

PROGETTAZIONE ESECUTIVA, COORDINAMENTO SICUREZZA E DIREZIONE LAVORI STRUTTURALE, ARCHITETTONICA ED IMPIANTISTICA, NONCHE' VERIFICHE A CALDO DELLE STRUTTURE RELATIVE ALL'INTERVENTO DI ADEGUAMENTO/MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA SECONDARIA DI 1° GRADO
CUP: F35E22000030001



COMMITTENTE:

COMUNE DI VERDELLO
PROVINCIA DI BERGAMO

FUTURA

Unione Europea Ministero dell'Istruzione Italia domani

LA SCUOLA
PER L'ITALIA DI DOMANI

Livello di Progetto:

Preliminare ☐
Definitivo ☐
Esecutivo ☒

Autore:

P&P

Codice:

04_23_GC

Scala:

-

Elaborato:

RELAZIONE STRUTTURALE

Tavola:

STR

Data:

04/08/23

Revisione:

P & P

**PROGETTAZIONE STRUTTURALE E COORDINAMENTO
P&P Consulting Engineers Studio Associato**

Via Pastrengo, 9 - 24068 - Seriate (BG)
+39 035 3235700 - fax +39 035 3235750
E-mail: info@pepconsultingengineers.it



**PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA
Arch. Alberto Valtulini**
Via G. Moroni - 24127 - Bergamo (BG)



Comune di Verdello

**Servizio di Progettazione Esecutiva, Coordinamento Sicurezza e
Direzione Lavori Strutturale, Architettonica ed Impiantistica, nonché'
verifiche a caldo delle strutture relative all'intervento di
adeguamento/miglioramento sismico della
Scuola Secondaria Di I Grado**

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO



p.c.: COMUNE DI VERDELLO

Documento	Data	Pagine relazione
RdC-365-2023	Agosto 2023	107
Revisione	data revisione	Allegati
-	-	-
Il progettista		
Ing. Paolo Panzeri		



Via Pastrengo, 9
24068 Seriate (BG)
tel. 035 32 35 7 fax 035 32 35 750
www.pepconsultingengineers.it

INDICE

1. PREMESSE E SCOPI	4
2. ANALISI STORICO CRITICA.....	6
3. ELABORATI GRAFICI E DOCUMENTI STORICI DI RIFERIMENTO	10
3.1 ELABORATI GRAFICI DI PROGETTO ORIGINARIO.....	10
3.1 RELAZIONI TECNICHE	13
3.2 RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA.....	14
4. INDAGINI DIAGNOSTICO CONOSCITIVE SULLA STRUTTURA.....	14
5. RILIEVO DEI FENOMENI DI DEGRADO	15
5.1 RILIEVO E ANALISI DEL QUADRO FESSURATIVO.....	15
5.2 RILIEVO DELLE AREE OGGETTO DI INFILTRAZIONI.....	18
6. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	24
7. MATERIALI E CARICHI.....	25
7.1 LIVELLO DI CONOSCENZA.....	25
7.2 MATERIALI.....	25
7.2.1 Calcestruzzo.....	25
7.2.2 Acciaio d'armatura.....	26
7.2.3 Muratura portante	26
7.2.4 Materiali per rinforzo setti in muratura con sistema FRCM.....	27
7.2.5 Materiali per rinforzo setti e pilastri in cls con FRP.....	28
7.2.6 Materiali per elementi in carpenteria metallica	28
7.2.7 Materiali per carpenteria da legno.....	29
7.3 ANALISI DEI CARICHI – EDIFICIO ESISTENTE	29
7.3.1 Carichi permanenti strutturali, non strutturali e accidentali.....	29
7.3.2 Azioni sismiche	32
7.3.1 Combinazioni di carico.....	34
8. VULNERABILITÀ STATICA E SISMICA DELL'EDIFICIO	36
8.1 METODO DI ANALISI.....	37
8.2 CRITERI DI MODELLAZIONE E MODELLO FEM.....	37
8.3 RISPOSTA MODALE.....	39
8.4 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	42
8.5 VERIFICA DEI PILASTRI IN C.A.	42
8.1 VERIFICA DEI SETTI IN C.A.....	44

8.2	VERIFICA DELLE TRAVI IN C.A.	45
8.3	VERIFICA DEI MASCHI IN MURATURA	47
8.4	VERIFICA DEI TAMPONAMENTI	51
8.5	FONDAZIONI.....	57
9.	PROGETTO DEGLI INTERVENTI DI RINFORZO PER IL MIGLIORAMENTO SISMICO.....	58
9.1	METODO DI ANALISI.....	59
9.2	CRITERI DI MODELLAZIONE E MODELLO FEM.....	59
9.3	RISPOSTA MODALE.....	61
9.4	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	64
9.5	VERIFICA DEI PILASTRI IN C.A.	64
9.6	VERIFICA DEI SETTI IN C.A.	68
9.7	VERIFICA DELLE TRAVI IN C.A.	76
9.8	VERIFICA DEI MASCHI IN MURATURA	77
9.9	VERIFICA DEI TAMPONAMENTI.....	83
9.10	NUOVE CONNESSIONI TRAVI/TEGOLI PREFABBRICATI DI COPERTURA.....	91
9.11	RINFORZO DEL SOPPALCO IN LEGNO DI PIANO SECONDO – CORPO STORICO.....	96
9.11.1	Verifica angolari assito-travetti in legno 10x10cm.....	96
9.11.2	Verifica nastri chiodati	98
9.11.3	Verifica connessione trave-muratura.....	99
9.12	CONTROVENTI DI FALDA COPERTURA CORPO STORICO.....	101
9.12.1	Verifica controvento.....	101
9.12.2	Verifica connessione controvento - trave.....	102
9.13	VERIFICA COLLEGAMENTO CORDOLO IN C.A. E MURATURA IN MATTONI PIENI – PIANO SECONDO EDIFICIO STORICO	104
9.14	FONDAZIONI.....	106
10.	OSSERVAZIONI CONCLUSIVE.....	107

Allegati

1) Report verifiche strutturali maschi in muratura

1. PREMESSE E SCOPI

A seguito dell'incarico conferito al raggruppamento con mandataria P&P Consulting Engineers Studio Associato dall'Amministrazione comunale di Verdello con codice CUP: F35E22000030001 con riferimento alