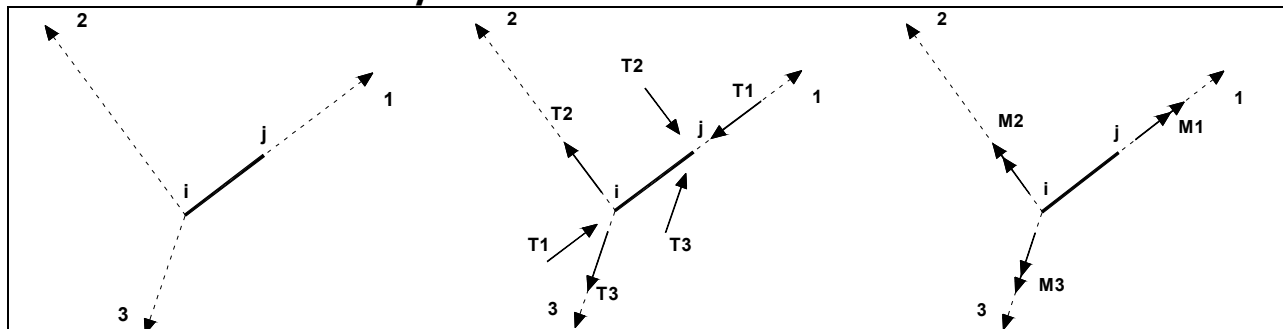
8.3 Sistemi di Riferimento

8.3.1 Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



8.3.2 Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

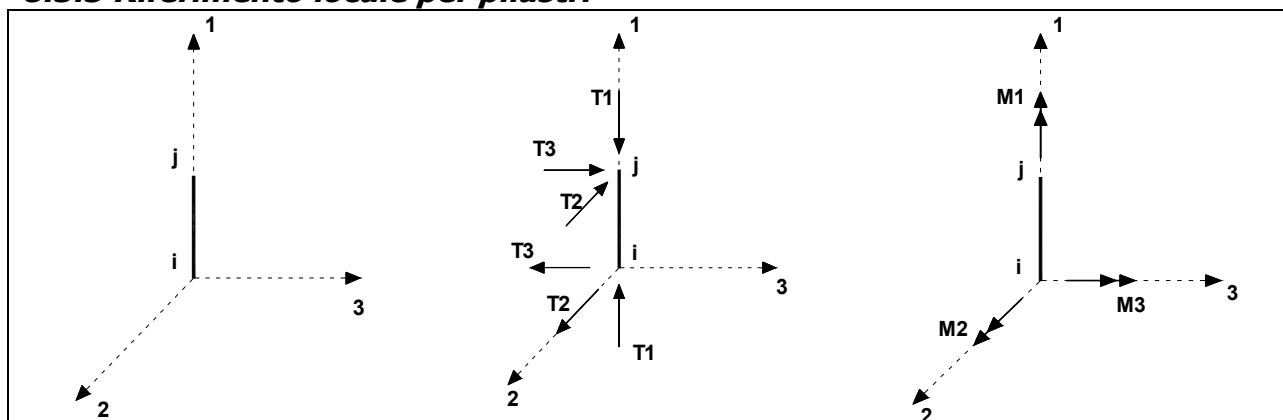
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

1. Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i-j);
2. Sollecitazioni taglienti T_2 e T_3 , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
3. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
4. Sollecitazione torcente M_1 .

8.3.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del

pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

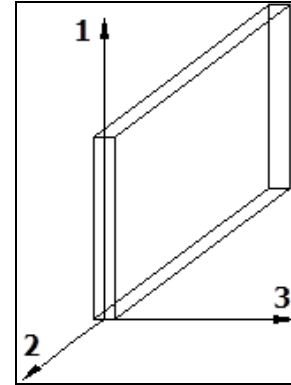
- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglianti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

8.3.4 Riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.



Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.

Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

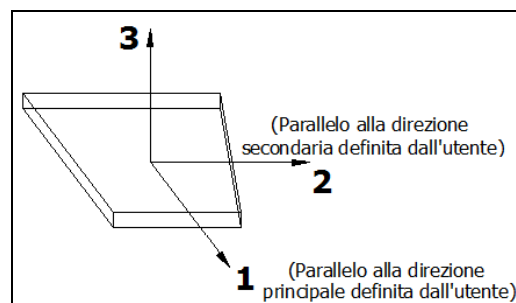
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

8.3.5 Riferimento locale per solette e platee

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

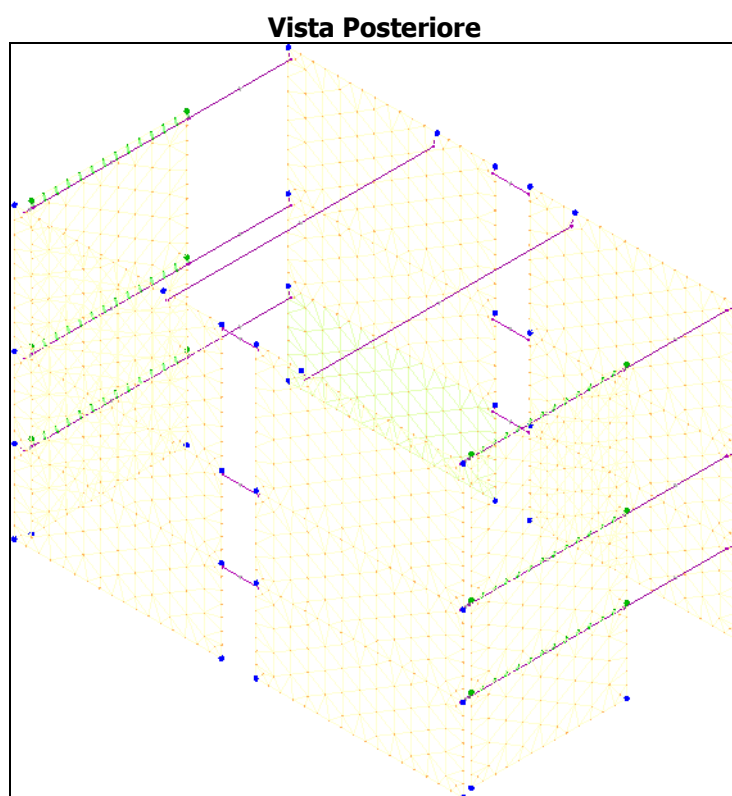
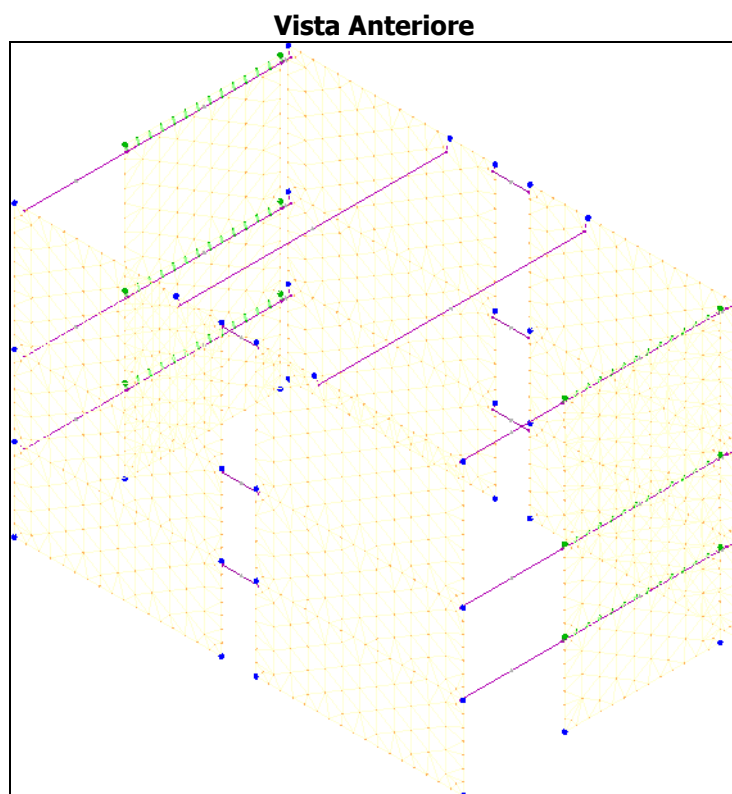


8.4 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "*Tabulati di calcolo*".

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.



Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale

dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

9 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

9.1 Verifiche di Resistenza

9.1.1 Elementi in C.A.

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.19 del D.M. 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.19 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

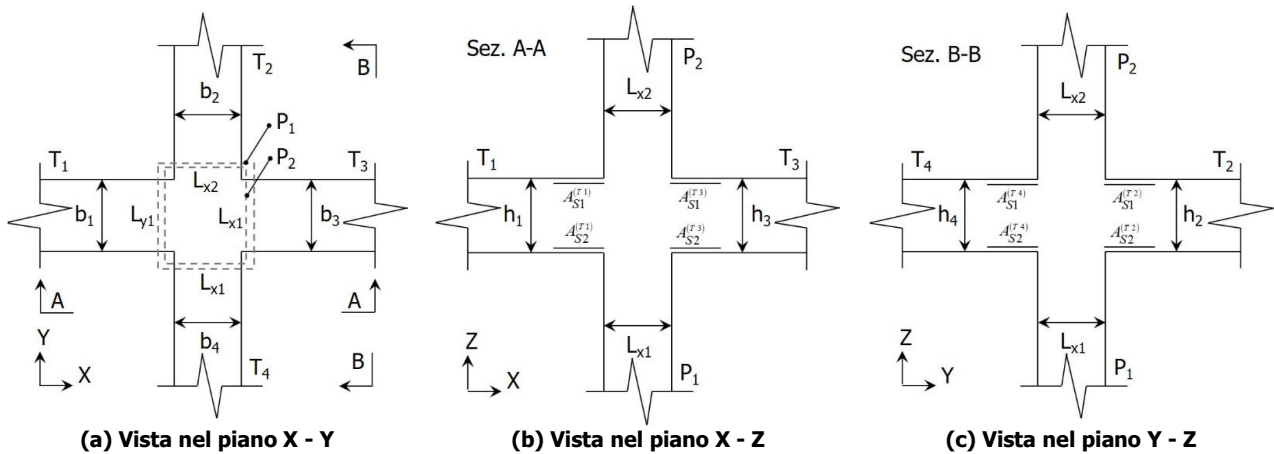
Nei "*Tabulati di calcolo*", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti. si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare

la durabilità dell'opera nel tempo.

9.1.1.1 Verifica di confinamento dei nodi

La progettazione dei nodi delle strutture in c.a. viene condotta secondo le prescrizioni del § 7.4.4.3 del D.M. 2018. Si consideri, in generale, lo schema di nodo rappresentato nella figura seguente in cui $n_t = 4$ e $n_p = 2$ sono, rispettivamente, il numero di travi e pilastri concorrenti nel nodo.



In base alle dimensioni geometriche delle membrature (travi e pilastri) concorrenti nel nodo è possibile classificare i nodi in:

- **Interamente Confinati [IC]**, se $n_t = 4$ e:

$$\min\{b_1, b_3\} \geq \frac{3}{4} \max\{L_{y1}, L_{y2}\} \quad \min\{h_1, h_3\} \geq \frac{3}{4} \max\{h_1, h_3\}$$

$$\min\{b_2, b_4\} \geq \frac{3}{4} \max\{L_{x1}, L_{x2}\} \quad \min\{h_2, h_4\} \geq \frac{3}{4} \max\{h_2, h_4\}$$

- **Non Interamente Confinati [NIC]**, se non tutte le precedenti condizioni sono rispettate.

In base all'ubicazione del nodo nella struttura è possibile distinguere tra:

- **Nodi Interni [NI]**: in cui, evidentemente, $n_t = 4$;
- **Nodi Esterni [NE]**, in cui $1 \leq n_t < 4$.

I nodi sono stati progettati considerando una sollecitazione tagliante pari a (cfr. [7.4.6-7] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} = \gamma_{Rd} \left(A_{S1}^{(T_i)} + A_{S2}^{(T_i)} \right) f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$

$$V_{jbd}^{(T_i)} = \gamma_{Rd} A_{S1}^{(T_i)} f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,20$ in CD-A e $1,10$ in CD-B ed in caso di comportamento non dissipativo (cfr. Tab. 7.2.I e § 7.4.1 D.M. 2018);

f_{yd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle armature delle travi;

$V_C^{(P_{2,i})}$ è il taglio in condizioni sismiche del pilastro superiore, lungo la direzione della trave considerata:

$$V_C^{(P_{2,i})} = V_C^{(P_{2,x})} \quad i = 1, 3$$

$$V_C^{(P_{2,i})} = V_C^{(P_{2,y})} \quad i = 2, 4$$

Le terne (A_{S1}, A_{S2}, V_C) sono state scelte in modo da considerare la situazione più sfavorevole. La verifica a taglio-compressione si esegue controllando che (cfr. [7.4.8] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} \leq V_{R,jbd}^{(T_i)} = \eta f_{cd} b_j^{(T_i)} h_{jc}^{(P_{1,i})} \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}}$$

dove:

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck} [MPa]}{250} \right);$$

$\alpha_j = 0,6$ per [NI] e $0,48$ per [NE];

b_j è la larghezza effettiva del nodo, pari a:

$$b_j^{(T_i)} = \min \left\{ b_{j1}^{(T_i)}, b_{j2}^{(T_i)} \right\} \quad i = 1, \dots, n_t$$

$$b_{j1}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{x1}, L_{x2}, b_i \right\} \quad i = 1, 3$$

$$b_{j1}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{y1}, L_{y2}, b_i \right\} \quad i = 2, 4$$

$$b_{j2}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{x1} + \frac{L_{y1}}{2}, b_i + \frac{L_{y1}}{2} \right\} \quad i = 1, 3$$

$$b_{j2}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{y1} + \frac{L_{x1}}{2}, b_i + \frac{L_{x1}}{2} \right\} \quad i = 2, 4$$

$h_{jc}^{(P_i)}$ è la distanza tra le armature del pilastro:

$$h_{jc}^{(P_i)} = L_{x1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 1, 3$$

$$h_{jc}^{(P_i)} = L_{y1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 2, 4$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nel pilastro, ed il diametro delle armature longitudinali del pilastro;

$v_d = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2} L_{y2} f_{cd}}$ è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore.

Le armature a taglio per il confinamento del nodo sono progettate adottando la meno stringente tra la relazione ([7.4.10] D.M. 2018):

$$\frac{A_{sh,i} f_{ywd}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \geq \frac{\left[\frac{V_{jbd}^{(T_i)}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \right]}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad i = 1, \dots, n_t$$

dove:

$A_{sh,i}$ è l'armatura totale a taglio nel nodo nella direzione in esame:

$$A_{sh,i} = n_{st,i} n_{br,x} \left(\frac{\pi \Phi_{st}^2}{4} \right) \quad i = 1, 3$$

$$A_{sh,i} = n_{st,i} n_{br,y} \left(\frac{\pi \Phi_{st}^2}{4} \right) \quad i = 2, 4$$

$n_{st,i}$ è il numero totale di staffe nel nodo, uniformemente ripartito lungo l'altezza della trave in esame;

$n_{br,x}$ e $n_{br,y}$ sono il numero di bracci delle staffe nel nodo, nella direzione in esame;

Φ_{st} è il diametro delle staffe nel nodo;

f_{ywd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle staffe;

$$h_{jw}^{(T_i)} = h_i - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L;$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nella trave, ed il diametro delle armature longitudinali nella trave;

e le seguenti relazioni ([7.4.11-12] D.M. 2018):

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \left(A_{s1}^{(T_i)} + A_{s2}^{(T_i)} \right) f_{yd} \left(1 - 0,8 v_d^{[NI]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s1}^{(T_i)} f_{yd} \left(1 - 0,8 v_d^{[NE]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

dove:

$v_d^{[NI]} = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2} L_{y2} f_{cd}}$ è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore;

$v_d^{[NE]} = \frac{N_{Ed}^{(P_1)}}{L_{x1} L_{y1} f_{cd}}$ è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro inferiore.

Il passo delle staffe da disporre per tutta l'altezza del nodo (pari all'altezza maggiore delle travi in esso convergenti) è pari a:

$$p_{st} = \min_{i=1, \dots, n_t} \left\{ \frac{h_{jw}^{(T_i)}}{n_{st,i} + 1} \right\}$$

dove $n_{st} = \max_i n_{st,i}$ è il numero totale di staffe da disporre nel nodo.

9.2 Gerarchia delle Resistenze

9.2.1 Elementi in C.A.

Relativamente agli elementi in c.a., sono state applicate le disposizioni contenute al §7.4.4 del D.M. 2018. Più in particolare:

- per le **travi**, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di estremità, amplificati del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD"A", ad 1,10 per strutture in CD"B". La verifica di resistenza è eseguita secondo le indicazioni del par. 7.4.4.1.1 D.M. 2018.
- per i **pilastri**, al fine di scongiurare l'attivazione di meccanismi fragili globali, come il meccanismo di "piano debole" che comporta la plasticizzazione, anticipata rispetto alle travi, di gran parte dei pilastri di un piano, il progetto a **flessione** delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi amplificata mediante il coefficiente γ_{Rd} che vale 1,3 in CD"A" e 1,3 per CD"B". In tali casi, generalmente, il meccanismo dissipativo prevede la localizzazione delle cerniere alle estremità delle travi e le sollecitazioni di progetto dei pilastri possono essere ottenute a partire dalle resistenze d'estremità delle travi che su di essi convergono, facendo in modo che, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula (7.4.4) del D.M. 2018. Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del par. 7.4.4.2.1 D.M. 2018.
Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore secondo l'espressione (7.4.5). Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del par. 7.4.4.2.1.
- per i **nodi trave-pilastro**, si deve verificare che la resistenza del nodo sia tale da assicurare che non pervenga a rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacente. L'azione di taglio, agente in direzione orizzontale per le varie direzioni del sisma, nel nucleo di calcestruzzo del nodo è calcolata secondo l'espressione (7.4.6) per i nodi interni e (7.4.7) per quelli esterni. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del §7.4.4.3.1 D.M. 2018.
- per i **setti** sismo resistenti, le sollecitazioni di calcolo sono determinate secondo quanto indicato nel par. 7.4.4.5 D.M. 2018. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del par. 7.4.4.5.1 D.M. 2018.

9.2.2 Fondazioni

Per quanto riguarda la struttura di fondazione sono applicate le disposizioni contenute al §7.2.5 del D.M. 2018. Più in particolare:

- le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera struttura, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche;
- il dimensionamento della struttura di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono eseguite, nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, assumendo come azioni in fondazione quelle trasferite dagli elementi soprastanti amplificate di un coefficiente γ_{Rd} pari a 1,1 in CD"B" e 1,3 in CD"A".

I risultati delle suddette verifiche sono riportate nei "Tabulati di calcolo".

9.3 Verifiche SLD

Essendo la struttura di **Classe 3** sono state condotte le Verifiche allo Stato Limite di Danno come indicato al par. 7.3.6.1 del D.M. 2018, assumendo fattori parziali dei materiali γ_m pari a 1.

9.4 DETTAGLI STRUTTURALI

Il progetto delle strutture è stato condotto rispettando i dettagli strutturali previsti dal D.M. 2018, nel seguito illustrati. Il rispetto dei dettagli può essere evinto, oltreché dagli elaborati grafici, anche dalle verifiche riportate nei tabulati allegati alla presente relazione.

9.4.1 Travi in c.a.

Le armature degli elementi trave sono state dimensionati seguendo i dettagli strutturali previsti al punto 4.1.6.1.1 del D.M. 2018:

$$A_s \geq A_{s,\min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d; 0,0013 b_t d \right\} \quad [\text{TR-C4-A}]$$

$$\max \{A_s; A'_s\} \leq A_{s,\max} = 0,04 A_c \quad [\text{TR-C4-B}]$$

$$A_{st} \geq A_{st,\min} = 1,5 b \text{ mm}^2 / m \quad [\text{TR-C4-C}]$$

$$p_{st} \geq p_{st,\min} = \min \{33,3 \text{ cm}; 0,8 d\} \quad [\text{TR-C4-D}]$$

$$A_{st} \geq 0,5 A_{sw} \quad [\text{TR-C4-E}]$$

$$p_{st} \geq 15 \Phi \quad [\text{TR-C4-F}]$$

dove:

- A_s e A'_s sono le aree di armature tese e compresse;
- f_{ctm} è la resistenza a trazione media del cls;
- f_{yk} è la resistenza caratteristica allo snervamento;
- b_t è la larghezza media della zona tesa della trave (pari alla larghezza della trave o dell'anima nel caso di sezioni a T);
- d è l'altezza utile della trave;
- b è lo spessore minimo dell'anima in mm;
- p_{st} è il passo delle staffe;
- A_c è l'area della sezione di cls;
- A_{st} è l'area delle staffe;
- A_{sw} è l'area totale delle armature a taglio (area delle staffe più area dei ferri piegati);
- dove Φ è il diametro delle armature longitudinali compresse.

Ai fini di un buon comportamento sismico, sono rispettate le seguenti limitazioni geometriche, ai sensi del § 7.4.6.1.1 del D.M. 2018:

$$b_t \geq b_{t,\min} = 20 \text{ cm} \quad [\text{TR-LG-A}]$$

$$b_t \leq b_{t,\max} = \min \{b_c + h_t; b_c\} \quad [\text{TR-LG-B}]$$

$$b_t/h_t \geq (b_t/h_t)_{\min} = 0,25 \quad [\text{TR-LG-C}]$$

$$L_{zc} = 1,5 h_t \text{ (CD-A)}; L_{zc} = 1,0 h_t \text{ (CD-B)} \quad [\text{TR-LG-D}]$$

dove:

- b_t e h_t sono la base e l'altezza delle travi, rispettivamente;
- b_c è la larghezza della colonna;
- L_{zc} è la larghezza della zona dissipativa.

Inoltre, per il dimensionamento delle armature, vengono rispettate le prescrizioni del § 7.4.6.2.1 del D.M. 2018, illustrate nel seguito.

Armature longitudinali

$$n_{\phi l} > n_{\phi l,\min} = 2 \quad [\text{TR-AL-A}]$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_{yk}} < \rho = \frac{A_s}{b h} < \rho_{\max} = \rho_{cmp} + \frac{3,5}{f_{yk}} \quad [\text{TR-AL-B}]$$

$$\rho_{cmp} \geq \rho_{cmp,\min} \quad [\text{TR-AL-C}]$$

dove:

- $n_{\phi l}$ è il numero di barre al lembo inferiore o superiore, di diametro almeno pari a 14 mm;

- $n_{\Phi_l, \min}$ è il minimo numero possibile di barre al lembo inferiore o superiore, di diametro almeno pari a 14 mm;
- ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa (rapporto tra le aree delle armature, A_s , e l'area della sezione rettangolare, $b \times h$);
- ρ_{cmp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;
- $\rho_{\text{cmp}, \min} = 0,25 \rho$ per zone non dissipative, oppure $1/2 \rho$ per zone dissipative.
- f_{yk} è la resistenza di snervamento caratteristica dell'acciaio in MPa.

Armature trasversali

$$p_{st} \leq p_{st, \max} = \min \begin{cases} \left[\frac{d}{4}; 175 \text{ mm}; 6\Phi_l; 24\Phi_{st} \right] & (CD-A) \\ \left[\frac{d}{4}; 225 \text{ mm}; 8\Phi_l; 24\Phi_{st} \right] & (CD-B) \end{cases} \quad [\text{TR-AT-A}]$$

$$\Phi_{st} \geq \Phi_{st, \min} = 6 \text{ mm} \quad [\text{TR-AT-B}]$$

dove:

- d è l'altezza utile della sezione;
- Φ_l è il diametro più piccolo delle barre longitudinali utilizzate;
- Φ_{st} è il diametro più piccolo delle armature trasversali utilizzate;
- $\Phi_{st, \min}$ è il minimo diametro delle staffe da normativa.

9.4.2 Pilastri in c.a.

Le armature degli elementi pilastri sono state dimensionati seguendo i dettagli strutturali previsti al punto 4.1.6.1.2 del D.M. 2018, nel seguito indicati:

$$\Phi_l \geq \Phi_{l, \min} = 12 \text{ mm} \quad [\text{PL-C4-A}]$$

$$i \leq i_{\max} = 300 \text{ mm} \quad [\text{PL-C4-B}]$$

$$A_{sl} \geq A_{sl, \min} = \max \left\{ 0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,003 A_c \right\} \quad [\text{PL-C4-C}]$$

$$p_{st} \leq p_{st, \max} = \min \{12\Phi_l, 250 \text{ mm}\} \quad [\text{PL-C4-D}]$$

$$\Phi_{st} \geq \Phi_{st, \min} = \max \left\{ 6 \text{ mm}; \frac{\Phi_{l, \max}}{4} \right\} \quad [\text{PL-C4-E}]$$

$$A_{sl} \leq A_{sl, \max} = 0,04 A_c \quad [\text{PL-C4-F}]$$

dove:

- Φ_l e $\Phi_{l, \min}$ sono, rispettivamente, il diametro più piccolo utilizzato ed il diametro minimo da norma delle barre longitudinali;
- i e i_{\max} sono, rispettivamente, l'interasse massimo utilizzato e l'interasse massimo consentito da norma delle barre longitudinali;
- A_{sl} è l'area totale delle armature longitudinali;
- N_{Ed} è la forza di compressione di progetto;
- f_{yd} è la tensione di calcolo dell'acciaio;
- A_c è l'area di cls;
- p_{st} e $p_{st, \max}$ sono, rispettivamente, il passo massimo utilizzato ed il passo massimo consentito da norma per le staffe;
- Φ_{st} e $\Phi_{st, \min}$ sono, rispettivamente, il diametro minimo utilizzato ed il diametro minimo consentito da norma delle staffe;
- $\Phi_{l, \max}$ è il diametro massimo delle armature longitudinali utilizzate;
- $A_{sl, \max}$ è l'area massima da norma dei ferri longitudinali;
- A_c è l'area di cls.

Ai fini di un buon comportamento sismico, sono rispettate le seguenti limitazioni geometriche, ai sensi del § 7.4.6.1.2 del D.M. 2018:

$$b_c \geq b_{c, \min} = 25 \text{ cm} \quad [\text{PL-LG-A}]$$

$$L_{zc} \geq L_{zc, \min} = \max\{h_c, 1/6 L_l, 45 \text{ cm}\} \text{ se } L_l \geq 3 h_{czc} \geq L_{zc, \min} = \max\{h_c, L_l, 45 \text{ cm}\} \text{ se } L_l < 3 h_c \quad [\text{PL-LG-B}]$$

dove:

- b_c è la dimensione minima della sezione trasversale del pilastro;

- $b_{c,min}$ è la dimensione minima consentita della sezione trasversale del pilastro;
- L_{zc} è la lunghezza della zona critica;
- $L_{zc,min}$ è la lunghezza minima consentita della zona critica;
- h_c è l'altezza del pilastro;
- L_l è la luce libera del pilastro.

Inoltre, per il dimensionamento delle armature, vengono rispettate le prescrizioni del § 7.4.6.2.2 del D.M. 2018:

Armature longitudinali

$$i \leq i_{max} = 25 \text{ cm} \quad [\text{PL-AL-A}]$$

$$\rho_{min} = 1\% \leq \rho \leq \rho_{max} = 4\% \quad [\text{PL-AL-B}]$$

dove:

- i e i_{max} sono, rispettivamente, l'interasse massimo utilizzato e l'interasse massimo consentito da norma delle barre longitudinali;
- ρ è il rapporto tra l'area totale di armatura longitudinale e l'area della sezione retta.

Armature trasversali

$$\Phi_{st} > \Phi_{st,min} = \begin{cases} \max \left[6mm; \left(0,4\Phi_{l,max} \sqrt{\frac{f_{yd,l}}{f_{yd,st}}} \right) \right] & \text{CD - A} \\ 6mm & \text{CD - B} \end{cases} \quad [\text{PL-AT-A}]$$

$$p_{st} \leq p_{st,max} = \min \begin{cases} \left[\frac{1}{3}b_{c,min}; 12,5cm; 6d_{bl,min} \right] & \text{CD - A} \\ \left[\frac{1}{2}b_{c,min}; 17,5cm; 8d_{bl,min} \right] & \text{CD - B} \end{cases} \quad [\text{PL-AT-B}]$$

dove:

- Φ_{st} è il più piccolo diametro delle staffe utilizzato;
- $\Phi_{st,min}$ è il minimo diametro delle staffe utilizzabile;
- $\Phi_{l,max}$ è il diametro massimo delle barre longitudinali utilizzate;
- $f_{yd,l}$ e $f_{yd,st}$ sono le tensioni di snervamento di progetto delle barre longitudinali e delle staffe.
- p_{st} e $p_{st,max}$ sono, rispettivamente, il passo massimo utilizzato ed il passo massimo consentito da norma per le staffe;
- $b_{c,min}$ è la dimensione minore del pilastro;
- $d_{bl,min}$ è il diametro minimo delle armature longitudinali.

Inoltre, è stato effettuato il seguente controllo sulla duttilità minima dei pilastri:

$$\omega_{wd} = \frac{V_{st}}{V_{nc}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq \omega_{wd,min} = 0,08 \quad [\text{PL-AT-C}]$$

dove:

- $V_{st} = A_{st} L_{st}$ è il volume delle staffe di contenimento;
- V_{nc} è il volume del nucleo confinato ($= b_0 h_0 s$ per sezioni rettangolari; $= \pi(D_0/2)^2 s$ nel caso di sezioni circolari);
- A_{st} è l'area delle staffe;
- L_{st} è il perimetro delle staffe;
- b_0 e h_0 sono le dimensioni del nucleo confinato, misurate con riferimento agli assi delle staffe;
- D_0 è il diametro del nucleo confinato misurato rispetto all'asse delle staffe;
- s è il passo delle staffe;
- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto delle staffe;
- f_{cd} è la tensione di progetto a compressione del cls.

9.4.3 Setti in c.a.

Il dimensionamento dei setti è stato effettuato rispettando le limitazioni geometriche indicate al § 7.4.6.1.4 del D.M. 2018 e le limitazioni di armatura previste al § 7.4.6.2.4 del D.M. 2018:

$$t \geq t_{\min} = \max\{15 \text{ cm}^*; 1/20 h_{\text{int}}\} \quad [\text{ST-C7-A}]$$

$$\{\rho_h; \rho_v\} \geq \rho_{\min} = 0,2\% \text{ **} \quad [\text{ST-C7-B}]$$

$$\Phi \leq \Phi_{\max} = 1/10 t \quad [\text{ST-C7-C}]$$

$$i \leq i_{\max} = 30 \text{ cm} \quad [\text{ST-C7-D}]$$

dove

- t e t_{\min} sono lo spessore del setto e lo spessore minimo da norma, rispettivamente;
- h_{int} è l'altezza libera d'interpiano.
- ρ_h e ρ_v sono le percentuali geometriche di armature orizzontali e verticali nella zona non dissipativa, rispettivamente;
- ρ_{\min} è la percentuale geometrica di armatura minima da norma.
- Φ è il massimo diametro delle armature verticali o orizzontali utilizzato;
- Φ_{\max} è il massimo diametro delle armature (verticali o orizzontali) consentito dalla norma;
- t è lo spessore della parete.
- i e i_{\max} sono, rispettivamente, il passo maggiore utilizzato ed il passo massimo consentito dalla norma tra le armature orizzontali o verticali.

* 20 cm nel caso vi siano travi di collegamento tra le pareti con armature inclinate.

** 0,5% nel caso di $\epsilon_c > 0,2\%$ nell'analisi sismica

9.4.4 Nodi in c.a.

Il dimensionamento degli elementi trave e pilastro confluenti nel nodo è stato effettuato assicurando che le eccentricità delle travi rispetto ai pilastri siano inferiori ad 1/4 della larghezza del pilastro, per la direzione considerata (§ 7.4.6.1.3 D.M. 2018). staffe progettate nel nodo sono almeno pari alle staffe presenti nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore. Nel caso di nodi interamente confinati il passo minimo delle staffe nel nodo è pari al doppio di quello nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore, fino ad un massimo di 15 cm.

10 - TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo" costituente parte integrante della presente relazione.

TABULATI DI CALCOLO

PREMESSA

La analisi sismica nella direzione corta dell'edificio (X) ha sostanzialmente lo scopo di determinare le azioni al piede (e di dimensionamento) dei nuovi elementi irrigiditi da introdurre (setti in c.a.). A tale scopo viene eseguita una analisi sismica di tipo dinamico in campo lineare (modale). Tuttavia, data la semplicità della costruzione e la sua regolarità, vi è da attendersi un comportamento dinamico determinato quasi totalmente dal primo modo di vibrare e pertanto appare lecito eseguire anche una analisi statica equivalente (riportata poi in seguito). Tale analisi semplificata viene riportata innanzitutto come verifica manuale dei risultati ottenuti; a favore di sicurezza, tuttavia, essendo le sollecitazioni così ottenute superiori a quelle di cui alla analisi modale, ai fini delle verifiche strutturali delle fondazioni si adotteranno i valori determinati con la analisi statica. Si tenga comunque conto del fatto che i setti in c.a., pur calcolati con i valori della analisi modale (vedi seguito della presente sezione), sono stati verificati flessionalmente anche con i valori desunti dalla analisi statica, con riscontro positivo.

Come già accennato, non essendo il software utilizzato in grado di eseguire la analisi sismica in una sola direzione, per evitare labilità è stato introdotto nel modello un sistema sismo-resistente fittizio (pure a setti in c.a.) anche nella direzione ortogonale (Y), di tipo simmetrico; le relative verifiche, evidentemente non hanno alcuna rilevanza ai fini dell'adeguamento sismico in esame in quanto in tale direzione il sistema resistente resta in realtà quello attuale in muratura.

Pertanto è necessario fare riferimento alle sole verifiche dei setti in c.a. disposti in direzione X, (setti S1 e S2); le verifiche relative ai restanti setti (SF1, SF2, SF3, SF4) sono del tutto fittizie.

INFORMAZIONI GENERALI

Edificio	Cemento Armato
Costruzione	Nuova
Situazione	-
Intervento	-
Comune	Lonato del Garda
Provincia	Provincia di Brescia
Oggetto	Adeguamento sismico IIS Cerebotani - I stralcio
Parte d'opera	Corpo A2 - introduzione nuovo sistema sismo-resistente direzione X
Normativa di riferimento	D.M. 17/01/2018
Calcolo semplificato per siti a bassa sismicità (§ 7.0)	-
Analisi sismica	Dinamica solo Orizzontale

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato														
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Clc C25/30_B450C - (C25/30)														
001	25 000	0,000010	31 447	13 103	60	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	002

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
α_{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E·C _{Erid}].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R_{ck}	Resistenza caratteristica cubica.
R_{cm}	Resistenza media cubica.
%R_{ck}	Percentuale di riduzione della R _{ck} .
γ_c	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f_{cd}	Resistenza di calcolo a compressione.
f_{ctd}	Resistenza di calcolo a trazione.
f_{cfm}	Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio															
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	f _{yk,1} / f _{yk,2}	f _{tk,1} / f _{tk,2}	f _{yd,1} / f _{yd,2}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7} NCnt Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]						
Acciaio B450C - (B450C)															
002	78 500	0,000010	210 000	80 769	P	450,00 -	-	391,30 -	-	1,15	-	-	-	-	-

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico.
α _{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
f _{tk,1}	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con t ≤ 40 mm).
f _{tk,2}	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
f _{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ _s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
γ _{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
γ _{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
γ _{M3,SLV}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
γ _{M3,SLE}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
γ _{M7}	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
f _{yk,1}	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t ≤ 40 mm).
f _{yk,2}	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
f _{vd,1}	Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).
f _{vd,2}	Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.

ALTRI MATERIALI

Caratteristiche altri materiali												
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	f _{rk}	γ _{Rd}	η _I	η _{a,1}	η _{a,2}	η _{a,3}	TAC
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]						
Legno - (Ln)												
003	6 000	0,000010	11 000	4 231	100	-	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico.
α _{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C _{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E·C _{Erid}].
f _{rk}	Resistenza caratteristica a rottura.
γ _{Rd}	Coefficiente parziale di modello per taglio-torsione.
η _I	Fattore di conversione per effetti di lunga durata.
η _{a,1}	Fattore di conversione ambientale per esposizione "Interno".
η _{a,2}	Fattore di conversione ambientale per esposizione "Esterno".
η _{a,3}	Fattore di conversione ambientale per esposizione "Ambiente Aggressivo".
TAC	Tipologia di Applicazione del Composito: [A] = Tipo A; [B] = Tipo B; [-] = materiale generico.



TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali			
Materiale	SL	Tensione di verifica	σ _{d,amm} [N/mm ²]
Cls C25/30_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	14,94
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	11,21
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360,00

LEGENDA:

SL	Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
σ _{d,amm}	Tensione ammissibile per la verifica.

SEZIONI ASTE

Sezioni aste																					
N _{id}	Tp	Label	Dimensioni										v	A	Area per Taglio		Inerzia				
			B	H	Sp _w	L _w	Sp _{f,0}	L _{f,0}	Sp _{f,1}	L _{f,1}	L _{f,2}	L _{f,3}			A _{X,T}	A _{Y,T}	I _X	I _T	I _Y	I _{XY}	ΔΘI _{pr}
			[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[°]
001		50x40	50	40	-	-	-	-	-	-	-	-	4	2 000	1 667	1 667	266 667	547 360	416 667	0	0,00
002		50x38	50	38	-	-	-	-	-	-	-	-	4	1 900	1 583	1 583	228 633	487 162	395 833	0	0,00

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo della sezione.
Tp Tipo di sezione.
Label Identificativo della sezione come indicato nelle carpenterie.
B Base/Diametro/Raggio.
H Altezza/Lato/Altezza di colmo.
Sp_w Spessore anima.
L_w Lunghezza anima.
Sp_{f,0} Spessore ala 0.
L_{f,0} Lunghezza ala 0.
Sp_{f,1} Spessore ala 1.
L_{f,1} Lunghezza ala 1.
L_{f,2} Lunghezza ala 2.
L_{f,3} Lunghezza ala 3.
v Nel caso di sezioni poligonali, indica il numero dei vertici della sezione.
A Area della sezione.
ΔΘI_{pr} Rotazione degli assi principali d'inerzia rispetto agli assi X, Y, espresse in gradi sessadecimali.
Inerzia Inerzie della sezione rispetto agli assi.

SEZIONI SETTI

Sezioni setti													
N _{id}	Label	Dimensioni										v	A
		B	H	Sp _w	L _w	Sp _{f,0}	L _{f,0}	Sp _{f,1}	L _{f,1}	L _{f,2}	L _{f,3}		
003	600x35	600	35	-	-	-	-	-	-	-	-	4	21 000
004	800x35	800	35	-	-	-	-	-	-	-	-	4	28 000

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo della sezione.
Lab Identificativo della sezione come indicato nelle carpenterie.
el
B Base/Diametro/Raggio.
H Altezza/Lato/Altezza di colmo.
Sp_w Spessore anima.
L_w Lunghezza anima.
Sp_{f,0} Spessore ala 0.
L_{f,0} Lunghezza ala 0.
Sp_{f,1} Spessore ala 1.
L_{f,1} Lunghezza ala 1.
L_{f,2} Lunghezza ala 2.
L_{f,3} Lunghezza ala 3.
v Nel caso di sezioni poligonali, indica il numero dei vertici della sezione.
A Area della sezione.

ANALISI CARICHI

Analisi carichi									
N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale	
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA
001	S	Muratura in pietra s=50 cm	Carico Permanente	Muro in pietra	11 000	Intonaci	1 000		0
002	S	2° solaio in laterrocemento da rinforzare	Coperture accessibili solo per manutenzione	Solaio misto legno-clis	4 000	Sovraccarichi permanenti	1 000	Neve - coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	1 200
003	S	1° Solaio H=32+4 rinforzato	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 38 cm	5 000	Pavimentazione e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2 000	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3 000
004	S	Gronda 1° solaio	Coperture accessibili solo per manutenzione	Solaio pieno H=10 cm	2 500		0	Sovraccarico accidentale	1 200
005	S	Sbalzo 3° solaio	Coperture accessibili solo per manutenzione	Solaio pieno H=15 cm	3 800	Sovraccarichi permanenti	1 000	Sovraccarico accidentale	1 200

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo dell'analisi di carico.
T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.
PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

TIPOLOGIE DI CARICO

N _{id}	Descrizione	F+E	+/- F	CDC	Tipologie di carico		
					ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
0001	Carico Permanente	SI	NO	Permanente	1,00	1,00	1,00
0002	Permanenti NON Strutturali	SI	NO	Permanente	1,00	1,00	1,00
0003	Scuole	SI	NO	Media	0,70	0,70	0,60
0004	Coperture accessibili solo per manutenzione	SI	NO	Media	0,00	0,00	0,00
0005	Sisma X	-	-	-	-	-	-
0006	Sisma Y	-	-	-	-	-	-
0007	Sisma Z	-	-	-	-	-	-
0008	Sisma Ecc.X	-	-	-	-	-	-
0009	Sisma Ecc.Y	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo della Tipologia di Carico.
- F+E** Indica se la tipologia di carico considerata è AGENTE con il sisma.
- +/- F** Indica se la tipologia di carico è ALTERNATA (cioè considerata due volte con segno opposto) o meno.
- CDC** Indica la classe di durata del carico.
- NOTA: dato significativo solo per elementi in materiale legnoso.
- ψ₀** Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLU e SLE (carichi rari).
- ψ₁** Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLE (carichi frequenti).
- ψ₂** Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLE (carichi frequenti e quasi permanenti).

SLU: Non Sismica - Strutturale senza azioni geotecniche

SLU: Non Sismica - Strutturale senza azioni geotecniche				
Id _{Comb}	CC 01	CC 02	CC 03	CC 04
	Carico Permanente	Permanenti NON Strutturali	Scuole	Coperture accessibili solo per manutenzione
01	1,00	0,00	0,00	0,00
02	1,00	0,80	0,00	0,00
03	1,00	0,80	1,05	0,00
04	1,00	1,50	0,00	0,00
05	1,00	1,50	1,05	0,00
06	1,00	0,80	1,50	0,00
07	1,00	1,50	1,50	0,00
08	1,00	0,80	0,00	1,50
09	1,00	0,80	1,05	1,50
10	1,00	1,50	0,00	1,50
11	1,00	1,50	1,05	1,50
12	1,30	0,00	0,00	0,00
13	1,30	0,80	0,00	0,00
14	1,30	0,80	1,05	0,00
15	1,30	1,50	0,00	0,00
16	1,30	1,50	1,05	0,00
17	1,30	0,80	1,50	0,00
18	1,30	1,50	1,50	0,00
19	1,30	0,80	0,00	1,50
20	1,30	0,80	1,05	1,50
21	1,30	1,50	0,00	1,50
22	1,30	1,50	1,05	1,50

LEGENDA:

- Id_{Comb}** Numero identificativo della Combinazione di Carico.
- CC** Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
- CC 01= Carico Permanente
- CC 02= Permanenti NON Strutturali
- CC 03= Scuole
- CC 04= Coperture accessibili solo per manutenzione

SLU: Sismica - Strutturale senza azioni geotecniche

SLU: Sismica - Strutturale senza azioni geotecniche				
Id _{Comb}	CC 01	CC 02	CC 03	CC 04
	Carico Permanente	Permanenti NON Strutturali	Scuole	Coperture accessibili solo per manutenzione
01	1,00	1,00	0,60	0,00

LEGENDA:

- Id_{Comb}** Numero identificativo della Combinazione di Carico.
- CC** Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
- CC 01= Carico Permanente
- CC 02= Permanenti NON Strutturali
- CC 03= Scuole
- CC 04= Coperture accessibili solo per manutenzione

COMBINAZIONI SISMICHE

Alle combinazioni riportate nella precedente tabella è stato aggiunto l'effetto del sisma. L'azione sismica è stata considerata come caratterizzata da tre componenti traslazionali lungo i tre assi globali X, Y e Z; la risposta della struttura è stata calcolata separatamente per i tre effetti e quindi combinata secondo la seguente espressione simbolica:

$\alpha = \alpha_i + 0,3 \cdot \alpha_{ii} + 0,3 \cdot \alpha_{iii}$

con α effetto totale dell'azione sismica, α_i , α_{ii} e α_{iii} azioni sismiche nelle tre direzioni. E' stata effettuata una rotazione degli indici e dei segni, per cui le combinazioni totali generate sono le:

(con α'_p sollecitazione dovuta alla combinazione delle condizioni statiche e α sollecitazione dovuta al sisma; in particolare α_{x_i} , α_{y_i} , α_{z_i} , α_{ex_i} , α_{ey_i} sono rispettivamente le sollecitazioni dovute al sisma agente in direzione x, in direzioni y, in direzione z, per eccentricità accidentale positiva in direzione x e per eccentricità accidentale positiva in direzione y)

- 1) $\alpha'_p + (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$; 2) $\alpha'_p + (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$;
3) $\alpha'_p + (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$; 4) $\alpha'_p + (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$;
5) $\alpha'_p + (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$; 6) $\alpha'_p + (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$;
7) $\alpha'_p + (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$; 8) $\alpha'_p + (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$;
9) $\alpha'_p + (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$; 10) $\alpha'_p + (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$;
11) $\alpha'_p + (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$; 12) $\alpha'_p + (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$;
13) $\alpha'_p + (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$; 14) $\alpha'_p + (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$;
15) $\alpha'_p + (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$; 16) $\alpha'_p + (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$;
17) $\alpha'_p + (\alpha_y + \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$; 18) $\alpha'_p + (\alpha_y + \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$;
19) $\alpha'_p + (\alpha_y + \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$; 20) $\alpha'_p + (\alpha_y + \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$;
21) $\alpha'_p + (\alpha_y + \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$; 22) $\alpha'_p + (\alpha_y + \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$;
23) $\alpha'_p + (\alpha_y + \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$; 24) $\alpha'_p + (\alpha_y + \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$;
25) $\alpha'_p + (\alpha_y - \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$; 26) $\alpha'_p + (\alpha_y - \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$;
27) $\alpha'_p + (\alpha_y - \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$; 28) $\alpha'_p + (\alpha_y - \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$;
29) $\alpha'_p + (\alpha_y - \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$; 30) $\alpha'_p + (\alpha_y - \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$;
31) $\alpha'_p + (\alpha_y - \alpha_{ey}) + 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$; 32) $\alpha'_p + (\alpha_y - \alpha_{ey}) - 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot \alpha_{z_i}$;
33) $\alpha'_p + \alpha_z + 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey})$; 34) $\alpha'_p + \alpha_z - 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey})$;
35) $\alpha'_p + \alpha_z + 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey})$; 36) $\alpha'_p + \alpha_z - 0,3 \cdot (\alpha_x + \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey})$;
37) $\alpha'_p + \alpha_z + 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey})$; 38) $\alpha'_p + \alpha_z - 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey})$;
39) $\alpha'_p + \alpha_z + 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey})$; 40) $\alpha'_p + \alpha_z - 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y + \alpha_{ey})$;
41) $\alpha'_p + \alpha_z + 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey})$; 42) $\alpha'_p + \alpha_z - 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey})$;
43) $\alpha'_p + \alpha_z + 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey})$; 44) $\alpha'_p + \alpha_z - 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey})$;
45) $\alpha'_p + \alpha_z + 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey})$; 46) $\alpha'_p + \alpha_z - 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) + 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey})$;
47) $\alpha'_p + \alpha_z + 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey})$; 48) $\alpha'_p + \alpha_z - 0,3 \cdot (\alpha_x - \alpha_{ex}) - 0,3 \cdot (\alpha_y - \alpha_{ey})$.

Nel caso di verifiche effettuate con sollecitazioni composte, per tenere conto del fatto che le sollecitazioni sismiche sono state ricavate come CQC delle sollecitazioni derivanti dai modi di vibrazione, dette N, Mx, My, Tx e Ty le sollecitazioni dovute al sisma, per ognuna delle combinazioni precedenti, sono state ricavate 32 combinazioni di carico permutando nel seguente modo i segni delle sollecitazioni derivanti dal sisma:

- 1) N, Mx, My, Tx e Ty; 2) N, Mx, -My, Tx e Ty; 3) N, -Mx, My, Tx e Ty; 4) N, -Mx, -My, Tx e Ty; 5) -N, Mx, My, Tx e Ty; 6) -N, Mx, -My, Tx e Ty; 7) -N, -Mx, My, Tx e Ty; 8) -N, -Mx, -My, Tx e Ty; 9) N, Mx, My, Tx e -Ty; 10) N, Mx, -My, Tx e -Ty; 11) N, -Mx, My, Tx e -Ty; 12) N, -Mx, -My, Tx e -Ty; 13) -N, Mx, My, Tx e -Ty; 14) -N, Mx, -My, Tx e -Ty; 15) -N, -Mx, My, Tx e -Ty; 16) -N, -Mx, -My, Tx e -Ty; 17) N, Mx, My, -Tx e Ty; 18) N, Mx, -My, -Tx e Ty; 19) N, -Mx, My, -Tx e Ty; 20) N, -Mx, -My, -Tx e Ty; 21) -N, Mx, My, -Tx e Ty; 22) -N, Mx, -My, -Tx e Ty; 23) -N, -Mx, My, -Tx e Ty; 24) -N, -Mx, -My, -Tx e Ty; 25) N, Mx, My, -Tx e -Ty; 26) N, Mx, -My, -Tx e -Ty; 27) N, -Mx, My, -Tx e -Ty; 28) N, -Mx, -My, -Tx e -Ty; 29) -N, Mx, My, -Tx e -Ty; 30) -N, Mx, -My, -Tx e -Ty; 31) -N, -Mx, My, -Tx e -Ty; 32) -N, -Mx, -My, -Tx e -Ty.

SERVIZIO(SLE): Caratteristica(RARA)

SERVIZIO(SLE): Caratteristica(RARA)				
IdComb	CC 01	CC 02	CC 03	CC 04
	Carico Permanente	Permanenti NON Strutturali	Scuole	Coperture accessibili solo per manutenzione
01	1,00	1,00	0,70	0,00
02	1,00	1,00	1,00	0,00
03	1,00	1,00	0,70	1,00

LEGENDA:

IdComb Numero identificativo della Combinazione di Carico.
CC Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
CC 01= Carico Permanente
CC 02= Permanenti NON Strutturali
CC 03= Scuole
CC 04= Coperture accessibili solo per manutenzione

SERVIZIO(SLE): Frequente

SERVIZIO(SLE): Frequente				
IdComb	CC 01	CC 02	CC 03	CC 04
	Carico Permanente	Permanenti NON Strutturali	Scuole	Coperture accessibili solo per manutenzione
01	1,00	1,00	0,60	0,00
02	1,00	1,00	0,70	0,00

LEGENDA:

IdComb Numero identificativo della Combinazione di Carico.
CC Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
CC 01= Carico Permanente
CC 02= Permanenti NON Strutturali
CC 03= Scuole
CC 04= Coperture accessibili solo per manutenzione

SERVIZIO(SLE): Quasi permanente

SERVIZIO(SLE): Quasi permanente				
Id _{Comb}	CC 01	CC 02	CC 03	CC 04
	Carico Permanente	Permanenti NON Strutturali	Scuole	Coperture accessibili solo per manutenzione
01	1,00	1,00	0,60	0,00

LEGENDA:

Id _{Comb}	Numero identificativo della Combinazione di Carico.
CC	Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
	CC 01= Carico Permanente
	CC 02= Permanenti NON Strutturali
	CC 03= Scuole
	CC 04= Coperture accessibili solo per manutenzione

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica											
Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir _{Tmp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
0	50	B	ca	X Y	[P NC] [P NC]	S	N	B	SI	NO	5

LEGENDA:

Ang	Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.
NV	Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.
CD	Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Bassa - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.
MP	Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
Dir	Direzione del sisma.
TS	Tipologia della struttura: Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti- [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso - [PM] = Pendolo inverso intelaiate monopiano; Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano; Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.
EcA	Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.
Ir _{Tmp}	Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.
C.S.T.	Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.
RP	Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
RH	Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
ξ	Coefficiente viscoso equivalente.
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI COMPORTAMENTO

Fattori di comportamento					
Dir	q	q ₀	k _R	α _u /α ₁	K _w
X	1,500	3,15	-	1,00	1,00
Y	1,500	3,15	-	1,00	1,00
Z	1,500	-	-	-	-

LEGENDA:

q	Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di comportamento).
q ₀	Valore di base (comprensivo di K _w).
k _R	Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza.
α _u /α ₁	Rapporto di sovrarresistenza.
K _w	Fattore di riduzione di q ₀ .

Stato Limite	T _r	a _g /g	Amplif. Stratigrafica		F ₀	T ⁺ _C	T _B	T _C	T _D
			S _s	C _c					
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	45	0,0519	1,200	1,463	2,519	0,240	0,117	0,351	1,808
SLD	75	0,0684	1,200	1,451	2,482	0,250	0,121	0,363	1,874
SLV	712	0,1813	1,200	1,422	2,480	0,277	0,131	0,394	2,325
SLC	1462	0,2339	1,169	1,415	2,472	0,284	0,134	0,402	2,536

LEGENDA:

T _r	Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.
a _g /g	Coefficiente di accelerazione al suolo.
S _s	Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.
C _c	Coefficienti di Amplificazione di T _c allo SLO/SLD/SLV/SLC.
F ₀	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
T ⁺ _C	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
T _B	Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
T _C	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
T _D	Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

Cl Ed	V _N	V _R	Lat.	Long.	Q _g	CTop	S _T
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
3	50	75	45.4636	10.4823	177	T1	1,00

LEGENDA:

Cl Ed	Classe dell'edificio
Lat.	Latitudine geografica del sito.
Long.	Longitudine geografica del sito.
Q _g	Altitudine geografica del sito.
CTop	Categoria topografica (Vedi NOTE).
S _T	Coefficiente di amplificazione topografica.
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.
	Categoria topografica.
	T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i <= 15°.
	T2: Pendii con inclinazione media i > 15°.
	T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° <= i <= 30°.
	T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°.

PRINCIPALI ELEMENTI ANALISI SISMICA

Dir	M _{Str}	M _{SLU}	M _{Ecc.SLU}	M _{SLD}	M _{Ecc.SLD}	%T.M _{Ecc}	ΣV _{Ed.SLU}
	[N·s ² /m]	[N·s ² /m]	[N·s ² /m]	[N·s ² /m]	[N·s ² /m]	[%]	[N]
X	795 341	738 451	705 014	738 451	705 014	95,47	2 214 330
Y	795 341	738 451	682 369	738 451	682 369	92,41	1 867 605
Z	795 341	0	0	0	0	100,00	0

LEGENDA:

Dir	Direzione del sisma.
M _{Str}	Massa complessiva della struttura.
M _{SLU}	Massa eccitabile allo SLU.
M _{Ecc.SLU}	Massa Eccitata dal sisma allo SLU.
M _{SLD}	Massa eccitabile della struttura allo SLD, nelle direzioni X, Y, Z.
M _{Ecc.SLD}	Massa Eccitata dal sisma allo SLD.
%T.M _{Ecc}	Percentuale Totale di Masse Eccitate dal sisma.
ΣV _{Ed.SLU}	Tagliante totale, alla base, per sisma allo SLU.

MODI DI VIBRAZIONE

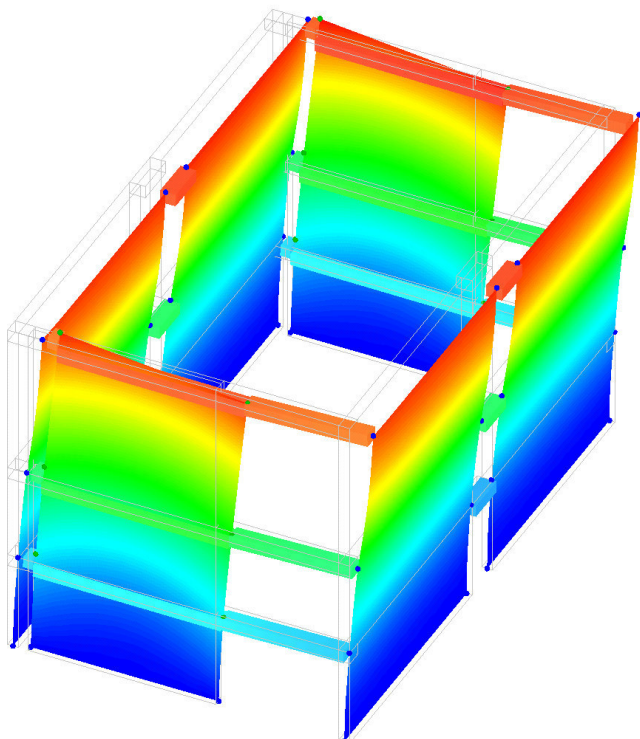
NB: vengono qui riportati solo i modi di vibrare in direzione X, tralasciando quelli nella direzione Y. La analisi numerica in realtà ha determinato n. 50 modi ma solo pochissimi sono significativi ed esprimono il reale comportamento strutturale; di fatto, data la regolarità della struttura, è solo il 1° modo di vibrare che "conta", come facilmente visibile dalla tabella sotto riportata (cfr. % massa partecipante di ogni modo) nonché dalla rappresentazione grafica che segue, in quanto espressiva del comportamento sismico globale. I modi superiori al primo, comunque, descrivono la deformabilità locale fuori piano delle murature disposte nella direzione longitudinale (Y), pure non significativa visto che la modellazione eseguita in tale direzione è del tutto fittizia. In ogni caso, si ritiene il 1° modo di vibrare così determinato sufficientemente significativo ai fini del comportamento strutturale in direzione X.

Sptr	T	a _{g,o}	a _{g,v}	Γ	CM	%M.M	M _{Ecc}
	[s]	[m/s ²]	[m/s ²]			[%]	[N·s ² /m]
Modo Vibrazione n. 1							
SLU-X	0,157	3,528	0,000	724,159	0,4493	71,01	524 406
SLU-Y	0,157	3,528	0,000	0,290	0,0002	0,00	0
SLU-Z	0,000	0,000	1,022	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,157	1,999	0,000	724,159	0,4493	71,01	524 406
SLD-Y	0,157	1,999	0,000	0,290	0,0002	0,00	0
SLD-Z	0,000	0,000	0,237	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	1,999	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	1,999	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	1,022	-	-	-	-
Modo Vibrazione n. 4							
SLU-X	0,057	2,742	0,000	-288,698	-0,0241	11,29	83 346
SLU-Y	0,057	2,742	0,000	0,074	0,0000	0,00	0
SLU-Z	0,000	0,000	1,022	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,057	1,371	0,000	-288,698	-0,0241	11,29	83 346
SLD-Y	0,057	1,371	0,000	0,074	0,0000	0,00	0
SLD-Z	0,000	0,000	0,237	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	1,371	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	1,371	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	1,022	-	-	-	-
Modo Vibrazione n. 6							
SLU-X	0,046	2,622	0,000	-160,396	-0,0086	3,48	25 727
SLU-Y	0,046	2,622	0,000	0,236	0,0000	0,00	0
SLU-Z	0,000	0,000	1,022	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,046	1,259	0,000	-160,396	-0,0086	3,48	25 727
SLD-Y	0,046	1,259	0,000	0,236	0,0000	0,00	0
SLD-Z	0,000	0,000	0,237	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	1,259	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	1,259	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	1,022	-	-	-	-
Modo Vibrazione n. 7							
SLU-X	0,055	2,716	0,000	132,886	0,0101	2,39	17 659
SLU-Y	0,055	2,716	0,000	0,007	0,0000	0,00	0
SLU-Z	0,000	0,000	1,022	0,000	0,0000	0,00	0
SLD-X	0,055	1,346	0,000	132,886	0,0101	2,39	17 659
SLD-Y	0,055	1,346	0,000	0,007	0,0000	0,00	0
SLD-Z	0,000	0,000	0,237	0,000	0,0000	0,00	0
Elast-X	-	1,346	0,000	-	-	-	-
Elast-Y	-	1,346	0,000	-	-	-	-
Elast-Z	-	0,000	1,022	-	-	-	-

LEGENDA:

Sptr	Spettro di risposta considerato.
T	Periodo del Modo di vibrazione.
a_{g,o}	Valore dell'Accelerazione Spettrale Orizzontale, riferita al corrispondente periodo.
a_{g,v}	Valore dell'Accelerazione Spettrale Verticale, riferita al corrispondente periodo.
Γ	Coefficiente di partecipazione.
CM	Coefficiente modale del modo di vibrazione.
%M.M	Percentuale di mobilitazione delle masse nel modo di vibrazione.
M_{Ecc}	Massa Eccitata nel modo di vibrazione.
SLU-X	Spettro di progetto allo S.L. Ultimo per sisma in direzione X.
SLU-Y	Spettro di progetto allo S.L. Ultimo per sisma in direzione Y.
SLU-Z	Spettro di progetto allo S.L. Ultimo per sisma in direzione Z.
SLD-X	Spettro di progetto allo S.L. di Danno per sisma in direzione X.
SLD-Y	Spettro di progetto allo S.L. di Danno per sisma in direzione Y.
SLD-Z	Spettro di progetto allo S.L. di Danno per sisma in direzione Z.
Elast-X	Spettro Elastico per sisma in direzione X.
Elast-Y	Spettro Elastico per sisma in direzione Y.
Elast-Z	Spettro Elastico per sisma in direzione Z.

Modi di vibrazione



Descrizione Tavola

Modo: 1

Periodo $T = 0.157s$

P.M.EccX = 71.01%

P.M.EccY = 0.00%

P.M.EccZ = 0.00%

LIVELLI O PIANI

Id _{Lv}	Descrizione	Z _{Lv}	H _{Lv}	Q _{ex,lv}	PR	Rd _{Tmp}	Massa del piano			Dir	Livelli o piani			
							M _{L,Str}	M _{L,SLU}	M _{L,SLD}		G _{st}	G _{SLU}	G _{SLD}	R _{SLU}
							[N·s ² /m]	[N·s ² /m]	[N·s ² /m]		[m]	[m]	[m]	[m]
01	Piano 2°	6,30	4,90	11,20	NO	NO	216 953	193 598	193 598	X	7,53	7,51	7,51	7,69
										Y	7,18	7,15	7,15	6,87
02	Piano 1° parte superiore	3,20	3,10	6,30	NO	NO	344 354	322 601	322 601	X	7,51	7,49	7,49	7,57
										Y	6,84	6,84	6,84	6,83
03	Piano 1° parte inferiore	0,00	3,20	3,20	NO	NO	177 939	176 702	176 702	X	7,71	7,74	7,74	7,70
										Y	6,86	6,86	6,86	6,82
04	Fondazione	0,00		0,00	NO	NO	55 997	55 997	55 997	X	7,24	7,24	7,24	-
										Y	6,85	6,85	6,85	-

LEGENDA:

Id_{Lv} Numero identificativo del livello o piano.

Z_{Lv} Quota di calpestio del livello o piano, relativa al sistema di riferimento globale X, Y, Z.

H_{Lv} Altezza del livello o piano.

Q_{ex,lv} Quota dell'estradosso dell'impalcato del livello o piano.

PR Indica se l'impalcato (orizzontale) è considerato rigido nel calcolo: [SI] = Piano Rigido - [NO] = Piano non Rigido.

In alternativa vedere tabella "Solai e Balconi" in quanto il comportamento rigido potrebbe essere stato assegnato ai singoli solai del livello.

Per i piani con riduzione dei tamponamenti, sono state incrementate le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) di un fattore 1,4: [SI] = Piano con riduzione dei tamponamenti - [NO] = Piano senza riduzione dei tamponamenti.

M_{L,Str} Massa del piano valutata in condizioni statiche.

M_{L,SLU} Massa del piano valutata allo SLU.

M_{L,SLD} Massa del piano valutata allo SLD.

G_{st} Coordinate del baricentro delle masse, valutate in condizioni statiche.

G_{SLU} Coordinate del baricentro delle masse, valutate per SLU.

G_{SLD} Coordinate del baricentro delle masse, valutate per SLD.

R_{SLU} Coordinate del baricentro delle rigidezze, valutate per SLU.

SETTI

Setti										
Id _{Elm}	Lv	Sezione				Mtrl	AA	Q _b	H _s	Clc Fnd
		Id _{Sz}	Tp	Label	Rtz					
					[°ssdc]			[m]	[m]	
SF1	03	004	■	800x35	270,00	001	PCA	0,00	3,20	NO
SF1	02	004	■	800x35	270,00	001	PCA	3,20	3,10	NO
SF1	01	004	■	800x35	270,00	001	PCA	6,30	4,90	NO
S2	03	003	■	600x35	0,00	001	PCA	0,00	3,20	NO
S2	02	003	■	600x35	0,00	001	PCA	3,20	3,10	NO
S2	01	003	■	600x35	0,00	001	PCA	6,30	4,90	NO
SF2	03	004	■	800x35	270,00	001	PCA	0,00	3,20	NO
SF2	02	004	■	800x35	270,00	001	PCA	3,20	3,10	NO
SF2	01	004	■	800x35	270,00	001	PCA	6,30	4,90	NO
SF3	03	004	■	800x35	270,00	001	PCA	0,00	3,20	NO
SF3	02	004	■	800x35	270,00	001	PCA	3,20	3,10	NO
SF3	01	004	■	800x35	270,00	001	PCA	6,30	4,90	NO
S1	03	003	■	600x35	0,00	001	PCA	0,00	3,20	NO
S1	02	003	■	600x35	0,00	001	PCA	3,20	3,10	NO
S1	01	003	■	600x35	0,00	001	PCA	6,30	4,90	NO
SF4	03	004	■	800x35	270,00	001	PCA	0,00	3,20	NO
SF4	02	004	■	800x35	270,00	001	PCA	3,20	3,10	NO
SF4	01	004	■	800x35	270,00	001	PCA	6,30	4,90	NO

LEGENDA:

Id_{Elm}	Identificativo dell'elemento strutturale.
Lv	Identificativo del livello, nella relativa tabella.
Id_{Sz}	Identificativo della sezione, nella relativa tabella.
Tp	Tipo di sezione.
Label	Identificativo della sezione come indicato nelle carpenterie.
Rtz	Angolo di rotazione della sezione.
Mtrl	Identificativo del materiale.
AA	Identificativo dell'aggressività dell'ambiente: [PCA] = "Ordinario"; [MDA] = "Aggressivo"; [MLA] = "Molto aggressivo".
Q_b	Quota (relativo) della base del setto valutata rispetto al piano di appartenenza.
H_s	Altezza del setto, valutata agli estremi inferiori.
Clc Fnd	[SI] = elemento progettato attraverso una modalità di rispetto della Gerarchia delle Resistenze per le Fondazioni. [No] = elemento progettato con le sollecitazioni ottenute dall'analisi (senza nessuna modalità di rispetto della Gerarchia delle Resistenze per le Fondazioni).

SOLAI E BALCONI

Solai e Balconi													
Id _{Elm}	Vertici del solaio	A _{El}	Sp	Tipologia	B _{tr}	TA	B _{pg}	Sp _{s,s up}	Sp _{s,i nf}	Rpt		PR	I
										N	b		
		[m²]	[cm]		[cm]		[cm]	[cm]	[cm]		[cm]		
Piano 2°													
001	S2-SF2-SF4-S1-SF3-SF1	166,80	36,00	Solaio latero cementizio gettato in opera	10	NO	40	4	-	0	0	SI	O
Piano 1° parte superiore													
002	S1-SF3-SF1-S2-SF2-SF4	166,80	42,00	Solaio latero cementizio gettato in opera	10	NO	40	4	-	0	0	SI	O
Piano 1° parte inferiore													
Fondazione													
Piano 2°													
003	-	13,09	15,00	Balcone a soletta piena	-	NO	-			-	-	-	-
Piano 1° parte superiore													
Piano 1° parte inferiore													
004	-	10,12	12,00	Balcone a soletta piena	-	NO	-			-	-	-	-
Fondazione													

LEGENDA:

Id_{Elm}	Identificativo dell'elemento strutturale.
A_{El}	Superficie elemento.
Sp	Spessore dell'elemento.
B_{tr}	Larghezza dell'anima del travetto.
TA	[SI] = Solaio realizzato con travetti accoppiati.
B_{pg}	Larghezza della Pignatta.
Sp_{s,sup}	Spessore della soletta superiore.
Sp_{s,inf}	Spessore della soletta inferiore.
PR	Indica se l'impalcato (orizzontale) è considerato rigido nel calcolo: [SI] = Piano Rigido - [NO] = Piano non Rigido.
I	In alternativa vedere tabella "Solai e Balconi" in quanto il comportamento rigido potrebbe essere stato assegnato ai singoli solai del livello.
Rpt/n	[O]: Solaio orizzontale; [I]: Solaio inclinato.
Rpt/b	Numero di rompitratte.
	Larghezza rompitratte.

CARICHI SUI SETTI

											Carichi sui setti			
TC	C	CC	SR	Br	Dis _i	Q _{X/1,i}	Q _{Y/2,i}	Q _{Z/3,i}	M _{T,i}	Dis _f	Q _{X/1,f}	Q _{Y/2,f}	Q _{Z/3,f}	M _{T,f}
					[m]	[N/m;N/m ²]	[N/m;N/m ²]	[N/m;N/m ²]	[N·m/m;N]	[m]	[N/m;N/m ²]	[N/m;N/m ²]	[N/m;N/m ²]	[N·m/m;N]
Piano 1° parte inferiore			Setto SF1			SF1					Peso proprio		-8 750	
Piano 1° parte superiore			Setto SF1			SF1					Peso proprio		-8 750	
Piano 2°			Setto SF1			SF1					Peso proprio		-8 750	
Piano 1° parte inferiore			Setto S2			S2					Peso proprio		-8 750	
Piano 1° parte superiore			Setto S2			S2					Peso proprio		-8 750	
Piano 2°			Setto S2			S2					Peso proprio		-8 750	
Piano 1° parte inferiore			Setto SF2			SF2					Peso proprio		-8 750	
Piano 1° parte superiore			Setto SF2			SF2					Peso proprio		-8 750	
Piano 2°			Setto SF2			SF2					Peso proprio		-8 750	
Piano 1° parte inferiore			Setto SF3			SF3					Peso proprio		-8 750	
Piano 1° parte superiore			Setto SF3			SF3					Peso proprio		-8 750	
Piano 2°			Setto SF3			SF3					Peso proprio		-8 750	
Piano 1° parte inferiore			Setto S1			S1					Peso proprio		-8 750	
Piano 1° parte superiore			Setto S1			S1					Peso proprio		-8 750	
Piano 2°			Setto S1			S1					Peso proprio		-8 750	
Piano 1° parte inferiore			Setto SF4			SF4					Peso proprio		-8 750	
Piano 1° parte superiore			Setto SF4			SF4					Peso proprio		-8 750	
Piano 2°			Setto SF4			SF4					Peso proprio		-8 750	

LEGENDA:

- TC

Descrizione del tipo di carico: [L] = Lineare - [C] = Concentrato - [S] = Superficiale - [T] = Termico.
- C

Descrizione del carico:
- CC

Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
- SR

Identificativo del sistema di riferimento considerato: [G] = Sistema di riferimento Globale X, Y, Z - [L] = Sistema di riferimento Locale 1, 2, 3.
- Br

Se la colonna "TC" riporta il valore "Lineare", indica la posizione del carico distribuito: [Sup] = carico applicato sul bordo superiore - [Inf] = Carico applicato sul bordo inferiore.
- Dis_i

Distanza del punto "i" dall'estremo iniziale dell'elemento. Il punto "i" indica il punto iniziale del tratto interessato dal carico distribuito sul bordo.
- M_{T,i}

Valore nel punto "i", del vettore momento (torcente) distribuito, sempre riferito all'asse 1 (asse della parete) del sistema di riferimento locale 1, 2, 3, quale che sia il sistema di riferimento indicato nella colonna "S.R".
- Dis_f

Distanza del punto "f" dall'estremo finale dell'elemento. Il punto "f" indica il punto finale del tratto interessato dal carico distribuito sul bordo.
- M_{T,f}

Valore nel punto "f", del vettore momento (torcente) distribuito, sempre riferito all'asse 1 (asse della parete) del sistema di riferimento locale 1, 2, 3, quale che sia il sistema di riferimento indicato nella colonna "S.R".
- Q_{X/1,i}

Valore (nel punto finale della parete, "f") della forza distribuita riferita agli assi del sistema di riferimento indicato nella colonna "S.R".
- Q_{Y/2,i}
- Q_{Z/3,i}
- Q_{X/1,f}
- Q_{Y/2,f}

Differenza di temperatura fra le facce dell'elemento shell.
- Q_{Z/3,f}
- ΔT

Setti - SOLLECITAZIONI IN ASSENZA DI SISMA

Setti - Sollecitazioni in assenza di sisma				
CC	N	M _{NP}	M _{FP}	T _{NP}
	[N]	[N-m]	[N-m]	[N]
Setto SF1				
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)				
Carico Permanente	1171445	-142254	3132	19265
Permanenti NON Strutturali	130861	-39616	-382	3717
Scuole	130895	-46175	-378	2761
Coperture accessibili solo per manutenzione	58276	-21399	2874	2504
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)				
Carico Permanente	958853	180009	3715	20208
Permanenti NON Strutturali	129669	46417	-322	3864
Scuole	129721	51630	-361	2766
Coperture accessibili solo per manutenzione	55394	24141	2982	2717
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)				
Carico Permanente	942643	-151407	-5592	13146
Permanenti NON Strutturali	129631	-49826	-355	2482
Scuole	129685	-52918	-432	1082
Coperture accessibili solo per manutenzione	54148	-16565	160	2741
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)				
Carico Permanente	647038	183343	-4849	11786
Permanenti NON Strutturali	95027	56760	-355	2195
Scuole	77710	59233	-446	813
Coperture accessibili solo per manutenzione	51863	18735	-1372	2635
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)				
Carico Permanente	592663	-89996	-3018	12407
Permanenti NON Strutturali	78080	-22733	-128	3698
Scuole	52305	-8217	-16	3531
Coperture accessibili solo per manutenzione	51893	-23561	-948	1945
Sezione 4.90m (Piano 2°)				
Carico Permanente	192325	145961	-1629	12060
Permanenti NON Strutturali	43348	28788	-123	3708
Scuole	3116	7448	140	3684
Coperture accessibili solo per manutenzione	49290	36681	-597	1834
Setto S2				
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)				
Carico Permanente	758827	-293617	6532	-17682
Permanenti NON Strutturali	11917	-23229	536	-1410
Scuole	6333	-4182	264	90
Coperture accessibili solo per manutenzione	2513	968	-266	165
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)				
Carico Permanente	568600	272803	7537	-19795
Permanenti NON Strutturali	9733	21821	609	-1559
Scuole	6279	4410	298	37
Coperture accessibili solo per manutenzione	2499	-674	-172	191
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)				
Carico Permanente	534633	-88697	4146	11338
Permanenti NON Strutturali	8224	-7206	438	801
Scuole	6276	-4261	361	-242
Coperture accessibili solo per manutenzione	2496	344	-153	318
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)				
Carico Permanente	328755	55965	983	11576
Permanenti NON Strutturali	4714	4403	226	830
Scuole	3879	4305	362	-269
Coperture accessibili solo per manutenzione	2483	672	97	319
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)				
Carico Permanente	311268	-41961	779	-417
Permanenti NON Strutturali	3782	-2616	103	-16
Scuole	2483	-907	153	112
Coperture accessibili solo per manutenzione	2485	-1239	129	183
Sezione 4.90m (Piano 2°)				
Carico Permanente	50430	45348	1455	-1299
Permanenti NON Strutturali	1864	2231	37	-70
Scuole	192	65	-110	126
Coperture accessibili solo per manutenzione	2016	2267	271	170
Setto SF2				
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)				
Carico Permanente	1239284	84581	37136	2839
Permanenti NON Strutturali	137152	-24979	3076	2387
Scuole	132249	-43438	478	2478
Coperture accessibili solo per manutenzione	52858	-11208	82	1960
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)				
Carico Permanente	1011639	4850	-27002	952
Permanenti NON Strutturali	134384	35072	-1917	2301
Scuole	131050	48280	583	2470
Coperture accessibili solo per manutenzione	52364	14362	101	2110
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)				
Carico Permanente	977113	-165286	-27621	-5136
Permanenti NON Strutturali	132697	-50672	-1962	1034
Scuole	131028	-49125	567	756
Coperture accessibili solo per manutenzione	52360	-17291	163	1789

Setti - Sollecitazioni in assenza di sisma				
CC	N	M _{NP}	M _{FP}	T _{NP}
	[N]	[N-m]	[N-m]	[N]
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)				
Carico Permanente	661557	165496	7363	-3654
Permanenti NON Strutturali	96069	55616	594	963
Scuole	78604	55060	-389	460
Coperture accessibili solo per manutenzione	52366	19690	222	1671
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)				
Carico Permanente	604601	-88116	7829	2618
Permanenti NON Strutturali	78851	-23400	514	2890
Scuole	52772	-7344	-846	3297
Coperture accessibili solo per manutenzione	52366	-23080	270	1357
Sezione 4.90m (Piano 2°)				
Carico Permanente	191782	127622	4553	2225
Permanenti NON Strutturali	42990	27307	317	2908
Scuole	2737	7760	-464	3485
Coperture accessibili solo per manutenzione	49584	36994	352	1232
Setto SF3				
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)				
Carico Permanente	1174640	112611	5385	-19263
Permanenti NON Strutturali	131565	31754	276	-3716
Scuole	130895	46175	-378	-2761
Coperture accessibili solo per manutenzione	59365	12078	3584	-2503
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)				
Carico Permanente	961642	-143074	5891	-20610
Permanenti NON Strutturali	130326	-37830	350	-3970
Scuole	129720	-51630	-361	-2766
Coperture accessibili solo per manutenzione	56321	-14231	3670	-2842
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)				
Carico Permanente	945671	124970	696	-13600
Permanenti NON Strutturali	130375	42580	466	-2608
Scuole	129686	52577	-436	-1087
Coperture accessibili solo per manutenzione	55134	7508	1033	-2881
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)				
Carico Permanente	649115	-140718	424	-13086
Permanenti NON Strutturali	95572	-45678	734	-2535
Scuole	77708	-59219	-447	-816
Coperture accessibili solo per manutenzione	52521	-11517	195	-3043
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)				
Carico Permanente	595657	64640	2081	-13538
Permanenti NON Strutturali	78869	16062	1259	-3996
Scuole	52306	8218	-16	-3531
Coperture accessibili solo per manutenzione	52838	21339	602	-2303
Sezione 4.90m (Piano 2°)				
Carico Permanente	158606	-171085	-3722	-14594
Permanenti NON Strutturali	34472	-48967	-993	-4375
Scuole	3116	-7448	140	-3684
Coperture accessibili solo per manutenzione	38644	-55239	-1291	-2634
Setto S1				
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)				
Carico Permanente	796320	-324633	1496	-17603
Permanenti NON Strutturali	21782	-31259	1233	-1390
Scuole	6333	-4182	-264	90
Coperture accessibili solo per manutenzione	14349	-8900	2238	190
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)				
Carico Permanente	605797	303294	1743	-19646
Permanenti NON Strutturali	19524	29845	1424	-1521
Scuole	6279	4410	-298	37
Coperture accessibili solo per manutenzione	14241	9130	2456	238
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)				
Carico Permanente	571867	-118862	8146	11774
Permanenti NON Strutturali	18024	-15143	2179	915
Scuole	6276	-4261	-361	-242
Coperture accessibili solo per manutenzione	14251	-10129	2959	455
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)				
Carico Permanente	365731	86089	11249	12190
Permanenti NON Strutturali	14443	12439	2968	992
Scuole	3879	4305	-362	-269
Coperture accessibili solo per manutenzione	14153	10711	3629	513
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)				
Carico Permanente	348410	-73957	16791	-1835
Permanenti NON Strutturali	13557	-11040	4588	-386
Scuole	2483	-908	-153	113
Coperture accessibili solo per manutenzione	14208	-12337	5417	-262
Sezione 4.90m (Piano 2°)				
Carico Permanente	79737	82570	18242	-1122
Permanenti NON Strutturali	9578	12018	5164	-23
Scuole	192	65	110	126
Coperture accessibili solo per manutenzione	11266	14015	5948	226
Setto SF4				
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)				
Carico Permanente	1249639	-136370	36752	-2758
Permanenti NON Strutturali	139878	11501	2977	-2365

Setti - Sollecitazioni in assenza di sisma				
CC	N	M _{NP}	M _{FP}	T _{NP}
	[N]	[N-m]	[N-m]	[N]
Scuole	132250	43437	478	-2478
Coperture accessibili solo per manutenzione	56128	-8312	-61	-1934
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)				
Carico Permanente	1021836	130416	-27100	-1122
Permanenti NON Strutturali	137070	-21836	-1944	-2344
Scuole	131050	-48277	583	-2470
Coperture accessibili solo per manutenzione	55586	4957	69	-2163
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)				
Carico Permanente	987386	107043	-27687	5171
Permanenti NON Strutturali	135399	37164	-1980	-1036
Scuole	131029	48878	567	-761
Coperture accessibili solo per manutenzione	55602	-1314	275	-1793
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)				
Carico Permanente	671476	-111453	8142	3306
Permanenti NON Strutturali	98681	-41286	797	-1058
Scuole	78599	-55041	-389	-465
Coperture accessibili solo per manutenzione	55498	-4080	465	-1784
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)				
Carico Permanente	614696	38564	8614	-2652
Permanenti NON Strutturali	81507	10361	722	-2899
Scuole	52773	7348	-846	-3297
Coperture accessibili solo per manutenzione	55551	7484	473	-1368
Sezione 4.90m (Piano 2°)				
Carico Permanente	157100	-121392	5093	-4327
Permanenti NON Strutturali	33860	-46173	456	-3464
Scuole	2737	-7760	-464	-3485
Coperture accessibili solo per manutenzione	38636	-50892	458	-1900

LEGENDA:

CC	Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
N	Sforzo normale.
M_{NP}	Momento nel piano.
M_{FP}	Momento fuori piano.
T_{NP}	Taglio nel piano.

Setti - SOLLECITAZIONI PER EFFETTO DEL SISMA

Setti - Sollecitazioni per effetto del sisma				
Dir	N	M _{NP}	M _{FP}	T _{NP}
	[N]	[N-m]	[N-m]	[N]
Setto SF1				
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-221	-129236	-106806	-17838
Y	6630	-3523713	-584	-380004
Z	0	0	0	0
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-194	99031	-44561	-20020
Y	6537	2810311	-728	-426554
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)				
X	-204	-70872	-24310	-21462
Y	6254	-2083566	-1207	-403818
Z	0	0	0	0
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)				
X	4913	50942	-52610	-20819
Y	5898	1513364	-1714	-372524
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)				
X	5826	-29423	-49062	-3096
Y	4533	-873571	-1352	-198749
Z	0	0	0	0
Sezione 4.90m (Piano 2°)				
X	2147	-3205	-3384	-4351
Y	-838	393063	-814	-140814
Z	0	0	0	0
Setto S2				
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-2842	-7692375	1451	-842506
Y	-105	-85272	-81944	-10821
Z	0	0	0	0
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)				
X	69384	6182685	-12	-971632
Y	1594	66572	49621	-12307
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)				
X	60500	-4616096	101	-912038
Y	1541	-48160	50562	-11883
Z	0	0	0	0
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)				
X	73967	3265531	1110	-866124
Y	1009	29939	36971	-11509
Z	0	0	0	0
Parete a				

Setti - Sollecitazioni per effetto del sisma

Dir	N	M _{NP}	M _{FP}	T _{NP}
	[N]	[N·m]	[N·m]	[N]
Sezione 0.00m (Piano 2°)				
X	68002	-1923613	1146	-437700
Y	1021	-18956	33045	-4409
Z	0	0	0	0
Sezione 4.90m (Piano 2°)				
X	-7291	913605	1608	-367479
Y	42	6673	1511	-2610
Z	0	0	0	0
Setto SF2				
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-192	155396	-104161	23498
Y	-977	-3367297	-1733	-368744
Z	0	0	0	0
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)				
X	431	-115364	-44948	26602
Y	1462	2679370	-979	-411854
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)				
X	319	76938	-24144	29566
Y	3005	-1969248	-1766	-378516
Z	0	0	0	0
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)				
X	-6529	2598	-51334	27607
Y	4334	1429574	-2136	-347627
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)				
X	-7895	-13241	-48338	596
Y	3261	-827554	-2101	-187671
Z	0	0	0	0
Sezione 4.90m (Piano 2°)				
X	-3059	6659	-546	1585
Y	2012	370824	1220	-130814
Z	0	0	0	0
Setto SF3				
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)				
X	760	-49675	-108245	-9431
Y	-4344	-3523601	352	-379918
Z	0	0	0	0
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-31	45788	-44919	-10334
Y	-4498	2810337	613	-426426
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)				
X	-60	-54167	-24710	-957
Y	-4234	-2083781	961	-403617
Z	0	0	0	0
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)				
X	3087	69216	-53055	3513
Y	-4979	1514091	1608	-372532
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)				
X	3573	-73118	-49487	-12390
Y	-3700	-874135	1183	-198740
Z	0	0	0	0
Sezione 4.90m (Piano 2°)				
X	1818	32367	-3155	-13178
Y	1031	393601	838	-140746
Z	0	0	0	0
Setto S1				
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-1081	-7809714	-1822	-850252
Y	513	84691	-82596	10700
Z	0	0	0	0
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)				
X	71884	6284855	261	-980633
Y	-1332	-66022	49123	12195
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)				
X	62952	-4704153	582	-921504
Y	-1327	47813	50036	11706
Z	0	0	0	0
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)				
X	76105	3339650	-1185	-876604
Y	-1149	-30183	36847	11304
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)				
X	70153	-1982987	-1189	-448296
Y	-1166	19597	32922	4456
Z	0	0	0	0
Sezione 4.90m (Piano 2°)				

Setti - Sollecitazioni per effetto del sisma

Dir	N	M _{NP}	M _{FP}	T _{NP}
	[N]	[N-m]	[N-m]	[N]
X	-6310	947757	-1611	-378151
Y	-151	-6999	1641	2545
Z	0	0	0	0
Setto SF4				
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-3522	49188	-105562	-6230
Y	1425	-3366751	1381	-369599
Z	0	0	0	0
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-613	-39963	-45277	-9522
Y	-698	2678256	718	-412726
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)				
X	-585	59208	-24353	-16270
Y	-2153	-1969421	1708	-378698
Z	0	0	0	0
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)				
X	-5093	-85357	-51633	-11843
Y	-3340	1430530	1896	-347684
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)				
X	-5948	89432	-48632	15874
Y	-2287	-829412	1898	-187474
Z	0	0	0	0
Sezione 4.90m (Piano 2°)				
X	-2679	-40460	-451	17188
Y	-43	373924	-1093	-130629
Z	0	0	0	0

LEGENDA:

- Dir** Direzione del sisma.
N Sforzo normale.
M_{NP} Momento nel piano.
M_{FP} Momento fuori piano.
T_{NP} Taglio nel piano.

Setti - SOLLECITAZIONI PER ECCENTRICITÀ ACCIDENTALE

Setti - Sollecitazioni per eccentricità accidentale

Dir	e	N	M _{NP}	M _{FP}	T _{NP}
		[N]	[N-m]	[N-m]	[N]
Setto SF1					
Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)					
X	+	23	-465653	-2452	-42939
X	-	-23	465653	2452	42939
Y	+	11	-239574	-1263	-22091
Y	-	-11	239574	1263	22091
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)					
X	+	2	382993	4147	-49060
X	-	-2	-382993	-4147	49060
Y	+	1	197045	2132	-25241
Y	-	-1	-197045	-2132	25241
Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)					
X	+	-5	-299323	3924	-47925
X	-	5	299323	-3924	47925
Y	+	-4	-154000	2018	-24657
Y	-	4	154000	-2018	24657
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)					
X	+	157	231893	-1146	-47163
X	-	-157	-231893	1146	47163
Y	+	81	119308	-591	-24265
Y	-	-81	-119308	591	24265
Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 2°)					
X	+	295	-153549	-1362	-33342
X	-	-295	153549	1362	33342
Y	+	151	-79004	-701	-17155
Y	-	-151	79004	701	17155
Sezione 4.90m (Piano 2°)					
X	+	-288	78313	-3030	-32550
X	-	288	-78313	3030	32550
Y	+	-148	40293	-1559	-16746
Y	-	148	-40293	1559	16746
Setto S2					
Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)					
X	+	785	402428	432	44316
X	-	-785	-402428	-432	-44316
Y	+	401	207043	223	22799
Y	-	-401	-207043	-223	-22799
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)					
X	+	-3591	-323065	688	50969
X	-	3591	323065	-688	-50969
Y	+	-1849	-166213	352	26223
Y	-	1849	166213	-352	-26223

Setti - Sollecitazioni per eccentricità accidentale					
Dir	e	N	M _{NP}	M _{FP}	T _{NP}
		[N]	[N-m]	[N-m]	[N]
Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)					
X	+	-3354	241160	703	42169
X	-	3354	-241160	-703	-42169
Y	+	-1726	124073	363	21695
Y	-	1726	-124073	-363	-21695
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)					
X	+	-6592	-180162	1408	42417
X	-	6592	180162	-1408	-42417
Y	+	-3392	-92693	724	21823
Y	-	3392	92693	-724	-21823
Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 2°)					
X	+	-5934	112876	1151	23471
X	-	5934	-112876	-1151	-23471
Y	+	-3054	58076	594	12076
Y	-	3054	-58076	-594	-12076
Sezione 4.90m (Piano 2°)					
X	+	-12019	-59549	6396	24340
X	-	12019	59549	-6396	-24340
Y	+	-6184	-30640	3290	12524
Y	-	6184	30640	-3290	-12524
Setto SF2					
Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)					
X	+	-21	466028	-2155	42974
X	-	21	-466028	2155	-42974
Y	+	-11	239768	-1110	22110
Y	-	11	-239768	1110	-22110
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)					
X	+	5	-383296	3874	49090
X	-	-5	383296	-3874	-49090
Y	+	1	-197204	1993	25256
Y	-	-1	197204	-1993	-25256
Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)					
X	+	0	299587	3670	47950
X	-	0	-299587	-3670	-47950
Y	+	0	154138	1887	24670
Y	-	0	-154138	-1887	-24670
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)					
X	+	-199	-232144	-969	47292
X	-	199	232144	969	-47292
Y	+	-104	-119438	-496	24331
Y	-	104	119438	496	-24331
Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 2°)					
X	+	-255	153579	-1115	33281
X	-	255	-153579	1115	-33281
Y	+	-131	79014	-576	17123
Y	-	131	-79014	576	-17123
Sezione 4.90m (Piano 2°)					
X	+	-184	-78301	-2164	32486
X	-	184	78301	2164	-32486
Y	+	-96	-40285	-1114	16714
Y	-	96	40285	1114	-16714
Setto SF3					
Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)					
X	+	-24	-465653	2452	-42937
X	-	24	465653	-2452	42937
Y	+	-12	-239575	1263	-22091
Y	-	12	239575	-1263	22091
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)					
X	+	0	382992	-4149	-49058
X	-	0	-382992	4149	49058
Y	+	-1	197046	-2132	-25240
Y	-	1	-197046	2132	25240
Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)					
X	+	8	-299326	-3923	-47928
X	-	-8	299326	3923	47928
Y	+	5	-154000	-2018	-24658
Y	-	-5	154000	2018	24658
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)					
X	+	-151	231916	1145	-47157
X	-	151	-231916	-1145	47157
Y	+	-78	119319	592	-24262
Y	-	78	-119319	-592	24262
Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 2°)					
X	+	-293	-153550	1362	-33342
X	-	293	153550	-1362	33342
Y	+	-152	-79002	701	-17155
Y	-	152	79002	-701	17155
Sezione 4.90m (Piano 2°)					
X	+	288	78313	3030	-32550
X	-	-288	-78313	-3030	32550
Y	+	148	40292	1559	-16746

Setti - Sollecitazioni per eccentricità accidentale					
Dir	e	N	M _{NP}	M _{FP}	T _{NP}
		[N]	[N-m]	[N-m]	[N]
Y	-	-148	-40292	-1559	16746
Setto S1					
Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)					
X	+	-785	-402427	432	-44317
X	-	785	402427	-432	44317
Y	+	-401	-207043	223	-22800
Y	-	401	207043	-223	22800
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)					
X	+	3591	323063	688	-50969
X	-	-3591	-323063	-688	50969
Y	+	1849	166212	352	-26223
Y	-	-1849	-166212	-352	26223
Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)					
X	+	3354	-241160	703	-42168
X	-	-3354	241160	-703	42168
Y	+	1726	-124073	363	-21694
Y	-	-1726	124073	-363	21694
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)					
X	+	6593	180163	1409	-42416
X	-	-6593	-180163	-1409	42416
Y	+	3393	92693	724	-21823
Y	-	-3393	-92693	-724	21823
Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 2°)					
X	+	5935	-112877	1150	-23475
X	-	-5935	112877	-1150	23475
Y	+	3053	-58076	593	-12078
Y	-	-3053	58076	-593	12078
Sezione 4.90m (Piano 2°)					
X	+	12019	59509	6396	-24341
X	-	-12019	-59509	-6396	24341
Y	+	6184	30618	3290	-12524
Y	-	-6184	-30618	-3290	12524
Setto SF4					
Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)					
X	+	22	466027	2155	42974
X	-	-22	-466027	-2155	-42974
Y	+	11	239767	1108	22109
Y	-	-11	-239767	-1108	-22109
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)					
X	+	-3	-383298	-3872	49089
X	-	3	383298	3872	-49089
Y	+	-2	-197203	-1994	25255
Y	-	2	197203	1994	-25255
Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)					
X	+	1	299592	-3670	47953
X	-	-1	-299592	3670	-47953
Y	+	2	154140	-1887	24671
Y	-	-2	-154140	1887	-24671
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)					
X	+	194	-232163	967	47288
X	-	-194	232163	-967	-47288
Y	+	101	-119447	497	24329
Y	-	-101	119447	-497	-24329
Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 2°)					
X	+	252	153576	1115	33281
X	-	-252	-153576	-1115	-33281
Y	+	131	79014	576	17123
Y	-	-131	-79014	-576	-17123
Sezione 4.90m (Piano 2°)					
X	+	184	-78301	2164	32486
X	-	-184	78301	-2164	-32486
Y	+	97	-40285	1114	16714
Y	-	-97	40285	-1114	-16714

LEGENDA:

- Dir

Direzione del sisma.
- e

Segno dell'eccentricità accidentale.
- N

Sforzo normale.
- M_{NP}

Momento nel piano.
- M_{FP}

Momento fuori piano.
- T_{NP}

Taglio nel piano.

Setti - SOLLECITAZIONI ALLO SLD

Setti - Sollecitazioni allo SLD				
Dir	N	M _{NP}	M _{FP}	T _{NP}
	[N]	[N·m]	[N·m]	[N]
Setto SF1				
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-17339	-3234	40645	6818
Y	-480476	5211	644	148701
Z	0	0	0	0
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-10259	3025	16854	7952
Y	-313187	-5151	334	164807
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)				
X	-9962	-2554	9615	8316
Y	-304483	7800	461	156038
Z	0	0	0	0
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)				
X	-10385	7784	21057	10153
Y	-139851	-12028	1240	144841
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)				
X	-10229	-9992	20042	8001
Y	-131425	4468	1299	77441
Z	0	0	0	0
Sezione 4.90m (Piano 2°)				
X	-2838	2561	19473	4804
Y	-12979	3973	600	55461
Z	0	0	0	0
Setto S2				
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-1393624	-61202	1567	323797
Y	-15983	-1057	32224	4260
Z	0	0	0	0
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-907316	-51484	913	370712
Y	-9725	-1802	19183	5400
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)				
X	-881487	16809	915	345086
Y	-9412	1539	19548	4777
Z	0	0	0	0
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)				
X	-401661	-33428	2722	329611
Y	-4105	1827	21519	5084
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)				
X	-382458	27572	2778	164972
Y	-3982	398	21641	1918
Z	0	0	0	0
Sezione 4.90m (Piano 2°)				
X	-23253	7664	2776	139982
Y	-1035	1492	8686	1309
Z	0	0	0	0
Setto SF2				
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-21001	-4589	39628	9000
Y	-459080	-2736	1458	144190
Z	0	0	0	0
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-11356	4329	17000	10481
Y	-297164	-2071	745	159111
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)				
X	-10908	-3652	9702	11349
Y	-288282	8278	912	146553
Z	0	0	0	0
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)				
X	-13307	12106	20769	14016
Y	-132437	-11444	979	134897
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)				
X	-13212	-14132	19851	10569
Y	-124323	3297	980	72860
Z	0	0	0	0
Sezione 4.90m (Piano 2°)				
X	-3451	3098	19798	6581
Y	-9790	-4452	467	50913
Z	0	0	0	0
Setto SF3				
Parete a				

Dir	N	M _{NP}	M _{FP}	T _{NP}
	[N]	[N-m]	[N-m]	[N]
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-7239	-1493	41190	3720
Y	-480475	-3419	525	148669
Z	0	0	0	0
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-6794	2245	16986	4400
Y	-313238	3557	304	164765
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)				
X	-6825	-3028	9846	4758
Y	-304534	-7848	370	155961
Z	0	0	0	0
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)				
X	-10943	-12513	21199	8148
Y	-139938	9328	1186	144793
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)				
X	-10853	14028	20175	7825
Y	-131528	-3732	1241	77388
Z	0	0	0	0
Sezione 4.90m (Piano 2°)				
X	-2577	-2350	19539	6397
Y	-13001	-4420	598	55474
Z	0	0	0	0
Setto S1				
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-1414581	-61339	1348	326681
Y	-15840	-1280	31922	4206
Z	0	0	0	0
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-924064	-52809	923	374215
Y	-9662	-1573	18993	5337
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)				
X	-898010	17966	939	348528
Y	-9373	1375	19347	4712
Z	0	0	0	0
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)				
X	-412949	-34579	2732	333309
Y	-4221	-50	21541	5037
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)				
X	-393509	28735	2788	168879
Y	-4095	415	21663	1934
Z	0	0	0	0
Sezione 4.90m (Piano 2°)				
X	-24378	6231	2771	143950
Y	-1107	1363	8949	1299
Z	0	0	0	0
Setto SF4				
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-7634	1552	40160	5595
Y	-459083	3050	1425	144518
Z	0	0	0	0
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)				
X	-6197	2350	17123	6627
Y	-297143	1449	725	159433
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)				
X	-6287	-3941	9844	7511
Y	-288294	-8173	853	146603
Z	0	0	0	0
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)				
X	-14566	-16734	20866	11414
Y	-132680	8003	906	134923
Z	0	0	0	0
Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)				
X	-14528	18456	19952	10686
Y	-124582	-2443	903	72782
Z	0	0	0	0
Sezione 4.90m (Piano 2°)				
X	-3457	-2708	19821	8445
Y	-10232	1722	420	50878
Z	0	0	0	0

LEGENDA:

Dir Direzione del sisma.
N Sforzo normale.
M_{NP} Momento nel piano.
M_{FP} Momento fuori piano.
T_{NP} Taglio nel piano.

EDIFICIO - VERIFICHE DI RIPARTIZIONE DELLE FORZE SISMICHE

Edificio - Verifiche di ripartizione delle forze sismiche							
Dir	V _{T,tot} [N]	V _{T,PII} [N]	% _{OT,PII} [%]	V _{T,Set} [N]	% _{OT,Set} [%]	V _{T,atr} [N]	% _{OT,atr} [%]
X	1 769 342	0	0,0	1 769 342	100,0	0	0,0
Y	1 580 541	0	0,0	1 580 541	100,0	0	0,0

LEGENDA:

- V_{T,tot}Taglio totale alla quota Zero Sismico (nella direzione X o Y).
- V_{T,PII}Taglio totale alla quota Zero Sismico assorbito dai pilastri (nella direzione X o Y).
- %_{OT,PII}Percentuale del Taglio totale alla quota Zero Sismico assorbito dai pilastri (nella direzione X o Y).
- V_{T,Set}Taglio totale alla quota Zero Sismico assorbito dai setti (nella direzione X o Y).
- %_{OT,Set}Percentuale del Taglio totale alla quota Zero Sismico assorbito dai setti (nella direzione X o Y).
- V_{T,atr}Taglio totale alla quota Zero Sismico NON assorbito dai pilastri e dai setti (nella direzione X o Y).
- %_{OT,atr}Percentuale del Taglio totale alla quota Zero Sismico NON assorbito dai pilastri e dai setti (nella direzione X o Y).

Setti - VERIFICHE PRESSOFLESSIONE DEVIATA ALLO SLU (Elevazione)

Setti - Verifiche pressoflessione deviata allo SLU													
CS	N _{Ed} [N]	M _{Ed,3} [N-m]	M _{Ed,2} [N-m]	M _{Rd,3} [N-m]	M _{Rd,2} [N-m]	α	N _R [N]	N _{Ed,max} [N]	φ _{cnf} [mm]	φ _{no, cnf} [mm]	n _{f, cnf}	n _{f, B}	n _{f, L, nc}
Piano 1° parte inferiore						Setto SF1			Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)													
24.41[S]]	1 387 389	32 101	-4 151 329	1 320 480	30 853 728	1,62	15 803 200	1 387 557	16	14	14	0	28
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)													
25.39[S]]	1 172 832	14 296	-4 151 329	1 291 546	30 260 991	1,64	15 803 200	1 172 952	16	14	14	0	28
Piano 1° parte superiore						Setto SF1			Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)													
27.83[S]]	1 156 272	17 901	-3 142 778	987 754	23 105 438	1,68	15 803 200	1 156 406	12	14	0	0	46
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)													
49.09[S]]	795 935	23 904	-2 134 228	938 442	22 055 754	1,71	15 803 200	796 191	12	14	0	0	46
Piano 2°						Setto SF1			Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)													
NS	708 972	54 196	-218 977	926 512	21 797 016	1,71	15 803 200	709 652	12	14	0	0	46
Sezione 4.90m (Piano 2°)													
NS	237 971	-2 629	1 386 510	861 782	20 382 708	1,75	15 803 200	240 274	12	14	0	0	46
Piano 1° parte inferiore						Setto S2			Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)													
3.57[S]]	770 765	16 405	-8 501 852	1 051 656	18 665 505	1,63	11 852 400	778 323	16	14	13	0	21
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)													
3.51[S]]	647 817	-22 406	-8 501 852	1 035 294	18 410 053	1,64	11 852 400	656 108	16	14	13	0	21
Piano 1° parte superiore						Setto S2			Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)													
3.14[S]]	603 714	-19 259	-6 396 241	712 908	12 568 592	1,71	11 852 400	611 457	12	14	0	0	35
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)													
5.96[S]]	402 456	-12 002	-4 290 630	685 309	12 122 823	1,73	11 852 400	417 675	12	14	0	0	35
Piano 2°						Setto S2			Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)													
59.47[S]]	391 698	-13 363	-1 090 366	683 839	12 099 013	1,73	11 852 400	391 698	12	14	0	0	35
Sezione 4.90m (Piano 2°)													
15.61[S]]	31 256	3 896	2 365 817	634 263	11 278 598	1,76	11 852 400	73 587	12	14	0	0	35
Piano 1° parte inferiore						Setto SF2			Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)													
23.81[S]]	1 456 837	-75 237	-3 733 794	1 329 813	31 043 318	1,62	15 803 200	1 456 837	16	14	14	0	28
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)													
27.02[S]]	1 223 323	37 919	-3 827 031	1 298 356	30 402 375	1,63	15 803 200	1 226 247	16	14	14	0	28
Piano 1° parte superiore						Setto SF2			Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)													
30.31[S]]	1 191 528	41 240	-2 781 532	992 561	23 207 070	1,68	15 803 200	1 191 528	12	14	0	0	46
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)													
58.66[S]]	810 917	-20 201	-1 935 760	940 480	22 099 792	1,71	15 803 200	812 847	12	14	0	0	46
Piano 2°						Setto SF2			Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)													
NS	724 283	-56 831	-356 699	928 605	21 842 435	1,71	15 803 200	724 283	12	14	0	0	46
Sezione 4.90m (Piano 2°)													
NS	233 636	-4 971	1 432 348	861 180	20 369 752	1,75	15 803 200	240 289	12	14	0	0	46
Piano 1° parte inferiore						Setto SF3			Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)													
24.39[S]]	1 388 877	-39 554	-4 089 844	1 320 664	30 857 469	1,62	15 803 200	1 389 333	16	14	14	0	28
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)													
25.56[S]]	1 174 308	-22 263	-4 089 844	1 291 735	30 265 294	1,64	15 803 200	1 174 308	16	14	14	0	28

Setti - Verifiche pressoflessione deviata allo SLU													
CS	N _{Ed} [N]	M _{Ed,3} [N-m]	M _{Ed,2} [N-m]	M _{Rd,3} [N-m]	M _{Rd,2} [N-m]	α	N _R [N]	N _{Ed,max} [N]	φ _{cnf} [mm]	φ _{no, cnf} [mm]	n _{f, cnf}	n _{f, B}	n _{f, L, nc}
Piano 1° parte superiore Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)						Setto SF3			Parete a				
28.81[S] }	1 158 117	-10 547	-3 113 953	987 999	23 110 700	1,68	15 803 200	1 158 117	12	14	0	0	46
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)													
51.27[S] }	795 488	-16 134	-2 138 063	938 356	22 053 888	1,71	15 803 200	797 340	12	14	0	0	46
Piano 2° Sezione 0.00m (Piano 2°)						Setto SF3			Parete a				
NS	703 786	-54 034	-298 245	925 776	21 780 995	1,72	15 803 200	710 932	12	14	0	0	46
Sezione 4.90m (Piano 2°)													
99.31[S] }	195 199	5 315	1 455 980	855 883	20 252 922	1,75	15 803 200	197 408	12	14	0	0	46
Piano 1° parte inferiore Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)						Setto S1			Parete a				
3.47[S]	819 762	-25 029	-8 658 062	1 058 158	18 766 805	1,62	11 852 400	824 042	16	14	13	0	21
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)													
3.44[S]	697 226	12 281	-8 658 062	1 041 874	18 512 790	1,63	11 852 400	705 517	16	14	13	0	21
Piano 1° parte superiore Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)						Setto S1			Parete a				
3.08[S]	653 135	5 133	-6 531 719	719 681	12 677 244	1,70	11 852 400	660 879	12	14	0	0	35
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)													
5.76[S]	450 650	-22 243	-4 380 366	691 931	12 230 015	1,72	11 852 400	466 562	12	14	0	0	35
Piano 2° Sezione 0.00m (Piano 2°)						Setto S1			Parete a				
44.55[S] }	440 111	-31 302	-1 167 632	690 475	12 206 562	1,72	11 852 400	440 811	12	14	0	0	35
Sezione 4.90m (Piano 2°)													
15.53[S] }	109 569	-32 958	2 279 776	645 052	11 459 219	1,75	11 852 400	109 659	12	14	0	0	35
Piano 1° parte inferiore Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)						Setto SF4			Parete a				
23.26[S] }	1 471 331	-71 311	-3 859 889	1 331 776	31 083 143	1,62	15 803 200	1 472 842	16	14	14	0	28
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)													
26.31[S] }	1 236 651	44 715	-3 830 377	1 300 161	30 439 513	1,63	15 803 200	1 238 421	16	14	14	0	28
Piano 1° parte superiore Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)						Setto SF4			Parete a				
30.53[S] }	1 199 071	37 913	-2 805 000	993 601	23 228 944	1,68	15 803 200	1 203 733	12	14	0	0	46
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)													
59.99[S] }	822 343	-23 087	-1 882 076	942 045	22 133 760	1,71	15 803 200	823 635	12	14	0	0	46
Piano 2° Sezione 0.00m (Piano 2°)						Setto SF4			Parete a				
NS	733 420	-59 317	-75 707	929 858	21 869 460	1,71	15 803 200	734 792	12	14	0	0	46
Sezione 4.90m (Piano 2°)													
99.63[S] }	191 603	-2 280	1 461 890	855 401	20 241 934	1,75	15 803 200	195 507	12	14	0	0	46

LEGENDA:

CS	Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS ≥ 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
N _{Ed}	Sforzo normale di progetto (N _{Ed} > 0: compressione).
M _{Ed,3}	Momento flettente di progetto intorno a 3.
M _{Ed,2}	Momento flettente di progetto intorno a 2.
M _{Rd,3}	Momento resistente rispetto all'asse 3.
M _{Rd,2}	Momento resistente rispetto all'asse 2.
α	Esponente per la valutazione del coefficiente di sicurezza.
N _R	Sforzo Normale resistente.
N _{Ed,max}	Massimo sforzo di compressione.
φ _{cnf}	Diametro dei tondini della zona confinata.
φ _{no, cnf}	Diametro dei tondini della zona non confinata.
n _{f, cnf}	Numero dei Tondini della zona confinata.
n _{f, B}	Numero dei tondini sul lato corto.
n _{f, L, nc}	Numero dei Tondini sul lato lungo, nella zona non confinata.

Setti - VERIFICHE A TAGLIO PER PRESSOFLESSIONE RETTA ALLO SLU (Elevazione)

Setti - Verifiche a taglio per pressoflessione retta allo SLU														
CS _{cmp}	CS _{trz}	CS _{scr}	V _{Ed} [N]	V _{Rcd} [N]	V _{Rsd,s} [N]	V _{Rd,s} [N]	V _{Rd,dd} [N]	V _{Rd,fd} [N]	N _d [N]	Ctgθ	α _{smax}	φ _{As,O} [mm]	A _{sw} [cm²/cm]	S _{Asw} [cm]
Piano 1° parte inferiore				Setto SF1						Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)														
4,88	4,18	4,51	667 450	3 254 356	2 788 642	3 007 756	1 920 351	1 087 405	1 380 843	1,00	3	8	0,1117	9
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)														
4,33	3,73	4,00	747 376	3 237 348	2 788 642	2 985 784	1 920 351	1 065 434	1 166 355	1,00	3	8	0,1117	9
Piano 1° parte superiore				Setto SF1						Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)														
11,58	2,81	VNR	698 352	8 090 129	1 960 764	0	0	0	1 150 085	1,00	2	10	0,0785	20
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)														
12,40	3,03	VNR	647 480	8 031 008	1 960 764	0	0	0	788 691	1,00	3	10	0,0785	20
Piano 2°				Setto SF1						Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)														
21,82	5,33	VNR	367 588	8 020 133	1 960 764	0	0	0	702 126	1,00	267	10	0,0785	20
Sezione 4.90m (Piano 2°)														
28,37	7,00	VNR	279 912	7 940 065	1 960 764	0	0	0	237 543	1,00	28	10	0,0785	20
Piano 1° parte inferiore				Setto S2						Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)														
1,77	2,14	1,86	1 373 919	2 431 186	2 938 072	2 556 778	1 634 483	922 295	774 544	1,00	3	10	0,1571	10
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)														
1,53	1,86	1,60	1 583 238	2 415 968	2 938 072	2 531 349	1 634 483	896 866	582 100	1,00	2	10	0,1571	10
Piano 1° parte superiore				Setto S2						Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)														
4,12	2,01	VNR	1 464 411	6 033 127	2 938 072	0	0	0	546 623	1,00	1	10	0,1571	10
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)														
4,29	2,10	VNR	1 396 179	5 991 951	2 938 072	0	0	0	335 796	1,00	1	10	0,1571	10
Piano 2°				Setto S2						Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)														
8,56	2,10	VNR	699 724	5 988 454	1 469 036	0	0	0	316 540	1,00	206	10	0,0785	20
Sezione 4.90m (Piano 2°)														
9,95	2,46	VNR	596 478	5 936 286	1 469 036	0	0	0	52 409	1,00	9	10	0,0785	20
Piano 1° parte inferiore				Setto SF2						Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)														
5,21	4,45	4,81	626 264	3 259 783	2 788 642	3 010 490	1 920 351	1 090 139	1 455 785	1,00	4	8	0,1117	9
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)														
4,65	4,00	4,27	696 830	3 241 571	2 788 642	2 975 698	1 920 351	1 055 347	1 224 653	1,00	2	8	0,1117	9
Piano 1° parte superiore				Setto SF2						Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)														
12,55	3,04	VNR	645 134	8 097 023	1 960 764	0	0	0	1 188 427	1,00	372	10	0,0785	20
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)														
13,50	3,29	VNR	595 264	8 033 911	1 960 764	0	0	0	804 788	1,00	354	10	0,0785	20
Piano 2°				Setto SF2						Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)														
24,04	5,88	VNR	333 664	8 022 520	1 960 764	0	0	0	715 115	1,00	5	10	0,0785	20
Sezione 4.90m (Piano 2°)														
32,09	7,92	VNR	247 460	7 939 956	1 960 764	0	0	0	236 414	1,00	13	10	0,0785	20
Piano 1° parte inferiore				Setto SF3						Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)														
4,90	4,20	4,53	663 532	3 254 611	2 788 642	3 005 360	1 920 351	1 085 010	1 384 742	1,00	3	8	0,1117	9
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)														
4,35	3,75	4,01	743 586	3 237 571	2 788 642	2 982 656	1 920 351	1 062 306	1 169 800	1,00	2	8	0,1117	9
Piano 1° parte superiore				Setto SF3						Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)														
11,73	2,84	VNR	689 700	8 090 734	1 960 764	0	0	0	1 153 858	1,00	2	10	0,0785	20
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)														
12,51	3,05	VNR	642 159	8 031 423	1 960 764	0	0	0	791 312	1,00	2	10	0,0785	20
Piano 2°				Setto SF3						Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)														
21,45	5,24	VNR	373 902	8 020 731	1 960 764	0	0	0	705 910	1,00	77	10	0,0785	20
Sezione 4.90m (Piano 2°)														
27,49	6,79	VNR	288 584	7 933 321	1 960 764	0	0	0	194 948	1,00	13	10	0,0785	20
Piano 1° parte inferiore				Setto S1						Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)														
1,76	2,12	1,85	1 385 337	2 434 186	2 938 072	2 565 154	1 634 483	930 671	821 902	1,00	3	10	0,1571	10
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)														
1,52	1,84	1,59	1 596 408	2 418 944	2 938 072	2 539 624	1 634 483	905 141	629 088	1,00	3	10	0,1571	10
Piano 1° parte superiore				Setto S1						Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)														
4,08	1,99	VNR	1 479 354	6 040 573	2 938 072	0	0	0	593 657	1,00	2	10	0,1571	10
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)														
4,25	2,08	VNR	1 412 968	5 999 346	2 938 072	0	0	0	382 501	1,00	1	10	0,1571	10
Piano 2°				Setto S1						Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)														
8,35	2,05	VNR	718 326	5 995 882	1 469 036	0	0	0	363 457	1,00	7	10	0,0785	20
Sezione 4.90m (Piano 2°)														
9,71	2,40	VNR	612 123	5 942 147	1 469 036	0	0	0	89 430	1,00	30	10	0,0785	20
Piano 1° parte inferiore				Setto SF4						Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)														
5,26	4,50	4,87	619 618	3 260 611	2 788 642	3 016 588	1 920 351	1 096 237	1 468 867	1,00	6	8	0,1117	9
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)														
4,69	4,04	4,33	690 768	3 242 387	2 788 642	2 988 693	1 920 351	1 068 342	1 237 536	1,00	15	8	0,1117	9
Piano 1° parte superiore				Setto SF4						Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)														
12,67	3,07	VNR	639 471	8 099 077	1 960 764	0	0	0	1 201 402	1,00	207	10	0,0785	20
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)														
13,68	3,34	VNR	587 582	8 035 895	1 960 764	0	0	0	817 316	1,00	760	10	0,0785	20
Piano 2°				Setto SF4						Parete a				

CS _{cmp}	CS _{trz}	CS _{scr}	V _{Ed} [N]	V _{Rcd} [N]	V _{Rsd,s} [N]	V _{Rd,s} [N]	V _{Rd,dd} [N]	V _{Rd,fd} [N]	N _d [N]	Ctg θ	α_{smax}	$\phi_{As,O}$ [mm]	A _{sw} [cm ² /cm]	S _{Asw} [cm]
Sezione 0.00m (Piano 2°)														
23,58	5,76	VNR	340 308	8 024 539	1 960 764	0	0	0	727 867	1,00	8	10	0,0785	20
Sezione 4.90m (Piano 2°)														
30,73	7,59	VNR	258 190	7 933 020	1 960 764	0	0	0	192 602	1,00	8	10	0,0785	20

V_{Ed}	Taglio di progetto.
V_{Rcd}	Resistenza a taglio compressione del calcestruzzo.
V_{Rsd,s}	Resistenza a taglio trazione delle staffe.
V_{Rd,s}	Resistenza a taglio per scorrimento.
V_{Rd,dd}	Resistenza allo scorrimento per effetto spinotto.
V_{Rd,fd}	Resistenza allo scorrimento per attrito.
N_d	Sforzo normale utilizzato per il calcolo di α_c
CtgΘ	Cotangente dell'angolo Θ utilizzata nella verifica.
α_{smax}	Rapporto di taglio Massimo.
$\phi_{As,0}$	Diametro dei ferri orizzontali.
A_{sw}	Area delle staffe per unità di lunghezza.
S_{Asw}	Passo ferri armatura a taglio esecutiva.
CS	Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS \geq 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).

Setti - Verifiche pressoflessione deviata allo SLD								
CS	N _{Ed} [N]	M _{Ed,3} [N-m]	M _{Ed,2} [N-m]	M _{Rd,3} [N-m]	M _{Rd,2} [N-m]	α	N _R [N]	N _{Ed,max} [N]
Piano 1° parte inferiore		Setto SF1					Parete a	
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)								
NS	1 542 298	41 146	-745 429	1 541 115	36 363 475	1,68	23 704 800	1 866 539
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)								
NS	1 270 568	18 565	-745 429	1 503 957	35 558 921	1,70	23 704 800	1 482 621
Piano 1° parte superiore		Setto SF1					Parete a	
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)								
44.51[S]	1 231 464	48	-608 153	1 148 444	27 074 637	1,00	23 704 800	1 457 562
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)								
NS	840 850	28 224	-568 546	1 094 142	25 847 255	1,76	23 704 800	931 786
Piano 2°		Setto SF1					Parete a	
Sezione 0.00m (Piano 2°)								
NS	751 442	25 160	-462 415	1 081 703	25 564 634	1,76	23 704 800	836 859
Sezione 4.90m (Piano 2°)								
NS	243 942	24 819	-173 506	1 010 973	23 941 055	1,79	23 704 800	251 608
Piano 1° parte inferiore		Setto S2					Parete a	
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)								
NS	339 837	-39 567	-666 544	1 160 098	20 820 776	1,71	17 778 600	2 173 868
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)								
NS	-332 279	-14 199	-845 415	1 068 982	19 294 522	1,76	17 778 600	1 496 479
Piano 1° parte superiore		Setto S2					Parete a	
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)								
NS	-341 559	-10 768	-845 415	694 563	12 365 362	1,82	17 778 600	1 434 805
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)								
NS	-74 706	-8 978	-622 450	731 824	13 020 395	1,80	17 778 600	746 298
Piano 2°		Setto S2					Parete a	
Sezione 0.00m (Piano 2°)								
NS	192 986	-22 509	-382 127	769 168	13 672 129	1,79	17 778 600	707 043
Sezione 4.90m (Piano 2°)								
NS	54 188	-16 154	-88 006	749 809	13 334 829	1,80	17 778 600	89 847
Piano 1° parte inferiore		Setto SF2					Parete a	
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)								
NS	1 297 084	-83 052	-566 088	1 507 581	35 637 544	1,69	23 704 800	1 921 183
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)								
NS	1 325 153	50 264	-499 010	1 511 423	35 720 825	1,69	23 704 800	1 525 226
Piano 1° parte superiore		Setto SF2					Parete a	
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)								
NS	1 285 820	43 455	-499 010	1 155 991	27 244 564	1,74	23 704 800	1 479 981
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)								
NS	751 980	-29 904	-481 886	1 081 773	25 566 263	1,76	23 704 800	941 381
Piano 2°		Setto SF2					Parete a	
Sezione 0.00m (Piano 2°)								
NS	843 194	11	-237 957	1 094 470	25 854 622	1,00	23 704 800	843 609
Sezione 4.90m (Piano 2°)								
94.90[S]	247 390	51	-252 376	1 011 451	23 951 920	1,00	23 704 800	247 390
Piano 1° parte inferiore		Setto SF3					Parete a	
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)								
NS	1 233 388	-49 612	-707 077	1 498 859	35 448 445	1,70	23 704 800	1 867 408
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)								
NS	1 256 978	-27 707	-709 128	1 502 087	35 518 575	1,70	23 704 800	1 485 077
Piano 1° parte superiore		Setto SF3					Parete a	

Setti - Verifiche a taglio per pressoflessione retta allo SLD											
CS _{cmp}	CS _{trz}	CS _{scr}	V _{Ed} [N]	V _{Rcd} [N]	V _{Rsd,s} [N]	V _{Rd,s} [N]	V _{dd} [N]	V _{fd} [N]	N _d [N]	Ctgθ	α _{smax}
67,17	12,52	VNR	180 035	12 093 836	2 254 878	0	0	0	804 788	1,00	26
Piano 2°		Setto SF2				Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 2°)											
NS	20,38	VNR	110 624	12 066 934	2 254 878	0	0	0	715 115	1,00	36
Sezione 4.90m (Piano 2°)											
NS	26,05	VNR	86 571	11 923 324	2 254 878	0	0	0	236 414	1,00	20
Piano 1° parte inferiore		Setto SF3				Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)											
23,44	15,32	16,36	209 393	4 907 129	3 206 938	3 424 676	2 236 500	1 188 176	1 384 742	1,00	6
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)											
21,01	13,81	14,72	232 282	4 881 336	3 206 938	3 418 968	2 236 500	1 182 468	1 169 800	1,00	6
Piano 1° parte superiore		Setto SF3				Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)											
57,19	10,57	VNR	213 285	12 198 557	2 254 878	0	0	0	1 153 858	1,00	25
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)											
59,92	11,18	VNR	201 757	12 089 794	2 254 878	0	0	0	791 312	1,00	23
Piano 2°		Setto SF3				Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 2°)											
95,33	17,82	VNR	126 546	12 064 173	2 254 878	0		0	705 910	1,00	17
Sezione 4.90m (Piano 2°)											
NS	21,46	VNR	105 083	11 910 884	2 254 878	0	0	0	194 948	1,00	9
Piano 1° parte inferiore		Setto S1				Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)											
9,18	8,49	7,09	398 039	3 654 348	3 378 783	2 822 835	1 903 570	919 265	821 902	1,00	3
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)											
7,97	7,41	6,19	455 797	3 631 211	3 378 783	2 822 835	1 903 570	919 265	629 088	1,00	3
Piano 1° parte superiore		Setto S1				Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)											
22,05	8,22	VNR	411 162	9 067 397	3 378 783	0	0	0	593 657	1,00	2
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)											
22,69	8,51	VNR	396 804	9 004 050	3 378 783	0	0	0	382 501	1,00	2
Piano 2°		Setto S1				Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 2°)											
45,28	8,50	VNR	198 711	8 998 337	1 689 391	0	0	0	363 457	1,00	3
Sezione 4.90m (Piano 2°)											
51,39	9,74	VNR	173 507	8 916 129	1 689 391	0	0	0	89 430	1,00	1
Piano 1° parte inferiore		Setto SF4				Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)											
26,18	17,08	18,27	187 808	4 917 224	3 206 938	3 431 357	2 236 500	1 194 857	1 468 867	1,00	15
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)											
23,69	15,54	16,59	206 351	4 889 464	3 206 938	3 423 082	2 236 500	1 186 582	1 237 536	1,00	29
Piano 1° parte superiore		Setto SF4				Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)											
63,74	11,77	VNR	191 591	12 212 821	2 254 878	0	0	0	1 201 402	1,00	431
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)											
67,65	12,61	VNR	178 832	12 097 595	2 254 878	0	0	0	817 316	1,00	92
Piano 2°		Setto SF4				Parete a					
Sezione 0.00m (Piano 2°)											
NS	20,38	VNR	110 624	12 070 760	2 254 878	0	0	0	727 867	1,00	36
Sezione 4.90m (Piano 2°)											
NS	25,12	VNR	89 753	11 910 181	2 254 878	0	0	0	192 602	1,00	10

LEGENDA:

V _{Ed}	Taglio di progetto.
V _{Rcd}	Resistenza a taglio compressione del calcestruzzo.
V _{Rsd,s}	Resistenza a taglio trazione delle staffe.
V _{Rd,s}	Resistenza a taglio per scorrimento.
V _{dd}	Resistenza allo scorrimento per effetto spinotto.
V _{fd}	Resistenza allo scorrimento per attrito.
N _d	Sforzo normale utilizzato per il calcolo di α _c .
CtgΘ	Cotangente dell'angolo Θ utilizzata nella verifica.
α _{smax}	Rapporto di taglio Massimo.
CS	Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS ≥ 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).

Setti - VERIFICHE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO (Elevazione)

Setti - verifiche delle tensioni di esercizio																	
Lv	Compressione calcestruzzo								Trazione acciaio								
	Id _{Cm} b	σ _{cc} [N/mm ²]	σ _{cd,am} m [N/mm ²]	N _{Ed} [N]	M _{Ed,3} [N-m]	M _{Ed,2} [N-m]	CS	Verificat o	Id _{Cm} b	σ _{at} [N/mm ²]	σ _{td,am} m [N/mm ²]	N _{Ed} [N]	M _{Ed,3} [N-m]	M _{Ed,2} [N-m]	CS	Verificat o	
Parete a AA= PCA																	
Piano 1° parte inferiore			Setto SF1						Parete a								
Sezione: 0.00m (Piano 1° parte inferiore)	RAR	0,552	14,94	1 452 208	5 359	-235 591	27.06	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI	
	QPR	0,508	11,21	1 380 843	2 523	-209 575	22.04	SI									
Sezione: 3.20m (Piano 1° parte inferiore)	RAR	0,498	14,94	1 234 721	6 122	286 708	30.00	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI	
	QPR	0,454	11,21	1 166 355	3 176	257 404	24.69	SI									
Parete a AA= PCA																	
Piano 1° parte superiore			Setto SF1						Parete a								
Sezione: 0.00m (Piano 1° parte superiore)	RAR	0,500	14,94	1 217 201	-6 089	-254 841	29.86	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI	
	QPR	0,473	11,21	1 150 085	-6 206	-232 984	23.67	SI									
Sezione: 3.10m (Piano 1° parte superiore)	RAR	0,393	14,94	848 325	-6 888	300 301	37.97	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI	
	QPR	0,360	11,21	788 691	-5 472	275 643	31.13	SI									
Parete a AA= PCA																	
Piano 2°			Setto SF1						Parete a								
Sezione: 0.00m (Piano 2°)	RAR	0,310	14,94	759 249	-4 105	-142 042	48.26	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI	
	QPR	0,279	11,21	702 126	-3 156	-117 659	40.10	SI									
Sezione: 4.90m (Piano 2°)	RAR	0,161	14,94	287 144	-2 251	216 644	92.60	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI	
	QPR	0,132	11,21	237 543	-1 668	179 218	84.62	SI									
Parete a AA= PCA																	
Piano 1° parte inferiore			Setto S2						Parete a								
Sezione: 0.00m (Piano 1° parte inferiore)	RAR	0,512	14,94	777 077	7 332	-321 028	29.20	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI	
	QPR	0,516	11,21	774 544	7 226	-319 355	21.73	SI									
Sezione: 3.20m (Piano 1° parte inferiore)	RAR	0,434	14,94	584 612	8 444	299 034	34.42	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI	
	QPR	0,426	11,21	582 100	8 325	297 270	26.32	SI									
Parete a AA= PCA																	
Piano 1° parte superiore			Setto S2						Parete a								
Sezione: 0.00m (Piano 1° parte superiore)	RAR	0,323	14,94	549 133	4 945	-100 164	46.31	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI	
	QPR	0,320	11,21	546 623	4 801	-98 460	35.05	SI									
Sezione: 3.10m (Piano 1° parte superiore)	RAR	0,189	14,94	338 667	1 559	64 053	78.95	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI	
	QPR	0,187	11,21	335 796	1 426	62 951	60.07	SI									
Parete a AA= PCA																	
Piano 2°			Setto S2						Parete a								
Sezione: 0.00m (Piano 2°)	RAR	0,170	14,94	319 273	1 118	-46 451	88.03	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI	
	QPR	0,167	11,21	316 540	974	-45 121	67.14	SI									
Sezione: 4.90m (Piano 2°)	RAR	0,058	14,94	54 444	1 686	49 891	NS	SI	RAR	0,105	360,0 0	54 444	1 686	49 891	NS	SI	
	QPR	0,054	11,21	52 409	1 426	47 618	NS	SI									
Parete a AA= PCA																	
Piano 1° parte inferiore			Setto SF2						Parete a								
Sezione: 0.00m (Piano 1° parte inferiore)	RAR	0,705	14,94	1 521 868	40 629	17 987	21.19	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI	
	QPR	0,687	11,21	1 455 785	40 499	33 539	16.31	SI									
Sezione: 3.20m (Piano 1° parte inferiore)	RAR	0,584	14,94	1 290 122	-28 410	88 080	25.59	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI	
	QPR	0,559	11,21	1 224 653	-28 569	68 890	20.04	SI									
Parete a AA= PCA																	
Piano 1° parte superiore			Setto SF2						Parete a								
Sezione: 0.00m (Piano 1° parte superiore)	RAR	0,640	14,94	1 253 890	-29 023	-267 636	23.36	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI	
	QPR	0,613	11,21	1 188 427	-29 243	-245 433	18.26	SI									
Sezione: 3.10m (Piano 1° parte superiore)	RAR	0,399	14,94	865 015	7 907	279 344	37.41	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI	
	QPR	0,372	11,21	804 788	7 724	254 148	30.11	SI									
Parete a AA= PCA																	
Piano 2°			Setto SF2						Parete a								
Sezione: 0.00m (Piano 2°)	RAR	0,335	14,94	772 758	8 021	-139 737	44.65	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI	

Lv	Compressione calcestruzzo								Trazione acciaio							
	Id _{Cm} b	σ _{cc} [N/mm²]	σ _{cd,am} m [N/mm²]	N _{Ed} [N]	M _{Ed,3} [N-m]	M _{Ed,2} [N-m]	CS	Verificat o	Id _{Cm} b	σ _{at} [N/mm²]	σ _{td,am} m [N/mm²]	N _{Ed} [N]	M _{Ed,3} [N-m]	M _{Ed,2} [N-m]	CS	Verificat o
Sezione: 4.90m (Piano 2°)	QPR	0,309	11,21	715 115	7 835	-115 922	36.31	SI								
	RAR	0,171	14,94	286 272	4 897	197 355	87.60	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI
	QPR	0,143	11,21	236 414	4 592	159 585	78.38	SI								
Parete a AA= PCA Piano 1° parte inferiore Setto SF3 Parete a																
Sezione: 0.00m (Piano 1° parte inferiore)	RAR	0,561	14,94	1 457 196	8 980	188 765	26.61	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI
	QPR	0,516	11,21	1 384 742	5 434	172 070	21.72	SI								
Sezione: 3.20m (Piano 1° parte inferiore)	RAR	0,504	14,94	1 239 093	9 658	-231 276	29.61	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI
	QPR	0,459	11,21	1 169 800	6 024	-211 882	24.42	SI								
Parete a AA= PCA Piano 1° parte superiore Setto SF3 Parete a																
Sezione: 0.00m (Piano 1° parte superiore)	RAR	0,469	14,94	1 221 960	1 890	211 862	31.88	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI
	QPR	0,437	11,21	1 153 858	900	199 096	25.61	SI								
Sezione: 3.10m (Piano 1° parte superiore)	RAR	0,348	14,94	851 604	1 040	-239 366	42.95	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI
	QPR	0,323	11,21	791 312	890	-221 927	34.72	SI								
Parete a AA= PCA Piano 2° Setto SF3 Parete a																
Sezione: 0.00m (Piano 2°)	RAR	0,302	14,94	763 978	3 931	107 794	49.52	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI
	QPR	0,274	11,21	705 910	3 330	85 633	40.95	SI								
Sezione: 4.90m (Piano 2°)	RAR	0,179	14,94	233 903	-5 908	-280 505	83.33	SI	RAR	0,241	360,0 0	233 903	-5 908	-280 505	NS	SI
	QPR	0,146	11,21	194 948	-4 631	-224 521	76.98	SI								
Parete a AA= PCA Piano 1° parte inferiore Setto S1 Parete a																
Sezione: 0.00m (Piano 1° parte inferiore)	RAR	0,539	14,94	836 884	4 782	-367 719	27.72	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI
	QPR	0,520	11,21	821 902	2 571	-358 401	21.53	SI								
Sezione: 3.20m (Piano 1° parte inferiore)	RAR	0,458	14,94	643 957	5 414	345 356	32.61	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI
	QPR	0,425	11,21	629 088	2 988	335 785	26.34	SI								
Parete a AA= PCA Piano 1° parte superiore Setto S1 Parete a																
Sezione: 0.00m (Piano 1° parte superiore)	RAR	0,428	14,94	608 535	13 031	-147 117	34.93	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI
	QPR	0,395	11,21	593 657	10 108	-136 562	28.33	SI								
Sezione: 3.10m (Piano 1° parte superiore)	RAR	0,352	14,94	397 042	17 593	112 252	42.49	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI
	QPR	0,314	11,21	382 501	14 000	101 111	35.63	SI								
Parete a AA= PCA Piano 2° Setto S1 Parete a																
Sezione: 0.00m (Piano 2°)	RAR	0,402	14,94	377 913	26 689	-97 970	37.14	SI	RAR	0,337	360,0 0	377 913	26 689	-97 970	NS	SI
	QPR	0,351	11,21	363 457	21 287	-85 542	31.87	SI								
Sezione: 4.90m (Piano 2°)	RAR	0,304	14,94	100 715	29 431</											

Lv	Compressione calcestruzzo								Trazione acciaio							
	Id _{Cm} b	σ _{cc} [N/mm²]	σ _{cd,am} m [N/mm²]	N _{Ed} [N]	M _{Ed,3} [N-m]	M _{Ed,2} [N-m]	CS	Verificat o	Id _{Cm} b	σ _{at} [N/mm²]	σ _{td,am} m [N/mm²]	N _{Ed} [N]	M _{Ed,3} [N-m]	M _{Ed,2} [N-m]	CS	Verificat o
Piano 2°	Setto SF4								Parete a							
Sezione: 0.00m (Piano 2°)	RAR	0,327	14,94	788 695	9 217	61 553	45.70	SI	RAR	0,000	360,0 0	0	0	0	-	SI
	QPR	0,303	11,21	727 867	8 828	53 334	37.03	SI								
Sezione: 4.90m (Piano 2°)	RAR	0,163	14,94	231 512	5 682	-223 889	91.54	SI	RAR	0,030	360,0 0	231 512	5 682	-223 889	NS	SI
	QPR	0,135	11,21	192 602	5 271	-172 221	82.86	SI								

Iv	Livello o piano di appartenenza dell'elemento strutturale. L'eventuale indicazione "Parete .." distingue i diversi tratti di un setto composto.
Id_{Cmb}	Identificativo della Combinazione di Azione: [QPR] = Quasi Permanente - [FRQ] = Frequente - [RAR] = Rara.
σ_{cc}	Tensione massima di compressione nel calcestruzzo.
σ_{cd,amm}	Tensione ammissibile per la verifica a compressione del calcestruzzo.
σ_{at}	Tensione massima di trazione nell'acciaio della Trave/Rinforzo o nel FRP.
σ_{td,amm}	Tensione ammissibile per la verifica a trazione dell'acciaio.
CS	Coefficiente di Sicurezza (= $\sigma_{cd,amm}/\sigma_{cc}$; $\sigma_{td,amm}/\sigma_{at}$). [NS] = Non Significativo (CS ≥ 100).
Verificato	[Si] = $\sigma_{cc} \leq \sigma_{cd,amm}$; $\sigma_{at} \leq \sigma_{td,amm}$. [NO] = $\sigma_{cc} > \sigma_{cd,amm}$; $\sigma_{at} > \sigma_{td,amm}$.
N_{Ed,r} M_{Ed,3r}	Sollecitazioni di progetto.
M_{Ed,2}	

Setti - verifica allo stato limite di fessurazione												
Idcmb	N _{Ed} [N]	M _{Ed,3} [N-m]	M _{Ed,2} [N-m]	σ _{ct,f} [N/mm²]	σ _t [N/mm²]	ε _{sm}	A _e [cm²]	Δ _{sm} [mm]	W _d [mm]	W _{amm} [mm]	CS	Verificato
Parete a AA= PCA												
Piano 1° parte inferiore						Setto SF1			Parete a			
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)												
FRQ	1 380 843	2 523	-209 575	-0,38	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	1 380 843	2 523	-209 575	-0,38	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)												
FRQ	1 166 355	3 176	257 404	-0,30	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	1 166 355	3 176	257 404	-0,30	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Parete a AA= PCA												
Piano 1° parte superiore						Setto SF1			Parete a			
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)												
FRQ	1 150 085	-6 206	-232 984	-0,29	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	1 150 085	-6 206	-232 984	-0,29	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)												
FRQ	788 691	-5 472	275 643	-0,16	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	788 691	-5 472	275 643	-0,16	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Parete a AA= PCA												
Piano 2°						Setto SF1			Parete a			
Sezione 0.00m (Piano 2°)												
FRQ	702 126	-3 156	-117 659	-0,19	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	702 126	-3 156	-117 659	-0,19	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Sezione 4.90m (Piano 2°)												
FRQ	237 854	-1 654	179 963	-0,03	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	237 543	-1 668	179 218	-0,03	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Parete a AA= PCA												
Piano 1° parte inferiore						Setto S2			Parete a			
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)												
FRQ	775 177	7 253	-319 773	-0,15	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	774 544	7 226	-319 355	-0,15	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)												
FRQ	582 728	8 355	297 711	-0,07	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	582 100	8 325	297 270	-0,07	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Parete a AA= PCA												
Piano 1° parte superiore						Setto S2			Parete a			
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)												
FRQ	547 250	4 837	-98 886	-0,16	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	546 623	4 801	-98 460	-0,16	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)												
FRQ	336 184	1 462	63 381	-0,11	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	335 796	1 426	62 951	-0,11	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Parete a AA= PCA												
Piano 2°						Setto S2			Parete a			
Sezione 0.00m (Piano 2°)												
FRQ	316 788	989	-45 212	-0,11	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	316 540	974	-45 121	-0,11	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Sezione 4.90m (Piano 2°)												
FRQ	52 409	1 426	47 618	0,01	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI

Setti - verifica allo stato limite di fessurazione												
Id _{cmb}	N _{Ed} [N]	M _{Ed,3} [N-m]	M _{Ed,2} [N-m]	σ _{ct,f} [N/mm ²]	σ _t [N/mm ²]	ε _{sm}	A _e [cm ²]	Δ _{sm} [mm]	W _d [mm]	W _{amm} [mm]	CS	Verificato
FRQ	1 188 427	-29 243	-245 433	-0,18	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	1 188 427	-29 243	-245 433	-0,18	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)												
FRQ	804 788	7 724	254 148	-0,16	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	804 788	7 724	254 148	-0,16	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Parete a AA= PCA												
Piano 2°				Setto SF2				Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)												
FRQ	715 115	7 835	-115 922	-0,17	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	715 115	7 835	-115 922	-0,17	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Sezione 4.90m (Piano 2°)												
FRQ	236 414	4 592	159 585	-0,01	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	236 414	4 592	159 585	-0,01	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Parete a AA= PCA												
Piano 1° parte inferiore				Setto SF3				Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)												
FRQ	1 384 742	5 434	172 070	-0,38	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	1 384 742	5 434	172 070	-0,38	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)												
FRQ	1 169 800	6 024	-211 882	-0,30	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	1 169 800	6 024	-211 882	-0,30	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Parete a AA= PCA												
Piano 1° parte superiore				Setto SF3				Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)												
FRQ	1 153 858	900	199 096	-0,33	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	1 153 858	900	199 096	-0,33	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)												
FRQ	791 312	890	-221 927	-0,20	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	791 312	890	-221 927	-0,20	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Parete a AA= PCA												
Piano 2°				Setto SF3				Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)												
FRQ	705 910	3 330	85 633	-0,20	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	705 910	3 330	85 633	-0,20	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Sezione 4.90m (Piano 2°)												
FRQ	195 259	-4 617	-225 266	0,02	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	194 948	-4 631	-224 521	0,02	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Parete a AA= PCA												
Piano 1° parte inferiore				Setto S1				Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)												
FRQ	821 902	2 571	-358 401	-0,18	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	821 902	2 571	-358 401	-0,18	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)												
FRQ	629 088	2 988	335 785	-0,11	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	629 088	2 988	335 785	-0,11	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Parete a AA= PCA												
Piano 1° parte superiore				Setto S1				Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)												
FRQ	593 657	10 108	-136 562	-0,13	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	593 657	10 108	-136 562	-0,13	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)												
FRQ	382 501	14 000	101 111	-0,02	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	382 501	14 000	101 111	-0,02	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Parete a AA= PCA												
Piano 2°				Setto S1				Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)												
FRQ	363 457	21 287	-85 542	0,03	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	363 457	21 287	-85 542	0,03	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Sezione 4.90m (Piano 2°)												
FRQ	89 449	23 483	94 633	0,17	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	89 430	23 472	94 627	0,17	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Parete a AA= PCA												
Piano 1° parte inferiore				Setto SF4				Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte inferiore)												
FRQ	1 468 867	40 016	-98 807	-0,24	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	1 468 867	40 016	-98 807	-0,24	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Sezione 3.20m (Piano 1° parte inferiore)												
FRQ	1 237 536	-28 694	79 614	-0,23	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	1 237 536	-28 694	79 614	-0,23	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Parete a AA= PCA												
Piano 1° parte superiore				Setto SF4				Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 1° parte superiore)												
FRQ	1 201 402	-29 327	173 534	-0,20	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	1 201 402	-29 327	173 534	-0,20	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Sezione 3.10m (Piano 1° parte superiore)												
FRQ	817 316	8 706	-185 764	-0,18	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	817 316	8 706	-185 764	-0,18	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Parete a AA= PCA												
Piano 2°				Setto SF4				Parete a				
Sezione 0.00m (Piano 2°)												
FRQ	727 867	8 828	53 334	-0,18	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	727 867	8 828	53 334	-0,18	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI
Sezione 4.90m (Piano 2°)												
FRQ	192 602	5 271	-172 221	0,01	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,400	-	SI
QPR	192 602	5 271	-172 221	0,01	2,13	0 E+00	0	0	0,000	0,300	-	SI

LEGENDA:

AA Identificativo dell'aggressività dell'ambiente:
[PCA] = "Ordinario"; [MDA] = "Aggressivo"; [MLA] = "Molto aggressivo".
Id_{Cmb} Identificativo della Combinazione di Azione: [QPR] = Quasi Permanente - [FRQ] = Frequente - [RAR] = Rara.

Setti - verifica allo stato limite di fessurazione												
IdCmb	N _{Ed}	M _{Ed,3}	M _{Ed,2}	σ _{ct,f}	σ _t	ε _{sm}	A _e	Δ _{sm}	W _d	W _{amm}	CS	Verificato
	[N]	[N·m]	[N·m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[cm ²]	[mm]	[mm]	[mm]		
N _{Ed,r} M _{Ed,3r} M _{Ed,2} σ _{ct,f} σ _t ε _{sm} A _e Δ _{sm} W _d W _{amm} CS Verificato	Sollecitazioni di progetto. Tensione massima di trazione nel calcestruzzo per la fessurazione, calcolata nell'ipotesi di calcestruzzo resistente a trazione. Se tale valore è maggiore di σ _t la sezione è soggetta a fessurazione. N.B. I valori negativi indicano una sezione interamente compressa. In tal caso le sollecitazioni forniscono il minimo valore di compressione. Tensione massima di trazione nel calcestruzzo relativa allo stato limite di formazione delle fessure [relazione (4.1.13) del § 4.1.2.2.4 del DM 2018]. Deformazione media nel calcestruzzo. Area efficace del calcestruzzo teso. Distanza media tra le fessure. Valore di calcolo di apertura massima delle fessure. Valore ammissibile di apertura delle fessure. Coefficiente di Sicurezza (=W _d / W _{amm}). [NS] = Non Significativo (CS ≥ 100). [-] = Fessurazioni nulle (W _d = 0). [SI] = W _d ≤ W _{amm} ; [NO] = W _d > W _{amm}											

PIANI - VERIFICHE REGOLARITÀ (Elevazione)

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA		
a)	la configurazione in pianta è compatta ossia la distribuzione di masse e rigidzze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;	SI
b)	il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;	SI
c)	ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione;	SI
La struttura è regolare in pianta.		
REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA		
d)	tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;	SI
e)	massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;	NO
f)	nelle strutture intelaiate, il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti diversi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;	NO
g)	eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento;	SI
La struttura non è regolare in altezza.		

Piani - Verifiche Regularità												
IdPiano	Q _{Lv}	H _{Lv}	R _{dT_{mp}}	I _{rT_{mp}}	M _{SLU}	K _{SLU}		R _{eff}		R _{ric}		
	[m]	[m]			[N·s ² /m]	X	Y	X	Y	X	Y	
						[N/cm]	[N/cm]	[N]	[N]	[N]	[N]	
Piano 2°	6,30	4,90	NO		193 598	3 436 489	9 116 463	0	0	0	0	
Piano 1° parte superiore	3,20	3,10	NO	NO	322 601	9 191 856	23 456 894	0	0	0	0	
Piano 1° parte inferiore	0,00	3,20	NO		176 702	12 990 833	13 967 015	0	0	0	0	

LEGENDA:	
IdPiano	Identificativo del livello o piano.
Q _{Lv}	Quota del livello o piano.
H _{Lv}	Altezza del livello o piano.
R _{dT_{mp}}	Per i piani con riduzione dei tamponamenti, sono state incrementate le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) di un fattore 1,4: [SI] = Piano con riduzione dei tamponamenti - [NO] = Piano senza riduzione dei tamponamenti.
I _{rT_{mp}}	Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.
M _{SLU}	Massa eccitabile della struttura allo S.L. Ultimo, nelle direzioni X, Y, Z.
K _{SLU}	Valori delle Rigidzze di Piano, valutate allo SLU, riferite agli assi X ed Y del riferimento globale.
R _{eff}	Valori delle Resistenze Effettive di Piano, valutate allo SLU, relative al sistema di riferimento globale X, Y, Z.
R _{ric}	Valori delle Resistenze Richieste di Piano, valutate allo SLU, relative al sistema di riferimento globale X, Y, Z.
(*)	Vedi tabelle "Livelli o Piani" o "Solai e Balconi".

EFFETTI DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE PER SISMA (Elevazione)

Effetti delle non linearità geometriche per sisma											
IdPiano	Q _{Lv}	H _{Lv}	δ _{d,x}	δ _{d,y}	P _{0,x}	P _{0,y}	T _{0,x}	T _{0,y}	Θ _x	Θ _y	
	[m]	[m]	[cm]	[cm]	[N]	[N]	[N]	[N]	[rad]	[rad]	
Piano 2°	6,30	4,90	0,3724	0,1184	2 805 423	2 805 423	1 279 868	1 079 463	1,666 E-03	6,2802 E-04	
Piano 1° parte superiore	3,20	3,10	0,2179	0,0720	5 623 707	5 623 707	2 003 094	1 689 445	1,9736 E-03	7,7338 E-04	
Piano 1° parte inferiore	0,00	3,20	0,1705	0,1337	7 244 280	7 244 280	2 214 330	1 867 605	1,7426 E-03	1,6208 E-03	

LEGENDA:	
IdPiano	Identificativo del livello o piano.
H _{Lv}	Altezza del livello o piano.
δ _{d,x} , δ _{d,y}	Componenti dello spostamento differenziale rispetto al piano inferiore.
P _{0,x} , P _{0,y}	Valori del carico verticale del piano utilizzato per il calcolo di "θ".
T _{0,x} , T _{0,y}	Valori del tagliante di piano utilizzati per il calcolo di "θ".
Θ _x , Θ _y	Coefficienti "θ" del piano.
Nota	Le forze sismiche orizzontali agenti sui piani caratterizzati da valori di θ compresi tra 0,1 e 0,2, sono state incrementate del fattore "1/(1-θ)", per portare in conto gli effetti del secondo ordine.

PIANI - VERIFICHE ALLO SLO (Elevazione)

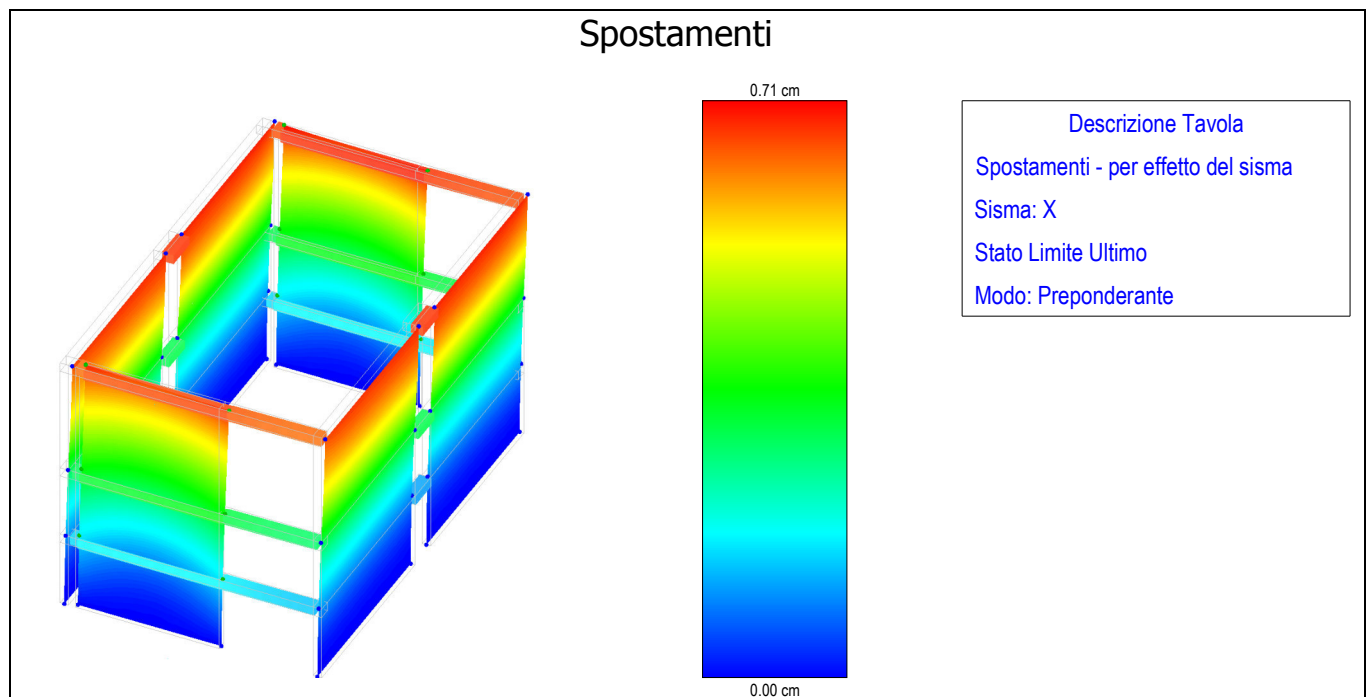
Piani - Verifiche allo SLO									
Id Piano	Q _{Lv}	H _{Lv}	$\delta_{amm,SLO}$	$\delta_{d,SLO}$		$\Delta\delta_{SLO}$		C _{lg} T _{mp}	Note
				X	Y	X	Y		
	[m]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		
Piano 2°	6,30	4,90	1,6333	0,0820	0,0687	1,5513	1,5646	RF	Verificato
Piano 1° parte superiore	3,20	3,10	1,0333	0,0688	0,0131	0,9645	1,0203	RF	Verificato
Piano 1° parte inferiore	0,00	3,20	1,0667	0,0690	0,0217	0,9976	1,0450	RF	Verificato

LEGENDA:

Id Piano	Identificativo del livello o piano.
Q_{Lv}	Quota del livello o piano.
H_{Lv}	Altezza del livello o piano.
$\delta_{amm,SLO}$	Spostamento Differenziale ammissibile per SLO.
$\delta_{d,SLO}$	Spostamento Differenziale di progetto allo SLO.
$\Delta\delta_{SLO}$	Differenza fra spostamento limite e quello di calcolo nelle direzioni X e Y.
C_{lg} T_{mp}	Tipo di collegamento delle tamponature alla struttura: [R] = Rigido - [E] = Elastico - [RF] = Rigidamente fragili - [RD] = Rigidamente Duttili.

SPOSTAMENTI

Si riporta di seguito una rappresentazione grafica degli spostamenti massimi in direzione X in fase sismica. In fase non sismica gli spostamenti sono praticamente nulli.



Analisi statica equivalente - corpo A2 (aula magna)

ITIS Cerebotani - Lonato - AGGIORNAMENTO 09/2022

A1) DATI GENERALI DI CALCOLO

ALTEZZE INTERPIANO

H livello 1	6,30	m
H livello 2	4,90	m
H livello 3	0,00	m
H livello 4	0,00	m
H livello 5	0,00	m

(N.B. compresi solai)

Azioni sismiche = 35,9% pesi (q=1,5) $ag * S * F_0 / q = 0,181 * (1,00 * 1,20) * 2,48 / 1,5$

A2) DATI SOLAI

1° SOLAIO	G [daN/mq]	Q [daN/mq]	ψ_{2i}	A [mq]	X appl. [m]	Y appl. [m]
Carico A	700	300	0,60	193,91	5,59	8,67
Carico B	1000			107,1	5,59	8,67
Carico C						
Carico D						
Carico E						
Tamponamenti (*)	1200			191,04		

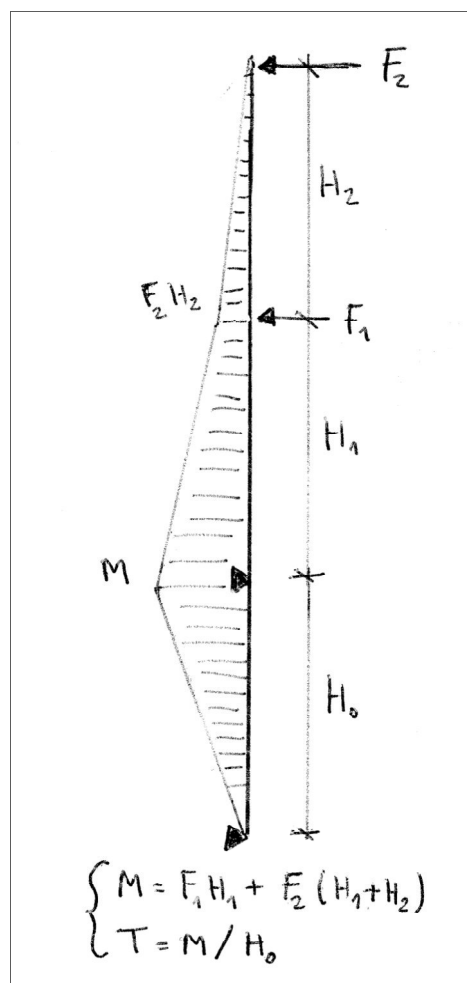
(*) Solo metà superiore altezza 1° interpiano + piano superiore

2° SOLAIO	G [daN/mq]	Q [daN/mq]	ψ_{2i}	A [mq]	X appl. [m]	Y appl. [m]
Carico A	500	120	0,00	193,91	5,59	8,67
Carico B	1000		0,00	83,3	5,59	8,67
Carico C	480	120	0,00	13,44	5,59	8,67
Carico D						
Carico E						
Tamponamenti	300			57		

3° SOLAIO	G [daN/mq]	Q [daN/mq]	ψ_{2i}	A [mq]	X appl. [m]	Y appl. [m]
Carico A	1	1	0,33	1	1,00	1,00
Carico B						
Carico C						
Carico D						
Carico E						
Tamponamenti						

4° SOLAIO	G [daN/mq]	Q [daN/mq]	ψ_{2i}	A [mq]	X appl. [m]	Y appl. [m]
Carico A	1	1	0,33	1	1,00	1,00
Carico B						
Carico C						
Carico D						
Carico E						
Tamponamenti						

5° SOLAIO	G [daN/mq]	Q [daN/mq]	ψ_{2i}	A [mq]	X appl. [m]	Y appl. [m]
Carico A	1	1	0,33	1	1,00	1,00
Carico B						
Carico C						
Carico D						
Carico E						
Tamponamenti						



A3) ELEMENTI PORTANTI VERTICALI

LIVELLO 1				
ELEM. PORT. VERTICALE	DIM x [m]	DIM y [m]	Xg [m]	Yg [m]
1	6,00	0,35	3,66	0,17
2	6,00	0,35	3,66	17,17
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
21				
22				
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				
35				
36				
37				
38				
39				
40				
41				
42				
43				
44				
45				
46				
47				
48				
49				
50				
51				
52				
53				
54				
55				
56				
57				
58				
59				
60				
61				
62				
63				
64				
65				
66				
67				
68				
69				
70				

LIVELLO 2				
ELEM. VERT.	DIM x [m]	DIM y [m]	Xg [m]	Yg [m]
1	6,00	0,35	3,66	0,17
2	6,00	0,35	3,66	17,17
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
21				
22				
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				
35				
36				
37				
38				
39				
40				
41				
42				
43				
44				
45				
46				
47				
48				
49				
50				
51				
52				
53				
54				
55				
56				
57				
58				
59				
60				
61				
62				
63				
64				
65				
66				
67				
68				
69				
70				

Analisi statica equivalente - corpo A2 (aula magna)
ITIS Cerebotani - Lonato - AGGIORNAMENTO 09/2022

B) CARICHI TOTALI SUI SOLAI IN FASE SISMICA

1° SOLAIO										
Quota solaio [m] 6,30	G [daN/mq]	Q [daN/mq]	Coeff. s	A [mq]	X appl. [mq]	Y appl. [mq]	G [daN]	Q [daN]	W [daN]	W*H [daN*m]
Carico A	700	300	0,60	194	6	9	135 737	34 904	170 641	1 075 037
Carico B	1 000			107	6	9	107 100		107 100	674 730
Carico C										
Carico D										
Carico E										
Tamponamenti	1 200			191			229 248		229 248	1 444 262
							Totale	506 989	3 194 029	
CENTRO MASSE					X = 5,59 m	Y = 8,67 m				

2° SOLAIO										
Quota solaio [m] 11,20	G [daN/mq]	Q [daN/mq]	Coeff. s	A [mq]	X appl. [mq]	Y appl. [mq]	G [daN]	Q [daN]	W [daN]	W*H [daN*m]
Carico A	500	120	0,00	194	6	9	96 955	0	96 955	1 085 896
Carico B	1 000		0,00	83	6	9	83 300		83 300	932 960
Carico C	480	120	0,00	13	6	9	6 451	0	6 451	72 253
Carico D										
Carico E										
Tamponamenti	300			57			17 100		17 100	191 520
							Totale	203 806	2 282 629	
CENTRO MASSE					X = 5,59 m	Y = 8,67 m				

3° SOLAIO										
Quota solaio [m] 11,20	G [daN/mq]	Q [daN/mq]	Coeff. s	A [mq]	X appl. [mq]	Y appl. [mq]	G [daN]	Q [daN]	W [daN]	W*H [daN*m]
Carico A	1	1	0,33	1	1	1	1	0	1	15
Carico B										
Carico C										
Carico D										
Carico E										
Tamponamenti										
							Totale	1	15	
CENTRO MASSE					X = 1,00 m	Y = 1,00 m				

4° SOLAIO										
Quota solaio [m] 11,20	G [daN/mq]	Q [daN/mq]	Coeff. s	A [mq]	X appl. [mq]	Y appl. [mq]	G [daN]	Q [daN]	W [daN]	W*H [daN*m]
Carico A	1	1	0,33	1	1	1	1	0	1	15
Carico B										
Carico C										
Carico D										
Carico E										
Tamponamenti										
							Totale	1	15	
CENTRO MASSE					X = 1,00 m	Y = 1,00 m				

5° SOLAIO										
Quota solaio [m] 11,20	G [daN/mq]	Q [daN/mq]	Coeff. s	A [mq]	X appl. [mq]	Y appl. [mq]	G [daN]	Q [daN]	W [daN]	W*H [daN*m]
Carico A	1	1	0,33	1	1	1	1	0	1	15
Carico B										
Carico C										
Carico D										
Carico E										
Tamponamenti										
							Totale	1	15	
CENTRO MASSE					X = 1,00 m	Y = 1,00 m				

Analisi statica equivalente - corpo A2 (aula magna)
ITIS Cerebotani - Lonato - AGGIORNAMENTO 09/2022

C) CARATTERISTICHE ELEMENTI PORTANTI VERTICALI

LIVELLO 1											
ELEM. PORT. VERTICALE	DIM x [m]	DIM y [m]	Xg [m]	Yg [m]	Jxx [m ⁴]	Jyy [m ⁴]	Xct-Xg [m]	Yct-Yg [m]	Jxx*Xi [m ⁵]	Jyy*Yi [m ⁵]	S K*B ²
1	6,00	0,35	3,66	0,17	0,02	6,30		8,50	0,08	1,07	455,175
2	6,00	0,35	3,66	17,17	0,02	6,30		-8,50	0,08	108,17	455,175
3											
4											
5											
6											
7											
8											
9											
10											
11											
12											
13											
14											
15											
16											
17											
18											
19											
20											
21											
22											
23											
24											
25											
26											
27											
28											
29											
30											
31											
32											
33											
34											
35											
36											
37											
38											
39											
40											
41											
42											
43											
44											
45											
46											
47											
48											
49											
50											
51											
52											
53											
54											
55											
56											
57											
58											
59											
60											
61											
62											
63											
64											
65											
66											
67											
68											
69											
70											
Totale	12,00	0,70	Xct [m]	3,66	0,043	12,600	Yct [m]	8,67	0,16	109,24	910,350

Analisi statica equivalente - corpo A2 (aula magna)
ITIS Cerebotani - Lonato - AGGIORNAMENTO 09/2022

C) CARATTERISTICHE ELEMENTI PORTANTI VERTICALI

LIVELLO 2											
ELEM. PORT. VERTICALE	DIM x [m]	DIM y [m]	Xg [m]	Yg [m]	Jxx [m ⁴]	Jyy [m ⁴]	Xct-Xg [m]	Yct-Yg [m]	Jxx*Xi [m ⁵]	Jyy*Yi [m ⁵]	S K*B ²
1	6,00	0,35	3,66	0,17	0,02	6,30		8,50	0,08	1,07	455,175
2	6,00	0,35	3,66	17,17	0,02	6,30		-8,50	0,08	108,17	455,175
3											
4											
5											
6											
7											
8											
9											
10											
11											
12											
13											
14											
15											
16											
17											
18											
19											
20											
21											
22											
23											
24											
25											
26											
27											
28											
29											
30											
31											
32											
33											
34											
35											
36											
37											
38											
39											
40											
41											
42											
43											
44											
45											
46											
47											
48											
49											
50											
51											
52											
53											
54											
55											
56											
57											
58											
59											
60											
61											
62											
63											
64											
65											
66											
67											
68											
69											
70											
Totale	12,00	0,70	Xct [m]	3,66	0,043	12,600	Yct [m]	8,67	0,16	109,24	910,350

Analisi statica equivalente - corpo A2 (aula magna)
ITIS Cerebotani - Lonato - AGGIORNAMENTO 09/2022

D) RISULTATI GENERALI

Azione sismica (% pesi) **0,359**

AZIONI DI PIANO									
SOLAIO	W [t]	h [m]	H [m]	W*H [t*m]	γ [adim.]	Khi [adim]	Fi [daN]	M piano [daN*m]	T piede [daN]
1° solaio	507,0	6,30	6,30	3194,0	0,8177	0,294	148 863	2 129 380	255 251
2° solaio	203,8	4,90	11,20	2282,6	1,4536	0,522	106 386	521 300	106 388
3° solaio	0,0	0,00	11,20	0,0	1,4536	0,522	1	0	2
4° solaio	0,0	0,00	11,20	0,0	1,4536	0,522	1	0	1
5° solaio	0,0	0,00	11,20	0,0	1,4536	0,522	1	0	1
Totale	710,8		Totale	5476,7		Totale	255 251		

RIASSUNTO GEOMETRIA E CARICHI ORIZZONTALI (cumulativi) AI PIANI										
PIANO	Xcm [m]	Ycm [m]	Xct [m]	Yct [m]	Ti [daN]	Mt,x [t*m]	Mt,y [t*m]	Σ Jxx (//y)	Σ Jyy (//x)	Σ K*B^2
LIVELLO 1	5,59	8,67	3,66	8,67	255 251	0,00	492,63	0,043	12,600	910,350
LIVELLO 2	5,59	8,67	3,66	8,67	106 388	0,00	205,33	0,043	12,600	910,350
LIVELLO 3	1,00	1,00	3,66	8,67	2	0,02	-0,01	0,043	12,600	910,350
LIVELLO 4	1,00	1,00	3,66	8,67	1	0,01	0,00	0,043	12,600	910,350
LIVELLO 5	1,00	1,00	3,66	8,67	1	0,01	0,00	0,043	12,600	910,350

N.B.: Momenti torcenti positivi se antiorari, sommatorie rigidezze in m⁴, momento di inerzia delle rigidezze in m⁶.

Mtx = momento torcente per forza sollecitante parallela ad x.

Mty = momento torcente per forza sollecitante parallela ad y.

Analisi statica equivalente - corpo A2 (aula magna)
ITIS Cerebotani - Lonato - AGGIORNAMENTO 09/2022

E) RIPARTIZIONE AZIONI SISMICHE SUGLI ELEMENTI PORTANTI VERTICALI

LIVELLO 1										
ELEM. PORT. VERTICALE	Rx trasl [%]	Rx rot. [%]	Rx trasl [daN]	Rx rot. [daN]	Rx tot. [daN]	Ry trasl [%]	Ry rot. [%]	Ry trasl [daN]	Ry rot. [daN]	Ry tot. [daN]
1	100,0	0,0	127 625	0	127 625	100,0		127 625		127 625
2	100,0	0,0	127 625	0	127 625	100,0		127 625		127 625
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										
21										
22										
23										
24										
25										
26										
27										
28										
29										
30										
31										
32										
33										
34										
35										
36										
37										
38										
39										
40										
41										
42										
43										
44										
45										
46										
47										
48										
49										
50										
51										
52										
53										
54										
55										
56										
57										
58										
59										
60										
61										
62										
63										
64										
65										
66										
67										
68										
69										
70										
Totale	/	/	255 251	0	255 251	/	/	255 251		255 251

Analisi statica equivalente - corpo A2 (aula magna)
ITIS Cerebotani - Lonato - AGGIORNAMENTO 09/2022

E) RIPARTIZIONE AZIONI SISMICHE SUGLI ELEMENTI PORTANTI VERTICALI

LIVELLO 2										
ELEM. PORT. VERTICALE	Rx trasl [%]	Rx rot. [%]	Rx trasl [daN]	Rx rot. [daN]	Rx tot. [daN]	Ry trasl [%]	Ry rot. [%]	Ry trasl [daN]	Ry rot. [daN]	Ry tot. [daN]
1	100,0	0,0	53 194	0	53 194	100,0		53 194		53 194
2	100,0	0,0	53 194	0	53 194	100,0		53 194		53 194
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										
21										
22										
23										
24										
25										
26										
27										
28										
29										
30										
31										
32										
33										
34										
35										
36										
37										
38										
39										
40										
41										
42										
43										
44										
45										
46										
47										
48										
49										
50										
51										
52										
53										
54										
55										
56										
57										
58										
59										
60										
61										
62										
63										
64										
65										
66										
67										
68										
69										
70										
Totale	/	/	106 388	0	106 388	/	/	106 388		106 388

Analisi statica equivalente - corpo A2 (aula magna)
ITIS Cerebotani - Lonato - AGGIORNAMENTO 09/2022

F1) AZIONI SU ELEMENTI VERTICALI - LIVELLO 1

LIVELLO 1										
H piano = 6,30 m			PILASTRO INCASTRATO AI SOLAI				PILASTRO A MENSOLA			
ELEMENTO PORTANTE VERTICALE	Rx tot. piano [daN]	Ry tot. piano [daN]	Tx base piano [daN]	Mx base piano [daNm]	Ty base piano [daN]	My base piano [daNm]	Tx base piano [daN]	Mx base piano [daNm]	Ty base piano [daN]	My base piano [daNm]
1	127 625	127 625	427 625	402 020	427 625	402 020	127 625	1 064 690	127 625	1 064 690
2	127 625	127 625	427 625	402 020	427 625	402 020	127 625	1 064 690	127 625	1 064 690
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										
21										
22										
23										
24										
25										
26										
27										
28										
29										
30										
31										
32										
33										
34										
35										
36										
37										
38										
39										
40										
41										
42										
43										
44										
45										
46										
47										
48										
49										
50										
51										
52										
53										
54										
55										
56										
57										
58										
59										
60										
61										
62										
63										
64										
65										
66										
67										
68										
69										
70										
Totale	255 251	255 251	255 251	804 040	255 251	804 040	255 251	2 129 380	255 251	2 129 380

Analisi statica equivalente - corpo A2 (aula magna)
ITIS Cerebotani - Lonato - AGGIORNAMENTO 09/2022

F2) AZIONI SU ELEMENTI VERTICALI - LIVELLO 2

LIVELLO 2										
H piano = 4,90 m			PILASTRO INCASTRATO AL SOLAI				PILASTRO A MENSOLA			
ELEMENTO PORTANTE VERTICALE	Rx tot. piano [daN]	Ry tot. piano [daN]	Tx base piano [daN]	Mx base piano [daNm]	Ty base piano [daN]	My base piano [daNm]	Tx base piano [daN]	Mx base piano [daNm]	Ty base piano [daN]	My base piano [daNm]
1	53 194	53 194	53 194	430 325	53 194	430 325	53 194	260 650	53 194	260 650
2	53 194	53 194	53 194	430 325	53 194	430 325	53 194	260 650	53 194	260 650
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										
21										
22										
23										
24										
25										
26										
27										
28										
29										
30										
31										
32										
33										
34										
35										
36										
37										
38										
39										
40										
41										
42										
43										
44										
45										
46										
47										
48										
49										
50										
51										
52										
53										
54										
55										
56										
57										
58										
59										
60										
61										
62										
63										
64										
65										
66										
67										
68										
69										
70										
Totale	106 388	106 388	106 388	260 650	106 388	260 650	106 388	521 300	106 388	521 300

ITIS CEREBOTANI - LONATO

VERIFICA A FLESSIONE SETTI IN C.A. S1-S2

(Azioni flessionali desunte da analisi statica equivalente)

Verifica C.A. S.L.U. - File: Setto 600x35

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Setto 600x35

N° strati barre 26 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	35	600

N°	As [cm²]	d [cm]
11	4,02	104
12	4,02	114
13	4,02	124
14	4,02	476
15	4,02	486
16	4,02	496

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 696,2 0 kN
 M_{Ed} 10646,9 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

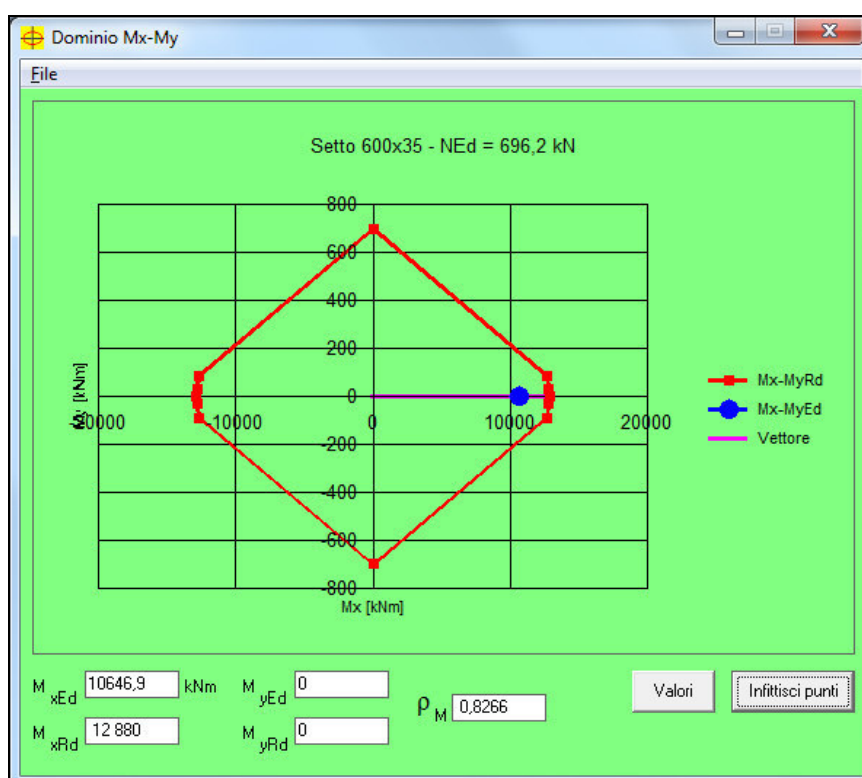
Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 12 855 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 27,91 ‰
 d 596 cm
 x 66,4 x/d 0,1114
 δ 0,7

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
☐ Precompresso



RELAZIONE SISMICA EDIFICIO

Adeguamento sismico I.I.S. Cerebotani – Lonato del Garda (BS)

corpo A2 – direzione Y



Gardone Riviera, 12 settembre 2022

1 - INTRODUZIONE

Descrizione della struttura

La presente relazione di calcolo si riferisce alla verifica sismica del corpo A2 presso l'I.I.S. L. Cerebotani di Lonato del Garda. In particolare, il presente documento si riferisce solamente alla direzione Y (longitudinale) del corpo di fabbrica in quanto nella sua direzione corta (X) la struttura sismo-resistente sarà di altra tipologia (setti in c.a.).

A tal fine, non essendo il software utilizzato in grado di eseguire la analisi sismica di una struttura con sistemi resistenti misti, si è eseguita la analisi nella sola direzione interessata trascurando la presenza degli elementi irrigidenti nella direzione trasversale, la cui modellazione provocherebbe distorsioni inaccettabili ed instabilità nel modello.

Il progetto prevede l'esecuzione di alcune opere strutturali di rinforzo nella direzione considerata. L'intervento è classificabile come **adeguamento sismico** ai sensi del § 8.4.3 del D.M. 17/01/2018; si riporta pertanto in questa relazione la sola verifica sismica post-intervento mostrando, come richiesto, che l'intervento determina il raggiungimento del richiesto livello di sicurezza ($\xi_E \geq 1,00$).

Individuazione unità strutturale oggetto di analisi

L'analisi è stata estesa all'intero edificio. I corpi di fabbrica adiacenti verranno staccati tramite apposito giunto sismico.

Metodo di analisi

La verifica di sicurezza globale sismica del fabbricato viene eseguita mediante la esecuzione di una analisi statica non lineare (push-over). Allo scopo viene impiegato un software commerciale specifico per il calcolo sismico e statico delle strutture in muratura e miste, che utilizza il metodo di calcolo FME (Frame by Macro Element) schematizzando la struttura attraverso un telaio equivalente costituito da macroelementi collegati da nodi (2D e 3D).

Combinazioni di carico adottate e verifiche

Secondo le prescrizioni da normativa, la analisi procede verificando l'edificio mediante le curve di capacità ottenute per le diverse condizioni di carico previste dalla normativa.

Le condizioni di carico considerano due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2). In particolare:

- una distribuzione proporzionale alle forze statiche (Gruppo 1);
- una distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (Gruppo 2).

La normativa definisce inoltre una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma.

Si hanno pertanto complessivamente n. 24 analisi, distinte per tipologia di carico (gruppo 1 o 2), direzione del sisma (+/-X, +/-Y) ed eccentricità accidentale (0, +/- 5%).

Per ciascuna analisi, la curva di capacità viene individuata mediante il diagramma spostamento-taglio massimo alla base.

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico (D_{max}) e continua fino al decadimento del taglio alla base all'80% dal suo valore di picco,

limite convenzionale che determina lo spostamento ultimo dell'edificio (Du). Lo spostamento preso in esame convenzionalmente per il tracciamento della curva di capacità è quello di un nodo scelto di norma in posizione planimetricamente centrale a livello dell'impalcato del fabbricato a quota più alta (ultimo solaio piano). Al riguardo, tuttavia, al fine di cogliere al meglio possibile il comportamento complessivo del fabbricato, le curve di capacità sono state calcolate utilizzando lo spostamento medio dell'ultimo livello.

La normativa richiede poi il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente.

La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette poi di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa.

Le verifiche richieste si concretizzano infine nel confronto tra la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

Nel seguito verranno riportati i risultati di tutte le analisi, mettendo poi in evidenza i risultati relativi alle condizioni di carico sismico più gravose, per entrambe le direzioni principali in pianta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Sigla:	3MURI
Produzione e distribuzione:	S.T.A. DATA srl Corso Raffaello, 12 - 10126 TORINO (TO) Tel. 0116699345 Fax 0116699375 Internet: http://www.stadata.com E-mail: info@stadata.com
Autori:	Prodotto: S.T.A. DATA srl Motore di calcolo: Responsabile Prof. Ing. Sergio LAGOMARSINO Prof. Ing. Serena CATTARI Prof. Ing. Andrea PENNA Ing. Alessandro GALASCO
Versione:	12.6.2.8
Numero Licenza:	(6927) ING. TREVISANI FABIO

Note preliminari sulla modellazione

La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura tipicamente meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà. I nodi del modello sono di tipo tridimensionale a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o bidimensionale a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della

parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete.

Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale, ma nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

Per motivi di stabilità del metodo il modello di calcolo viene semplificato eliminando le piccole riseghe e/o le irregolarità di facciata effettivamente presenti nell'edificio, che genererebbero instabilità nella procedura. Ai fini dell'implementazione del modello sismico, comunque, i carichi verticali di competenza degli elementi non inseriti sono ugualmente stati presi in considerazione assegnandoli come carichi portati.

Il software consente di modellare gli orizzontamenti con la loro reale rigidezza, in funzione dalla tipologia costruttiva, dell'orditura e del grado di ammorsamento alle pareti. Non sono però implementati *tools* utili a modellare singolarità come le scale (rampe e pianerottoli), che vengono quindi generalmente trascurate nell'analisi (nel caso specifico non sono presenti scale).

Descrizione dei materiali e del loro comportamento

Comportamento meccanico della muratura

Le proprietà meccaniche del materiale muratura sono definite in modo da individuarne al meglio il comportamento in campo non lineare.

Le caratteristiche principali sono:

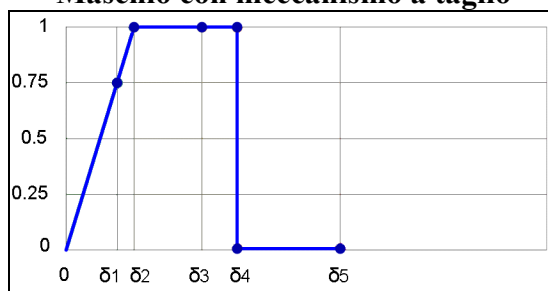
- Rigidezza iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate) del materiale;
- Ridistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio;
- Settaggio dello stato di danno secondo i parametri globali e locali;
- Degradazione della rigidezza nel ramo plastico;
- Controllo di duttilità mediante la definizione di drift massimo (δu) differenziato secondo quanto previsto nelle normative vigenti a seconda del meccanismo di danneggiamento agente sul pannello
- Eliminazione elemento al raggiungimento condizioni limite senza interruzione dell'analisi.

Il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo fra i criteri di rottura a pressoflessione ed a taglio.

Il legame costitutivo del materiale utilizzato nell'analisi è di tipo multilineare e prevede il degrado della resistenza ad un valore residuo (rappresentativo dei meccanismi di rottura a taglio e pressoflessione dei maschi murari e delle fasce di piano, così come definito nella Circolare n.7 del 21.01.2019 al §C8.7.1.3.1.

Il comportamento dei maschi murari associati ai meccanismi di taglio e pressoflessione può essere descritto attraverso diversi tratti che rappresentano i progressivi livelli di danno.

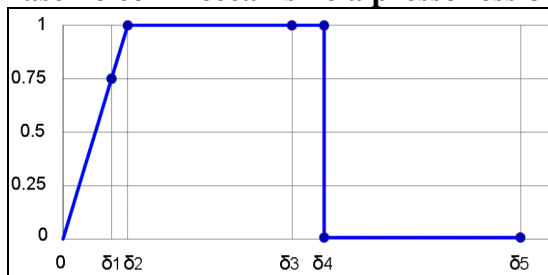
Maschio con meccanismo a taglio



Il comportamento del maschio murario a taglio si può descrivere attraverso i seguenti tratti, rappresentativi dei progressivi livelli di danno relativi al diagramma precedente:

$0 - \delta_1$	elasticità
$\delta_1 - \delta_2$	incipiente di plasticità
$\delta_2 - \delta_3$	plastico per taglio
$\delta_3 - \delta_4$	incipiente rottura per taglio
$\delta_4 - \delta_5$	rottura per taglio
$\delta_5 - \infty$	crisi grave

Maschio con meccanismo a pressoflessione



Il comportamento del maschio murario pressoflessione, invece, si può descrivere attraverso i seguenti tratti:

0 - δ_1	elasticità
δ_1 - δ_2	incipiente di plasticità
δ_2 - δ_3	plastico per pressoflessione
δ_3 - δ_4	incipiente rottura per pressoflessione
δ_4 - δ_5	rottura per pressoflessione
δ_5 - ∞	crisi grave

Alcuni tra questi livelli di rottura sono necessari per descrivere con maggiore cura il progredire della crisi permettendo una più accurata previsione degli interventi e del livello di degrado della muratura:

- Incipiente plasticità: Quando un elemento si trova ancora in campo elastico ma è prossimo alla plasticità
- Incipiente rottura: Quando un elemento è in campo plastico ma è prossimo alla rottura
- Crisi grave: Quando in seguito alla rottura dell'elemento le deformazioni diventano talmente significative da poter generare un crollo locale.

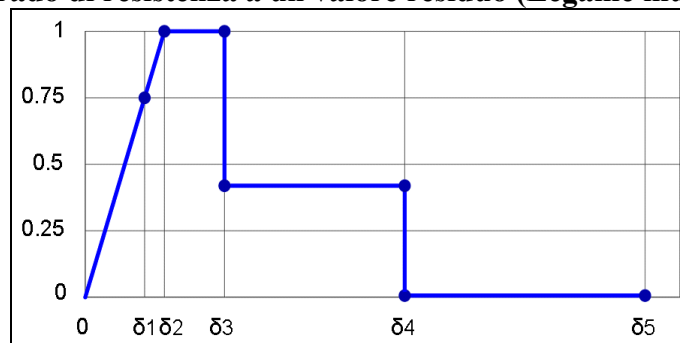
Il software mette a disposizione tre categorie di legame:

- Con degrado di resistenza a un valore residuo (Legame multilineare)
- Con resistenza pari al valore residuo (Legame bilineare)
- Priva di resistenza residua

Tra queste le categorie di legame utilizzate all'interno del progetto in esame sono:

- Con degrado di resistenza a un valore residuo (Legame multilineare)

Con degrado di resistenza a un valore residuo (Legame multilineare)



Questo tipo di legame è definito nella circolare al §C8.7.1.3.1 assumendo:

δ_1 : $0.75 * \delta_2$

δ_2 : deformazione in corrispondenza del limite elastico definito dalla rigidezza e resistenza limite

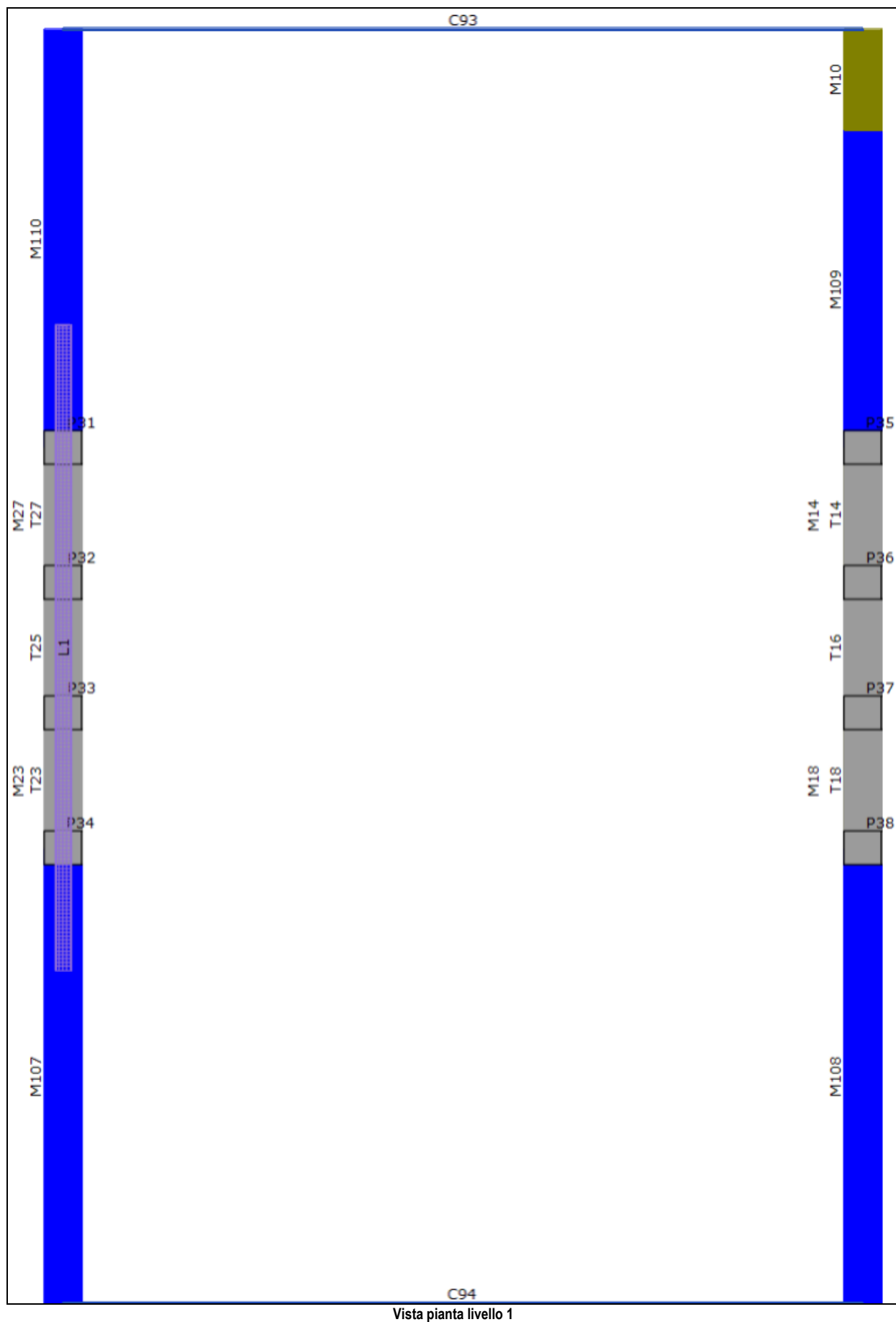
δ_3 : 0.005

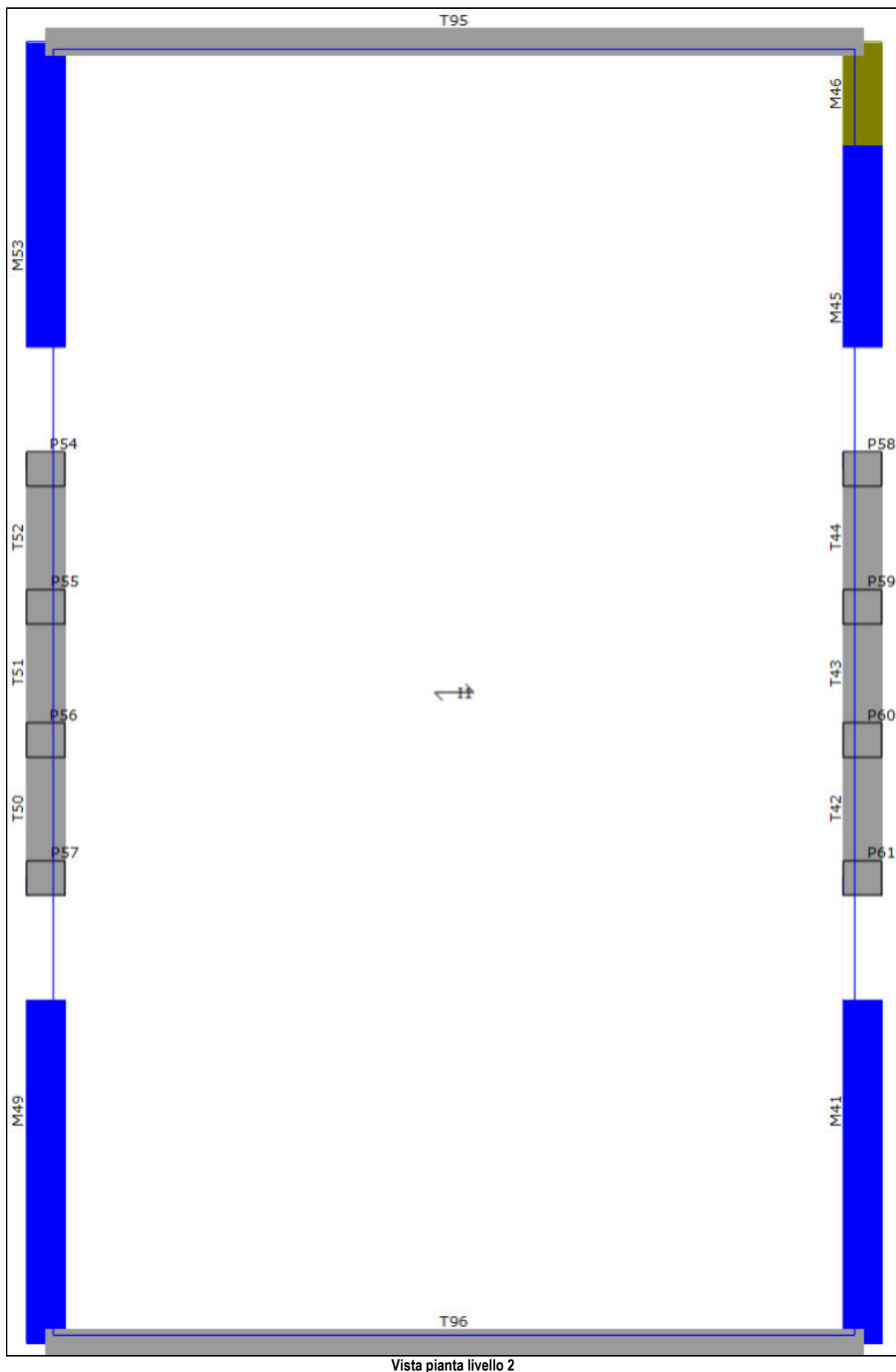
δ_4 : 0.015

δ_5 : $2 * \delta_4$ Questa deformazione rappresenta lo stato di “crisi grave” non direttamente richiesta nella normativa ma utile come avviso per il progettista.

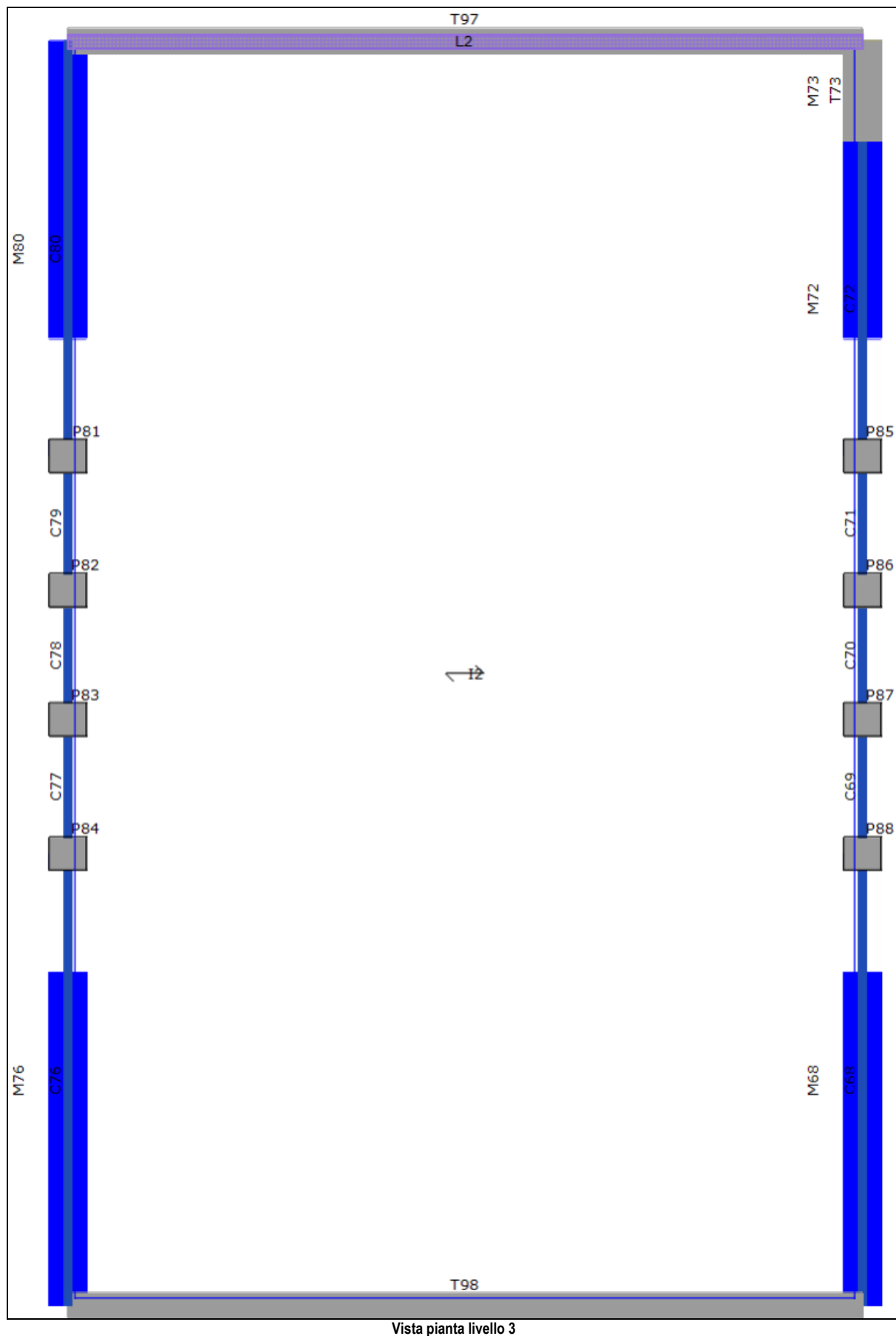
2 – VERIFICA SISMICA

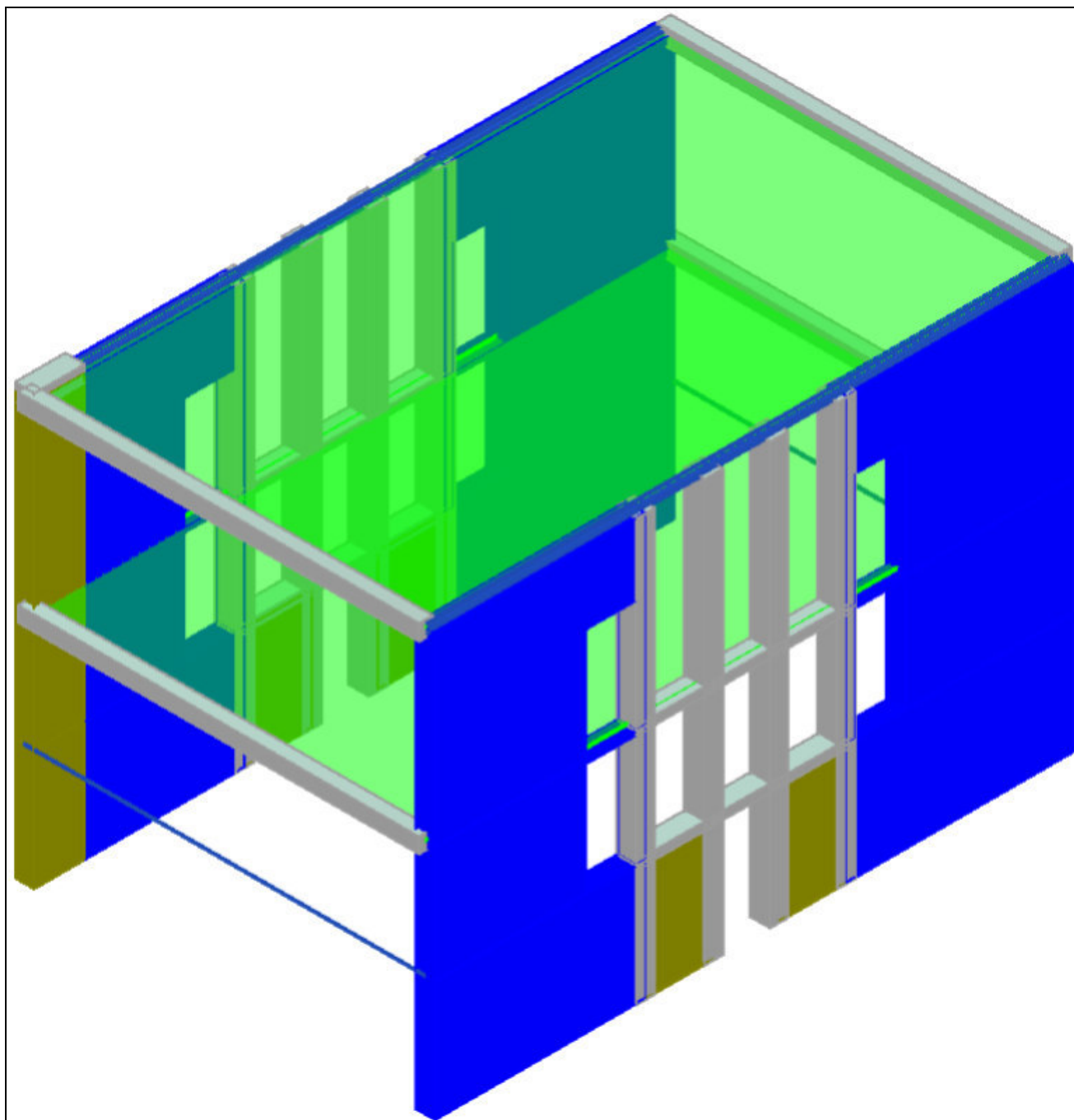
Immagini del modello



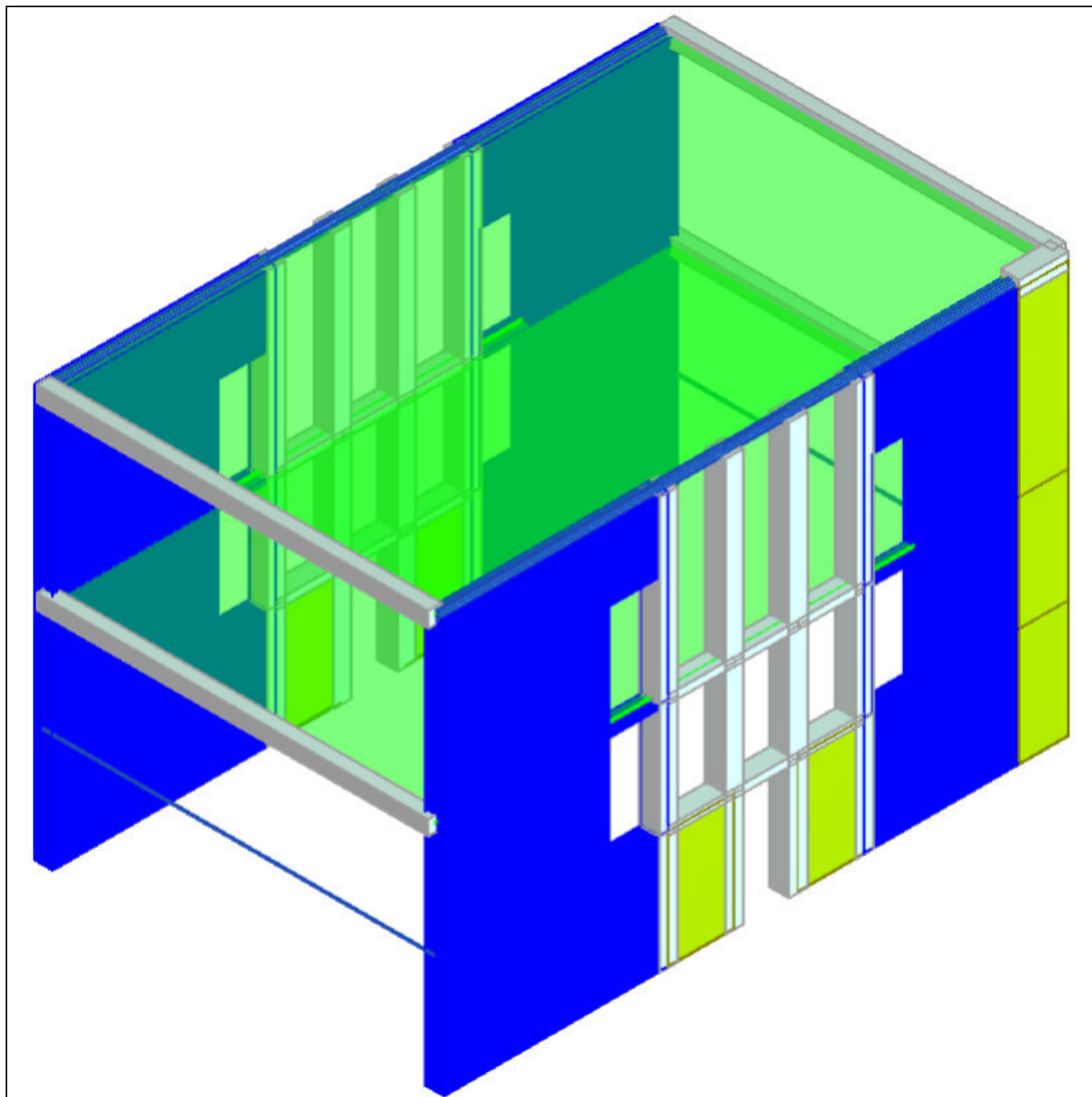


Vista pianta livello 2





Vista 3D n. 1



Vista 3D n. 2

Inquadramento normativo

Sono stati recepiti, per le analisi di cui in seguito, i principi e le regole riportate nelle normative seguenti:

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 - "Norme tecniche per le Costruzioni"
- Circolare applicativa n. 7 del 21 gennaio 2019

Tipo di verifica

Viene eseguita la verifica sismica nella sola direzione longitudinale dell'edificio (Y).

Parametri di progetto

Per la definizione dell'azione sismica si fa riferimento a:

- Categoria di sottosuolo: B
- Categoria topografica: T1
- Longitudine: 10.4747
- Latitudine: 45.4556
- Vita nominale: Opere ordinarie VN \geq 50 anni
- Classe d'uso III - Edifici con grandi affollamenti, infrastrutture importanti

Gli spettri di risposta, sono definiti in funzione del reticolo di riferimento definito nella "Tabella 1" (parametri spettrali) in allegato alle Norme Tecniche. Tale tabella fornisce, in funzione delle coordinate geografiche (latitudine, longitudine), i parametri necessari a tracciare lo spettro. I parametri forniti dal reticolo di riferimento sono:

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La trilogia di valori qui descritta è definita per un periodo di ritorno assegnato (TR), definito in base alla probabilità di superamento di ciascuno degli stati limite.

Tali valori, saranno pertanto definiti per ciascuno degli stati limite esaminati (vedere tabella).

Lo spettro sismico dipende anche dalla "Classe del suolo" e dalla "categoria topografica" (vedere tabella).

	Ag [m/s ²]	F0	Tc* [s]	Tr	Ss	Tb [s]	Tc [s]	Td [s]
SLC	2,29	2,47	0,28	1462,00	1,17	0,13	0,40	2,54
SLV	1,78	2,48	0,28	712,00	1,20	0,13	0,40	2,33
SLD	0,67	2,48	0,25	75,00	1,20	0,12	0,36	1,87
SLO	0,51	2,52	0,24	45,00	1,20	0,12	0,35	1,81

Materiali

Nome	Tipo	Colore	Descrizione
C25/30	Calcestruzzo		
B450	Acciaio armatura		NTC08
S 235 (t <= 40mm)	Acciaio strutturale		UNI EN10025-2 (laminati)
Pietra consolidata	Muratura		Muratura pietra esistente consolidata
DoppioUni nuova	Muratura		Muro in doppioUni nuovo
Esistente - Rck 20	Calcestruzzo		Cls esistente Rck 20
FeB22K	Acciaio armatura		Acciaio liscio tipo FeB22K

Muratura

Nome	Condizione del materiale	Tipo legame	E [N/mm ²]	Eh [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	fm [N/cm ²]
Pietra consolidata	Esistente	Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)	2 910,00	2 910,00	1 164,00	19	244,00
DoppioUni nuova	Nuovo	Muratura regolare nuova (Mohr/Columb)	4 950,00	4 950,00	1 980,00	15	619,00

Condizione del materiale: Nuovo

Tipo legame: Muratura regolare nuova (Mohr/Columb)

Nome	f _{hm} [N/cm ²]	f _k [N/cm ²]	f _b [N/mm ²]	f _{v0} [N/cm ²]	γ _m
DoppioUni nuova	140,00	495,00	12,2	29,00	3,00

Condizione del materiale: Esistente

Tipo legame: Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)

Nome	f _k [N/cm ²]	τ [N/cm ²]	FC	γ _m
Pietra consolidata	195,00	4,06	1,00	3,00

Calcestruzzo

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _{cm} [N/mm ²]	f _{ck} [N/mm ²]	γ _c	α _{cc}
Esistente - Rck 20	28 608,00	11 920,00	25	17,8	16,0	1,50	0,85

Acciaio armatura

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _{ym} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	γ _s
FeB22K	206 000,00	79 231,00	79	171,1	215,0	1,15

Acciaio strutturale

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _{ym} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	γ _s
S 235 (t <= 40mm)	210 000,00	80 769,00	79	253,0	235,0	1,05

Combinazione delle azioni

Carico Sismico:

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD; SLO); devono essere effettuate per la seguente combinazione [Norme Tecniche 2018 §2.5.3].

$$E + G_{k1} + G_{k2} + \sum_i \Psi_{2i} Q_{ki}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_{k1} + G_{k2} + \sum_i \Psi_{2i} Q_{ki}$$

Carico Statico:

La verifica allo stato limite ultimo per carichi statici viene condotta con la seguente combinazione dei carichi.

$$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_Q \Psi_0 Q_k$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_{k1} peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_{k2} peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Q_{ki} valore caratteristico della azione variabile;
- Ψ_2 coefficiente di combinazione;
- Ψ_0 coefficiente di combinazione per i carichi variabili
- γ_{G1} ; γ_{G2} ; γ_Q : coefficienti parziali di sicurezza

I valori dei vari coefficienti sono scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai secondo quanto indicato nella norma. [Norme Tecniche 2018 Tabella 2.5.1].

N. Carico	Livello	Tipo	Gk1 [daN/m ²]	Gk2 [daN/m ²]	Qk [daN/m ²]	ψ_0	ψ_2	Note
1	1	Lineare [daN/m]	250	0	120	0,50	0,00	-
2	3	Lineare [daN/m]	456	120	144	0,50	0,00	-

N. Solaio	Gk1 [daN/m ²]	Gk2 [daN/m ²]	Qk [daN/m ²]	Carico dominante	ψ_0	ψ_2
1	500	200	300	No	0,70	0,60
2	400	100	120	No	0,50	0,00

Verifiche per gli stati limite considerati

Secondo le indicazioni da normativa, in generale si devono eseguire le seguenti verifiche:

Stato limite Collasso (SLC):

$$D_{max}^{SLC} \leq D_u^{SLC}$$

D_{max}^{SLC} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u^{SLC} : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente al minore tra:

- 1) il valore del taglio di base residuo pari all'80% di quello massimo
- 2) il valore corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza.

$$q^* < 4,0$$

q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

Stato limite Vita (SLV):

$$D_{max}^{SLV} \leq D_u^{SLV}$$

D_{max}^{SLV} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u^{SLV} : Spostamento massimo offerto dalla struttura individuato in corrispondenza di $0,75 \cdot D_u^{SLC}$.

$$q^* < 3,0$$

q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

Stato limite di Danno (SLD):

$$D_{max}^{SLD} \leq D_u^{SLD}$$

D_{max}^{SLD} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

D_u^{SLD} : Spostamento minore tra:

- 1) quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC
- 2) quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parte ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 0,7500 del taglio di base massimo)

Stato limite di Operatività (SLO):

$$D_{max}^{SLO} \leq D_u^{SLO}$$

D_{max}^{SLO} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività.

D_u^{SLO} : Spostamento pari a 0,6670 di quello allo SLD.

Nel caso specifico, trattandosi di un intervento su un edificio esistente, ai sensi del § 8.3 delle NTC 2018 la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi vengono eseguite con riferimento ai soli Stati Limite Ultimi, ed in particolare, per la combinazione sismica, rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV).

Vulnerabilità sismica

Per ciascuno stato limite eseguito viene calcolato l'indice di rischio α (α_{SLC} , α_{SLV} , α_{SLD} , α_{SLO}). Questi parametri vengono calcolati come indicato nel seguito:

$$\alpha_{SLC} = \frac{PGA_{CLC}}{PGA_{DLC}} ;$$

$$\alpha_{SLV} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} ;$$

$$\alpha_{SLD} = \frac{PGA_{CLD}}{PGA_{DLD}} ;$$

$$\alpha_{SLO} = \frac{PGA_{CLO}}{PGA_{DLO}} ;$$

Accelerazioni di capacità: l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere.

- PGA_{CLC} : accelerazione di capacità corrispondente a SLC
- PGA_{CLV} : accelerazione di capacità corrispondente a SLV
- PGA_{CLD} : accelerazione di capacità corrispondente a SLD
- PGA_{CLO} : accelerazione di capacità corrispondente a SLO

Accelerazioni di domanda : Valori di riferimento delle accelerazioni dell'azione sismica

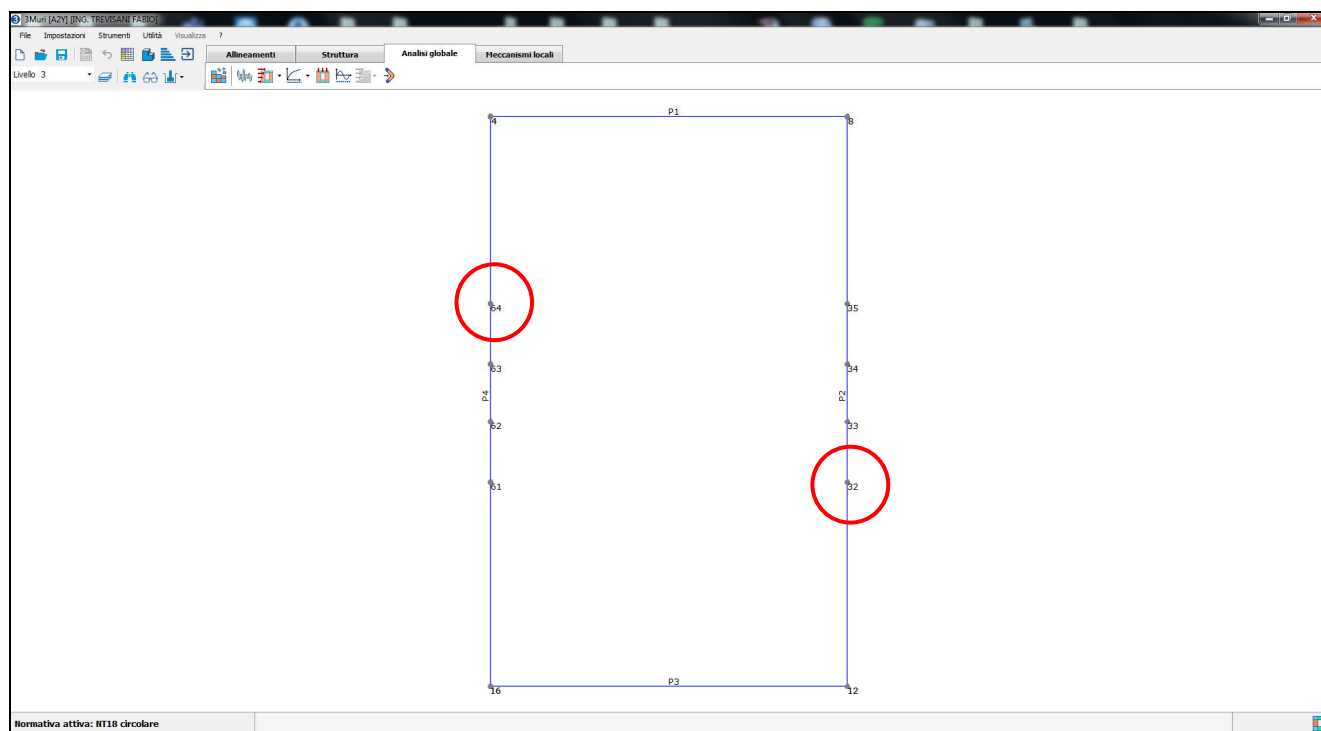
Tali valori vengono definiti a partire dal carico sismico definito nella forma dello spettro.

- PGA_{DLC} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLC
- PGA_{DLV} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLV
- PGA_{DLD} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLD
- PGA_{DLO} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLO

Dettaglio verifica sismica

Nodi di controllo scelti: nn. 32-64 (a seconda dell'analisi)

(NB: in ogni caso la verifica viene compiuta sugli spostamenti medi del livello 3)



Schema nodi 3° livello

Risultati verifica

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	SLC ver.	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	SLV ver.
5	+Y	Uniforme	0,0	1,56	3,85	1,88	Sì	1,15	2,89	1,50	Sì
6	+Y	Forze statiche	0,0	1,92	207,32	2,31	Sì	1,47	155,49	1,85	Sì
7	-Y	Uniforme	0,0	1,54	3,11	1,80	Sì	1,13	2,34	1,44	Sì
17	+Y	Uniforme	53,3	1,55	2,06	1,96	Sì	1,15	1,54	1,57	Sì
18	+Y	Uniforme	-53,3	1,59	3,48	2,10	Sì	1,19	2,61	1,68	Sì
19	+Y	Forze statiche	53,3	1,92	2,09	2,47	Sì	1,46	1,57	1,98	Sì
20	+Y	Forze statiche	-53,3	1,94	3,51	2,63	Sì	1,49	2,63	2,10	Sì
21	-Y	Uniforme	53,3	1,57	2,51	1,99	Sì	1,17	1,89	1,59	Sì
22	-Y	Uniforme	-53,3	1,59	3,41	1,97	Sì	1,18	2,56	1,57	Sì
23	-Y	Forze statiche	53,3	1,94	2,61	2,54	Sì	1,49	1,96	2,03	Sì
24	-Y	Forze statiche	-53,3	1,92	3,50	2,54	Sì	1,47	2,62	2,03	Sì

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	α SLC	α SLV
5	+Y	Uniforme	0,0	2,125	1,994
6	+Y	Forze statiche	0,0	1,732	1,625
7	-Y	Uniforme	0,0	1,774	1,740
17	+Y	Uniforme	53,3	1,255	1,248
18	+Y	Uniforme	-53,3	1,907	1,790
19	+Y	Forze statiche	53,3	1,078	1,058
20	+Y	Forze statiche	-53,3	1,523	1,429
21	-Y	Uniforme	53,3	1,468	1,447
22	-Y	Uniforme	-53,3	1,899	1,851
23	-Y	Forze statiche	53,3	1,293	1,258
24	-Y	Forze statiche	-53,3	1,575	1,478

Dalla tabella riassuntiva dei risultati sopra riportata si desume che le verifiche risultano **soddisfatte**; la analisi più significativa è la n. 19 (direzione Y). Si rammenta che la analisi non viene svolta in direzione X.

La scelta di tali analisi come analisi “significative” è fatta in base alla ricerca del **minore valore** del parametro di vulnerabilità sismica.

Riportiamo qui di seguito i dettagli delle analisi sopra citate.

Sintesi dei risultati

Legenda risultati

C.A.

	Integro
	Rottura per taglio
	Plastico presso flessione
	Rottura presso flessione
	Rottura per compressione
	Rottura per trazione
	Rottura per taglio

Legno

	Integro
	Rottura presso flessione
	Rottura per compressione
	Rottura per trazione

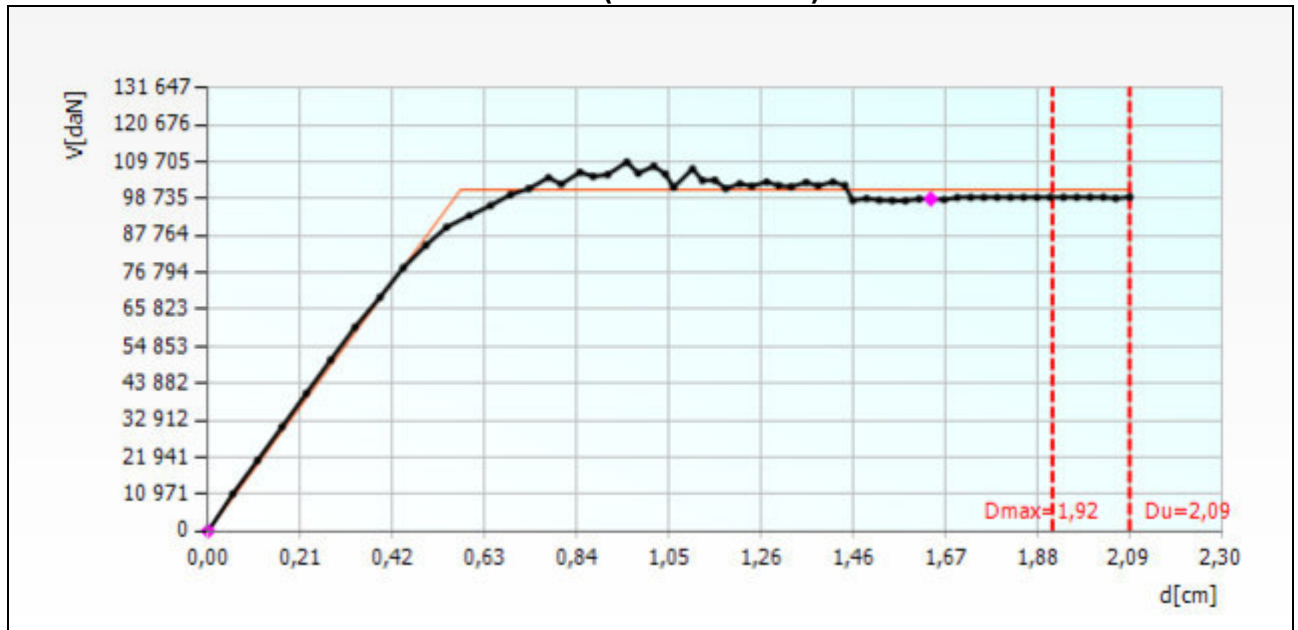
Acciaio

	Integro
	Plastico presso flessione
	Plastico per compressione
	Plastico per trazione
	Elemento non efficace
	Ritorno in fase elastica

Muratura

	Integro
	Incipiente plasticità
	Plastico per taglio
	Incipiente rottura per taglio
	Rottura per taglio
	Plastico presso flessione
	Incipiente rottura presso flessione
	Rottura presso flessione
	Crisi grave
	Rottura per compressione
	Rottura per trazione
	Rottura in fase elastica
	Elemento non efficace

Curva Pushover (analisi n. 19)



Vulnerabilità Sismica

	TRc						TR=cost			
	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s2]	PGA C (TR) [m/s2]	F0 (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s2]	α PGA
SLC	1801	1462	1,2319	2,2936	2,4662	2,47	0,29	1,0753	2,4718	1,0777
SLV	833	712	1,1699	1,7786	1,8825	2,48	0,28	1,0585	1,8821	1,0582
SLD	133	75	1,7733	0,6710	0,8957	2,48	0,25	1,3348	0,8994	1,3404
SLO	60	45	1,3333	0,5101	0,5974	2,49	0,25	1,1712	0,5904	1,1573

I valori delle PGA riportati sono da ritenersi calcolati su suolo rigido.

Il medesimo valore su suolo di riferimento è ottenibile moltiplicando gli stessi per (SS*St); i corrispondenti valori nella tabella seguente.

	TRc							TR=cost		
	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s2]	PGA C (TR) [m/s2]	F0 (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s2]	α PGA
SLC	1801	1462	1,2319	2,6812	2,8402	2,47	0,29	1,0593	2,8895	1,0777
SLV	833	712	1,1699	2,1343	2,2590	2,48	0,28	1,0585	2,2585	1,0582
SLD	133	75	1,7733	0,8052	1,0748	2,48	0,25	1,3348	1,0793	1,3404
SLO	60	45	1,3333	0,6121	0,7169	2,49	0,25	1,1712	0,7085	1,1573

Conclusioni

Analisi sismica n. 19 Direzione Y

Stato limite	α PGA (TR)	α TR
SLC	1,0753	1,2319

(*) Tutti i valori di α_{TR} sono da ritenersi calcolati come $\alpha_{TR}=TR_C/TR_D$ (privi di qualsiasi esponente correttivo).

La verifica dell'adeguamento sismico risulta superata (riferimento: $\zeta_{E_lim}=1,000$)

3 – VERIFICA STATICA

Combinazione delle azioni

Carico Sismico:

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD; SLO); devono essere effettuate per la seguente combinazione [Norme Tecniche 2018 §2.5.3].

$$E + G_{k1} + G_{k2} + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_{k1} + G_{k2} + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

Carico Statico:

La verifica allo stato limite ultimo per carichi statici viene condotta con la seguente combinazione dei carichi.

$$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_Q \Psi_0 Q_k$$

dove:

E	azione sismica per lo stato limite in esame;
G_{k1}	peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G_{k2}	peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
Q_{Ki}	valore caratteristico della azione variabile;
Ψ_2	coefficiente di combinazione;
Ψ_0	coefficiente di combinazione per i carichi variabili
γ_{G1} ; γ_{G2} ; γ_Q :	coefficienti parziali di sicurezza

I valori dei vari coefficienti sono scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai secondo quanto indicato nella norma. [Norme Tecniche 2018 Tabella 2.5.1].

Verifiche

Le verifiche statiche eseguite sulla struttura in questione sono le seguenti:

Snellezza della muratura

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.4. delle NTC 2018.

Si definisce snellezza di una muratura il rapporto h_0/t in cui:

- h_0 : lunghezza libera di inflessione del muro pari a $\rho \cdot h$;
- t : spessore del muro.
- h : l'altezza interna di piano;
- ρ : il fattore laterale di vincolo.

La verifica di snellezza risulta soddisfatta se risulta verificata la seguente:

$$h_0/t < 20$$

Eccentricità dei carichi

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2. delle NTC 2018. Tale verifica risulta soddisfatta qualora risultino verificate le seguenti condizioni:

$$e_1/t \leq 0.33$$

$$e_2/t \leq 0.33$$

in cui:

t: spessore del muro

$$e_1 = |e_s| + |e_a| \quad ; \quad e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|$$

e_s : eccentricità totale dei carichi verticali

e_a : $h/200$

e_v : eccentricità dovuta al vento $e_v = M_v / N$

Verifica a carichi verticali

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2. delle NTC 2018. Tale verifica risulta soddisfatta qualora risulti verificata la seguente:

$$N_d \leq N_r$$

in cui:

N_d : carico verticale agente

N_r : carico verticale resistente; $N_r = \phi f_d A$

A: area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;

f_d : resistenza di calcolo della muratura;

ϕ : coefficiente di riduzione della resistenza del muro

Queste verifiche sono state eseguite in ogni maschio murario della struttura, nelle tre sezioni principali (inferiore, centrale, superiore).

I valori dello sforzo normale resistente saranno calcolabili solamente se le verifiche di snellezza ed eccentricità dei carichi risultano soddisfatte.

Da pagina successiva si riportano i dettagli di verifica per le singole pareti.

Parete : 2

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
5	320	50	6,400	0,032	0,032	0,032	Si
6	320	50	6,400	0,032	0,032	0,032	Si
7	320	50	6,400	0,032	0,032	0,032	Si
8	320	50	6,400	0,032	0,032	0,032	Si
9	320	50	6,400	0,032	0,032	0,032	Si
10	291	50	5,820	0,163	0,085	0,178	Si
11	452	50	9,040	0,235	0,131	0,300	Si
12	291	50	5,820	0,140	0,076	0,165	Si
13	291	50	5,820	0,076	0,050	0,139	Si
14	291	50	5,820	0,079	0,055	0,166	Si
15	291	50	5,820	0,118	0,064	0,140	Si
16	452	50	9,040	0,166	0,105	0,307	Si
17	452	50	9,040	0,132	0,110	0,379	Si
18	452	50	9,040	0,101	0,084	0,379	Si
19	452	50	9,040	0,189	0,129	0,379	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Verificato
5	78 211	0,840	207 607	0,377	90 214	0,840	207 607	0,435	102 216	0,840	207 607	0,492	Si
6	8 730	0,840	124 870	0,070	11 539	0,840	124 870	0,092	14 349	0,840	124 870	0,115	Si
7	7 417	0,840	124 805	0,059	10 225	0,840	124 805	0,082	13 033	0,840	124 805	0,104	Si
8	39 120	0,840	144 726	0,270	47 489	0,840	144 726	0,328	55 857	0,840	144 726	0,386	Si
9	40 295	0,840	93 257	0,432	42 393	0,840	93 257	0,455	44 491	0,840	93 257	0,477	Si
10	36 865	0,511	56 696	0,650	38 897	0,690	76 562	0,508	40 930	0,540	59 902	0,683	Si
11	18 842	0,221	24 570	0,767	22 055	0,537	59 593	0,370	25 268	0,325	36 034	0,701	Si
12	75 465	0,537	98 172	0,769	83 941	0,717	131 241	0,640	92 417	0,584	106 938	0,864	Si
13	551	0,587	5 367	0,103	857	0,797	7 294	0,117	1 281	0,715	6 542	0,196	Si
14	407	0,536	4 901	0,083	687	0,781	7 151	0,096	1 111	0,707	6 466	0,172	Si
15	40 737	0,585	63 283	0,644	45 749	0,754	81 548	0,561	50 760	0,627	67 824	0,748	Si
16	19 798	0,210	38 502	0,514	31 405	0,587	107 432	0,292	43 012	0,471	86 130	0,499	Si
17	301	-	-	NS	577	0,579	5 295	0,109	1 157	0,536	4 903	0,236	Si
18	175	-	-	NS	471	0,627	5 738	0,082	1 051	0,596	5 454	0,193	Si
19	9 042	-	-	NS	14 104	0,541	58 474	0,241	20 967	0,422	45 650	0,459	Si

Parete : 4

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
24	320	50	6,400	0,032	0,032	0,032	Si
25	320	38	8,421	0,042	0,042	0,042	Si
26	320	38	8,421	0,042	0,042	0,042	Si
27	320	50	6,400	0,032	0,032	0,032	Si
28	291	50	5,820	0,143	0,077	0,169	Si
29	291	50	5,820	0,076	0,050	0,139	Si
30	291	50	5,820	0,077	0,051	0,143	Si
31	291	50	5,820	0,136	0,073	0,158	Si
32	452	50	9,040	0,169	0,108	0,318	Si
33	452	50	9,040	0,129	0,106	0,379	Si
34	452	50	9,040	0,123	0,101	0,379	Si
35	452	50	9,040	0,197	0,122	0,335	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	Nd	F	Nr	Nd/Nr	
24	78 521	0,840	207 607	0,378	90 524	0,840	207 607	0,436	102 526	0,840	207 607	0,494	Si
25	7 046	0,767	86 589	0,081	9 181	0,767	86 589	0,106	11 317	0,767	86 589	0,131	Si
26	6 974	0,767	86 544	0,081	9 108	0,767	86 544	0,105	11 242	0,767	86 544	0,130	Si
27	73 731	0,840	190 695	0,387	84 757	0,840	190 695	0,444	95 783	0,840	190 695	0,502	Si
28	75 331	0,529	96 845	0,778	83 807	0,712	130 295	0,643	92 283	0,579	105 881	0,872	Si
29	550	0,586	5 365	0,102	862	0,798	7 302	0,118	1 286	0,716	6 550	0,196	Si
30	515	0,578	5 290	0,097	818	0,795	7 276	0,112	1 242	0,715	6 539	0,190	Si
31	72 933	0,550	89 535	0,815	80 478	0,725	118 139	0,681	88 024	0,592	96 457	0,913	Si
32	19 193	0,195	35 766	0,537	30 800	0,583	106 629	0,289	42 407	0,465	85 121	0,498	Si
33	297	-	-	NS	596	0,586	5 364	0,111	1 176	0,541	4 948	0,238	Si
34	271	-	-	NS	580	0,596	5 454	0,106	1 160	0,553	5 058	0,229	Si
35	22 821	-	-	NS	33 153	0,554	90 240	0,367	43 486	0,404	65 822	0,661	Si

(*) Elementi di copertura

NS = non significativo

4 – ALLEGATI

Elementi di struttura

Livello 1

Pannello murario

N.	Parete	Materiale	Rinforzo	Quota [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]
10	2	DoppioUni nuova	-	320	320	50,0
108	2	Pietra consolidata	-	320	320	50,0
109	2	Pietra consolidata	-	320	320	50,0
107	4	Pietra consolidata	-	320	320	50,0
110	4	Pietra consolidata	-	320	320	50,0

Pannello + Cordolo C.A. (1)

N.	Parete	Materiale pannello	Rinforzo	Quota pannello [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Quota cordolo [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]
14	2	DoppioUni nuova	-	320	320	50,0	Esistente - Rck 20	FeB22K	320	50,0	20,0
18	2	DoppioUni nuova	-	320	320	50,0	Esistente - Rck 20	FeB22K	320	50,0	20,0
23	4	DoppioUni nuova	-	320	320	38,0	Esistente - Rck 20	FeB22K	320	50,0	20,0
27	4	DoppioUni nuova	-	320	320	38,0	Esistente - Rck 20	FeB22K	320	50,0	20,0

Pannello + Cordolo C.A. (2)

N.	Parete	Area [cm ²]	J [cm ⁴]	Af intrad. [cm ²]	Af estrad. [cm ²]	N. barre intrad.	N. barre Estrad.	Copriferro [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm ²]	Porzione deformabile
14	2	1 000,00	33 333,33	3,39	3,39	3	3	2,0	30	0,57	0,00
18	2	1 000,00	33 333,33	3,39	3,39	3	3	2,0	30	0,57	0,00
23	4	1 000,00	33 333,33	3,39	3,39	3	3	2,0	30	0,57	0,00
27	4	1 000,00	33 333,33	3,39	3,39	3	3	2,0	30	0,57	0,00

Trave C.A. (1)

N.	Parete	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Quota I [cm]	Quota J [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]	J [cm ⁴]
16	2	Esistente - Rck 20	FeB22K	320	320	50,0	20,0	33 333,33
25	4	Esistente - Rck 20	FeB22K	320	320	50,0	20,0	33 333,33

Trave C.A. (2)

N.	Parete	Af intradosso [cm ²]	Af estradosso [cm ²]	N. barre intradosso	N. barre estradosso	Copriferro [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm ²]
16	2	3,39	3,39	3	3	2,0	30	0,57
25	4	3,39	3,39	3	3	2,0	30	0,57

Trave Acciaio / Legno

N.	Parete	Materiale	Quota I [cm]	Quota J [cm]	Area [cm ²]	J [cm ⁴]	W plastico [cm ³]
93	1	S 235 (t ≤ 40mm)	320	320	10,32	171,00	34,20
94	3	S 235 (t ≤ 40mm)	320	320	10,32	171,00	34,20

Pilastro C.A. (1)

N.	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Quota [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]	Area [cm ²]	Angolo [°]	Altezza [cm]
31	Esistente - Rck 20	FeB22K	320	50,0	45,0	2 250,00	0	320
32	Esistente - Rck 20	FeB22K	320	50,0	45,0	2 250,00	0	320
33	Esistente - Rck 20	FeB22K	320	50,0	45,0	2 250,00	0	320
34	Esistente - Rck 20	FeB22K	320	50,0	45,0	2 250,00	0	320
35	Esistente - Rck 20	FeB22K	320	50,0	45,0	2 250,00	0	320
36	Esistente - Rck 20	FeB22K	320	50,0	45,0	2 250,00	0	320
37	Esistente - Rck 20	FeB22K	320	50,0	45,0	2 250,00	0	320
38	Esistente - Rck 20	FeB22K	320	50,0	45,0	2 250,00	0	320

Pilastro C.A. (2)

N.	Af lato b [cm ²]	Af lato h [cm ²]	N. barre lato b	N. barre lato h	Copriferro [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm ²]
31	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
32	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
33	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
34	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
35	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
36	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
37	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
38	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57

Livello 2

Pannello murario

N.	Parete	Materiale	Rinforzo	Quota [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]
41	2	Pietra consolidata	-	630	310	50,0
45	2	Pietra consolidata	-	630	310	50,0
46	2	DoppioUni nuova	-	630	310	50,0
49	4	Pietra consolidata	-	630	310	50,0
53	4	Pietra consolidata	-	630	310	50,0

Trave C.A. (1)

N.	Parete	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Quota I [cm]	Quota J [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]	J [cm4]
95	1	C25/30	B450	630	630	35,0	38,0	160 043,33
42	2	Esistente - Rck 20	FeB22K	630	630	50,0	20,0	33 333,33
43	2	Esistente - Rck 20	FeB22K	630	630	50,0	20,0	33 333,33
44	2	Esistente - Rck 20	FeB22K	630	630	50,0	20,0	33 333,33
96	3	C25/30	B450	630	630	35,0	38,0	160 043,33
50	4	Esistente - Rck 20	FeB22K	630	630	50,0	20,0	33 333,33
51	4	Esistente - Rck 20	FeB22K	630	630	50,0	20,0	33 333,33
52	4	Esistente - Rck 20	FeB22K	630	630	50,0	20,0	33 333,33

Trave C.A. (2)

N.	Parete	Af intradosso [cm2]	Af estradosso [cm2]	N. barre intradosso	N. barre estradosso	Copriferro [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm2]
95	1	4,02	4,02	2	2	2,5	20	1,01
42	2	3,39	3,39	3	3	2,0	30	0,57
43	2	3,39	3,39	3	3	2,0	30	0,57
44	2	3,39	3,39	3	3	2,0	30	0,57
96	3	4,02	4,02	2	2	2,5	20	1,01
50	4	3,39	3,39	3	3	2,0	30	0,57
51	4	3,39	3,39	3	3	2,0	30	0,57
52	4	3,39	3,39	3	3	2,0	30	0,57

Pilastro C.A. (1)

N.	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Quota [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]	Area [cm2]	Angolo [°]	Altezza [cm]
54	Esistente - Rck 20	FeB22K	630	50,0	45,0	2 250,00	0	310
55	Esistente - Rck 20	FeB22K	630	50,0	45,0	2 250,00	0	310
56	Esistente - Rck 20	FeB22K	630	50,0	45,0	2 250,00	0	310
57	Esistente - Rck 20	FeB22K	630	50,0	45,0	2 250,00	0	310
58	Esistente - Rck 20	FeB22K	630	50,0	45,0	2 250,00	0	310
59	Esistente - Rck 20	FeB22K	630	50,0	45,0	2 250,00	0	310
60	Esistente - Rck 20	FeB22K	630	50,0	45,0	2 250,00	0	310
61	Esistente - Rck 20	FeB22K	630	50,0	45,0	2 250,00	0	310

Pilastro C.A. (2)

N.	Af lato b [cm ²]	Af lato h [cm ²]	N. barre lato b	N. barre lato h	Copriferro [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm ²]
54	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
55	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
56	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
57	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
58	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
59	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
60	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
61	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57

Solaio

N.	Quota [cm]	Spessore [cm]	G [N/mm ²]	Ex [N/mm ²]	Ey [N/mm ²]	Scarico masse	Tipo
1	630	6,0	12 500,00	62 000,00	30 000,00	Monodirezional e	Laterocemento

Livello 3

Pannello + Cordolo C.A. (1)

N.	Parete	Materiale pannello	Rinforzo	Quota pannello [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Quota cordolo [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]
73	2	DoppioUni nuova	-	1 120	490	50,0	C25/30	B450	1 120	50,0	40,0

Pannello + Cordolo C.A. (2)

N.	Parete	Area [cm ²]	J [cm ⁴]	Af intrad. [cm ²]	Af estrad. [cm ²]	N. barre intrad.	N. barre Estrad.	Copriferro [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm ²]	Porzione deformabile
73	2	2 000,00	266 666,66	6,03	6,03	3	3	2,5	20	1,57	0,50

Pannello + Catena

N.	Parete	Materiale pannello	Rinforzo	Quota pannello [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]	Materiale catena	Quota catena [cm]	Diametro [mm]	Tiro [daN]
68	2	Pietra consolidata	-	1 120	490	50,0	S 235 (t <= 40mm)	1 120	124	1
72	2	Pietra consolidata	-	1 120	490	50,0	S 235 (t <= 40mm)	1 120	124	1
76	4	Pietra consolidata	-	1 120	490	50,0	S 235 (t <= 40mm)	1 120	124	1
80	4	Pietra consolidata	-	1 120	490	50,0	S 235 (t <= 40mm)	1 120	124	1

Trave C.A. (1)

N.	Parete	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Quota I [cm]	Quota J [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]	J [cm ⁴]
97	1	C25/30	B450	1 120	1 120	35,0	40,0	186 666,67
98	3	C25/30	B450	1 120	1 120	35,0	40,0	186 666,67

Trave C.A. (2)

N.	Parete	Af intradosso [cm2]	Af estradosso [cm2]	N. barre intradosso	N. barre estradosso	Copriferro [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm2]
97	1	6,03	6,03	3	3	2,5	20	1,57
98	3	6,03	6,03	3	3	2,5	20	1,57

Catena

N.	Parete	Materiale	Quota [cm]	Diametro [mm]	Tiro [daN]
69	2	S 235 (t <= 40mm)	1 120	124	1
70	2	S 235 (t <= 40mm)	1 120	124	1
71	2	S 235 (t <= 40mm)	1 120	124	1
77	4	S 235 (t <= 40mm)	1 120	124	1
78	4	S 235 (t <= 40mm)	1 120	124	1
79	4	S 235 (t <= 40mm)	1 120	124	1

Pilastro C.A. (1)

N.	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Quota [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]	Area [cm2]	Angolo [°]	Altezza [cm]
81	Esistente - Rck 20	FeB22K	1 120	50,0	45,0	2 250,00	0	490
82	Esistente - Rck 20	FeB22K	1 120	50,0	45,0	2 250,00	0	490
83	Esistente - Rck 20	FeB22K	1 120	50,0	45,0	2 250,00	0	490
84	Esistente - Rck 20	FeB22K	1 120	50,0	45,0	2 250,00	0	490
85	Esistente - Rck 20	FeB22K	1 120	50,0	45,0	2 250,00	0	490
86	Esistente - Rck 20	FeB22K	1 120	50,0	45,0	2 250,00	0	490
87	Esistente - Rck 20	FeB22K	1 120	50,0	45,0	2 250,00	0	490
88	Esistente - Rck 20	FeB22K	1 120	50,0	45,0	2 250,00	0	490

Pilastro C.A. (2)

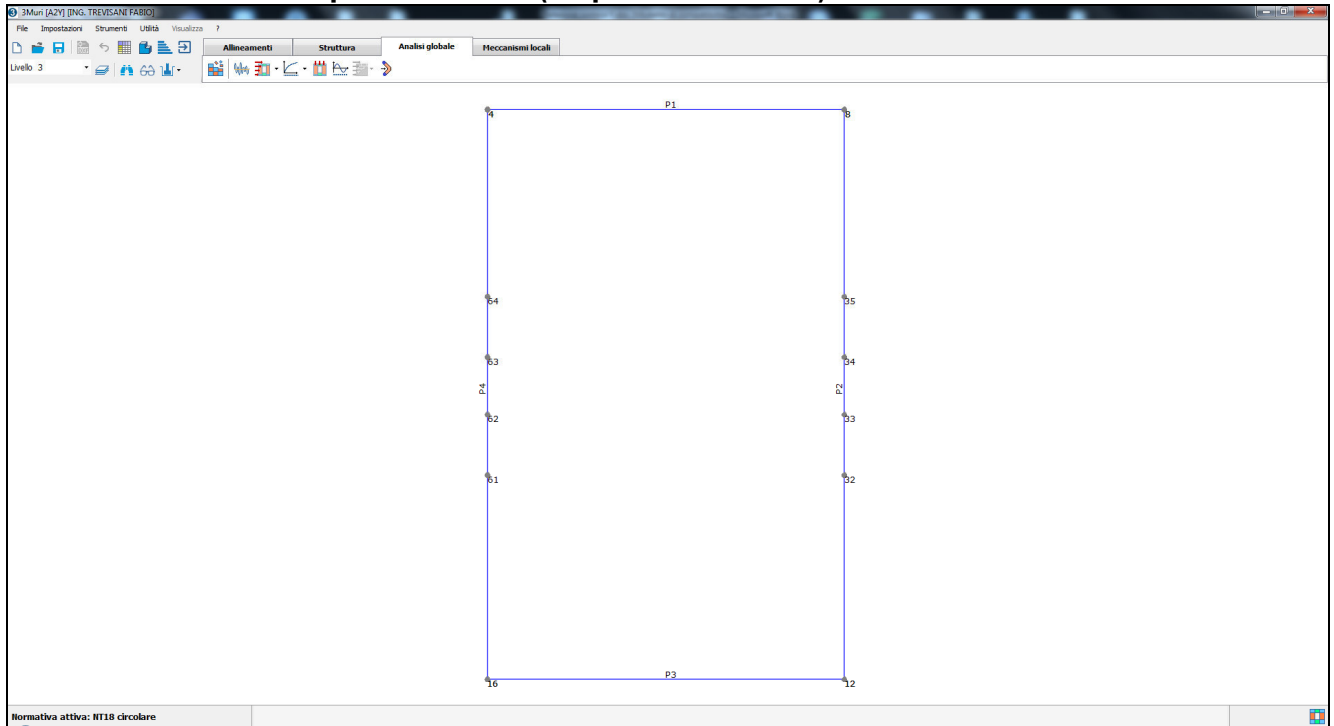
N.	Af lato b [cm2]	Af lato h [cm2]	N. barre lato b	N. barre lato h	Copriferro [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm2]
81	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
82	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
83	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
84	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
85	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
86	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
87	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57
88	2,37	2,37	3	3	2,5	50	0,57

Solaio

N.	Quota [cm]	Spessore [cm]	G [N/mm2]	Ex [N/mm2]	Ey [N/mm2]	Scarico masse	Tipo
2	1 120	6,0	12 500,00	62 000,00	30 000,00	Monodirezionale	Laterocemento

Telaio equivalente

Schema numerazione pareti edificio (su pianta 3° livello)



Parete: 1

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
1	-560	1 439	0	0
5	506	1 439	0	0
2	-560	1 439	320	1
6	506	1 439	320	1
3	-560	1 439	630	2
7	506	1 439	630	2
4	-560	1 439	1 120	3
8	506	1 439	1 120	3

Parete: 2

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
9	506	-260	0	0
17	506	348	0	0
19	506	528	0	0
21	506	702	0	0
23	506	882	0	0
5	506	1 439	0	0
10	506	-260	320	1
18	506	348	320	1
20	506	528	320	1
22	506	702	320	1
24	506	882	320	1
6	506	1 439	320	1
11	506	-260	630	2
27	506	348	630	2
28	506	528	630	2
29	506	702	630	2
30	506	882	630	2
7	506	1 439	630	2
12	506	-260	1 120	3
32	506	348	1 120	3
33	506	528	1 120	3
34	506	702	1 120	3
35	506	882	1 120	3
8	506	1 439	1 120	3

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
37	304	0	0
39	697	0	0
41	1 051	0	0
43	1 353	0	0
25	1 565	0	0
45	1 632	0	0
38	304	320	1
40	697	320	1
42	1 051	320	1
44	1 353	320	1
26	1 565	320	1
46	1 632	320	1
31	1 565	630	2
47	1 632	630	2
36	1 565	1 120	3
48	1 632	1 120	3

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
5	Pietra consolidata	-	50,0	607,4	320,0	304	160	37	38
6	DoppioUni nuova	-	50,0	180,1	320,0	697	160	39	40
7	DoppioUni nuova	-	50,0	180,0	320,0	1 051	160	41	42
8	Pietra consolidata	-	50,0	423,5	320,0	1 353	160	43	44
9	DoppioUni nuova	-	50,0	134,5	320,0	1 632	160	45	46
12	Pietra consolidata	-	50,0	449,9	305,1	225	473	38	11
13	Pietra consolidata	-	50,0	22,5	305,1	596	473	18	27
14	Pietra consolidata	-	50,0	22,5	305,1	1 153	473	24	30
15	Pietra consolidata	-	50,0	266,0	305,1	1 432	473	44	31
10	DoppioUni nuova	-	50,0	134,5	310,0	1 632	475	46	47
16	Pietra consolidata	-	50,0	449,9	417,8	225	839	11	12
17	Pietra consolidata	-	50,0	22,5	417,8	596	839	27	32
18	Pietra consolidata	-	50,0	22,5	417,8	1 153	839	30	35
19	Pietra consolidata	-	50,0	266,0	417,8	1 432	839	31	36
11	DoppioUni nuova	-	50,0	134,5	490,0	1 632	875	47	48

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
1	Pietra consolidata	-	50,0	135,0	10,0	517	625	11	27
2	Pietra consolidata	-	50,0	135,0	10,0	1 231	625	30	31
3	Pietra consolidata	-	50,0	135,0	190,0	517	1 025	12	32
4	Pietra consolidata	-	50,0	135,0	190,0	1 231	1 025	35	36

Parete: 3

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
13	-560	-260	0	0
9	506	-260	0	0
14	-560	-260	320	1
10	506	-260	320	1
15	-560	-260	630	2
11	506	-260	630	2
16	-560	-260	1 120	3
12	506	-260	1 120	3

Parete: 4

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
13	-560	-260	0	0
49	-560	348	0	0
51	-560	528	0	0
53	-560	702	0	0
55	-560	882	0	0
1	-560	1 439	0	0
14	-560	-260	320	1
50	-560	348	320	1
52	-560	528	320	1
54	-560	702	320	1
56	-560	882	320	1
2	-560	1 439	320	1
15	-560	-260	630	2
57	-560	348	630	2
58	-560	528	630	2
59	-560	702	630	2
60	-560	882	630	2
3	-560	1 439	630	2
16	-560	-260	1 120	3
61	-560	348	1 120	3
62	-560	528	1 120	3
63	-560	702	1 120	3
64	-560	882	1 120	3
4	-560	1 439	1 120	3

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
65	304	0	0
67	697	0	0
69	1 051	0	0
71	1 420	0	0
66	304	320	1
68	697	320	1
70	1 051	320	1
72	1 420	320	1

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
24	Pietra consolidata	-	50,0	607,4	320,0	304	160	65	66
25	DoppioUni nuova	-	38,0	180,1	320,0	697	160	67	68
26	DoppioUni nuova	-	38,0	180,0	320,0	1 051	160	69	70
27	Pietra consolidata	-	50,0	558,0	320,0	1 420	160	71	72
28	Pietra consolidata	-	50,0	449,9	305,1	225	473	66	15
29	Pietra consolidata	-	50,0	22,5	305,1	596	473	50	57
30	Pietra consolidata	-	50,0	22,5	305,1	1 153	473	56	60
31	Pietra consolidata	-	50,0	400,5	305,1	1 499	473	72	3
32	Pietra consolidata	-	50,0	449,9	417,8	225	839	15	16
33	Pietra consolidata	-	50,0	22,5	417,8	596	839	57	61
34	Pietra consolidata	-	50,0	22,5	417,8	1 153	839	60	64
35	Pietra consolidata	-	50,0	400,5	417,8	1 499	839	3	4

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
20	Pietra consolidata	-	50,0	135,0	10,0	517	625	15	57
21	Pietra consolidata	-	50,0	135,0	10,0	1 231	625	60	3
22	Pietra consolidata	-	50,0	135,0	190,0	517	1 025	16	61
23	Pietra consolidata	-	50,0	135,0	190,0	1 231	1 025	64	4

(*) Elementi di copertura

TIPO MURATURA: esistente in pietrame (consolidata)

Si utilizzano i parametri di riferimento di cui alla Circolare n. 7 del 21/01/2019, tabella C.8.5.I e C.8.5.II, tenendo conto anche delle indicazioni di cui §§ C.8.5.3.1 e C.8.5.4.1. Nel caso specifico, disponendo di indagini endoscopiche sul plesso nonché di prova con martinetti piatti (semplice e doppio), si considera:

Livello di conoscenza: LC2 ▼

Tipo di muratura: Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, etc.) ▼

Note: -

Stato di fatto (§ C.8.5.3.1)

Malta molto scadente ($f < 0,7$ MPa) NO

Stato di fatto (tabella C.8.5.II)

Malta buona SI

Ricorsi o listature SI (presenza circa ogni m)

Connessione trasversale NO

Interventi di consolidamento (tabella C.8.5.II)

Iniezioni miscele leganti NO

Intonaco armato NO

Ristilatura armata + conness. paramenti NO

Parametri originari da Circolare

Fattore di confidenza $F_c = 1,20$

Parametri da tabella C.8.5.I

Resistenza media a compressione $f_{m,base} = 1,50$ N/mm² (LC2: valore medio tab. C.8.5.I)

Resistenza media a taglio $\tau_{0,base} = 0,025$ N/mm² (LC2: valore medio tab. C.8.5.I)

Modulo elastico normale medio $E_{base} = 870$ N/mm² (LC2: valore medio tab. C.8.5.I)

Modulo elastico tangenziale medio $G_{base} = 290$ N/mm² (LC2: valore medio tab. C.8.5.I)

Peso specifico muratura $w = 19,0$ kN/m³

Coefficienti correttivi da Circolare

Stato di fatto (§ C.8.5.3.1) $C_{f/\tau}$ $C_{E/G}$

Malta molto scadente ($f < 0,7$ MPa) 1,0 1,0

Stato di fatto (tabella C.8.5.II)

Malta buona 1,5 1,5

Ricorsi o listature 1,3 1,0

Connessione trasversale 1,0 1,0

Interventi di consolidamento (tabella C.8.5.II)

Iniezioni miscele leganti 1,0 1,0

Intonaco armato 1,0 1,0

Ristilatura armata + conness. paramenti 1,0 1,0

Limite max coefficiente consolidamento 3,5 3,5

Coefficiente consolidamenti 1,0 1,0

Risultati dei calcoli

Resistenza media a compressione $f_m = 2,44$ N/mm² **244** N/cm²

Resistenza caratteristica a compressione $f_k = 1,95$ N/mm² **195** N/cm² (=0,8 f_m)

Resistenza media a taglio $\tau_0 = 0,041$ N/mm² **4,06** N/cm²

Modulo elastico normale medio $E = 2\,910$ N/mm²

Modulo elastico tangenziale medio $G = 1\,164$ N/mm²

Peso specifico muratura $w = 19,0$ kN/m³

NOTA

Per la muratura esistente il valore misurato di E con la prova di martinetti piatti è nettamente superiore a quello desunto dalla normativa; ai fini del calcolo, quindi, si utilizza il valore misurato in situ.

TIPO MURATURA: nuova in doppioUni

A) Resistenza a compressione in direzione verticale

Resistenza media blocco	$f_{bm} =$	12,0	N/mm ²	
Resistenza caratteristica blocco	$f_{bk} =$	9,6	N/mm ²	(=0,80 f_{bm} ; cfr. NTC2018 § 11.10.3.1.2)
Malta muratura esistente:		M8		
Resistenza caratteristica muro	$f_k =$	4,95	N/mm ²	(tabella 11.10.VI NTC 2018)
		495	N/cm ²	
		49,5	daN/cm ²	
Resistenza media muro	$f_m =$	6,2	N/mm ²	(= $f_{bk}/0,80$; cfr. NTC2018 § 11.10.3.1.2)
		619	N/cm ²	
		61,9	daN/cm ²	

B) Resistenza a compressione in direzione orizzontale

I dati si ricavano come di seguito indicato: si utilizza la stessa tabella 11.10.VI delle NTC2018 con il dato di resistenza del blocco disponibile. In realtà la tabella si potrebbe utilizzare solo a partire da dati caratteristici (ottenendo risultati caratteristici). Si considera accettabile la approssimazione secondo cui, invece, a partire da dati medi si ottengono risultati medi (resistenze).

Resistenza media blocco in direz. orizz.	$f_{bhm} =$	2,2	N/mm ²	
Malta tipo:		M8		
Resistenza orizzontale media muro	$f_{hm} =$	1,40	N/mm ²	
		140	N/cm ²	
		14,0	daN/cm ²	

C) Resistenza a taglio

Resistenza caratteristica	$f_{vk0} =$	0,20	N/mm ²	(tabella 11.10.VIII NTC 2018)
Resistenza media	$f_{vm0} =$	0,29	N/mm ²	(= $f_{vk0}/0,70$)
		29	N/cm ²	
		2,9	daN/cm ²	

Per la valutazione dell'incremento legata al carico verticale, viene comunque posto un limite massimo della resistenza a taglio raggiungibile, per la cui valutazione è necessario preliminarmente calcolare la resistenza normalizzata a compressione del blocco, come:

$$f_b = K * f_{bm} = K_1 * \delta * f_{bm}$$

in cui:

$K_1 =$	1,00	(condizionamento all'aria ex UNI-EN 772-1)
$\delta =$	1,02	(coefficiente forma ex prosp. A.1 UNI-EN 772-1)
$f_{bm} =$	12,0	N/mm ²

da cui:

$$f_b = 12,2 \text{ N/mm}^2$$

Il valore massimo ammissibile della resistenza a taglio si calcola con la seguente formula:

$$f_{vk,lim} = C * f_b$$

in cui:

$$C = 0,065 \text{ (§ 11.10.3.3 NTC2018)}$$

$$C' = f_{vm,lim}/f_b = 0,093 \text{ (=C/0,70)}$$

Pertanto la resistenza limite caratteristica è la seguente:

$$f_{vk.lim} = \begin{array}{lll} 0,80 & \text{N/mm}^2 & (\text{caratteristica}) \\ 80 & \text{N/cm}^2 & \\ 8,0 & \text{daN/cm}^2 & \end{array}$$

mentre quella media è pari a:

$$f_{vm.lim} = \begin{array}{lll} 1,14 & \text{N/mm}^2 & (\text{media}=\text{caratteristica}/0,70) \\ 114 & \text{N/cm}^2 & \\ 11,4 & \text{daN/cm}^2 & \end{array}$$

D) Moduli elastici

Modulo elastico normale

$$E = 4\,950 \text{ N/mm}^2 \quad (=1000 f_k - 11.10.8 \text{ NTC2018})$$

Modulo elastico tangenziale

$$G = 1\,980 \text{ N/mm}^2 \quad (=0,4 E - 11.10.9 \text{ NTC2018})$$

E) Altri dati

Peso specifico muratura

$$w = 15,0 \text{ kN/m}^3$$

CALCOLI STRUTTURALI

CORPO B

Adeguamento sismico I.I.S. Cerebotani – Lonato del Garda (BS)



INDICE

- 1. DISCRETIZZAZIONE DELLA STRUTTURA**
- 2. GEOMETRIA DEGLI ELEMENTI E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**
- 3. CARICHI SISMICI**
- 4. ANALISI SISMICA**
- 5. RIFERIMENTI**
- 6. VERIFICA NODI IN ACCIAIO**

1. DISCRETIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura è stata discretizzata per il calcolo agli elementi finiti sulla base dei diversi elementi strutturali che la compongono.

In particolare le travi ed i pilastri sono simulati mediante elementi tipo “beam” a due nodi (in ogni nodo vengono calcolate forze ed momenti), mentre i solai mediante elementi tipo “membrane” a 3 o 4 nodi (sono calcolate le sole tensioni membranali nel piano).

- Colonna incastrata alla base attraverso tirafondi M27
- Nodo Pilastro-puntone collegato all'esistente, tipo cerniera nel piano verticale, tipo incastro nel piano orizzontale
- Controventi a K tiranti e puntoni comportamento ad ASTA tesa e compressa

2. GEOMETRIA DEGLI ELEMENTI E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per una descrizione della geometria, ci si può riferire alle corrispondenti tavole esecutive allegate.

Le caratteristiche dei materiali, in sintesi, utilizzati nel calcolo e nelle verifiche eseguite sono le seguenti:

Calcestruzzo Fondazione	Rck37	30/37 N/mm ²
Acciaio lento	B450C	fyk 450 N/mm ²
Acciaio	S275/S235	

3. CARICHI SISMICI

Le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche sono state valutate mediante un'analisi di tipo dinamico.

L'analisi dinamica è stata eseguita con il metodo dell'analisi modale lineare adottando lo spettro di risposta per un edificio con struttura a pannelli ad bassa duttilità con $V_N \geq 50$, classe di utilizzo III ($C_u = 1.50$). Il terreno è di tipo B, categoria topografica T1. Risultano in tale modo definiti tutti i valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite (SLV, SLD).

Il fattore di struttura considerato è:

$$q = 1.5$$

ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

Per quanto riguarda gli elementi non strutturali appesi alla struttura come da capitolo 7.2.3 delle NTC2018 devono resistere all'azione di espulsione generata dal sisma di progetto ed essa deve essere valutata dal tecnico installatore del manufatto in fase esecutiva

La sua valutazione è in funzione del peso proprio e dell'azione sismica, perciò:

$$F_a = \frac{S_a * W_a}{q}$$

dove:

W_a peso manufatto

S_a accelerazione di progetto SLV = 0,217g

q fattore di comportamento = 1.5

4. ANALISI SISMICA

Le azioni sismiche sono state rappresentate mediante l'introduzione di due sismi orizzontali agenti secondo le direzioni X e Y ortogonali.

I periodi fondamentale della struttura principale risultato uguale a:

- **$T_{1x} = 0.617 \text{ sec}$ e $T_{1y} = 0.817 \text{ sec}$**

Sono state eseguite le verifiche sismiche allo SLV in termini di resistenza ed allo SLD in termini di deformabilità tenendo conto degli effetti del 2° ordine sulla base delle combinazioni dei carichi in condizioni sismiche.

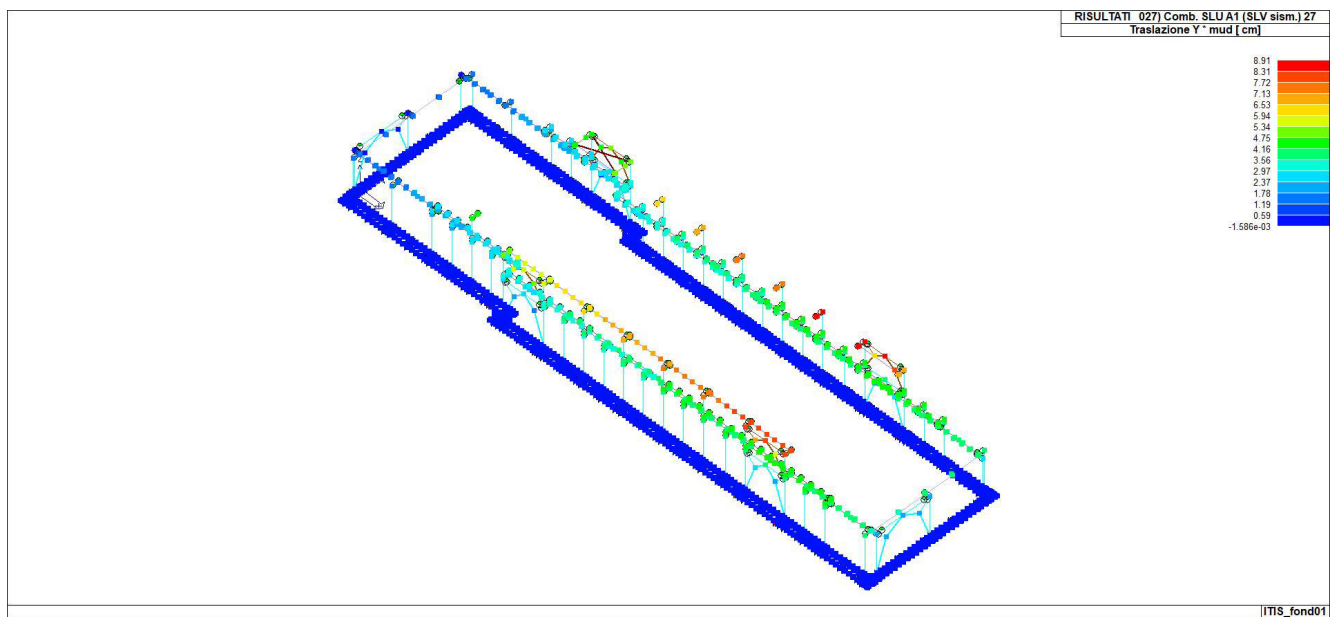
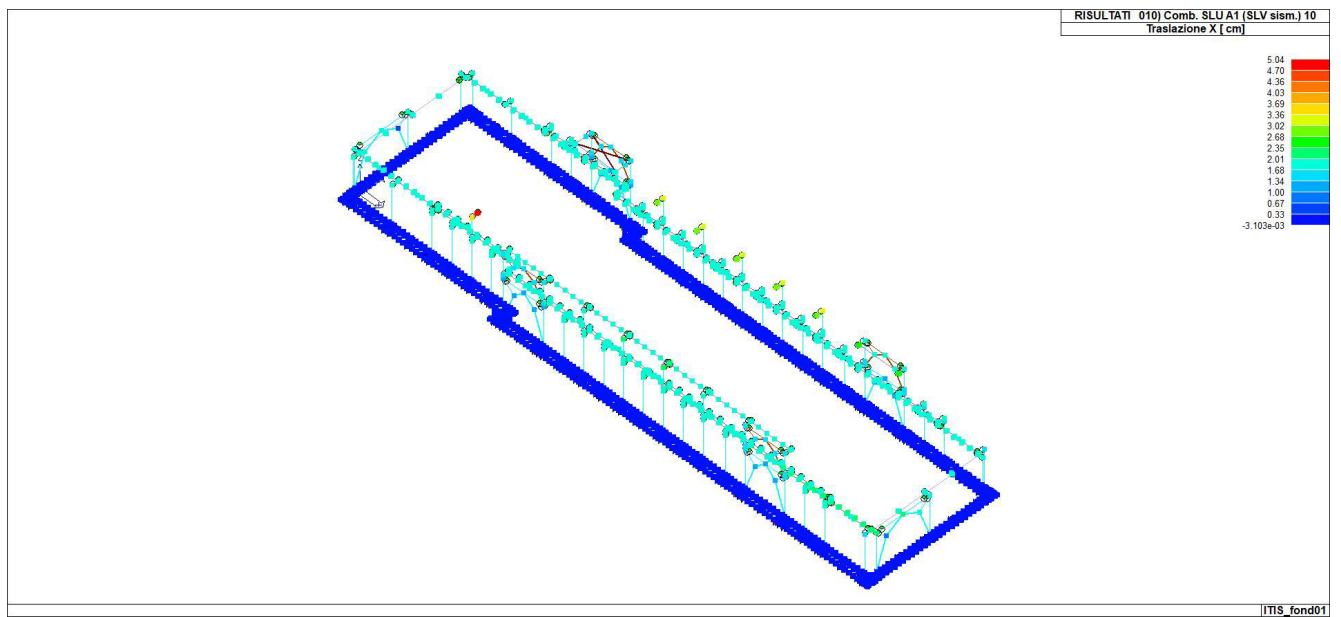
Stato Limite	TR [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
SLV	475	0,181	2,479	0,394
SLD	50	0,068	2,482	0,363

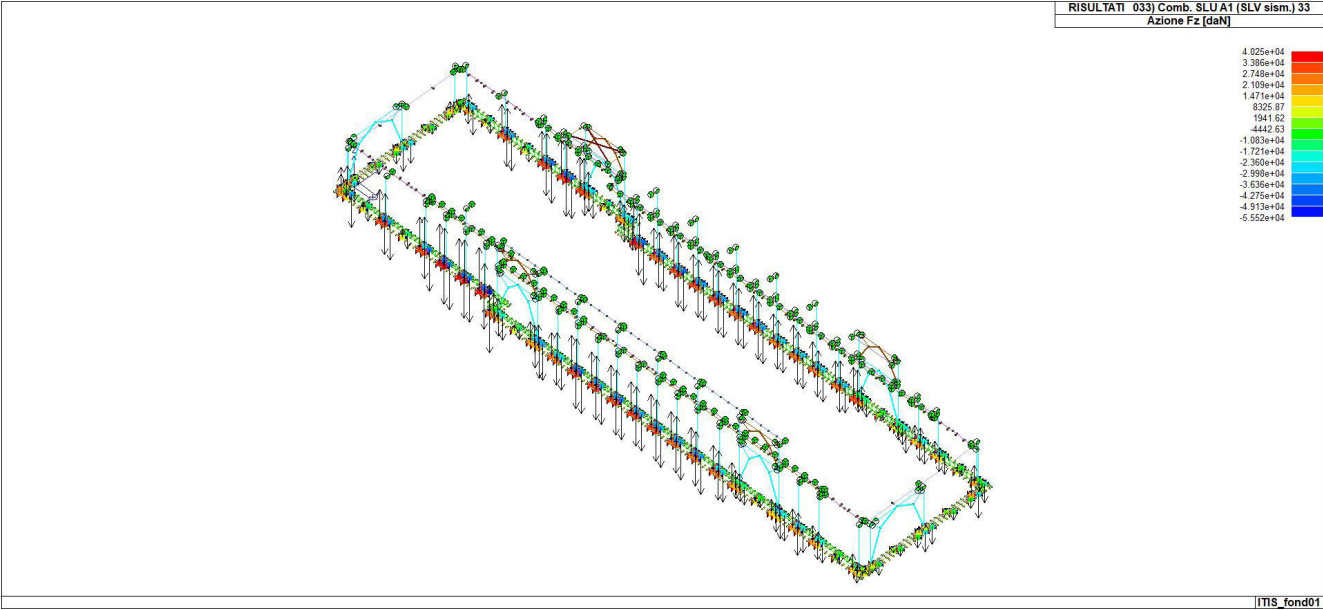
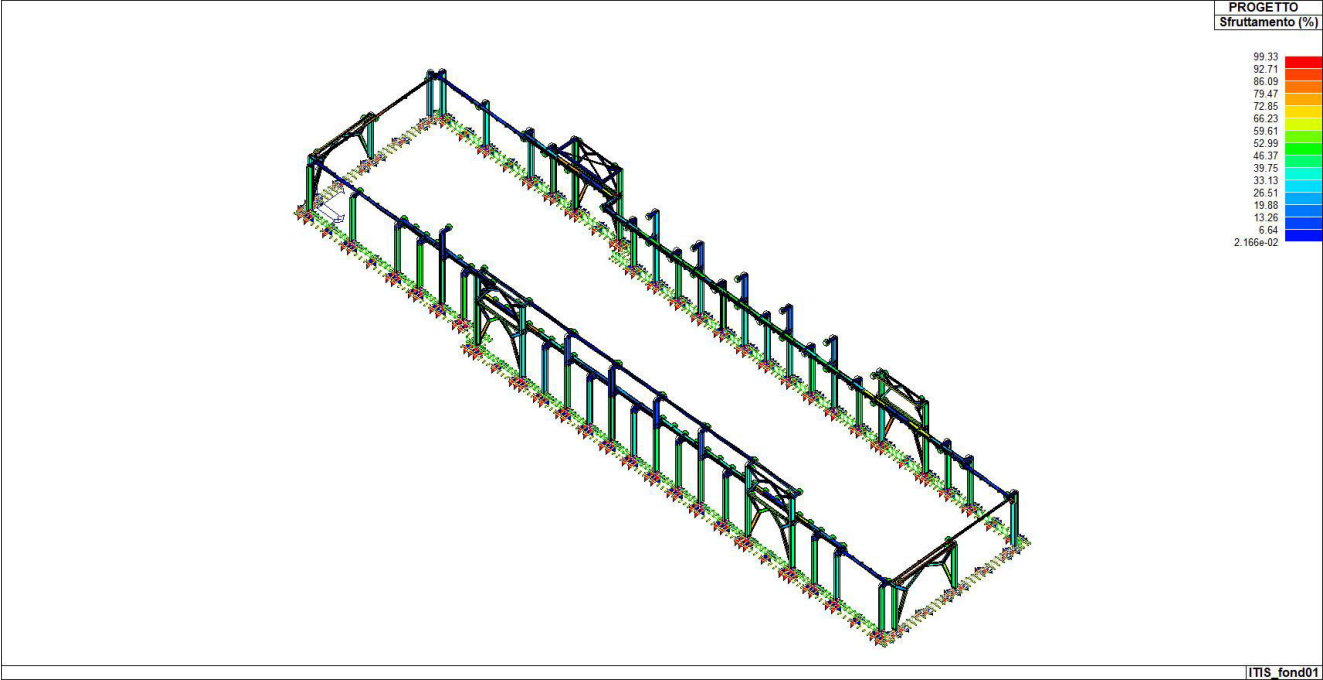
Al fine di non appesantire troppo la relazione, di seguito vengono riportate solo le verifiche ritenute più significative; eventualmente il fascicolo completo dei calcoli, con i tabulati completi di calcolo, verrà fornito su richiesta del committente dell'ente di controllo.

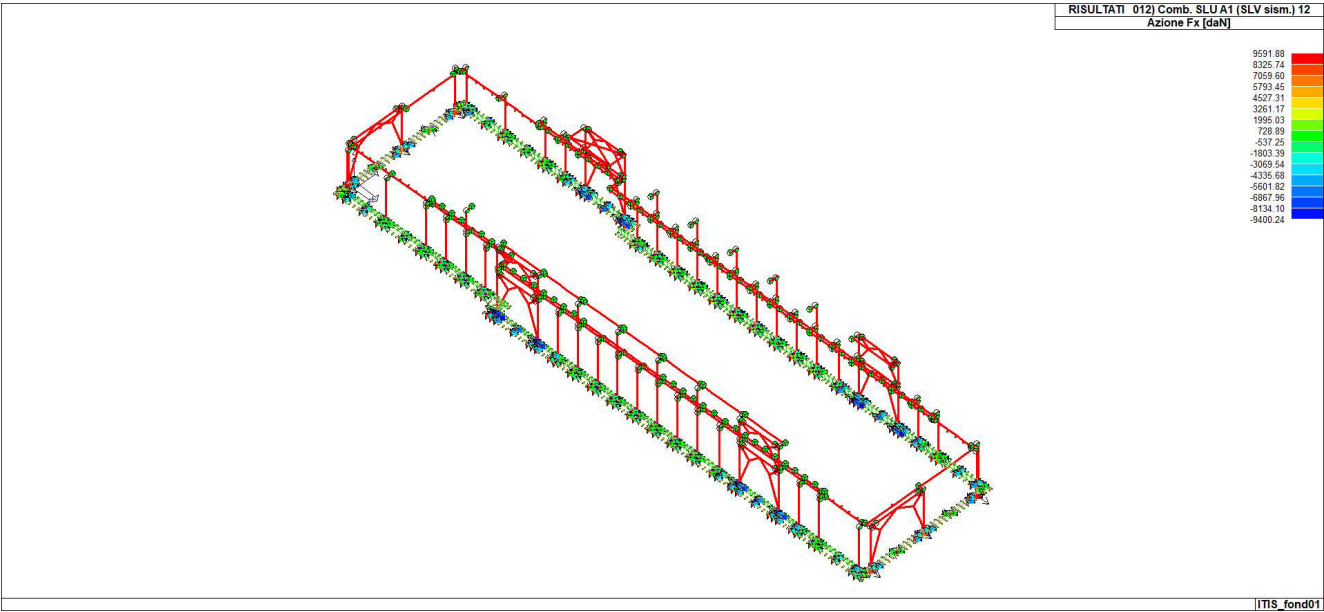
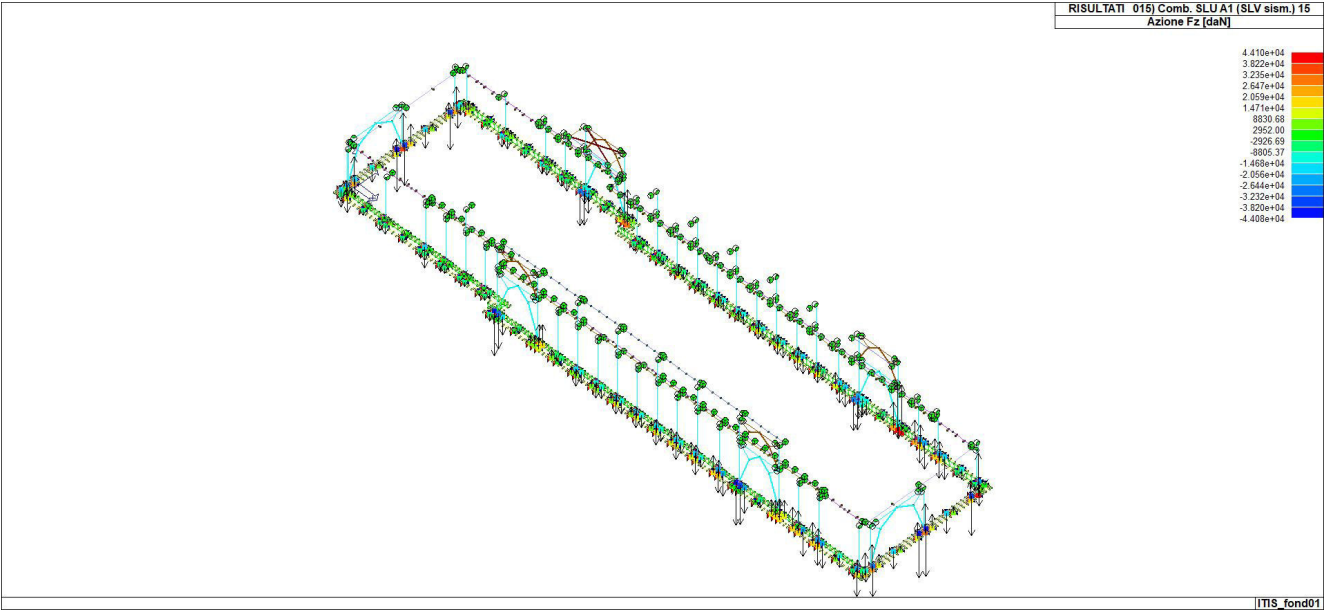
Le verifiche sinteticamente riportate di seguito sono:

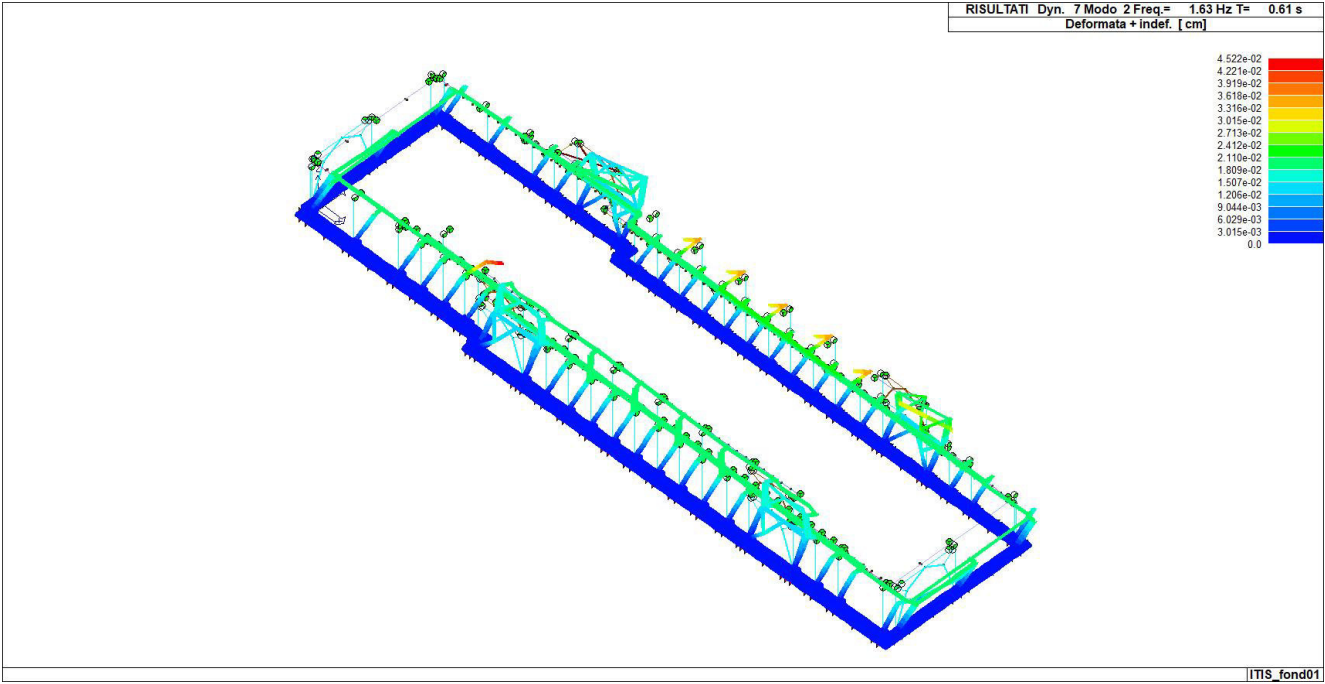
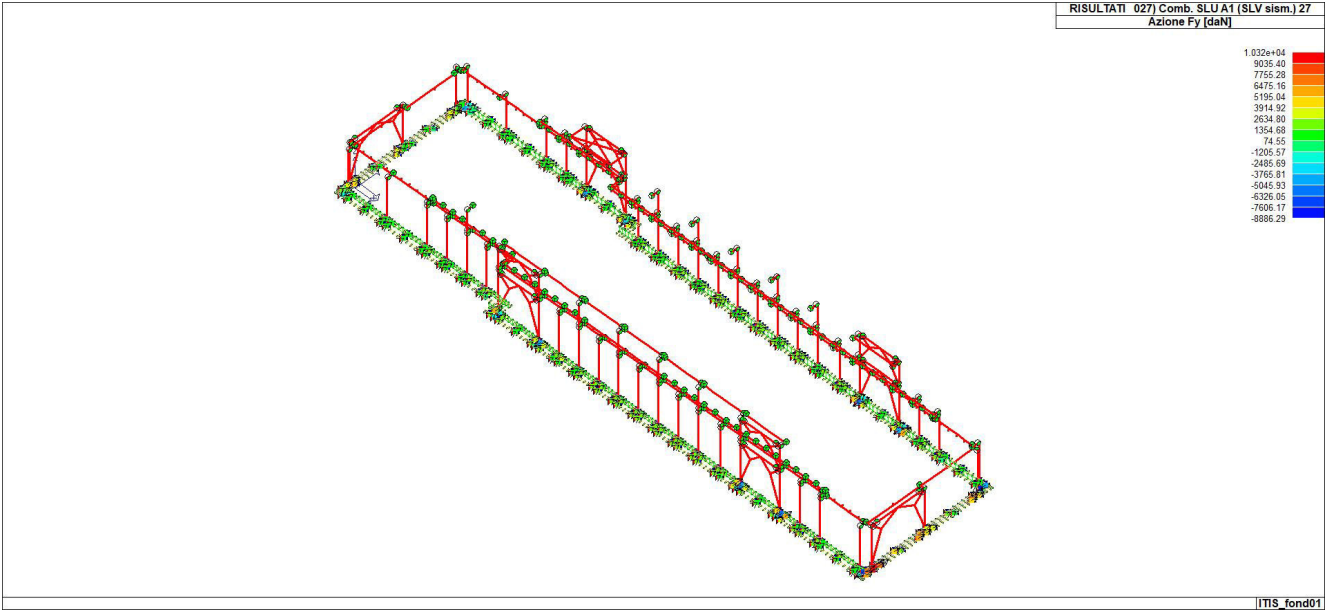
VERIFICA SLV:

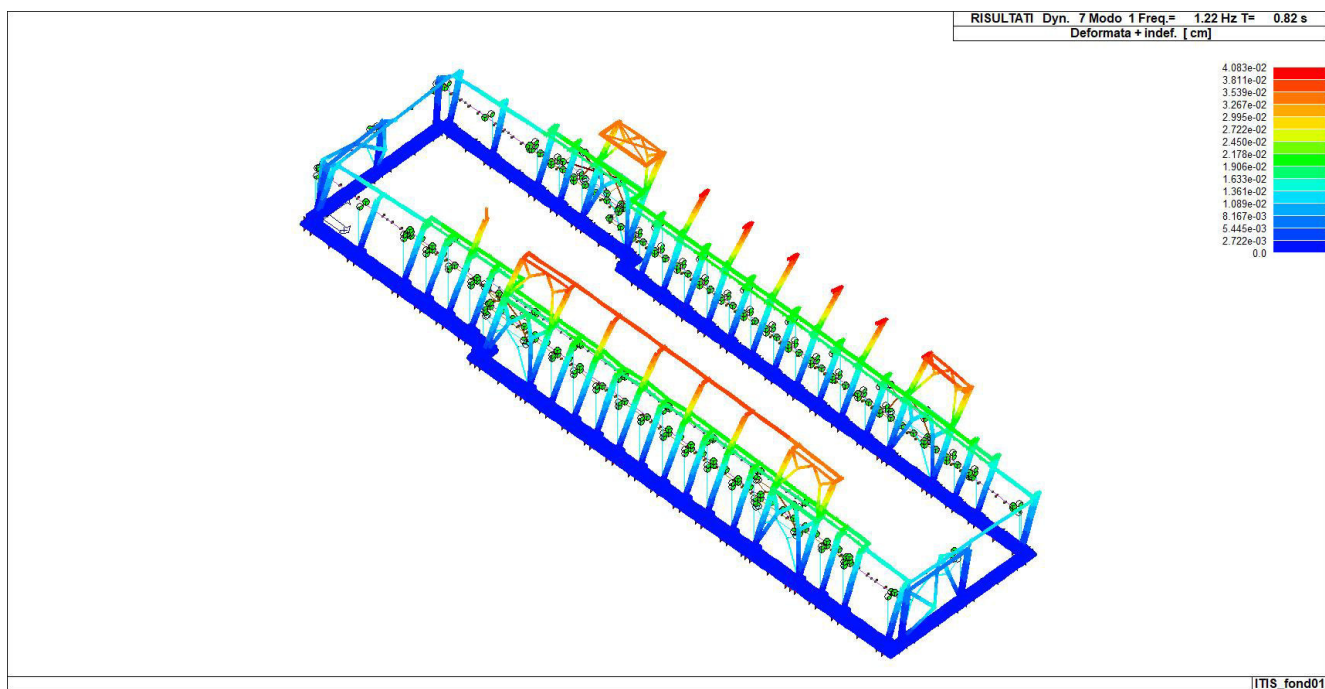
- Spostamento MAX direzione X
- Spostamento MAX direzione Y
- Sfruttamento acciaio
- Azioni massime sui vincoli azione compressione, trazione, taglio x, taglio y (PALI)
- Primo modo di vibrare direzione x
- Primo modo di vibrare asse y





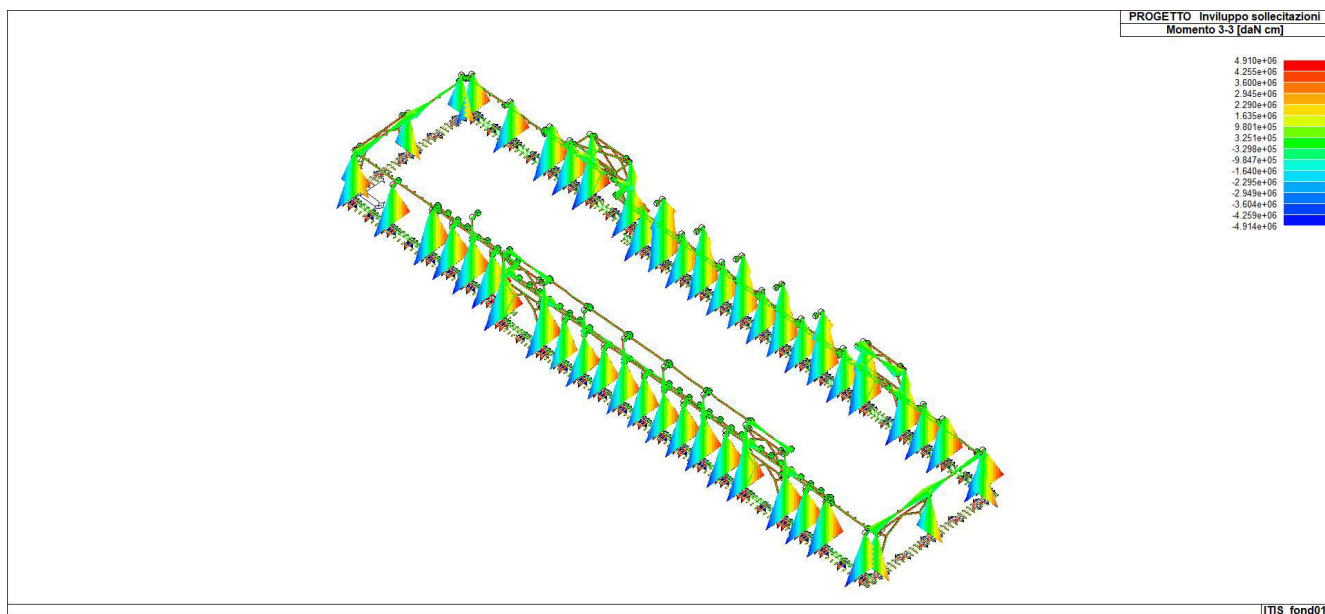


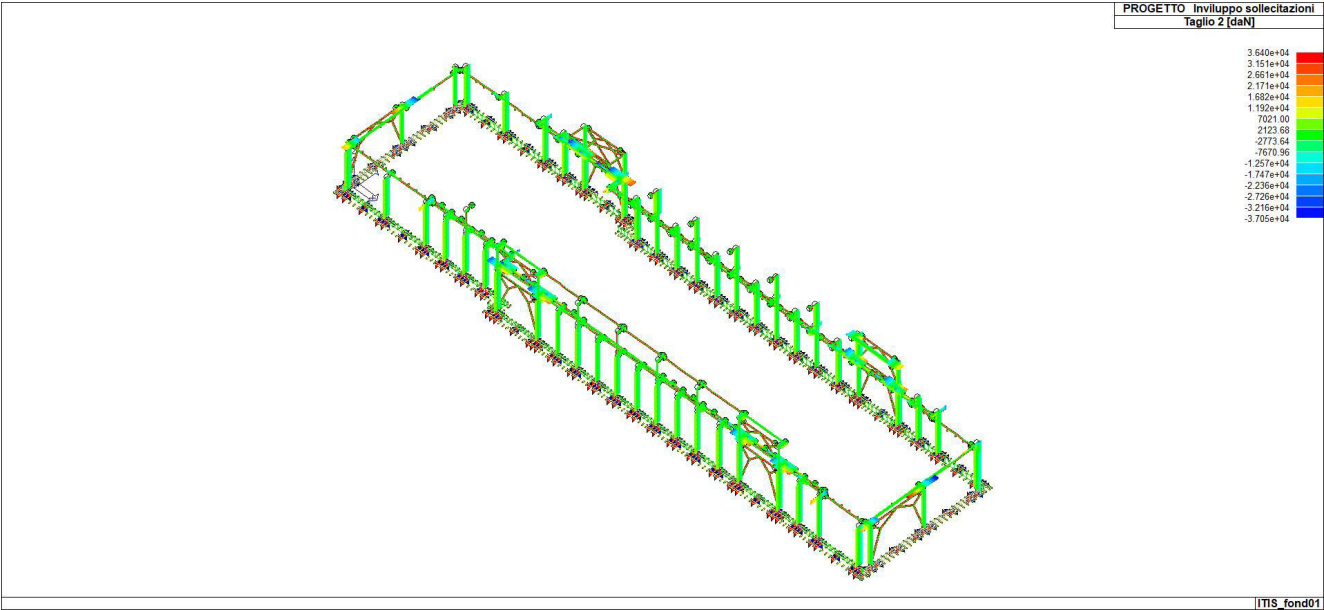
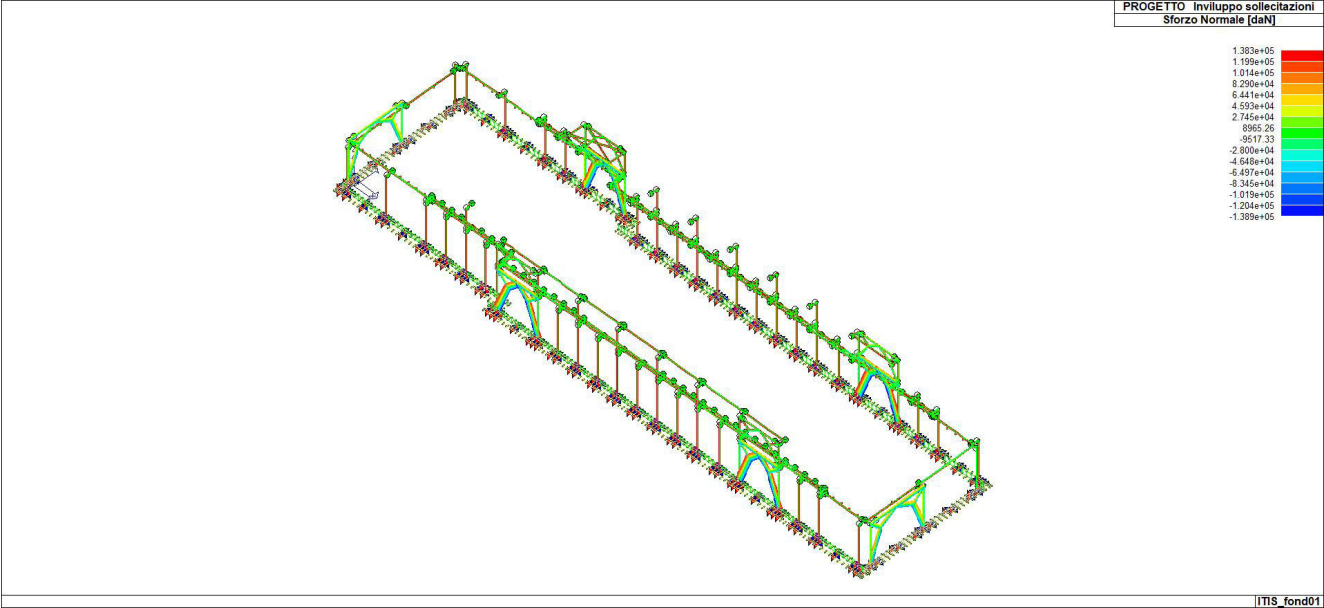




Diagrammi di involucro principali SLV:

- Momento flettente asse forte
- Azione assiale
- Taglio (azione di scorrimento nel collegamento tra esistente e nuova struttura metallica)





5. RIFERIMENTI

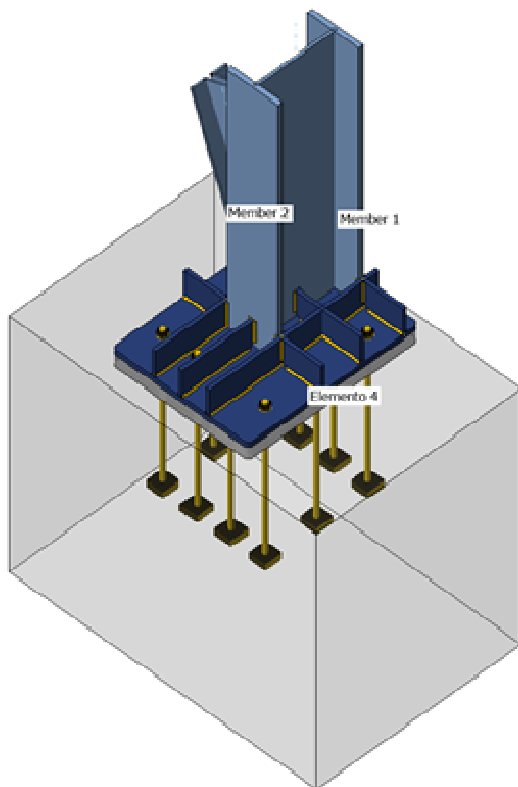
- [1] “Norme tecniche per le costruzioni.”
D.M. 17 Gennaio 2018.
- [2] “EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo”
EN 1992-1-1 Novembre 2005.
- [3] “EUROCODICE 3 - Progettazione delle strutture di acciaio”
EN 1993-1-1 2005.
- [4] “EUROCODICE 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza
sismica”
EN 1998-1 Marzo 2005.
- [5] “Progettazione delle strutture di calcestruzzo contro l’incendio”
EN 1992-1-2 Aprile 2005.

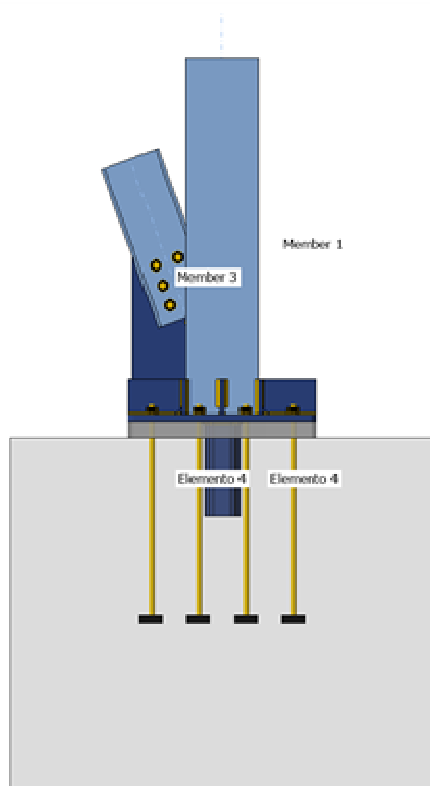
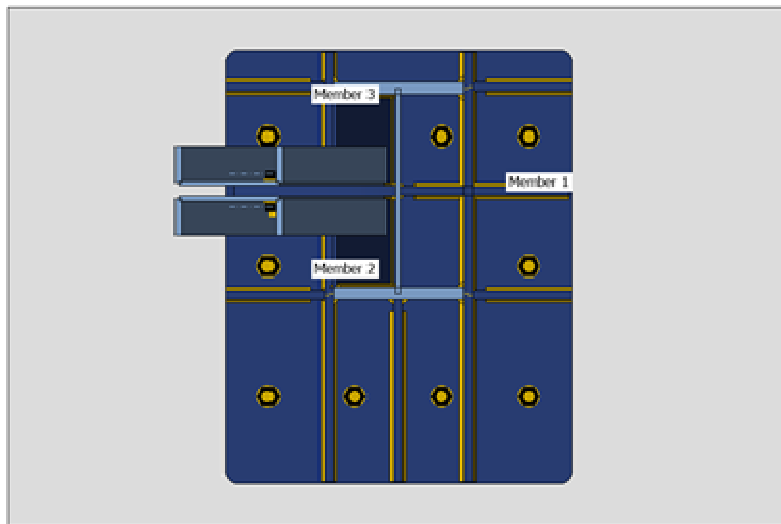
6. VERIFICA NODI IN ACCIAIO

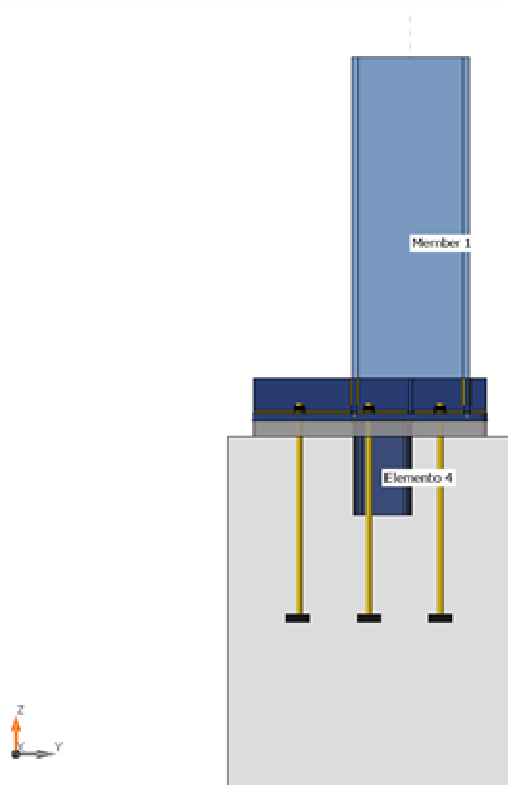
6.1 NODO PIASTRA DI BASE LATO LUNGO

Travi e pilastri

Nome	Sezione	β - Direzione [°]	γ - Pendenza [°]	α - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forze in
Member 1	1 - HEA550	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Nodo
Member 2	2 - UPN 260	0,0	0,0	0,0	0	38	0	Nodo
Member 3	2 - UPN 260	0,0	0,0	0,0	0	38	0	Nodo







Sezioni

Nome	Materiale
1 - HEA550	S 275 N/NL
2 - UPN 260	S 275 N/NL
15 - RHS250/150/16.0	S 275 N/NL

Bulloni/ Ancoraggi

Nome	Assieme di bulloni	Diametro [mm]	fu [MPa]	Superficie lorda [mm ²]
27 8.8	27 8.8	27	800,0	573
M27 10.9	M27 10.9	27	1000,0	573

Effetti del carico (equilibrio non richiesto)

Nome	Elemento	N [daN]	Vy [daN]	Vz [daN]	Mx [daNm]	My [daNm]	Mz [daNm]
trazione max cont...	Member 1	-28000,0	0,0	2500,0	0,0	-6700,0	2000,0
	Member 2	75000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Member 3	75000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
momento max	Member 1	-1000,0	0,0	8500,0	0,0	-49200,0	0,0
	Member 2	16000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Member 3	16000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
compressione max ...	Member 1	20000,0	0,0	-2400,0	0,0	3200,0	-2000,0
	Member 2	75000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Member 3	75000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

momento max 2	Member 1	-1000,0	0,0	-8500,0	0,0	49200,0	0,0
	Member 2	-16000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Member 3	-16000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Blocco di fondazione

Elemento	Valore	Unità
CB 1		
Dimensioni	1200 x 1800	mm
Profondità	1500	mm
Ancoraggio	M27 10.9	
Lunghezza di ancoraggio	750	mm
Trasferimento dello sforzo di taglio	Ferro a taglio	
Sezione del ferro a taglio	RHS250/150/16.0	
Lunghezza del ferro a taglio	400	mm
Giunto di malta	70	mm

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	2,1 < 5,0%	OK
Bulloni	92,7 < 100%	OK
Ancoraggi	84,8 < 100%	OK
Saldature	98,8 < 100%	OK
Basamento in calcestruzzo	Non calcolato	
Taglio	77,7 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

Piastre

Nome	Materiale	Spessore [mm]	Carichi	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Stato
Member 1-bfl 1	S 275 N/NL	28,0	momento max 2	195,8	0,0	0,0	OK
Member 1-tfl 1	S 275 N/NL	28,0	momento max	267,4	0,0	0,0	OK
Member 1-w 1	S 275 N/NL	14,5	momento max	147,1	0,0	0,0	OK
Member 2-bfl 1	S 275 N/NL	14,0	compressione max ...	165,7	0,0	0,0	OK
Member 2-tfl 1	S 275 N/NL	14,0	trazione max cont...	191,2	0,0	0,0	OK
Member 2-w 1	S 275 N/NL	10,0	trazione max cont...	277,8	1,3	65,1	OK
Member 3-bfl 1	S 275 N/NL	14,0	compressione max ...	186,8	0,0	0,0	OK
Member 3-tfl 1	S 275 N/NL	14,0	trazione max cont...	177,3	0,0	0,0	OK
Member 3-w 1	S 275 N/NL	10,0	trazione max cont...	277,8	1,3	60,6	OK
Elemento 4	S 275 N/NL	16,0	trazione max cont...	279,5	2,1	0,0	OK
Plate 1	S 235	12,0	compressione max ...	208,9	0,0	0,0	OK
Plate 2	S 235	12,0	compressione max ...	202,4	0,0	0,0	OK
Plate 3	S 235	25,0	trazione max cont...	236,5	0,7	65,1	OK
Plate 4	S 235	20,0	trazione max cont...	161,4	0,0	0,0	OK
Plate 5	S 235	20,0	momento max 2	119,9	0,0	0,0	OK
Plate 6	S 235	20,0	momento max 2	145,1	0,0	0,0	OK
Plate 7	S 235	20,0	momento max 2	106,0	0,0	0,0	OK
Plate 8	S 235	20,0	momento max 2	169,4	0,0	0,0	OK

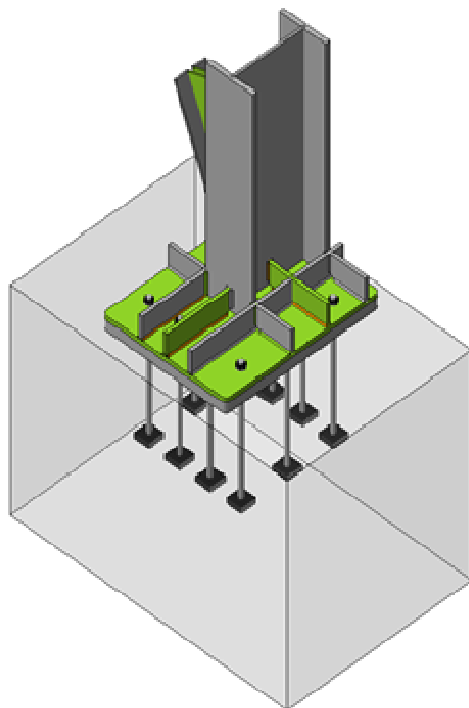
Plate 9	S 235	20,0	momento max	215,1	0,0	0,0	OK
Plate 10	S 235	20,0	momento max 2	209,0	0,0	0,0	OK
Plate 11	S 235	20,0	momento max	235,5	0,2	0,0	OK
Plate 12	S 235	30,0	compressione max ...	235,1	0,0	0,0	OK

Dati Progetto

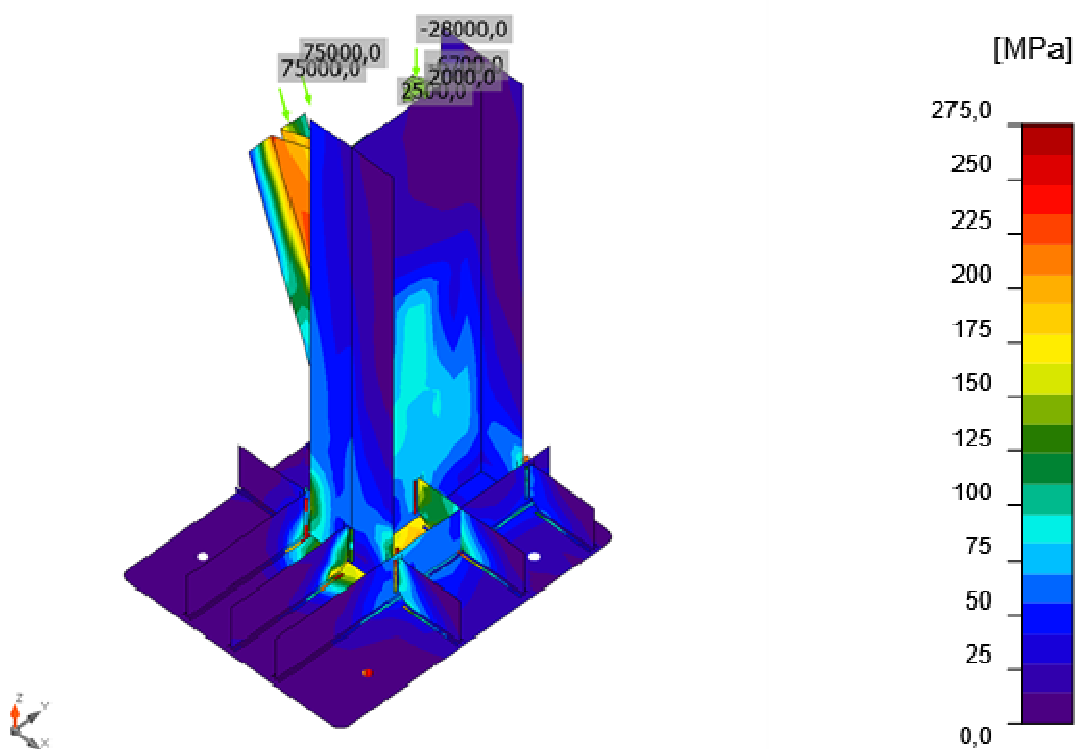
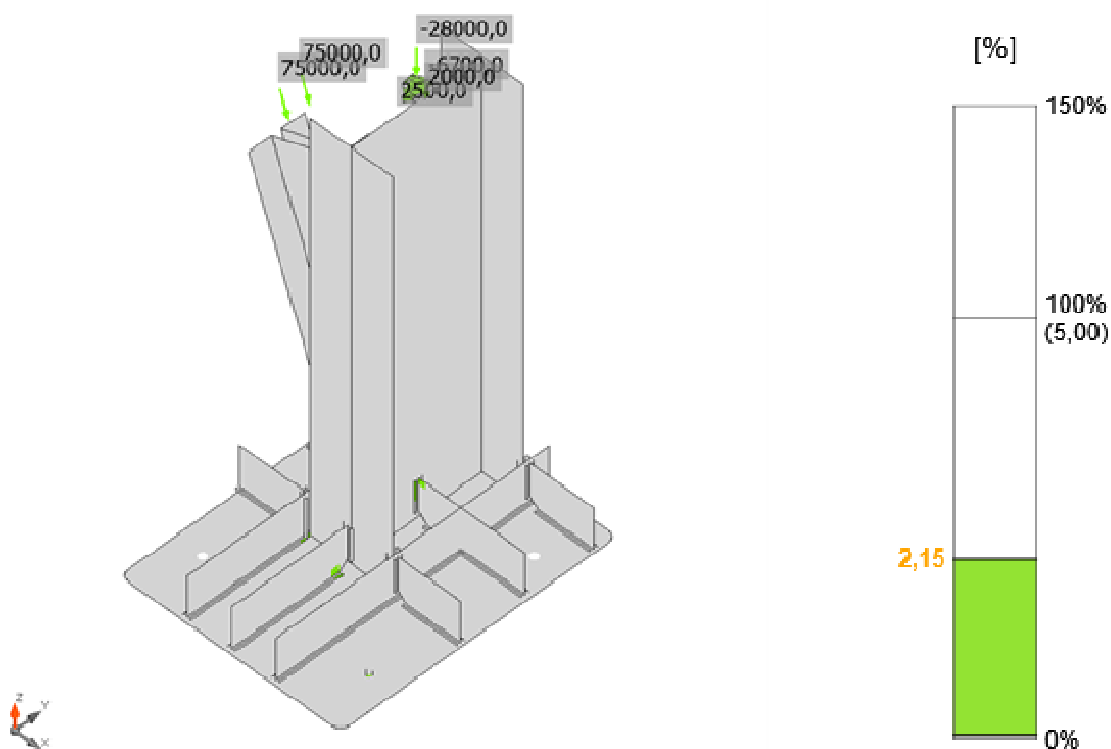
Materiale	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275 N/NL	275,0	5,0
S 235	235,0	5,0

Spiegazione dei simboli

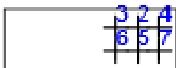
ϵ_{Pl}	Deformazione
σ_{Ed}	Tensione Eq.
$\sigma_{C_{Ed}}$	Tensione di contatto
f_y	Tensione di snervamento
ϵ_{lim}	Limite di deformazione plastica



Verifica globale, trazione max cont...



Bulloni

	Nome	Carichi	F _{t,Ed} [daN]	V [daN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [daN]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Stato
	B2	compressione max ...	3467,4	12322,9	13,1	16521,2	74,6	79,3	OK
	B3	compressione max ...	7191,6	12505,4	27,2	38125,9	71,0	90,4	OK
	B4	compressione max ...	2665,5	12422,2	10,1	16521,2	75,2	77,7	OK
	B5	trazione max cont...	3518,6	12679,6	13,3	16521,2	76,7	81,4	OK
	B6	trazione max cont...	7251,1	12877,5	27,4	38125,9	73,1	92,7	OK
	B7	trazione max cont...	2782,0	12761,2	10,5	16521,2	77,2	79,9	OK

Dati Progetto

Nome	F _{t,Rd} [daN]	B _{p,Rd} [daN]	F _{v,Rd} [daN]
27 8.8 - 1	26438,4	29905,2	17625,6

Spiegazione dei simboli

- F_{t,Rd} Resistenza a trazione dei bulloni EN 1993-1-8 tab. 3.4
 F_{t,Ed} Forza di trazione
 B_{p,Rd} Resistenza a taglio a punzonamento
 V Risultante degli sforzi di taglio V_y, V_z nel bullone.
 F_{v,Rd} Resistenza a taglio dei bulloni EN 1993-1-8 tabella 3.4
 F_{b,Rd} Resistenza di progetto della piastra EN 1993-1-8 tab. 3.4
 U_t Utilizzo in trazione
 U_s Utilizzo a taglio

Risultati dettagliati per B6

Verifica di resistenza a trazione (EN 1993-1-8 etichetta 3.4)

$$F_{t,Ed} = \frac{F_{t,Ed}}{\gamma_M} = 26438,4 \text{ daN} \geq F_t = 7251,1 \text{ daN}$$

dove:

- $\gamma_M = 0,90$ – Fattore
 $f_{t,b} = 800,0 \text{ MPa}$ – Resistenza a rottura per trazione del bullone
 $A_t = 459 \text{ mm}^2$ – Area soggetta alla trazione del bullone
 $\gamma_M = 1,25$ – Fattore di sicurezza

Verifica a punzonamento (EN 1993-1-8 etichetta 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 f_{t,b} A_n}{\gamma_M} = 29905,2 \text{ daN} \geq F_t = 7251,1 \text{ daN}$$

dove:

- $d_n = 51 \text{ mm}$ – La media delle dimensioni dei punti sopra e la parte piatta della testa del bullone o del dado, il minore dei due
 $t_p = 10 \text{ mm}$ – Spessore
 $f_{t,b} = 390,0 \text{ MPa}$ – Resistenza Ultima
 $\gamma_M = 1,25$ – Fattore di sicurezza

Verifica della resistenza a taglio (EN 1993-1-8 etichetta 3.4)

$$F_{v,Ed} = \frac{F_{v,Ed}}{\gamma_M} = 17625,6 \text{ daN} \geq F_v = 12877,5 \text{ daN}$$

dove:

- $\phi_p = 1.00$ – Fattore di riduzione
 $\phi_v = 0.60$ – Fattore di riduzione
 $f_{td} = 800.0 \text{ MPa}$ – Resistenza a rottura per trazione del bullone
 $A = 459 \text{ mm}^2$ – Area soggetta alla trazione del bullone
 $\gamma_{M2} = 1.25$ – Fattore di sicurezza

Verifica della Resistenza di progetto (EN 1993-1-8 etichetta 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k \phi_p A f_{td}}{\gamma_{M2}} = 38125,9 \text{ daN} \geq F^* = 25517,7 \text{ daN}$$

dove:

- $e_1 = \min(2.8 \frac{e_1}{d_1} - 1.7, 1.4 \frac{p_1}{d_1} - 1.7, 2.5) = 2.50$ – Fattore per distanza dal bordo e spaziatura tra i bulloni perpendicolare alla direzione del trasferimento del carico
 $e_2 = 101 \text{ mm}$ – Distance to the plate edge perpendicular to the shear force
 $p_1 = 100 \text{ mm}$ – Distance between bolts perpendicular to the shear force
 $d_1 = 29 \text{ mm}$ – Bolt hole diameter
 $\phi_1 = \min(\frac{e_1}{3d_1}, \frac{p_1}{3d_1} - \frac{1}{4}, \frac{f_{td}}{f_u}, 1) = 0.76$ – Factor for end distance and bolt spacing in direction of load transfer
 $e_3 = \infty \text{ mm}$ – Distance to the plate edge in the direction of the shear force
 $p_2 = 90 \text{ mm}$ – Distance between bolts in the direction of the shear force
 $f_{td} = 800.0 \text{ MPa}$ – Resistenza a rottura per trazione del bullone
 $f_u = 360.0 \text{ MPa}$ – Resistenza Ultima
 $d_1 = 27 \text{ mm}$ – Diametro nominale del fissaggio
 $t = 25 \text{ mm}$ – Thickness of the plate
 $\gamma_{M2} = 1.25$ – Fattore di sicurezza

Interazione di trazione e taglio (EN 1993-1-8 etichetta 3.4)

$$\bar{\chi}_{tr} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} - \frac{F_{v,Ed}}{V_{Rd,cb}} = 92,7 \%$$


Utilizzo in trazione

$$\bar{\chi}_{tr} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}, F_{t,Rd})} = 27,4 \%$$

Utilizzo a taglio

$$\bar{\chi}_{tr} = \frac{\bar{\chi}_{tr}}{\min(F_{t,Rd}, F_{t,Rd})} = 73,1 \%$$

Ancoraggi

Forma	Elemento	Carichi	N _{Ed} [daN]	N _{Rd,p} [daN]	N _{Rd,cb} [daN]	V _{Rd,cp} [daN]	U _t [%]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Stat o
	A9	moment o max	16,1	117843, 1	39176,7	42455, 5	50, 8	-	36, 2	OK
	A11	moment o max 2	14447, 0	117843, 1	56596,3	51997, 1	51, 8	-	26, 9	OK

	A13	momento max	19888,1	117843,1	39176,7	42455,5	71,4	-	50,9	OK
	A15	momento max 2	21776,3	117843,1	210224,7	48116,2	78,1	-	61,1	OK
	A17	momento max	23635,3	117843,1	206683,2	48116,2	84,8	-	71,9	OK
	A19	momento max 2	22571,7	117843,1	210224,7	48116,2	81,0	-	65,6	OK
	A21	momento max	22251,9	117843,1	206683,2	48116,2	79,8	-	63,8	OK
	A23	momento max 2	9031,4	117843,1	46283,0	42455,5	62,2	-	49,0	OK
	A25	momento max 2	17526,5	117843,1	46283,0	51997,1	62,9	-	49,0	OK
	A27	momento max 2	2220,7	117843,1	46283,0	42455,5	62,2	-	49,0	OK

Dati Progetto

Classe	N _{Rd,s} [daN]
M27 10.9 - 1	27867,9

Spiegazione dei simboli

N _{Ed}	Forza di trazione
N _{Rd,p}	Resistenza di progetto in caso di rottura a pull-out - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5
N _{Rd,cb}	Resistenza di progetto in caso di rottura a blow-out del calcestruzzo - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8
V _{Rd,cp}	Resistenza di progetto in caso di rottura per pryout del calcestruzzo - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4
U _t	Utilizzo in trazione
U _s	Utilizzo a taglio
U _{ts}	Utilizzo in trazione e taglio
N _{Rd,s}	Resistenza di progetto a trazione di un tirafondo in caso di rottura dell'acciaio - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3

Risultati dettagliati per A17

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Ed}}{\gamma_s} = 27867,9 \text{ daN} \geq N_{Ed} = 23635,3 \text{ daN}$$

$$N_{Rd,s} = 0,4 \cdot A_s \cdot f_{tk} = 39015,0 \text{ daN}$$

Dove:

$$\gamma_s = 0,85$$

– fattore di riduzione per filettatura

$$A_s = 459 \text{ mm}^2$$

– Area soggetta alla trazione

$$f_{tk} = 1000,0 \text{ MPa}$$

– resistenza alla trazione minima del bullone

$$\gamma_s = 1,40$$

– coefficiente di sicurezza per l'acciaio

$$\gamma_s = 1,2 \cdot \frac{f_{tk}}{f_y} \geq 1,4$$

, dove:

$$f_y =$$

900,0 MPa – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a pull-out del calcestruzzo (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5)

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{t,Rk}}{\gamma_s} = 117843,1 \text{ daN} \geq N_{Ed} = 23635,3 \text{ daN}$$

$$N_{Rd,p} = k_2 \cdot A_0 \cdot f_{ctk} = 212117,5 \text{ daN}$$

Dove:

$$k_2 = 7,50 \quad \text{– coefficiente per calcestruzzo fessurato / non fessurato}$$

$$A_0 = 9427 \text{ mm}^2 \quad \text{– area della testa portante del fissaggio}$$

$$A_0 = a_{0,p}^2 - \frac{\pi}{2} \cdot d^2$$

, dove:

$$a_{0,p} =$$

100 mm – lunghezza del bordo della piastra a rondella rettangolare

$$d =$$

27 mm – diametro del gambo del fissaggio

$$f_{ctk} = 30,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistenza a compressione del calcestruzzo}$$

$$\gamma_s = 1,80 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo}$$

Resistenza a collasso del calcestruzzo (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano le aree di blowout A13, A17, A21, A27

$$N_{Rd,cb} = \frac{N_{t,Rk}}{\gamma_s} = 206683,2 \text{ daN} \geq N_{Ed,cb} = 81865,3 \text{ daN}$$

$$N_{Rd,cb} = N_{t,Rk} \cdot \frac{A_{e,cb}}{A_{t,cb}} \cdot W_{cb,cb} \cdot U_{R,cb} \cdot W_{R,cb} = 372029,8 \text{ daN}$$

Dove:

$$N_{t,Rk} = 81865,3 \text{ daN} \quad \text{– somma delle forze di trazione degli ancoraggi con area del cono di rottura del calcestruzzo comune}$$

$$N_{t,Rk} = 133802,9 \text{ daN} \quad \text{– resistenza caratteristica di un singolo fissaggio a distanza dagli effetti dei fissaggi e bordi adiacenti dell'elemento in calcestruzzo}$$

$$N_{t,Rk} = k_2 \cdot c_1 \cdot \sqrt{A_0} \cdot \sqrt{f_c}$$

, dove:

$$k_2 =$$

8,70 – parametro relativo allo stato del calcestruzzo

$$c_1 =$$

300 mm – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino

$$A_0 = a_{0,p}^2 - \frac{\pi}{2} \cdot d^2 =$$

9427 mm² – area della testa portante del fissaggio

$$a_{0,p} =$$

100 mm – lunghezza del bordo della piastra a rondella rettangolare

$$d =$$

27 mm – diametro del gambo del fissaggio

$$f_c =$$

30,0 MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo

$$A_{e,cb} = 2160000 \text{ mm}^2 \quad \text{– area proiettata effettiva per il fissaggio che è limitata dai bordi dell'elemento di calcestruzzo (} c_2 \leq 2c_1 \text{), dalla presenza di fissaggi adiacenti (} s \leq 4c_1 \text{) o dallo spessore dell'elemento}$$

$$A_{t,cb} = 1440000 \text{ mm}^2 \quad \text{– riferimento area proiettata di un singolo fissaggio con una distanza di bordo uguale a } c_1$$

$$A_{e,cb} = (1 + c_1/r)$$

, dove:

$$c_1 =$$

300 mm – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino

$\psi_{1,N3} = 1,00$ – parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:

$$\psi_{1,N3} = 0,7 - 0,3 \cdot \frac{c_1}{s_1} \leq 1$$

, dove:

$c_1 =$

300 mm – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino

$s_1 =$

600 mm – distanza dal bordo del fissaggio perpendicolare alla direzione 1 che è la più piccola distanza dal bordo in un elemento stretto con più bordi

$\psi_{2,N3} = 1,83$ – parametro che tiene conto dell'effetto di gruppo

$$\psi_{2,N3} = \sqrt{n} - (1 - \sqrt{n}) \cdot \frac{c_2}{s_2} \geq 1$$

, dove:

$n =$

4 – numero di fissaggi in una fila parallela al bordo dell'elemento in calcestruzzo

$s_2 =$

200 mm – spaziatura massima tra ancoraggi

$c_2 =$

300 mm – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino

$\psi_{ec,N3} = 0,97$ – fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a trazione:

$$\psi_{ec,N3} = \frac{1}{1 + \frac{e_N}{s_1}} \leq 1$$

, dove:

$e_N =$

16 mm – eccentricità del carico a trazione

$s_1 =$

300 mm – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino

$\gamma_{M3} = 1,00$ – coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo

Interazione delle forze di trazione e di taglio in acciaio (EN 1992-4 - Tabella 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^2 + \left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,t}}\right)^2 = 0,72 \leq 1,0$$

Dove:

$N_{Ed} = 23635,3 \text{ daN}$ – forza di trazione di progetto

$N_{Rd,t} = 27967,9 \text{ daN}$ – resistenza alla trazione del fissaggio

$T_{Ed} = 25,7 \text{ daN}$ – sforzo di taglio di progetto

$T_{Rd,t} = 0,0 \text{ daN}$ – resistenza al taglio del fissaggio

Interazione delle forze di trazione e di taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 - Tabella 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,c}}\right)^{1,5} + \left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}}\right)^{1,5} = 0,25 \leq 1,0$$

Dove:

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,c}}$ – il valore più grande di utilizzo per le modalità di rottura a trazione

$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}}$ – il valore più grande di utilizzo per le modalità di rottura a taglio

Armatura supplementare (EN 1992-4 - Cl. 7.2.1.9)

L'armatura supplementare dovrebbe resistere alla forza di 81997,8 daN in trazione.

Saldature (Ridistribuzione plastica)

Elemento	Bordo	Spess.go la [mm]	Lunghez za [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	$T_{ }$ [MPa]	T_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Stat o
Plate 12	Elemento 4	□12,0□	679	trazione max cont...	286,5	0,0	-176,9	-12,0	-129,6	79,6	59,9	OK
		□12,0□	679	compressione max ...	331,3	0,0	-43,2	-23,4	188,2	92,0	49,7	OK
Member 1-w 1	Plate 3	□6,0□	758	momento max	352,9	0,1	109,1	169,9	-93,2	98,0	29,0	OK
		□6,0□	758	momento max 2	352,8	0,0	133,7	157,5	103,6	98,0	18,2	OK
Member 1-w 1	Plate 4	□6,0□	120	trazione max cont...	354,2	1,0	-162,0	-75,9	-165,3	98,4	86,4	OK
		□6,0□	120	trazione max cont...	354,0	0,8	-164,5	83,6	160,5	98,3	79,0	OK
Plate 9	Member 1-bfl 1	□10,0□	150	momento max 2	353,0	0,2	-90,3	173,2	-94,0	98,1	76,2	OK
		□10,0□	150	momento max 2	353,1	0,2	-96,6	172,6	93,1	98,1	73,8	OK
Plate 9	Member 1-tfl 1	□10,0□	150	momento max	353,6	0,6	-85,5	194,4	-38,0	98,2	91,0	OK
		□10,0□	150	momento max 2	353,3	0,4	50,9	166,3	-114,5	98,1	88,5	OK
Plate 10	Member 1-bfl 1	□10,0□	150	momento max 2	352,9	0,1	-84,7	178,1	-86,2	98,0	72,6	OK
		□10,0□	150	momento max 2	352,9	0,1	-84,0	179,9	82,5	98,0	70,5	OK
Plate 10	Member 1-tfl 1	□10,0□	150	momento max 2	353,6	0,6	126,3	161,5	101,5	98,2	82,2	OK
		□10,0□	150	momento max 2	353,4	0,4	87,1	158,5	118,2	98,2	85,4	OK
Member 1-tfl 1	Plate 11	□10,0□	120	momento max	353,4	0,4	-158,1	87,8	-160,0	98,2	78,8	OK
		□10,0□	120	momento max	353,5	0,5	-159,7	-90,5	157,9	98,2	82,3	OK
Plate 12	Plate 3	□6,0□	373	trazione max cont...	355,0	1,5	-200,3	38,1	-164,8	98,6	52,4	OK
		□6,0□	373	trazione max cont...	355,8	2,1	-156,2	-26,6	182,6	98,8	55,9	OK
Plate 12	Plate 4	□6,0□	355	momento max	353,0	0,1	142,4	-160,	94,3	98,1	26,4	OK

								9				
		□6,0□	355	trazione max cont...	307, 4	0, 0	-23,4	- 176, 9	3,8	85, 4	35, 3	OK
Plate 9	Plate 5	□6,0□	120	momento max 2	248, 6	0, 0	-97,5	97,1	-89,5	69, 1	51, 3	OK
		□6,0□	120	momento max 2	202, 9	0, 0	-54,4	-93,9	62,6	56, 4	37, 5	OK
Plate 12	Plate 5	□6,0□	200	momento max	222, 3	0, 0	27,7	125, 1	23,6	61, 7	40, 2	OK
		□6,0□	200	momento max 2	241, 0	0, 0	-34,4	133, 9	32,1	66, 9	40, 0	OK
Plate 9	Plate 6	□6,0□	120	momento max 2	282, 0	0, 0	65,6	148, 1	55,9	78, 3	54, 9	OK
		□6,0□	120	momento max 2	274, 3	0, 0	36,3	- 150, 1	-46,0	76, 2	58, 4	OK
Plate 12	Plate 6	□6,0□	200	momento max 2	237, 3	0, 0	-12,4	- 136, 8	3,9	65, 9	39, 4	OK
		□6,0□	200	momento max 2	224, 5	0, 0	45,6	115, 0	-53,6	62, 4	38, 9	OK
Plate 10	Plate 7	□6,0□	120	momento max 2	225, 0	0, 0	-87,9	-88,6	-80,3	62, 5	44, 5	OK
		□6,0□	120	momento max 2	177, 2	0, 0	-45,9	83,1	53,5	49, 2	30, 5	OK
Plate 12	Plate 7	□6,0□	200	momento max	203, 0	0, 0	25,9	- 114, 0	22,6	56, 4	37, 7	OK
		□6,0□	200	momento max 2	202, 5	0, 0	-32,2	- 111, 2	30,7	56, 2	35, 5	OK
Plate 10	Plate 8	□6,0□	120	momento max 2	344, 1	0, 0	42,9	- 192, 8	41,0	95, 6	73, 1	OK
		□6,0□	120	momento max 2	322, 9	0, 0	20,5	184, 7	-22,4	89, 7	70, 6	OK
Plate 12	Plate 8	□6,0□	200	momento max 2	312, 3	0, 0	-10,0	179, 6	14,9	86, 8	48, 2	OK
		□6,0□	200	momento max 2	274, 2	0, 0	21,4	- 157, 8	3,6	76, 2	45, 9	OK
Plate 12	Plate 9	□6,0□	990	momento max 2	352, 8	0, 0	- 163, 6	- 114, 5	- 139, 5	98, 0	43, 9	OK
		□6,0□	990	trazione max cont...	353, 0	0, 1	- 153, 4	59,6	173, 6	98, 1	34, 7	OK
Plate 12	Plate 10	□6,0□	990	momento max	352, 8	0, 0	86,2	163, 2	111, 2	98, 0	40, 2	OK
		□6,0□	990	momento max 2	353, 0	0, 1	- 161, 4	-55,8	172, 4	98, 0	48, 3	OK
Plate 12	Plate 11	□6,0□	390	momento max	353, 3	0, 3	-93,1	- 167, 3	- 103, 6	98, 1	40, 3	OK
		□6,0□	390	momento max	353, 3	0, 3	- 115, 1	162, 1	104, 5	98, 1	38, 3	OK

Member 1-bfl 1	Plate 2	□6,0□	391	momento max	97,2	0,0	-3,1	56,0	-3,6	27,0	16,2	OK
		□6,0□	391	momento max	83,0	0,0	13,2	-46,6	-8,2	23,1	10,8	OK
Plate 3	Plate 2	□6,0□	391	compressione max ...	352,8	0,0	-117,2	150,2	-119,9	98,0	22,8	OK
		□6,0□	391	compressione max ...	339,7	0,0	-105,9	-155,3	103,0	94,4	23,6	OK
Member 1-w 1	Plate 2	□6,0□	212	trazione max cont...	81,6	0,0	2,5	47,1	-0,4	22,7	12,2	OK
		□6,0□	212	momento max	138,1	0,0	28,9	37,3	68,4	38,4	20,7	OK
Member 1-w 1	Plate 1	□6,0□	212	compressione max ...	79,7	0,0	3,6	45,8	3,2	22,1	11,2	OK
		□6,0□	212	compressione max ...	247,6	0,0	-15,1	-57,1	-130,8	68,8	31,1	OK
Plate 3	Plate 1	□6,0□	391	trazione max cont...	353,1	0,2	-113,1	-156,5	-113,1	98,1	24,2	OK
		□6,0□	391	compressione max ...	353,0	0,1	-107,2	161,4	107,9	98,1	25,3	OK
Member 1-tfl 1	Plate 1	□6,0□	391	momento max	142,1	0,0	-33,0	-67,7	-42,3	39,5	18,9	OK
		□6,0□	391	momento max	220,7	0,0	-31,0	120,4	37,8	61,3	24,1	OK

Dati Progetto

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 235	0,80	360,0	259,2

Spiegazione dei simboli

ϵ_{Pl}	Deformazione
$\sigma_{w,Ed}$	Sforzo equivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Verifica tensione equivalente
σ_{\perp}	Tensione perpendicolare
$T_{ }$	Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
T_{\perp}	Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
0.9σ	Resistenza allo sforzo perpendicolare - $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Fattore di Correlazione EN 1993-1-8 tab. 4.1
U_t	Utilizzo
U_{tc}	Utilizzo della capacità della saldatura

Risultati dettagliati per Plate 12 Plate 3

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Ed} = f_{t,d}(\sigma_{w,Ed}) = 360,0 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Rd} = [\sigma_{\perp}^2 - 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]^{1/2} = 355,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{w,Ed} = 0,9 f_{t,d} = 259,2 \text{ MPa} \geq \sigma_{\perp} = 156,2 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 360.0 \text{ MPa} \quad - \text{ Resistenza Ultima}$$

$$\rho_s = 0.83 \quad - \text{ fattore di correlazione appropriato tratto dalla Tabella 4.1}$$

$$\gamma_s = 1.25 \quad - \text{ Fattore di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$\sigma_s = \max\left(\frac{F_{s,y}}{F_{Rd,y}}; \frac{F_{s,z}}{F_{Rd,z}}\right) = 98,8 \quad \%$$

Taglio nel piano di contatto

Nome	Carichi	V_y [daN]	V_z [daN]	$V_{Rd,y}$ [daN]	$V_{Rd,z}$ [daN]	$V_{c,Rd}$ [daN]	Ut [%]	Stato
Plate 12	trazione max cont...	-50430,4	-2515,2	64879,9	108133,1	149359,4	77,7	OK

Spiegazione dei simboli

V_y Sforzo di taglio nella piastra di base V_y
 V_z Sforzo di taglio nella piastra di base V_z
 $V_{Rd,y}$ Resistenza a taglio
 $V_{Rd,z}$ Resistenza a taglio
 $V_{c,Rd}$ Resistenza di progetto del calcestruzzo
 Ut Utilizzo

Risultati dettagliati per Plate 12

Resistenza dell'acciaio del ferro a taglio (EN 1993-1-1 - 6.2.6)

$$F_{Rd,y} = A_{s,y} \frac{f_y}{\gamma_s} = 64879,9 \quad \text{daN}$$

$$F_{Rd,z} = A_{s,z} \frac{f_y}{\gamma_s} = 108133,1 \quad \text{daN}$$

dove:

$$A_{s,y} = 4386 \text{ mm}^2 \quad - \text{ Area di taglio } A_y \text{ della sezione di ferro a taglio}$$

$$A_{s,z} = 6911 \text{ mm}^2 \quad - \text{ Area di taglio } A_z \text{ della sezione di ferro a taglio}$$

$$f_y = 275.0 \text{ MPa} \quad - \text{ Tensione di snervamento}$$

$$\gamma_s = 1.00 \quad - \text{ Fattore di sicurezza}$$

Concrete bearing resistance (EN 1992-1-1 - Cl. 6.5.4)

$$F_{c,Rd} = A_{c,Rd} f_{ctd} = 149359,4 \quad \text{daN}$$

Where:

$$A = A_0 = 84963 \text{ mm}^2 \quad - \text{ Projected area of the shear lug excluding the portion above concrete}$$

$$l = 330 \text{ mm} \quad - \text{ Length of the shear lug excluding the portion above concrete}$$

$$b = 257 \text{ mm} \quad - \text{ Projected width of the shear lug in the direction of shear load}$$

$$\sigma_{s,max} = k_1 v f_{ctd} = 17.6 \text{ MPa} \quad - \text{ Maximum stress which can be applied at the edges of the node}$$

$$k_1 = 1.00 \quad - \text{ Factor - EN 1992-1-1 - Equation (6.60)}$$

$$v = 1 - f_{yk} / 250 = 0.88 \quad - \text{ Factor - EN 1992-1-1 - Equation (6.57N)}$$

$$f_{cd} = 30,0 \text{ N/mm}^2$$

– Characteristic resistance of concrete in compression

$$\gamma_c = 1,50$$

– Safety factor

Utilizzo a taglio

$$\xi = \max\left\{\frac{V}{b \cdot d}, \frac{V}{b \cdot d}, \frac{V}{b \cdot d}\right\} = 77,7 \%$$

Stabilità

Analisi stabilità non calcolata.

Distinta dei materiali

Operazioni di produzione



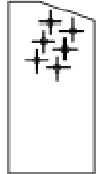








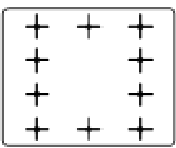
Nome	Piastre [mm]	Forma	N.	Saldature [mm]	Lunghezza [mm]	Bulloni	N.
Cut 1							
Cut 2							
Plate 1	P12,0x212,0-390,8 (S 235)		1				
Plate 2	P12,0x212,0-390,8 (S 235)		1				
Plate 3	P25,0x373,5-757,5 (S 235)		1			27 8.8	6
Plate 4	P20,0x385,0-150,0 (S 235)		1				
Plate 5	P20,0x230,0-150,0 (S 235)		1				

Plate 6	P20,0x230,0-150,0 (S 235)		1				
Plate 7	P20,0x230,0-150,0 (S 235)		1				
Plate 8	P20,0x230,0-150,0 (S 235)		1				
Plate 9	P20,0x990,0-150,0 (S 235)		1				
Plate 10	P20,0x990,0-150,0 (S 235)		1				
Plate 11	P20,0x420,0-150,0 (S 235)		1				
Plate 12	P30,0x1000,0-800,0 (S 235)		1			M27 10.9	10
Cut Beam by Beam 1							
Cut Beam by Beam 2							

Saldature

Tipo	Materiale	Spessore gola [mm]	Spessore gamba [mm]	Lunghezza [mm]
a T	S 235	12,0	17,0	678,8
a T	S 235	6,0	8,5	7243,2
a T	S 235	10,0	14,1	720,0

Ancoraggi

Nome	Lunghezza [mm]	Lunghezza di perforazione [mm]	Conteggio
M27 10.9	850	750	10

Bulloni

Nome	Lunghezza di serraggio [mm]	Conteggio
27 8.8	45	6

Disegno

Plate 1

P12,0x391-212 (S 235)



Plate 2

P12,0x391-212 (S 235)



Plate 3

P25,0x758-373 (S 235)

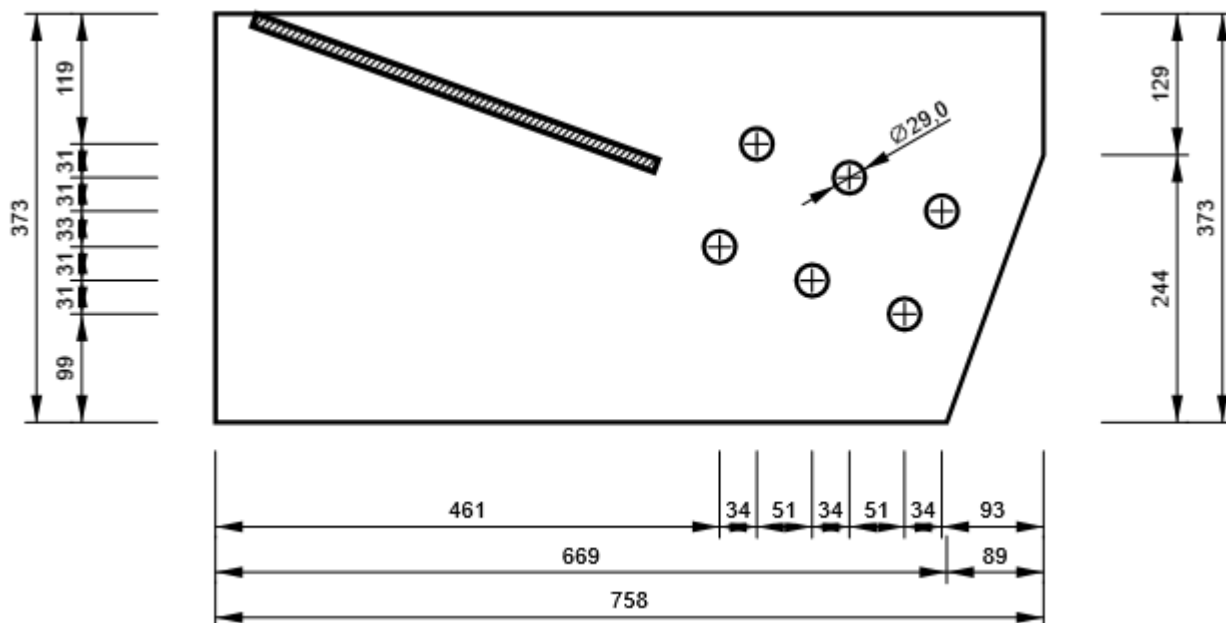


Plate 4

P20,0x150-385 (S 235)

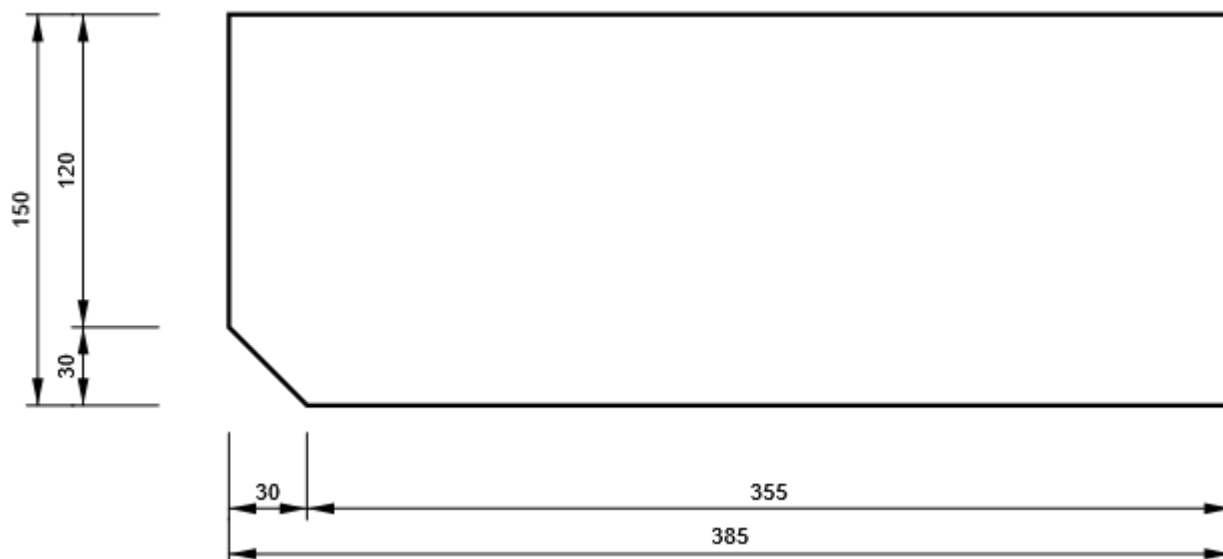


Plate 5

P20,0x150-230 (S 235)

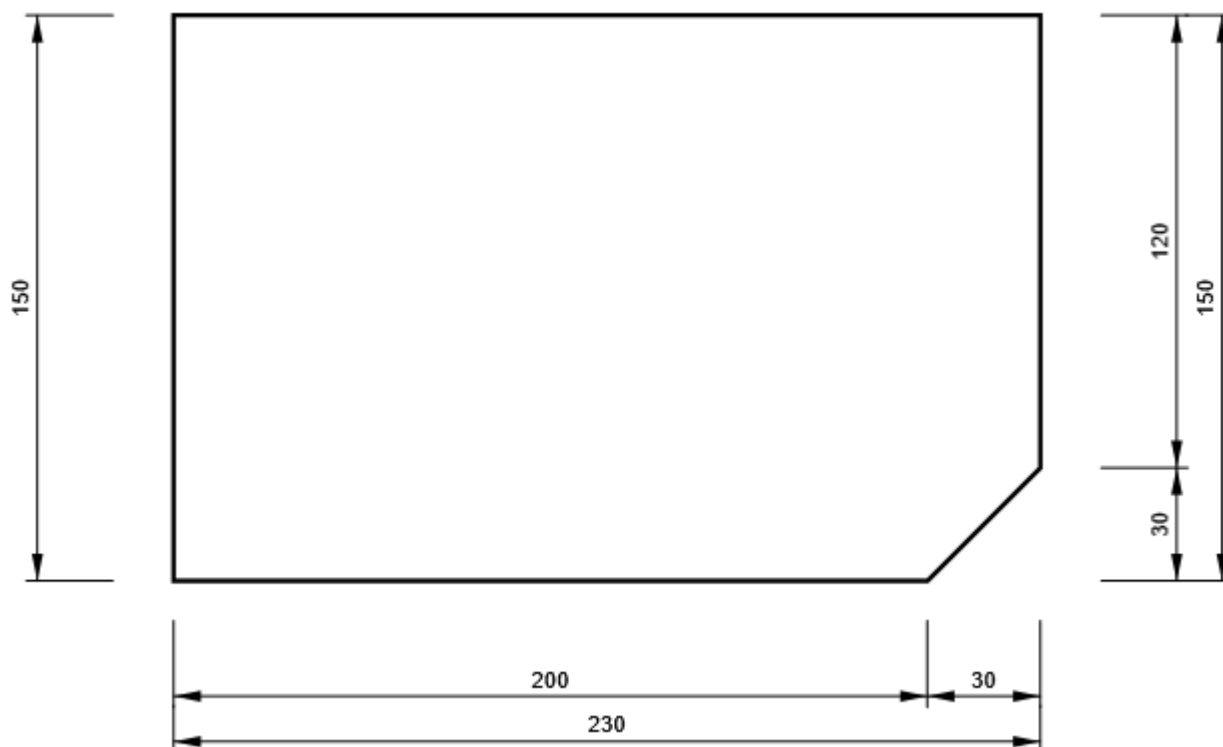


Plate 6

P20,0x150-230 (S 235)

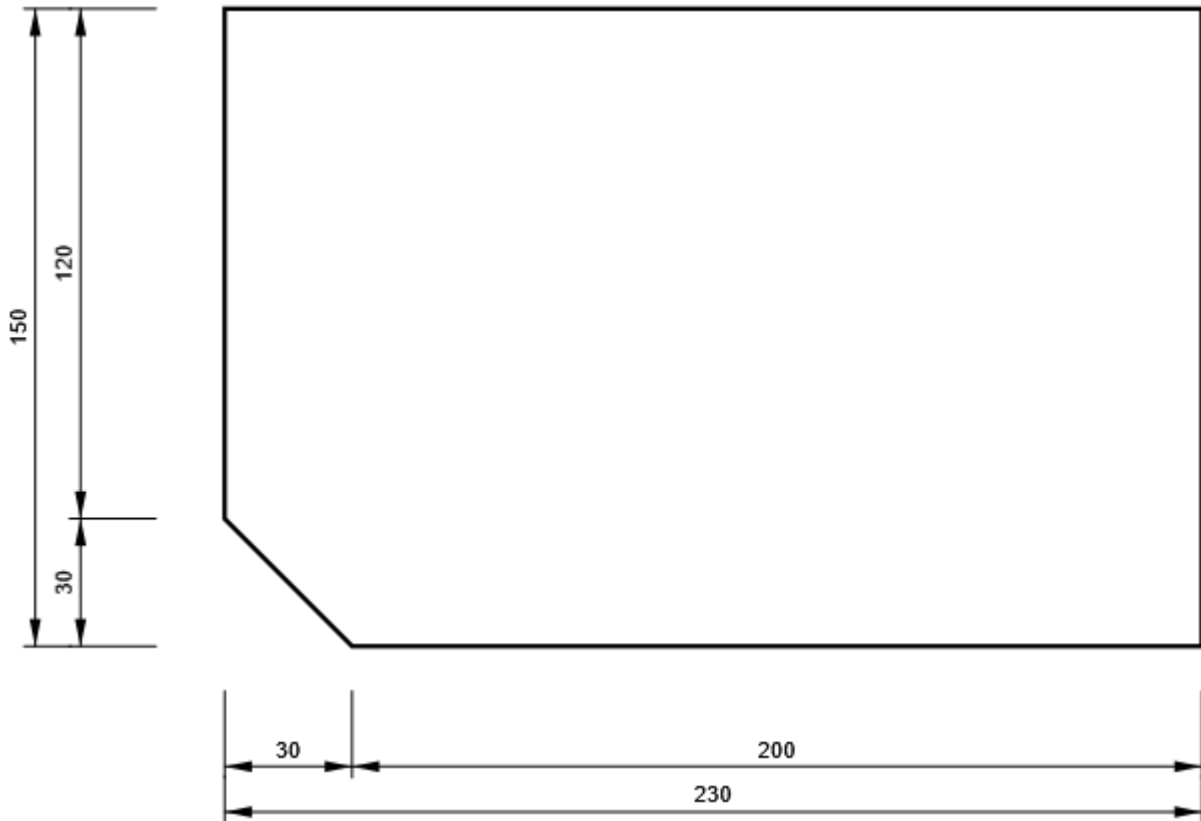


Plate 7

P20,0x150-230 (S 235)

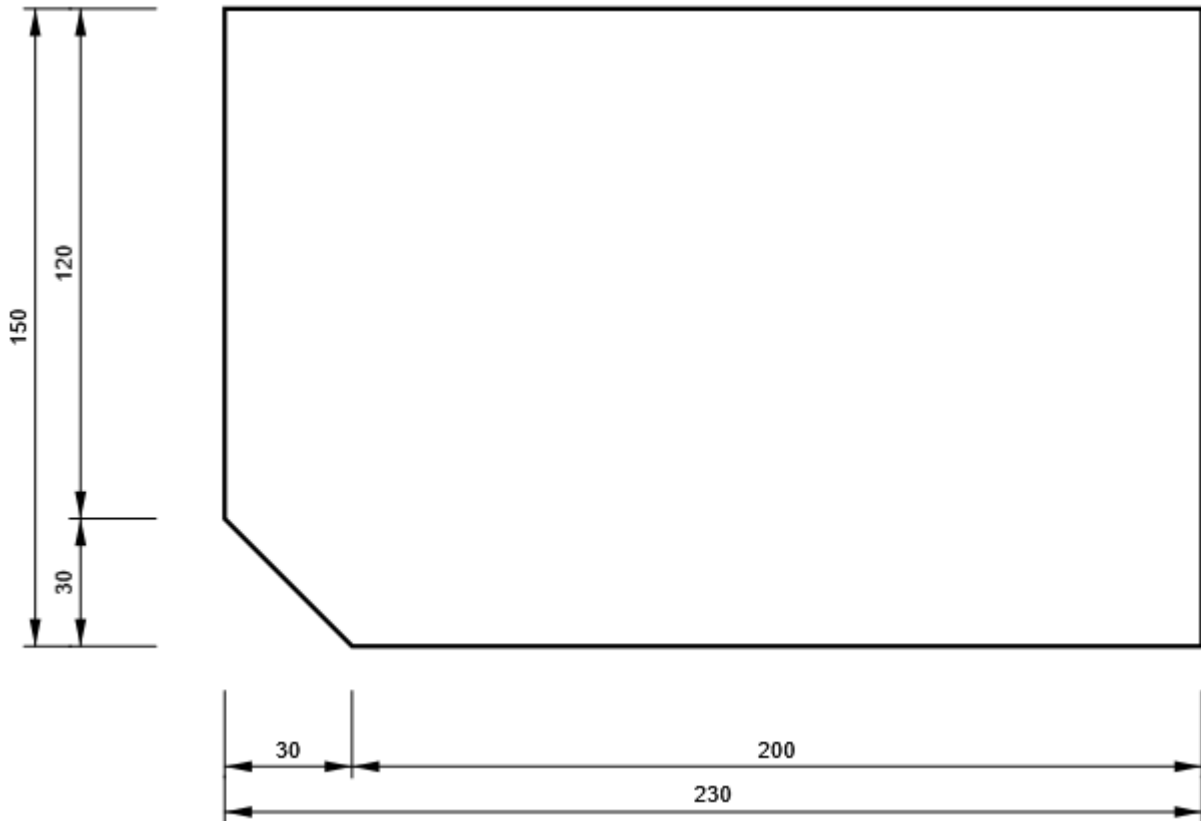


Plate 8

P20,0x150-230 (S 235)

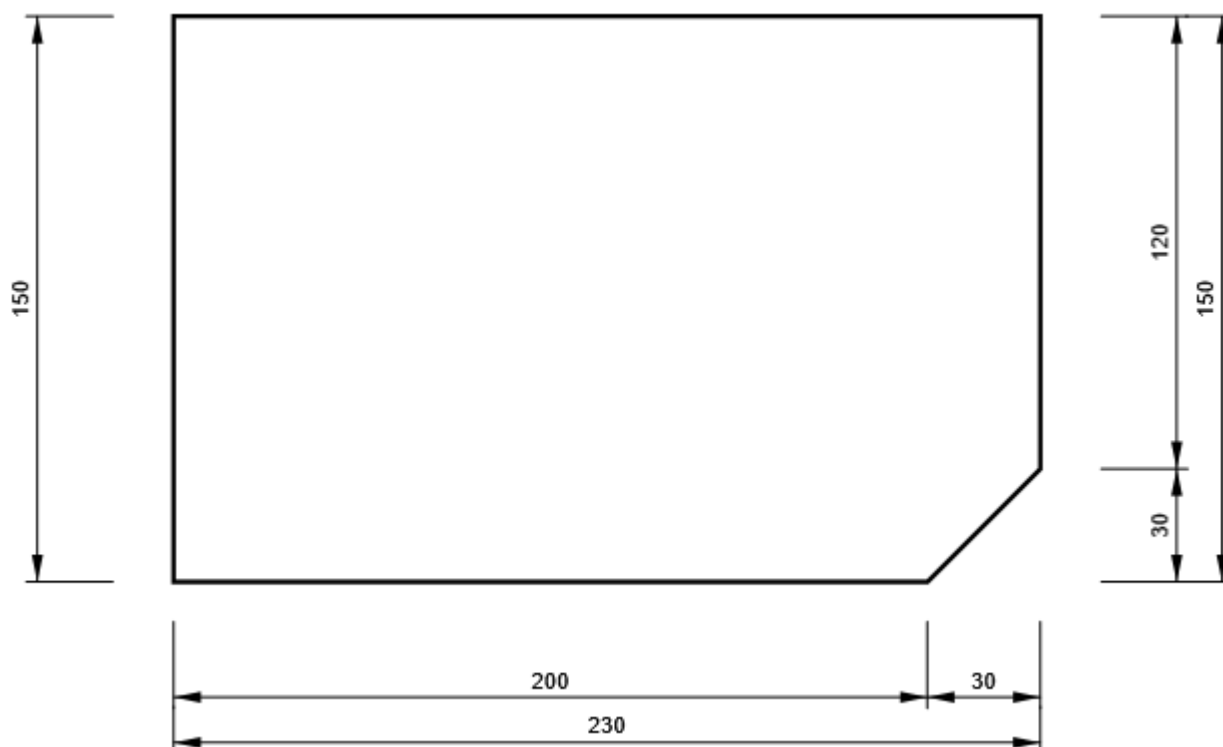


Plate 9

P20,0x150-990 (S 235)

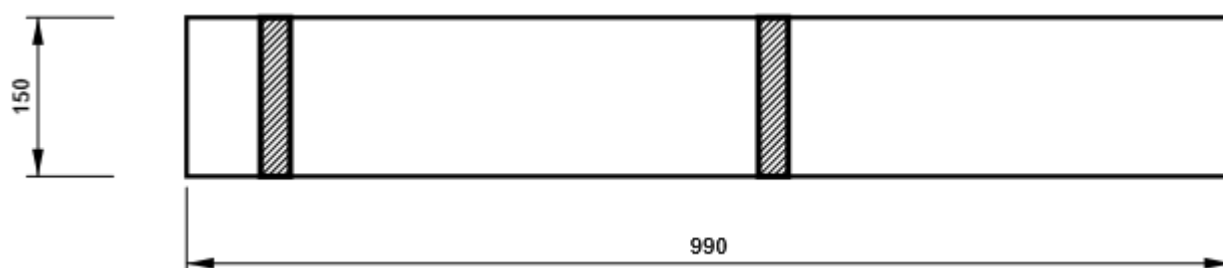


Plate 10

P20,0x150-990 (S 235)

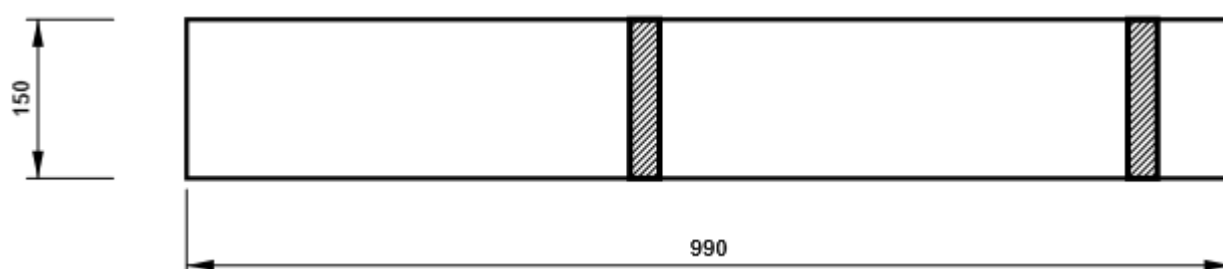


Plate 11

P20,0x150-420 (S 235)

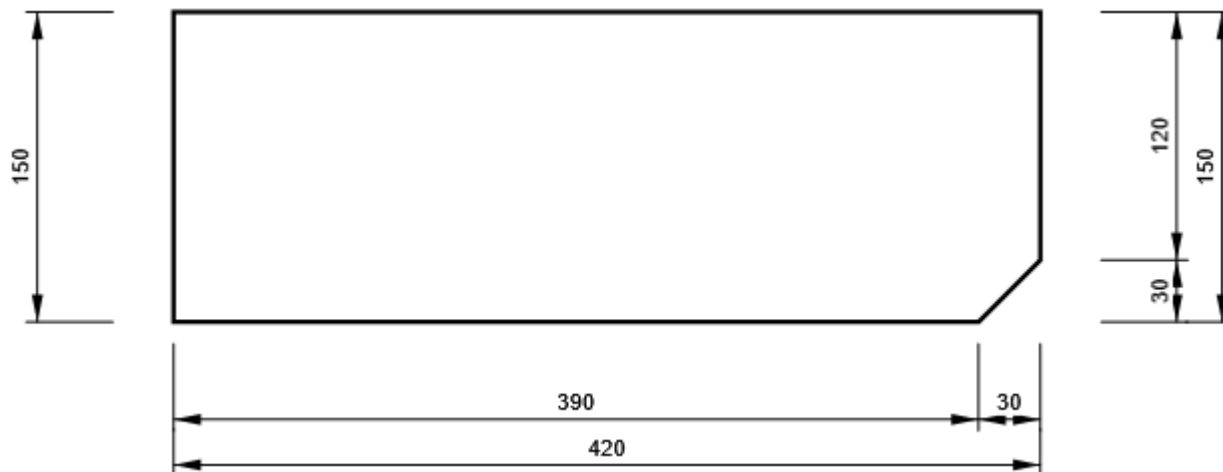
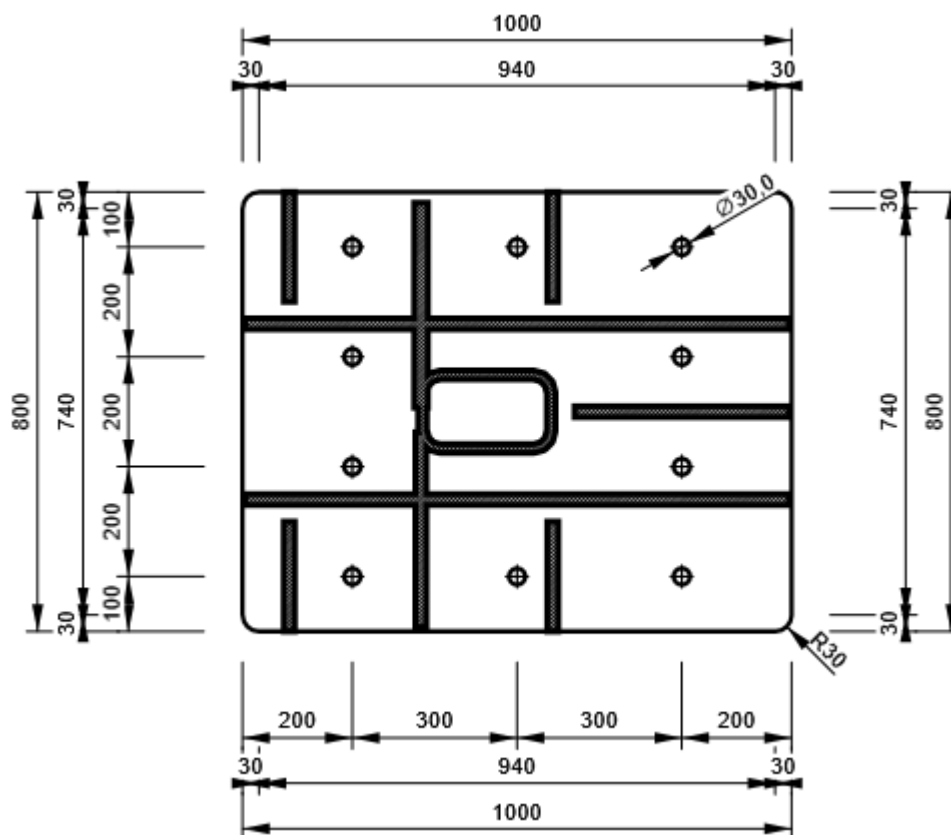
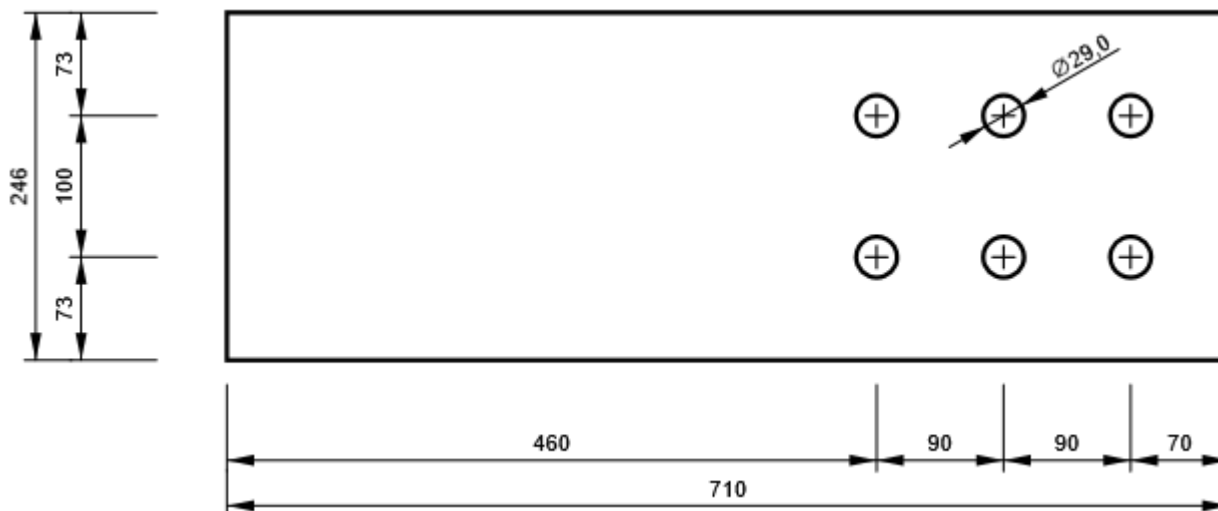


Plate 12

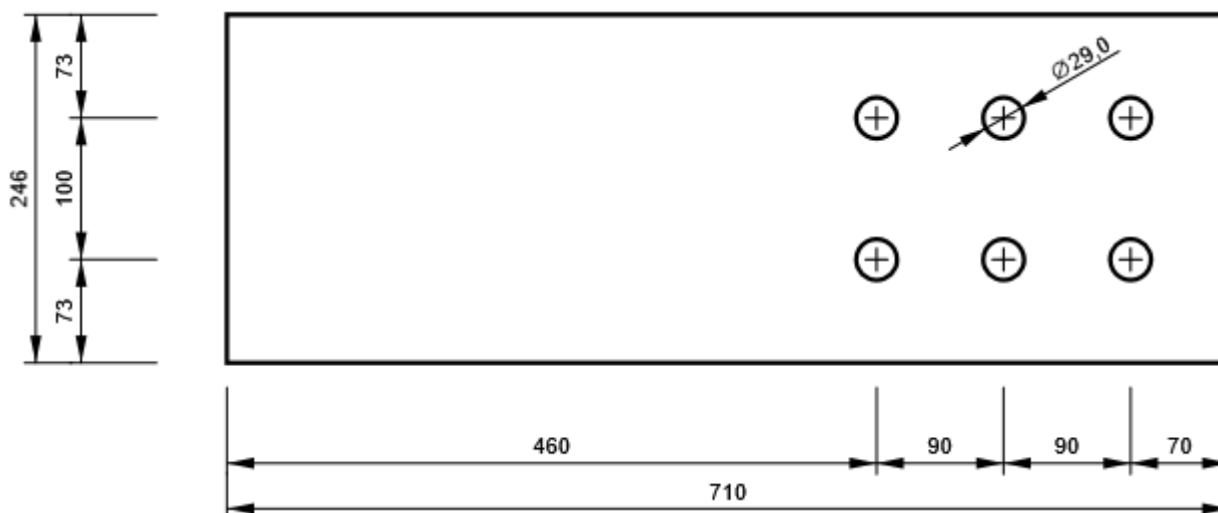
P30,0x800-1000 (S 235)



Member 2, UPN 260 - Anima 1:



Member 3, UPN 260 - Anima 1:



Impostazioni codice

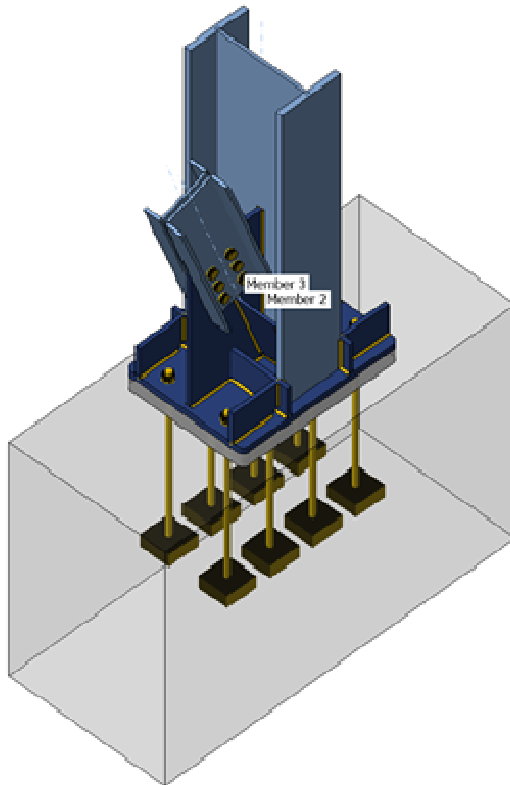
Elemento	Valore	Unità	Riferimento
Y_{M0}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y_{M1}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y_{M2}	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y_{M3}	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
Y_C	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
Y_{Inst}	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficiente unione β_j	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Area utile - influenza della dimensione della mesh	0,10	-	
Coefficiente di attrito - calcestruzzo	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficiente di attrito in resistenza all'attrito	0,30	-	EN 1993-1-8 etichetta 3.7
Deformazione plastica limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Valutazione della tensione nella saldatura	Ridistribuzione		

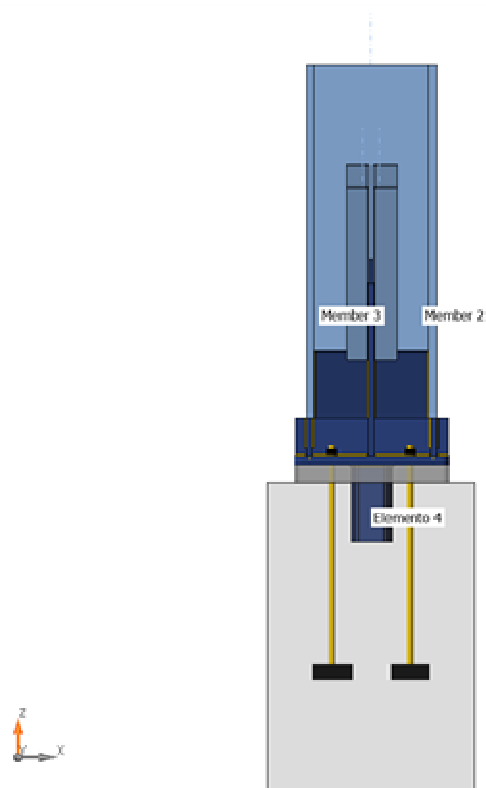
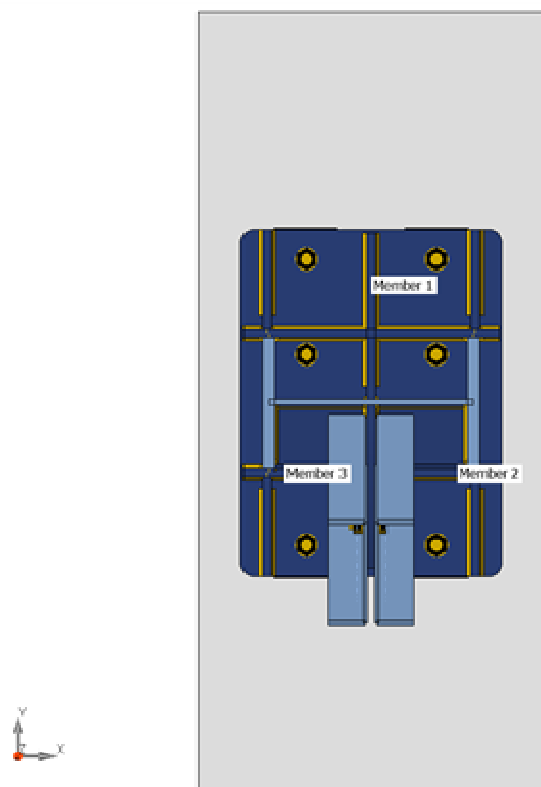
	plastica		
Dettagli costruttivi	No		
Distanza tra i bulloni [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: etichetta 3.3
Distanza tra i bulloni e il bordo [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: etichetta 3.3
Resistenza ad estrazione del calcestruzzo	Taglio		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Usa il valore di α_b calcolato nella verifica a rifollamento	Si		EN 1993-1-8: etichetta 3.4
Calcestruzzo fessurato	Si		EN 1992-4
Verifica di deformazione locale	No		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite di deformazione locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non linearità geometrica (GMNA)	Si		Grandi deformazioni per sezioni cave
Sistema controventato	No		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

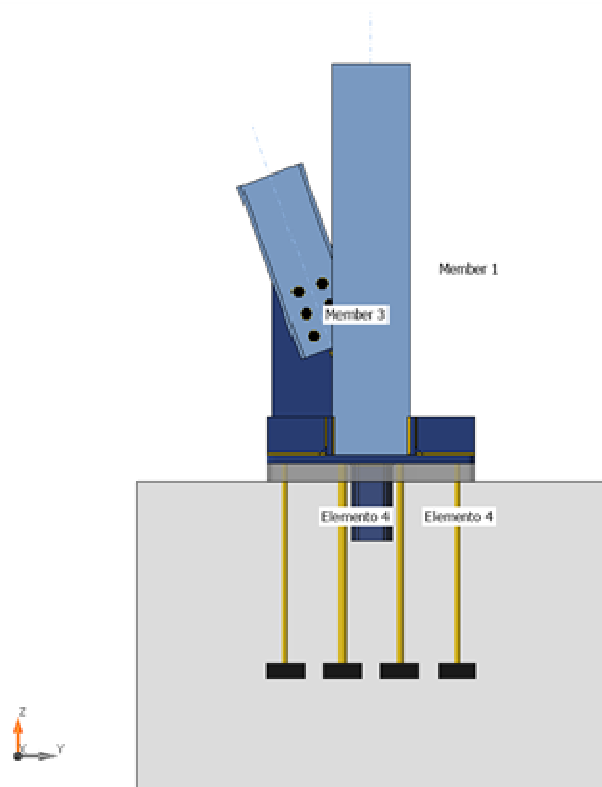
6.2 NODO PIASTRA DI BASE LATO CORTO

Travi e pilastri

Nome	Sezione	β - Direzione [°]	γ - Pendenza [°]	α - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forze in
Member 1	1 - HEA550	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Nodo
Member 2	2 - UPN 260	0,0	0,0	0,0	0	34	0	Nodo
Member 3	2 - UPN 260	0,0	0,0	0,0	0	34	0	Nodo







Sezioni

Nome	Materiale
1 - HEA550	S 275 N/NL
2 - UPN 260	S 275 N/NL
16 - SHS160/160/12.5	S 275 N/NL

Bulloni/ Ancoraggi

Nome	Assieme di bulloni	Diametro [mm]	fu [MPa]	Superficie lorda [mm ²]
24 8.8	24 8.8	24	800,0	452
M27 10.9	M27 10.9	27	1000,0	573

Effetti del carico (equilibrio non richiesto)

Nome	Elemento	N [daN]	Vy [daN]	Vz [daN]	Mx [daNm]	My [daNm]	Mz [daNm]
momento max	Member 1	-18000,0	0,0	-8900,0	0,0	38000,0	0,0
	Member 2	5000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Member 3	5000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
compressione max ...	Member 1	40000,0	0,0	1200,0	0,0	-7000,0	2800,0
	Member 2	-45000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Member 3	-45000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
momento max 2	Member 1	-18000,0	0,0	8900,0	0,0	-38000,0	0,0
	Member 2	-5000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Member 3	-5000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

trazione massima controventi	Member 1	-42000,0	0,0	-1600,0	0,0	9000,0	2600,0
	Member 2	45000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Member 3	45000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Blocco di fondazione

Elemento	Valore	Unità
CB 1		
Dimensioni	800 x 1800	mm
Profondità	1200	mm
Ancoraggio	M27 10.9	
Lunghezza di ancoraggio	700	mm
Trasferimento dello sforzo di taglio	Ferro a taglio	
Sezione del ferro a taglio	SHS160/160/12.5	
Lunghezza del ferro a taglio	300	mm
Giunto di malta	70	mm

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,3 < 5,0%	OK
Bulloni	74,4 < 100%	OK
Ancoraggi	92,1 < 100%	OK
Saldature	99,5 < 100%	OK
Basamento in calcestruzzo	Non calcolato	
Taglio	56,1 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

Piastre

Nome	Materiale	Spessore [mm]	Carichi	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Stato
Member 1-bfl 1	S 275 N/NL	28,0	momento max	229,4	0,0	0,0	OK
Member 1-tfl 1	S 275 N/NL	28,0	momento max 2	232,2	0,0	0,0	OK
Member 1-w 1	S 275 N/NL	14,5	trazione massima controventi	85,7	0,0	0,0	OK
Member 2-bfl 1	S 275 N/NL	14,0	trazione massima controventi	150,9	0,0	0,0	OK
Member 2-tfl 1	S 275 N/NL	14,0	trazione massima controventi	150,9	0,0	0,0	OK
Member 2-w 1	S 275 N/NL	10,0	trazione massima controventi	275,5	0,3	33,7	OK
Member 3-bfl 1	S 275 N/NL	14,0	trazione massima controventi	150,9	0,0	0,0	OK
Member 3-tfl 1	S 275 N/NL	14,0	trazione massima controventi	150,8	0,0	0,0	OK
Member 3-w 1	S 275 N/NL	10,0	trazione massima controventi	275,5	0,3	33,7	OK
Elemento 4	S 275 N/NL	12,5	trazione massima controventi	275,4	0,2	0,0	OK
Plate 1	S 235	12,0	compressione max ...	156,2	0,0	0,0	OK
Plate 2	S 235	12,0	compressione max ...	153,0	0,0	0,0	OK
Plate 3	S 235	20,0	compressione max ...	235,5	0,2	60,6	OK
Plate 4	S 235	20,0	momento max	146,8	0,0	0,0	OK
Plate 5	S 235	20,0	momento max	220,7	0,0	0,0	OK
Plate 6	S 235	20,0	momento max 2	217,9	0,0	0,0	OK
Plate 7	S 235	20,0	momento max	224,1	0,0	0,0	OK
Plate 8	S 235	20,0	momento max 2	217,9	0,0	0,0	OK

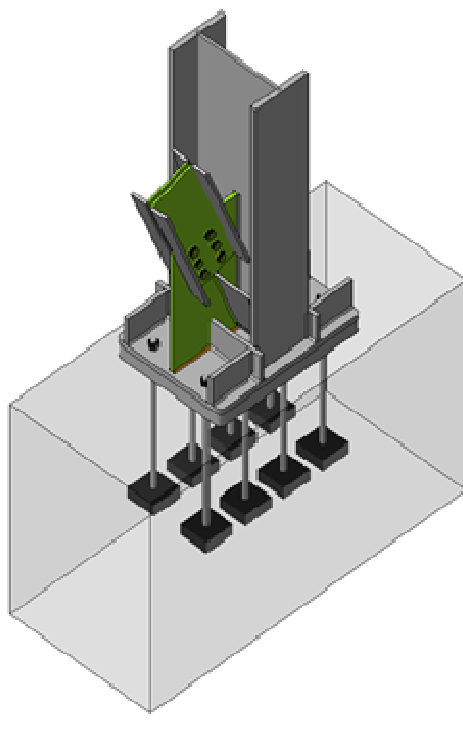
Plate 9	S 235	20,0	momento max 2	179,7	0,0	0,0	OK
Plate 10	S 235	20,0	momento max 2	179,9	0,0	0,0	OK
Plate 11	S 235	30,0	momento max	235,3	0,1	0,0	OK

Dati Progetto

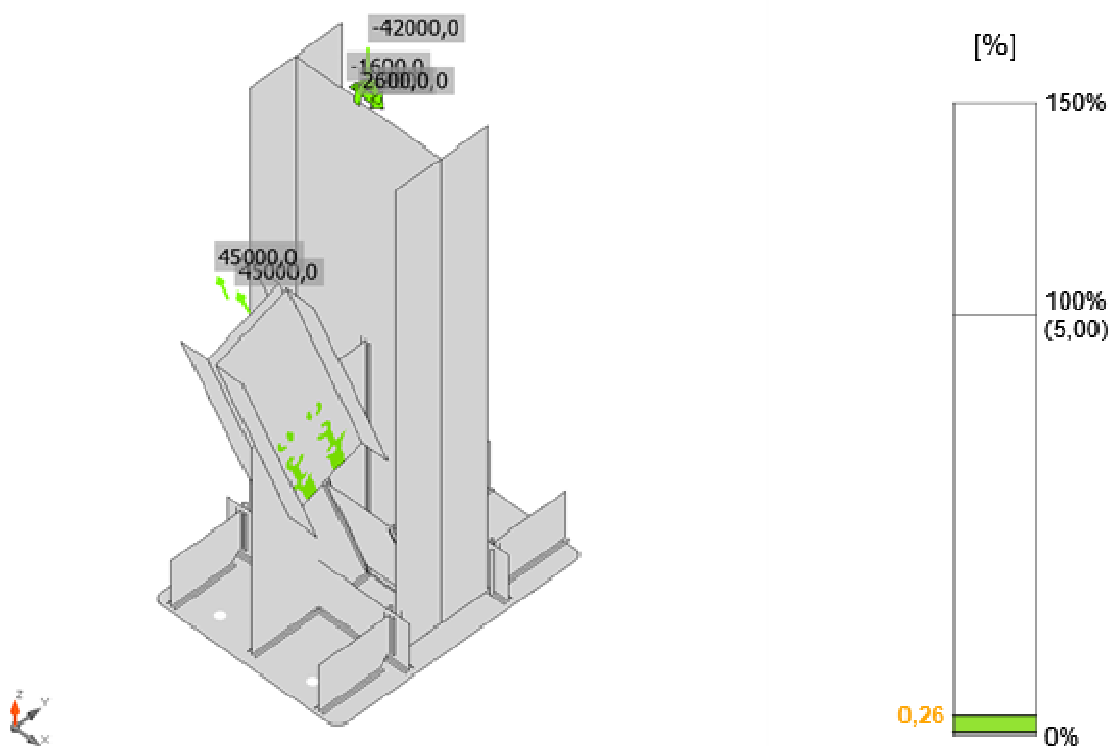
Materiale	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275 N/NL	275,0	5,0
S 235	235,0	5,0

Spiegazione dei simboli

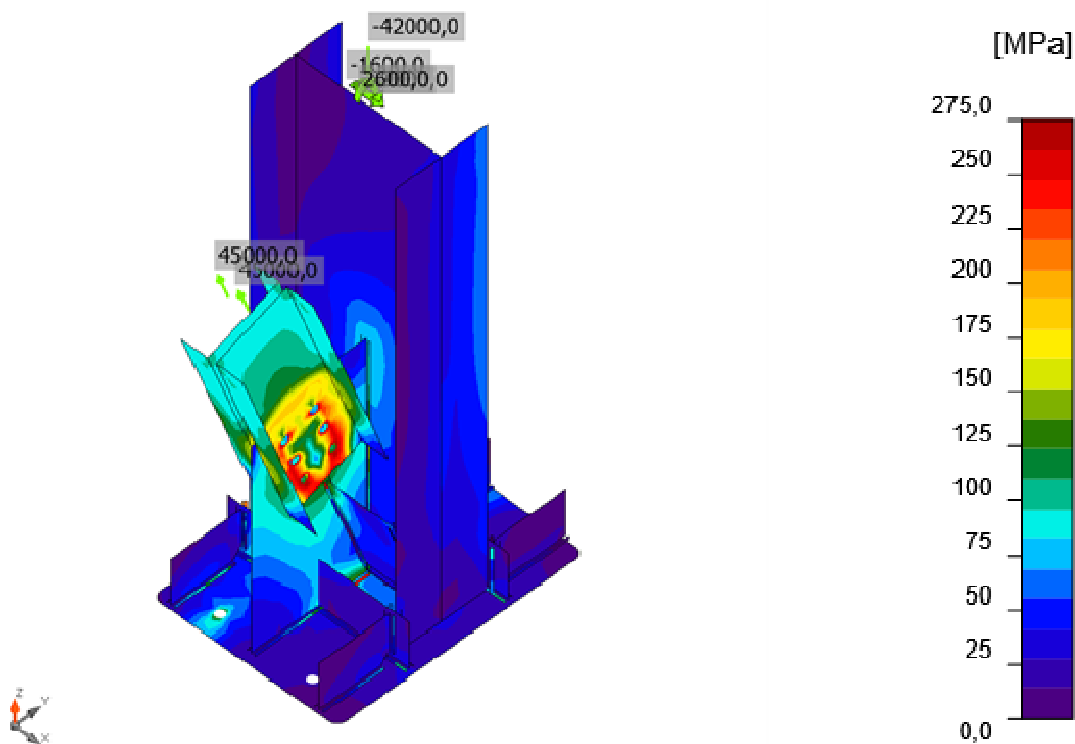
ϵ_{pl}	Deformazione
σ_{Ed}	Tensione Eq.
σ_{cEd}	Tensione di contatto
f_y	Tensione di snervamento
ϵ_{lim}	Limite di deformazione plastica



Verifica globale, trazione massima controventi




Verifica deformazione, trazione massima controventi



Sforzo equivalente , trazione massima controventi

Bulloni

	Nome	Carichi	$F_{t,Ed}$ [daN]	V [daN]	U_t [%]	$F_{b,Rd}$ [daN]	U_s [%]	U_{ts} [%]	Stato
	B2	trazione massima controventi	2663,2	7462,9	13,1	31236,9	55,1	64,4	OK
	B3	compressione max ...	5408,0	7508,9	26,6	31236,9	55,4	74,4	OK
	B4	trazione massima controventi	5377,7	7486,7	26,4	31236,9	55,2	74,1	OK
	B5	trazione massima controventi	2673,9	7460,9	13,2	31236,9	55,0	64,4	OK
	B6	compressione max ...	5427,2	7484,7	26,7	31236,9	55,2	74,3	OK
	B7	trazione massima controventi	5364,6	7524,6	26,4	31236,9	55,5	74,4	OK

Dati Progetto

Nome	$F_{t,Rd}$ [daN]	$B_{p,Rd}$ [daN]	$F_{v,Rd}$ [daN]
24 8.8 - 1	20332,8	26582,4	13555,2

Spiegazione dei simboli

$F_{t,Rd}$ Resistenza a trazione dei bulloni EN 1993-1-8 tab. 3.4
 $F_{t,Ed}$ Forza di trazione
 $B_{p,Rd}$ Resistenza a taglio a punzonamento
 V Risultante degli sforzi di taglio V_y , V_z nel bullone.
 $F_{v,Rd}$ Resistenza a taglio dei bulloni EN_1993-1-8 tabella 3.4
 $F_{b,Rd}$ Resistenza di progetto della piastra EN 1993-1-8 tab. 3.4
 U_t Utilizzo in trazione
 U_s Utilizzo a taglio

Risultati dettagliati per B3

Verifica di resistenza a trazione (EN 1993-1-8 etichetta 3.4)

$$F_{t,Ed} = \frac{F_{t,Rd}}{\gamma_{M2}} = 20332,8 \text{ daN} \geq F_t = 5408,0 \text{ daN}$$

dove:

$\lambda_1 = 0.90$ – Fattore
 $f_{td} = 800.0 \text{ MPa}$ – Resistenza a rottura per trazione del bullone
 $A_t = 353 \text{ mm}^2$ – Area soggetta alla trazione del bullone
 $\gamma_{M2} = 1.25$ – Fattore di sicurezza

Verifica a punzonamento (EN 1993-1-8 etichetta 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot d_n \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 26582,4 \text{ daN} \geq F_t = 5408,0 \text{ daN}$$

dove:

$d_n = 45 \text{ mm}$ – La media delle dimensioni dei punti sopra e la parte piatta della testa del bullone o del dado, il minore dei due
 $t_p = 10 \text{ mm}$ – Spessore
 $f_u = 800.0 \text{ MPa}$ – Resistenza Ultima

$\gamma_M = 1.25$ – Fattore di sicurezza

Verifica della resistenza a taglio (EN 1993-1-8 etichetta 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k \cdot A_n \cdot f_{t,k}}{\gamma_M} = 13555,2 \text{ daN} \geq F = 7508,9 \text{ daN}$$

dove:

$k = 1.00$ – Fattore di riduzione

$\alpha_t = 0.60$ – Fattore di riduzione

$f_{t,k} = 800.0 \text{ MPa}$ – Resistenza a rottura per trazione del bullone

$A_n = 353 \text{ mm}^2$ – Area soggetta alla trazione del bullone

$\gamma_M = 1.25$ – Fattore di sicurezza

Verifica della Resistenza di progetto (EN 1993-1-8 etichetta 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k \cdot A_n \cdot f_{t,k}}{\gamma_M} = 31236,9 \text{ daN} \geq F = 15016,5 \text{ daN}$$

dove:

$$k_t = \min\left(2.5 \frac{e_1}{d_t} - 1.7, 1.7 \frac{p_1}{d_t} - 1.7, 2.5\right) = 2.50$$

– Fattore per distanza dal bordo e spaziatura tra i bulloni perpendicolare alla direzione del trasferimento del carico

$e_1 = 190 \text{ mm}$

– Distance to the plate edge perpendicular to the shear force

$p_1 = 100 \text{ mm}$

– Distance between bolts perpendicular to the shear force

$d_t = 26 \text{ mm}$

– Bolt hole diameter

$$\alpha_k = \min\left(\frac{e_1}{3d_t}, \frac{p_1}{3d_t} - \frac{1}{2}, \frac{f_{t,k}}{f_u}, 1\right) = 0.90$$

– Factor for end distance and bolt spacing in direction of load transfer

$e_2 = \infty \text{ mm}$

– Distance to the plate edge in the direction of the shear force

$p_2 = 90 \text{ mm}$

– Distance between bolts in the direction of the shear force

$f_{t,k} = 800.0 \text{ MPa}$

– Resistenza a rottura per trazione del bullone

$f_u = 360.0 \text{ MPa}$

– Resistenza Ultima

$d = 24 \text{ mm}$

– Diametro nominale del fissaggio

$t = 20 \text{ mm}$

– Thickness of the plate

$\gamma_M = 1.25$

– Fattore di sicurezza

Interazione di trazione e taglio (EN 1993-1-8 etichetta 3.4)

$$\bar{\eta} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{V_{Rd,cb}} = 74,4 \%$$

Utilizzo in trazione

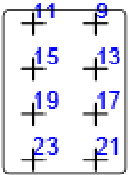
$$\bar{\eta} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}, F_{t,Rd})} = 26,6 \%$$

Utilizzo a taglio

$$\bar{\eta} = \frac{F_{v,Ed}}{\min(F_{v,Rd}, F_{v,Rd})} = 55,4 \%$$

Ancoraggi

Forma	Elemento	Carichi	N _{Ed} [daN]	N _{Rd,p} [daN]	N _{Rd,cb} [daN]	V _{Rd,cp} [daN]	U _t [%]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Stato
-------	----------	---------	--------------------------	----------------------------	-----------------------------	-----------------------------	-----------------------	-----------------------	------------------------	-------

]		
	A9	moment o max	23287, 7	274093, 1	38275,3	28061, 5	83, 6	-	69, 8	OK
	A11	moment o max 2	18312, 7	274093, 1	31600,0	28061, 5	65, 7	-	44, 1	OK
	A13	moment o max	25671, 0	274093, 1	287558, 1	31580, 2	92, 1	-	84, 9	OK
	A15	moment o max 2	25415, 1	274093, 1	287033, 8	31580, 2	91, 2	-	83, 2	OK
	A17	moment o max	25629, 6	274093, 1	287558, 1	31560, 2	92, 0	-	84, 6	OK
	A19	moment o max 2	25432, 7	274093, 1	287033, 8	31560, 2	91, 3	-	83, 3	OK
	A21	moment o max	22269, 3	274093, 1	31826,9	28061, 5	79, 9	-	63, 9	OK
	A23	moment o max	569,8	274093, 1	31826,9	28061, 5	71, 8	-	60, 8	OK

Dati Progetto

Classe	N _{Rd,s} [daN]
M27 10.9 - 1	27867,9

Spiegazione dei simboli

- N_{Ed} Forza di trazione
 N_{Rd,p} Resistenza di progetto in caso di rottura a pull-out - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5
 N_{Rd,cb} Resistenza di progetto in caso di rottura a blow-out del calcestruzzo - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8
 V_{Rd,cp} Resistenza di progetto in caso di rottura per pryout del calcestruzzo - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4
 U_t Utilizzo in trazione
 U_s Utilizzo a taglio
 U_{ts} Utilizzo in trazione e taglio
 N_{Rd,s} Resistenza di progetto a trazione di un tirafondo in caso di rottura dell'acciaio - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3

Risultati dettagliati per A13

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Ed}}{\gamma_s} = 27867,9 \text{ daN} \geq N_{Ed} = 25671,0 \text{ daN}$$

$$N_{Rd,s} = c \cdot A_s \cdot f_{tk} = 39015,0 \text{ daN}$$

Dove:

$$c = 0,85$$

– fattore di riduzione per filettatura

$$A_s = 459 \text{ mm}^2$$

– Area soggetta alla trazione

$$f_{tk} = 400,0 \text{ MPa}$$

– resistenza alla trazione minima del bullone

$$\gamma_s = 1,40$$

– coefficiente di sicurezza per l'acciaio

$$\gamma_s = 1,2 \cdot \frac{f_{tk}}{f_y} \geq 1,4$$

, dove:

$$f_y =$$

900,0 MPa – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a pull-out del calcestruzzo (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5)

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Ed,p}}{\gamma_s} = 274093,1 \text{ daN} \geq N_{Ed} = 25671,0 \text{ daN}$$

$$N_{Rd,p} = k_2 \cdot A_0 \cdot f_{ct} = 493367,5 \text{ daN}$$

Dove:

$$k_2 = 7,50 \quad \text{– coefficiente per calcestruzzo fessurato / non fessurato}$$

$$A_0 = 21927 \text{ mm}^2 \quad \text{– area della testa portante del fissaggio}$$

$$A_0 = a_{1,p}^2 - \frac{\pi}{2} \cdot d^2$$

, dove:

$$a_{1,p} =$$

150 mm – lunghezza del bordo della piastra a rondella rettangolare

$$d =$$

27 mm – diametro del gambo del fissaggio

$$f_{ct} = 30,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistenza a compressione del calcestruzzo}$$

$$\gamma_s = 1,80 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo}$$

Resistenza a collasso del calcestruzzo (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano le aree di blowout A9, A13, A17, A21

$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Ed,c}}{\gamma_c} = 287558,1 \text{ daN} \geq N_{Ed,c} = 96857,6 \text{ daN}$$

$$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^* \cdot \frac{A_{c,2}}{A_{c,1}} \cdot W_{c,2} \cdot U_{c,2} \cdot W_{c,3} = 517604,6 \text{ daN}$$

Dove:

$$N_{Ed,c} = 96857,6 \text{ daN} \quad \text{– somma delle forze di trazione degli ancoraggi con area del cono di rottura del calcestruzzo comune}$$

$$N_{Rd,c}^* = 176406,2 \text{ daN} \quad \text{– resistenza caratteristica di un singolo fissaggio a distanza dagli effetti dei fissaggi e bordi adiacenti dell'elemento in calcestruzzo}$$

$$N_{Rd,c}^* = k_2 \cdot c_1 \cdot \sqrt{A_0} \cdot \sqrt{f_c}$$

, dove:

$$k_2 =$$

8,70 – parametro relativo allo stato del calcestruzzo

$$c_1 =$$

250 mm – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino

$$A_0 = a_{1,p}^2 - \frac{\pi}{2} \cdot d^2 =$$

21927 mm² – area della testa portante del fissaggio

$$a_{1,p} =$$

150 mm – lunghezza del bordo della piastra a rondella rettangolare

$$d =$$

27 mm – diametro del gambo del fissaggio

$$f_c =$$

30,0 MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo

$$A_{c,2} = 1660000 \text{ mm}^2 \quad \text{– area proiettata effettiva per il fissaggio che è limitata dai bordi dell'elemento di calcestruzzo (} c_2 \leq 2c_1 \text{), dalla presenza di fissaggi adiacenti (} s \leq 4c_1 \text{) o dallo spessore dell'elemento}$$

$$A_{c,1}^* = 1000000 \text{ mm}^2 \quad \text{– riferimento area proiettata di un singolo fissaggio con una distanza di bordo uguale a } c_1$$

$$A_{c,2}^* = (1 + c_1) \cdot$$

, dove:

$$c_1 =$$

250 mm – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino

$\psi_{1,N3} = 1,00$ – parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:

$$\psi_{1,N3} = 0,7 - 0,3 \cdot \frac{c_1}{s_1} \leq 1$$

, dove:

$c_1 =$

250 mm – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino

$s_1 =$

570 mm – distanza dal bordo del fissaggio perpendicolare alla direzione 1 che è la più piccola distanza dal bordo in un elemento stretto con più bordi

$\psi_{2,N3} = 1,78$ – parametro che tiene conto dell'effetto di gruppo

$$\psi_{2,N3} = \sqrt{n} - (1 - \sqrt{n}) \cdot \frac{c_2}{s_2} \geq 1$$

, dove:

$n =$

4 – numero di fissaggi in una fila parallela al bordo dell'elemento in calcestruzzo

$s_2 =$

220 mm – spaziatura massima tra ancoraggi

$c_2 =$

250 mm – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino

$\psi_{ecc,N3} = 0,99$ – fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a trazione:

$$\psi_{ecc,N3} = \frac{1}{1 + \frac{e}{s_1}} \leq 1$$

, dove:

$e =$

4 mm – eccentricità del carico a trazione

$s_1 =$

250 mm – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino

$\gamma_{M3} = 1,00$ – coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo

Interazione delle forze di trazione e di taglio in acciaio (EN 1992-4 - Tabella 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^2 + \left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,t}}\right)^2 = 0,85 \leq 1,0$$

Dove:

$N_{Ed} = 25671,0 \text{ daN}$ – forza di trazione di progetto

$N_{Rd,t} = 27967,9 \text{ daN}$ – resistenza alla trazione del fissaggio

$T_{Ed} = 34,4 \text{ daN}$ – sforzo di taglio di progetto

$T_{Rd,t} = 0,0 \text{ daN}$ – resistenza al taglio del fissaggio

Interazione delle forze di trazione e di taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 - Tabella 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,c}}\right)^{1,5} + \left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}}\right)^{1,5} = 0,20 \leq 1,0$$

Dove:

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,c}}$ – il valore più grande di utilizzo per le modalità di rottura a trazione

$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}}$ – il valore più grande di utilizzo per le modalità di rottura a taglio

Armatura supplementare (EN 1992-4 - Cl. 7.2.1.9)

L'armatura supplementare dovrebbe resistere alla forza di 98252,5 daN in trazione.

Saldature (Ridistribuzione plastica)

Elemento	Bordo	Spess.go la [mm]	Lunghez za [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	$T_{ }$ [MPa]	T_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Stat o
Plate 11	Elemento 4	8,0	545	trazione massima controventi	353,4	0,4	178,4	23,0	174,6	98,2	67,0	OK
Member 1-w 1	Plate 3	6,0	758	compressione max ...	156,0	0,0	2,6	-90,1	1,7	43,3	31,1	OK
		6,0	758	compressione max ...	151,8	0,0	-3,5	87,6	2,7	42,2	30,1	OK
Member 1-w 1	Plate 4	6,0	120	trazione massima controventi	292,3	0,0	135,1	-60,2	137,0	81,2	52,9	OK
		6,0	120	momento max	349,2	0,0	168,3	78,3	-158,3	97,0	47,7	OK
Plate 9	Member 1-bfl 1	8,0	150	momento max	354,1	0,9	-84,3	139,3	-141,5	98,4	98,1	OK
		8,0	150	momento max	354,4	1,1	-147,3	-156,5	100,7	98,4	98,2	OK
Plate 9	Member 1-tfl 1	8,0	150	momento max 2	357,3	3,1	-129,1	171,4	-87,3	99,3	98,9	OK
		8,0	150	momento max 2	356,8	2,8	-75,1	-160,1	122,2	99,1	98,8	OK
Plate 10	Member 1-bfl 1	8,0	150	momento max	357,0	2,9	-84,3	-149,3	-133,5	99,2	98,8	OK
		8,0	150	momento max	357,4	3,2	-139,8	164,4	95,0	99,3	98,9	OK
Plate 10	Member 1-tfl 1	8,0	150	momento max 2	358,3	3,8	-128,1	-173,8	-84,5	99,5	99,2	OK
		8,0	150	momento max 2	357,8	3,5	-74,0	161,4	121,7	99,4	99,1	OK
Plate 11	Plate 3	6,0	373	trazione massima controventi	336,7	0,0	163,5	-24,2	168,2	93,5	40,2	OK
		6,0	373	trazione massima controventi	352,8	0,0	178,7	24,0	-174,0	98,0	39,3	OK
Plate 11	Plate 4	6,0	355	trazione massima controventi	316,2	0,0	-95,4	-139,2	-104,4	87,8	40,9	OK
		6,0	355	trazione massima controventi	341,9	0,0	-127,9	139,2	118,9	95,0	34,8	OK
Plate 9	Plate 5	6,0	120	momento max	294,5	0,0	-96,4	128,5	-96,4	81,8	72,2	OK

		□6,0□	120	momento max	284,2	0,0	-47,0	-145,2	71,4	78,9	64,4	OK
Plate 11	Plate 5	□6,0□	200	momento max	352,8	0,0	-33,9	-198,6	-40,7	98,0	30,3	OK
		□6,0□	200	momento max	353,0	0,2	-193,6	69,8	155,5	98,1	55,6	OK
Plate 9	Plate 6	□6,0□	120	momento max 2	300,0	0,0	-140,7	-80,9	-129,8	83,3	70,2	OK
		□6,0□	120	momento max 2	290,6	0,0	-42,8	151,3	68,0	80,7	61,1	OK
Plate 11	Plate 6	□6,0□	200	momento max 2	352,9	0,0	-38,8	196,4	-49,1	98,0	31,5	OK
		□6,0□	200	momento max 2	353,1	0,2	-195,5	-56,5	160,1	98,1	53,1	OK
Plate 10	Plate 7	□6,0□	120	momento max	311,6	0,0	-104,8	-133,0	-104,9	86,6	75,2	OK
		□6,0□	120	momento max	307,2	0,0	-47,4	159,4	72,8	85,3	65,4	OK
Plate 11	Plate 7	□6,0□	200	momento max	352,8	0,0	-41,0	194,9	-54,2	98,0	32,3	OK
		□6,0□	200	momento max	353,0	0,2	-187,1	-86,7	149,5	98,1	56,5	OK
Plate 10	Plate 8	□6,0□	120	momento max 2	295,5	0,0	-106,0	136,2	-82,5	82,1	69,2	OK
		□6,0□	120	momento max 2	291,1	0,0	-43,5	-151,3	68,8	80,9	60,6	OK
Plate 11	Plate 8	□6,0□	200	momento max 2	352,8	0,0	-42,3	-194,8	-54,5	98,0	30,8	OK
		□6,0□	200	momento max 2	353,0	0,2	-195,3	57,6	159,8	98,1	52,6	OK
Plate 11	Plate 9	□6,0□	590	momento max 2	354,8	1,4	-207,6	78,7	-146,2	98,5	51,3	OK
		□6,0□	590	momento max 2	356,7	2,7	-150,8	-33,1	183,6	99,1	58,6	OK
Plate 11	Plate 10	□6,0□	590	momento max 2	354,8	1,4	-206,9	-77,8	-147,1	98,5	49,4	OK
		□6,0□	590	momento max 2	356,7	2,7	-151,5	33,6	183,4	99,1	57,3	OK
Plate 3	Plate 2	□6,0□	391	compressione max ...	294,3	0,0	-94,3	-129,3	-96,0	81,8	15,6	OK
		□6,0□	391	compressione max ...	288,9	0,0	-92,9	128,9	91,2	80,2	15,4	OK
Member	Plate 2	□6,0□	212	trazione	45,2	0,	-1,8	26,0	-1,8	12,	6,4	OK

1-w 1				massima controventi		0				6		
		□6,0□	212	compressio ne max ...	94,7	0, 0	-6,0	-31,8	-44,4	26, 3	13, 7	OK
Member 1-bfl 1	Plate 2	□6,0□	391	momento max	57,4	0, 0	6,1	32,9	2,5	15, 9	8,1	OK
		□6,0□	391	momento max	68,5	0, 0	11,7	-35,9	-15,2	19, 0	9,4	OK
Member 1-tfl 1	Plate 1	□6,0□	391	momento max 2	60,8	0, 0	7,5	-34,7	2,9	16, 9	8,1	OK
		□6,0□	391	momento max 2	72,1	0, 0	8,4	39,2	-13,0	20, 0	10, 0	OK
Member 1-w 1	Plate 1	□6,0□	212	trazione massima controventi	48,2	0, 0	-1,2	-27,7	-2,4	13, 4	7,3	OK
		□6,0□	212	compressio ne max ...	111, 6	0, 0	-1,7	28,7	-57,7	31, 0	16, 0	OK
Plate 3	Plate 1	□6,0□	391	compressio ne max ...	287, 4	0, 0	-92,8	125, 5	-94,3	79, 8	15, 4	OK
		□6,0□	391	compressio ne max ...	273, 4	0, 0	-85,1	- 124, 4	83,8	75, 9	15, 5	OK

Dati Progetto

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 235	0,80	360,0	259,2

Spiegazione dei simboli

ε_{Pl}	Deformazione
$\sigma_{w,Ed}$	Sforzo equivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Verifica tensione equivalente
σ_{\perp}	Tensione perpendicolare
$\tau_{ }$	Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
τ_{\perp}	Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
0.9σ	Resistenza allo sforzo perpendicolare - $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Fattore di Correlazione EN 1993-1-8 tab. 4.1
Ut	Utilizzo
Utc	Utilizzo della capacità della saldatura

Risultati dettagliati per Plate 10 Member 1-tfl 1

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{\perp,Ed} = f_{\perp}(\sigma_{\perp,Ed}) = 360,0 \text{ MPa} \geq \sigma_{\perp,Rd} = [\sigma_{\perp}^2 - 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]^{1/2} = 358,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Ed} = 0,9 f_{\perp}(\sigma_{\perp,Ed}) = 259,2 \text{ MPa} \geq \sigma_{\perp} = 128,1 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 360,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{– fattore di correlazione appropriato tratto dalla Tabella 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Fattore di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$\xi = \max\left(\frac{F_{Rd,y}}{F_{t,y}}; \frac{F_{Rd,z}}{F_{t,z}}\right) = 99,5 \quad \%$$

Taglio nel piano di contatto

Nome	Carichi	V _y [daN]	V _z [daN]	V _{Rd,y} [daN]	V _{Rd,z} [daN]	V _{c,Rd} [daN]	Ut [%]	Stato
Plate 11	compressione max ...	30471,2	-1180,3	54287,8	54287,8	67226,4	56,1	OK

Spiegazione dei simboli

V_y Sforzo di taglio nella piastra di base Vy
V_z Sforzo di taglio nella piastra di base Vz
V_{Rd,y} Resistenza a taglio
V_{Rd,z} Resistenza a taglio
V_{c,Rd} Resistenza di progetto del calcestruzzo
Ut Utilizzo

Risultati dettagliati per Plate 11

Resistenza dell'acciaio del ferro a taglio (EN 1993-1-1 - 6.2.6)

$$F_{t,y} = A_{t,y} \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = 54287,8 \quad \text{daN}$$

$$F_{t,z} = A_{t,z} \frac{f_y}{\gamma_{M2}} = 54287,8 \quad \text{daN}$$

dove:

A_{t,y} = 3419 mm² – Area di taglio Ay della sezione di ferro a taglio

A_{t,z} = 3419 mm² – Area di taglio Az della sezione di ferro a taglio

f_y = 275.0 MPa – Tensione di snervamento

γ_{M2} = 1.00 – Fattore di sicurezza

Concrete bearing resistance (EN 1992-1-1 - Cl. 6.5.4)

$$F_{c,Rd} = A \sigma_{Rd,max} = 67226,4 \quad \text{daN}$$

Where:

A = B = 38197 mm² – Projected area of the shear lug excluding the portion above concrete

l = 230 mm – Length of the shear lug excluding the portion above concrete

b = 166 mm – Projected width of the shear lug in the direction of shear load

σ_{Rd,max} = k₁ v f_{ck} k₂ = 17.6 MPa – Maximum stress which can be applied at the edges of the node

k₁ = 1.00 – Factor - EN 1992-1-1 - Equation (6.60)

v = 1 - f_{ck} / 250 = 0.88 – Factor - EN 1992-1-1 - Equation (6.57N)

f_{ck} = 30.0 MPa – Characteristic resistance of concrete in compression

γ_f = 1.50 – Safety factor

Utilizzo a taglio

$$\xi = \max\left(\frac{V_{t,y}}{V_{t,y,Rd}}, \frac{V_{t,z}}{V_{t,z,Rd}}, \frac{V_{c,Rd}}{V_{c,Rd}}\right) = 56,1 \quad \%$$

Stabilità

Analisi stabilità non calcolata.

Distinta dei materiali

Operazioni di produzione











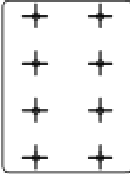
Nome	Piastre [mm]	Forma	N.	Saldature [mm]	Lunghezza [mm]	Bulloni	N.
Cut 1							
Cut 2							
Plate 1	P12,0x391,0-212,0 (S 235)		1				
Plate 2	P12,0x391,0-212,0 (S 235)		1				
Plate 3	P20,0x757,7-373,5 (S 235)		1			24 8.8	6
Plate 4	P20,0x385,0-150,0 (S 235)		1				
Plate 5	P20,0x230,0-150,0 (S 235)		1				
Plate 6	P20,0x230,0-150,0 (S 235)		1				
Plate 7	P20,0x230,0-150,0 (S 235)		1				

Plate 8	P20,0x230,0-150,0 (S 235)		1				
Plate 9	P20,0x590,0-150,0 (S 235)		1				
Plate 10	P20,0x590,0-150,0 (S 235)		1				
Plate 11	P30,0x600,0-800,0 (S 235)		1			M27 10.9	8
Cut Beam by Beam 1							
Cut Beam by Beam 2							

Saldature

Tipo	Materiale	Spessore gola [mm]	Spessore gamba [mm]	Lunghezza [mm]
Raccordo	S 235	8,0	11,3	390,0
a T	S 235	8,0	11,3	755,3
a T	S 235	6,0	8,5	6054,0

Ancoraggi

Nome	Lunghezza [mm]	Lunghezza di perforazione [mm]	Conteggio
M27 10.9	800	700	8

Bulloni

Nome	Lunghezza di serraggio [mm]	Conteggio
24 8.8	36	6

Impostazioni codice

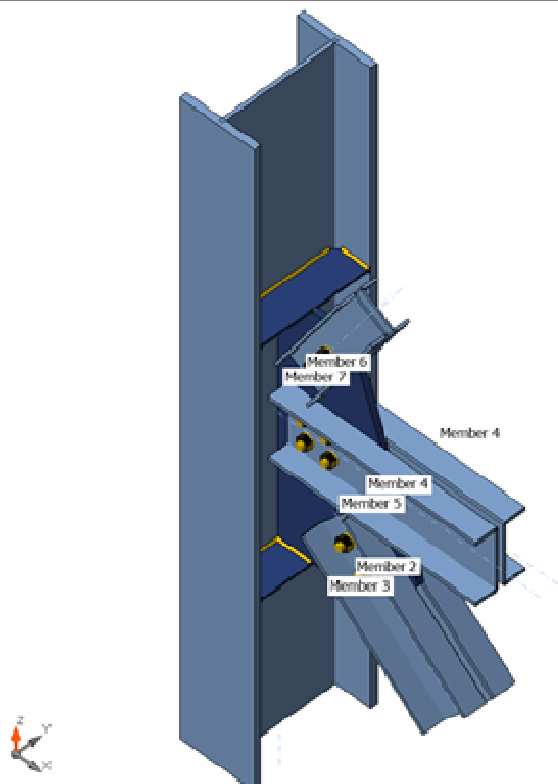
Elemento	Valore	Unità	Riferimento
----------	--------	-------	-------------

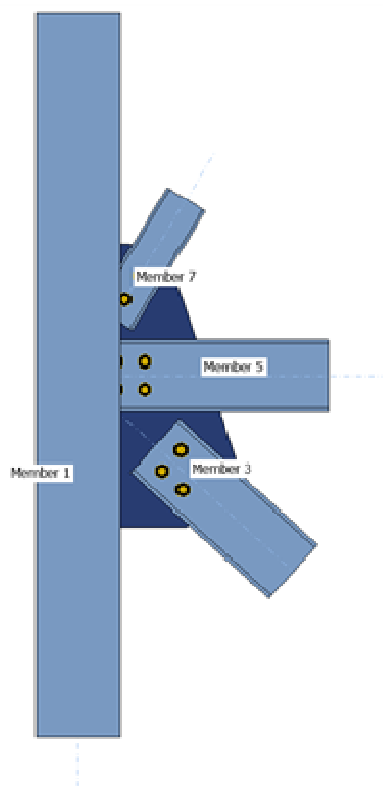
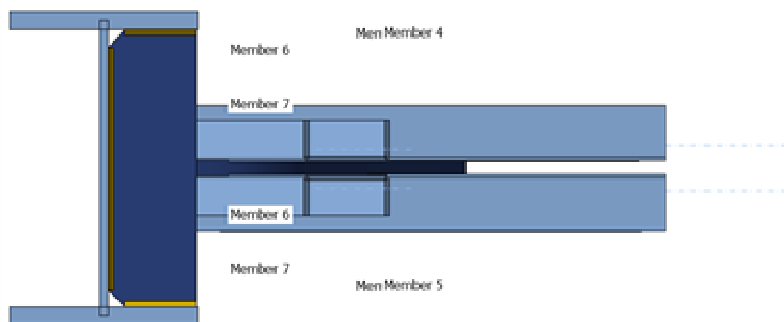
Y_{M0}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y_{M1}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y_{M2}	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y_{M3}	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
Y_C	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
Y_{Inst}	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficiente unione β_j	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Area utile - influenza della dimensione della mesh	0,10	-	
Coefficiente di attrito - calcestruzzo	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficiente di attrito in resistenza all'attrito	0,30	-	EN 1993-1-8 etichetta 3.7
Deformazione plastica limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Valutazione della tensione nella saldatura	Ridistribuzione plastica		
Dettagli costruttivi	No		
Distanza tra i bulloni [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: etichetta 3.3
Distanza tra i bulloni e il bordo [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: etichetta 3.3
Resistenza ad estrazione del calcestruzzo	Taglio		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Usa il valore di ϕ_b calcolato nella verifica a rifollamento	Si		EN 1993-1-8: etichetta 3.4
Calcestruzzo fessurato	Si		EN 1992-4
Verifica di deformazione locale	No		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite di deformazione locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non linearità geometrica (GMNA)	Si		Grandi deformazioni per sezioni cave
Sistema controventato	No		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

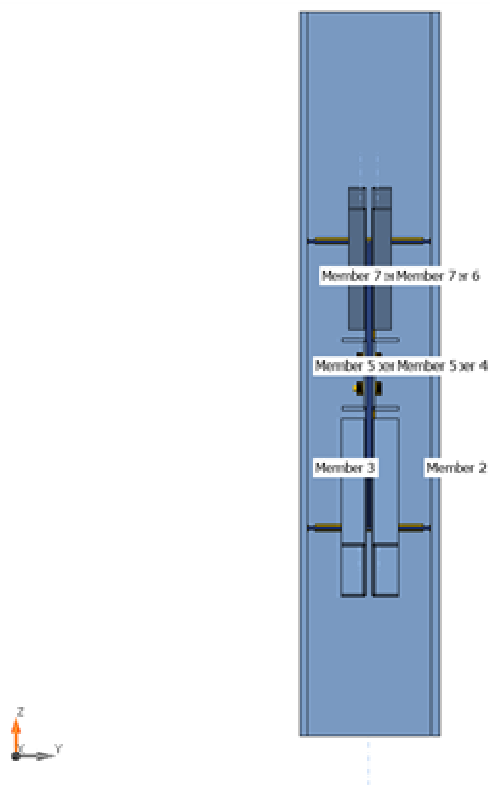
6.3 NODO CONTROVENTI UPN

Travi e pilastri

Nome	Sezione	β – Direzione [°]	γ - Pendenza [°]	α - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forze in
Member 1	1 - HEA550	0,0	0,0	0,0	0	-7	0	Nodo
Member 2	2 - UPN 260	0,0	0,0	0,0	0	36	5	Nodo
Member 3	2 - UPN 260	0,0	0,0	0,0	0	36	5	Nodo
Member 4	2 - UPN 260	0,0	0,0	0,0	0	37	0	Nodo
Member 5	2 - UPN 260	0,0	0,0	0,0	0	35	0	Nodo
Member 6	17 - UPN 160	0,0	0,0	0,0	0	31	6	Nodo
Member 7	17 - UPN 160	0,0	0,0	0,0	0	31	6	Nodo







Sezioni

Nome	Materiale
1 - HEA550	S 275 N/NL
2 - UPN 260	S 275 N/NL
17 - UPN 160	S 275 N/NL

Bulloni

Nome	Assieme di bulloni	Diametro [mm]	fu [MPa]	Superficie lorda [mm ²]
27 8.8	27 8.8	27	800,0	573

Effetti del carico (equilibrio non richiesto)

Nome	Elemento	N [daN]	Vy [daN]	Vz [daN]	Mx [daNm]	My [daNm]	Mz [daNm]
compressione	Member 2	-30000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Member 3	-30000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Member 4	-45000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Member 5	-45000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Member 6	16000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
trazione	Member 7	16000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Member 2	30000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Member 3	30000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Member 4	45000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Member 5	45000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	Member 6	-16000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	Member 7	-16000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,7 < 5,0%	OK
Bulloni	65,0 < 100%	OK
Saldature	83,6 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

Piastre

Nome	Materiale	Spessore [mm]	Carichi	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Stato
Member 1-bfl 1	S 275 N/NL	28,0	compressione	84,7	0,0	0,0	OK
Member 1-tfl 1	S 275 N/NL	28,0	compressione	87,0	0,0	0,0	OK
Member 1-w 1	S 275 N/NL	14,5	compressione	90,2	0,0	0,0	OK
Member 2-bfl 1	S 275 N/NL	14,0	compressione	85,2	0,0	0,0	OK
Member 2-tfl 1	S 275 N/NL	14,0	compressione	78,3	0,0	0,0	OK
Member 2-w 1	S 275 N/NL	10,0	trazione	275,1	0,1	26,4	OK
Member 3-bfl 1	S 275 N/NL	14,0	compressione	81,2	0,0	0,0	OK
Member 3-tfl 1	S 275 N/NL	14,0	trazione	80,1	0,0	0,0	OK
Member 3-w 1	S 275 N/NL	10,0	trazione	275,1	0,0	20,9	OK
Member 4-bfl 1	S 275 N/NL	14,0	trazione	137,3	0,0	0,0	OK
Member 4-tfl 1	S 275 N/NL	14,0	trazione	132,6	0,0	0,0	OK
Member 4-w 1	S 275 N/NL	10,0	compressione	276,5	0,7	8,0	OK
Member 5-bfl 1	S 275 N/NL	14,0	compressione	131,9	0,0	0,0	OK
Member 5-tfl 1	S 275 N/NL	14,0	trazione	131,4	0,0	0,0	OK
Member 5-w 1	S 275 N/NL	10,0	compressione	276,4	0,7	0,0	OK
Member 6-bfl 1	S 275 N/NL	10,5	compressione	94,8	0,0	0,0	OK
Member 6-tfl 1	S 275 N/NL	10,5	compressione	78,8	0,0	0,0	OK
Member 6-w 1	S 275 N/NL	7,5	trazione	275,8	0,4	33,2	OK
Member 7-bfl 1	S 275 N/NL	10,5	compressione	85,5	0,0	0,0	OK
Member 7-tfl 1	S 275 N/NL	10,5	compressione	89,8	0,0	0,0	OK
Member 7-w 1	S 275 N/NL	7,5	trazione	275,8	0,4	32,3	OK
Plate 1	S 235	10,0	compressione	235,1	0,0	0,0	OK
Plate 3	S 235	10,0	trazione	222,3	0,0	0,0	OK
Plate 6	S 235	25,0	compressione	235,4	0,2	35,0	OK

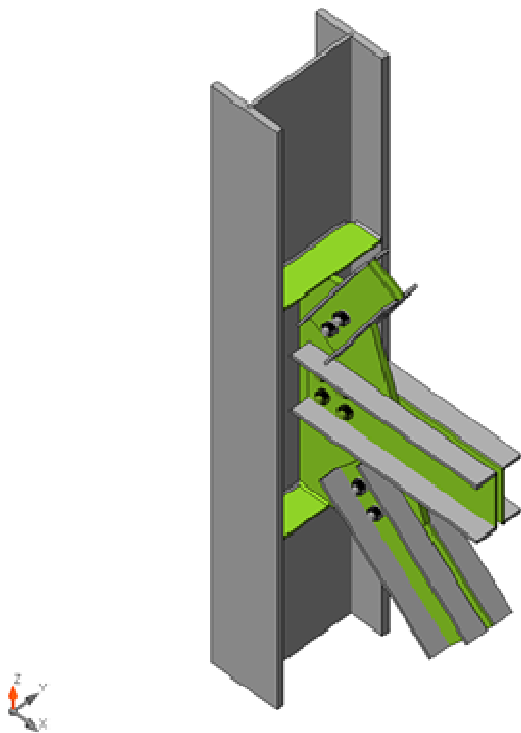
Dati Progetto

Materiale	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275 N/NL	275,0	5,0
S 235	235,0	5,0

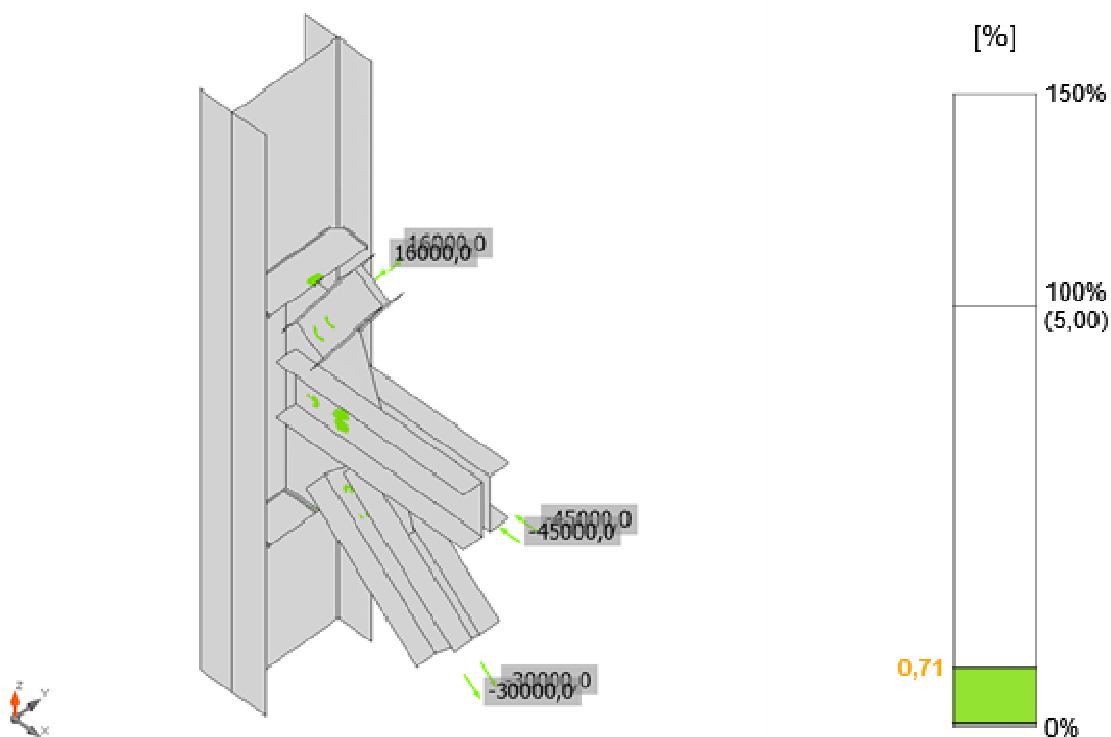
Spiegazione dei simboli

ϵ_{pl} Deformazione

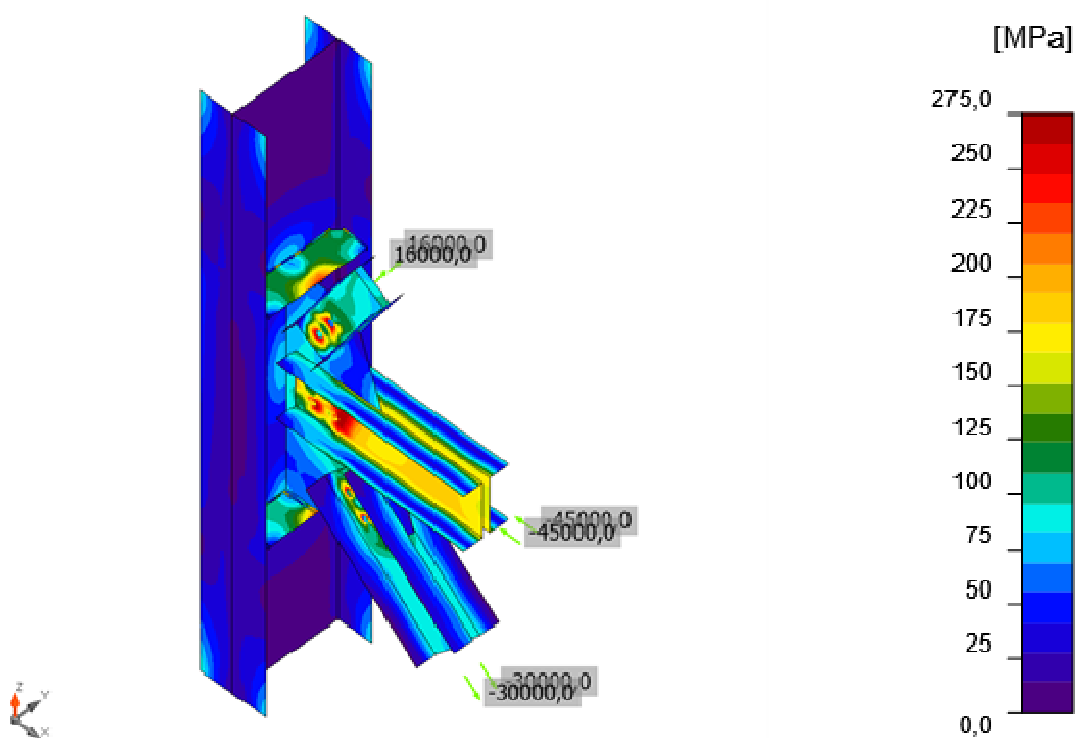
σ_{Ed} Tensione Eq.
 σ_{cEd} Tensione di contatto
 f_y Tensione di snervamento
 ϵ_{lim} Limite di deformazione plastica



Verifica globale, compressione



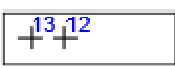


Verifica deformazione, compressione



Sforzo equivalente , compressione

Bulloni

	Nome	Classe	Carichi	F _{t,Ed} [daN]	V [daN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [daN]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Stato
	B2	27 8.8 - 1	trazione	3607,2	7738,8	13,6	21060,0	43,9	53,7	OK
	B3	27 8.8 - 1	compressione	3553,8	7651,6	13,4	19365,5	43,4	53,0	OK
	B4	27 8.8 - 1	trazione	3514,2	7353,3	13,3	21060,0	41,7	51,2	OK
	B5	27 8.8 - 1	compressione	3455,2	7350,3	13,1	19365,5	41,7	51,0	OK
	B7	27 8.8 - 1	compressione	2,1	11360,7	0,0	21060,0	64,5	64,5	OK
	B8	27 8.8 - 1	trazione	-0,1	11125,5	0,0	19365,5	63,1	63,1	OK
	B9	27 8.8 - 1	compressione	2,0	11461,1	0,0	21060,0	65,0	65,0	OK
	B10	27 8.8 - 1	compressione	-2,1	11201,5	0,0	18941,9	63,6	63,5	OK
	B12	27 8.8 - 2	compressione	2099,4	8070,9	9,4	14206,4	56,8	51,5	OK
	B13	27 8.8 - 2	trazione	2160,4	8054,0	9,6	14206,4	56,7	51,5	OK

Dati Progetto

Nome	F _{t,Rd} [daN]	B _{p,Rd} [daN]	F _{v,Rd} [daN]
27 8.8 - 1	26438,4	29905,2	17625,6
27 8.8 - 2	26438,4	22428,9	17625,6

Spiegazione dei simboli

- F_{t,Rd} Resistenza a trazione dei bulloni EN 1993-1-8 tab. 3.4
 F_{t,Ed} Forza di trazione
 B_{p,Rd} Resistenza a taglio a punzonamento
 V Risultante degli sforzi di taglio V_y, V_z nel bullone.
 F_{v,Rd} Resistenza a taglio dei bulloni EN_1993-1-8 tabella 3.4
 F_{b,Rd} Resistenza di progetto della piastra EN 1993-1-8 tab. 3.4
 U_t Utilizzo in trazione
 U_s Utilizzo a taglio

Risultati dettagliati per B9

Verifica di resistenza a trazione (EN 1993-1-8 etichetta 3.4)

$$F_{t,Ed} = \frac{F_{t,Ed}}{A_s} = 26438,4 \text{ daN} \geq F_t = 2,0 \text{ daN}$$

dove:

- $\gamma_{M2} = 0,90$ – Fattore
 $f_{t,b} = 600,0 \text{ MPa}$ – Resistenza a rottura per trazione del bullone
 $A_s = 459 \text{ mm}^2$ – Area soggetta alla trazione del bullone
 $\gamma_{M2} = 1,25$ – Fattore di sicurezza

Verifica a punzonamento (EN 1993-1-8 etichetta 3.4)

$$B_{p,2d} = \frac{d_{eff} \cdot d_{eff}}{4} = 29905,2 \text{ daN} \geq F_t = 2,0 \text{ daN}$$

dove:

- $d_{eff} = 51 \text{ mm}$ – La media delle dimensioni dei punti sopra e la parte piatta della testa del bullone o del dado, il minore dei due
- $t_p = 10 \text{ mm}$ – Spessore
- $f_u = 390,0 \text{ MPa}$ – Resistenza Ultima
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Fattore di sicurezza

Verifica della resistenza a taglio (EN 1993-1-8 etichetta 3.4)

$$F_{v,2d} = \frac{A_s \cdot f_{v,d}}{\gamma_{M2}} = 17625,6 \text{ daN} \geq F_v = 11461,1 \text{ daN}$$

dove:

- $\phi_p = 1,00$ – Fattore di riduzione
- $\alpha_v = 0,60$ – Fattore di riduzione
- $f_{v,d} = 900,0 \text{ MPa}$ – Resistenza a rottura per trazione del bullone
- $A_s = 459 \text{ mm}^2$ – Area soggetta alla trazione del bullone
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Fattore di sicurezza

Verifica della Resistenza di progetto (EN 1993-1-8 etichetta 3.4)

$$F_{b,2d} = \frac{k \cdot \phi_p \cdot d_c}{\gamma_{M2}} = 21060,0 \text{ daN} \geq F = 11461,1 \text{ daN}$$

dove:

- $k = \min(2,5 \frac{e_1}{d_c} - 1,7, 1,7 \frac{p_1}{d_c} - 1,7, 2,5) = 2,50$ – Fattore per distanza dal bordo e spaziatura tra i bulloni perpendicolare alla direzione del trasferimento del carico
- $e_1 = 73 \text{ mm}$ – Distance to the plate edge perpendicular to the shear force
- $p_1 = 100 \text{ mm}$ – Distance between bolts perpendicular to the shear force
- $d_c = 29 \text{ mm}$ – Bolt hole diameter
- $\phi_b = \min(\frac{e_1}{3d_c}, \frac{p_1}{3d_c} - \frac{1}{2}, \frac{f_{v,d}}{f_u}, 1) = 1,00$ – Factor for end distance and bolt spacing in direction of load transfer
- $e_2 = * \text{ mm}$ – Distance to the plate edge in the direction of the shear force
- $p_2 = * \text{ mm}$ – Distance between bolts in the direction of the shear force
- $f_{v,d} = 900,0 \text{ MPa}$ – Resistenza a rottura per trazione del bullone
- $f_u = 390,0 \text{ MPa}$ – Resistenza Ultima
- $d = 27 \text{ mm}$ – Diametro nominale del fissaggio
- $t = 10 \text{ mm}$ – Thickness of the plate
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Fattore di sicurezza

Interazione di trazione e taglio (EN 1993-1-8 etichetta 3.4)

$$\xi_{int} = \frac{F_{t,d}}{F_{t,d}} + \frac{F_{v,d}}{0,6F_{v,d}} = 65,0 \%$$

Utilizzo in trazione

$$\xi_{tr} = \frac{F_{t,d}}{\min(F_{t,d}, F_{b,2d})} = 0,0 \%$$

Utilizzo a taglio

$$\eta = \frac{F_{a,Ed}}{F_{a,Rd}} = 65,0 \%$$

Saldature (Ridistribuzione plastica)

Elemento	Bordo	Spess.go la [mm]	Lunghez za [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	$T_{ }$ [MPa]	T_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Stat o
Member 1-tfl 1	Plate 1	6,0	113	compressione	155,7	0,0	-19,2	87,5	-17,2	43,2	24,0	OK
		6,0	113	compressione	150,2	0,0	-17,9	-83,8	19,9	41,7	21,6	OK
Member 1-w 1	Plate 1	6,0	388	compressione	156,5	0,0	-11,7	-90,1	-1,2	43,5	27,1	OK
		6,0	388	compressione	146,6	0,0	-7,9	84,1	8,0	40,7	27,9	OK
Member 1-tfl 1	Plate 3	6,0	113	compressione	134,2	0,0	-14,6	75,2	-16,7	37,3	19,3	OK
		6,0	113	compressione	140,1	0,0	-17,3	-78,8	15,1	38,9	21,7	OK
Member 1-w 1	Plate 3	6,0	388	trazione	126,2	0,0	3,9	72,7	4,5	35,1	23,9	OK
		6,0	388	trazione	142,7	0,0	4,7	82,3	2,7	39,6	24,0	OK
Member 1-w 1	Plate 6	6,0	1017	compressione	300,8	0,0	-2,9	-173,6	-3,1	83,6	53,5	OK
Plate 1	Plate 6	6,0	140	compressione	263,0	0,0	-29,4	-148,8	-25,1	73,1	45,8	OK
		6,0	140	compressione	209,6	0,0	-22,6	117,3	26,9	58,2	35,3	OK
Plate 3	Plate 6	6,0	140	trazione	258,8	0,0	29,2	-146,7	22,6	71,9	41,2	OK
		6,0	140	compressione	190,7	0,0	-16,8	-106,4	26,6	53,0	29,9	OK
Member 1-bfl 1	Plate 1	6,0	113	trazione	150,4	0,0	18,2	84,7	16,1	41,8	23,1	OK
		6,0	113	trazione	145,9	0,0	17,6	-81,2	-19,7	40,5	21,0	OK
Member 1-bfl 1	Plate 3	6,0	113	trazione	129,3	0,0	14,3	72,3	16,5	35,9	18,6	OK
		6,0	113	trazione	134,1	0,0	16,2	-75,6	-14,0	37,2	20,7	OK

Dati Progetto

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0,9 \sigma$ [MPa]
S 235	0,80	360,0	259,2

Spiegazione dei simboli

ε_{Pl}	Deformazione
$\sigma_{w,Ed}$	Sforzo equivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Verifica tensione equivalente
σ_{\perp}	Tensione perpendicolare
τ_{\parallel}	Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
τ_{\perp}	Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
0.9σ	Resistenza allo sforzo perpendicolare - $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Fattore di Correlazione EN 1993-1-8 tab. 4.1
U_t	Utilizzo
U_{tc}	Utilizzo della capacità della saldatura

Risultati dettagliati per Member 1-w 1 Plate 6

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Ed} = f_t (\beta_w \gamma_{w,Ed}) = 360,0 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Rd} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]^{1/2} = 300,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{w,Ed} = 0,9 f_t \gamma_{w,Ed} = 259,2 \text{ MPa} \geq \sigma_{\perp} = 2,9 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_t = 360,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,60 \quad \text{– fattore di correlazione appropriato tratto dalla Tabella 4.1}$$

$$\gamma_{w,Ed} = 1,25 \quad \text{– Fattore di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{\sigma_{\perp}}{\sigma_{\perp,Rd}}) = 83,6 \quad \%$$



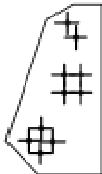
Stabilità

Analisi stabilità non calcolata.

Distinta dei materiali

Operazioni di produzione

Nome	Piastre [mm]	Forma	N.	Saldature [mm]	Lunghezza [mm]	Bulloni	N.
Cut 1							
Cut 2							
Cut 3							
Cut 4							
Cut 5							
Cut 6							

Plate 1	P10,0x140,0-442,0 (S 235)		1				
Plate 3	P10,0x140,0-442,0 (S 235)		1				
Plate 6	P25,0x568,8-1017,0 (S 235)		1			27 8.8	10

Saldature

Tipo	Materiale	Spessore gola [mm]	Spessore gamba [mm]	Lunghezza [mm]
a T	S 235	6,0	8,5	1508,0
Raccordo	S 235	6,0	8,5	1017,0

Bulloni

Nome	Lunghezza di serraggio [mm]	Conteggio
27 8.8	41	8
27 8.8	37	2

Impostazioni codice

Elemento	Valore	Unità	Riferimento
Y _{M0}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y _{M1}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y _{M2}	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y _{M3}	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
Y _C	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
Y _{Inst}	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficiente unione β _j	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Area utile - influenza della dimensione della mesh	0,10	-	
Coefficiente di attrito - calcestruzzo	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficiente di attrito in resistenza all'attrito	0,30	-	EN 1993-1-8 etichetta 3.7
Deformazione plastica limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Valutazione della tensione nella saldatura	Ridistribuzione plastica		
Dettagli costruttivi	No		
Distanza tra i bulloni [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: etichetta 3.3

Distanza tra i bulloni e il bordo [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: etichetta 3.3
Resistenza ad estrazione del calcestruzzo	Entrambi		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Usa il valore di α_b calcolato nella verifica a rifollamento	Si		EN 1993-1-8: etichetta 3.4
Calcestruzzo fessurato	Si		EN 1992-4
Verifica di deformazione locale	No		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite di deformazione locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non linearità geometrica (GMNA)	Si		Grandi deformazioni per sezioni cave
Sistema controventato	No		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

CALCOLI STRUTTURALI

opere di palificazione

Adeguamento sismico I.I.S. Cerebotani – Lonato del Garda (BS)



CALCOLO CAPACITA' PORTANTE ASSIALE DEI MICROPALI

METODO DI CALCOLO: BUSTAMANTE E DOIX (1985)

Ubicazione cantiere: Scuola Lonato (BS)

Note: Micropali lunghezza 10,0 m - Resistenza a compressione

Dati generali

lunghezza totale micropalo	L =	10,00 m
lunghezza tratto portante	b =	9,00 m
quota testa micropalo		0,50 m
inclinazione sull'orizzontale	$\beta =$	90 °
quota inizio tratto portante		1,50 m
quota fine tratto portante		10,50 m
diametro perforazione	$\varnothing_{\text{perf}} =$	0,18 m
tipo di iniezione		IGU
tipologia palo		trivellato
numero verticali indagate		1
coefficiente $\xi_{a3} =$		1,65
coefficiente $\xi_{a4} =$		1,55
S.L. coeff. portata laterale compressione	$\gamma_s =$	1,15
S.L. coeff. portata punta	$\gamma_B =$	1,35
S.L. coeff. portata laterale trazione	$\gamma_s =$	1,25

Parametri geotecnici caratteristici

Strati	Profondità		Tipologia	q_c	N_{spt}	Coeff. magg.
	Inizio	Fine				
	m	m		daN/cm ²		α
1	1,50	1,90	SG		0	1,00
2	1,90	10,50	SG		40	1,00
3						
4						

Capacità portante laterale di calcolo

Strati	Tipo	Lunghezza bulbo	\varnothing_{eff}	A_{lat}	p_{lim}	f_s	Q_{LATERALE}
		cm	cm	cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN
1	SG	40,00	18	2262	0,00	0,00	0
2	SG	860,00	18	48632	20,00	2,00	97264
3							
4							

Capacità portante laterale totale $Q_{\text{lat,tot}} =$ **97264 daN**

Capacità portante laterale caratteristica

Capacità portante laterale $Q_{\text{lat,tot}} / \xi_3 =$ **58948 daN**

Capacità portante di punta caratteristica

Capacità portante di punta $Q_{\text{punta,k}} = 15\% Q_{\text{lat,tot}} / \xi_3 =$ **11790 daN**

STATI LIMITE ULTIMI - COMBINAZIONE A1+M1+R3 - COMPRESSIONE**Capacità portante laterale di progetto**

$$Q_{lat,d} = Q_{lat,k} / \gamma_s = \boxed{51259 \text{ daN}}$$

Capacità portante di punta di progetto

$$Q_{p,d} = Q_{punta,k} / \gamma_b = \boxed{8733 \text{ daN}}$$

Capacità portante a compressione del micropalo

$$Q_{c,d} = \boxed{59992 \text{ daN}}$$

STATI LIMITE ULTIMI - COMBINAZIONE A1+M1+R3 - TRAZIONE**Capacità portante laterale di progetto**

$$Q_{lat,d} = Q_{lat,k} / \gamma_s = \boxed{47158 \text{ daN}}$$

$$\phi_{eff} = \phi_{perf} \times \alpha$$

diametro effettivo (medio reso)

$$p_{lim} = N_{spt} / 2$$

pressione limite per terreni tipo SG, MC e R

$$p_{lim} = N_{spt} / 1,5$$

pressione limite per terreni tipo AL

$$f_s = p_{lim} / 10$$

tensione tangenziale limite per terreni tipo SG

$$f_s = 1,0 + 0,05 \times p_{lim}$$

tensione tangenziale limite per terreni tipo MC

$$f_s = 0,33 + 0,067 \times p_{lim}$$

tensione tangenziale limite per terreni tipo AL

$$f_s = 0,5 + 0,1 \times p_{lim}$$

tensione tangenziale limite per terreni tipo R

$$Q_{lat} = A_{lat} \times f_s$$

capacità portante laterale limite

$$Q_{pta} = 15\% Q_{lat}$$

capacità portante di punta limite

Tabella per la determinazione del coefficiente maggiorativo α (Bustamante & Doix, 1985)

TERRENO	VALORI DI α	
	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4
Sabbia ghiaiosa	1,4 - 1,5	1,2 - 1,3
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2
Argilla	1,8 - 2,0	1,2
Marne	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2
Roccia alterata e/o fratturata	1,8	1,1

Tabella per le tipologie di terreno (Bustamante & Doix, 1985)

TERRENO	TIPOLOGIA
Da ghiaia a sabbia limosa	SG
Limo ed argilla	AL
Gessi, marne, marne calcaree, calcare tenero fratturato	MC
Roccia alterata e/o fratturata	R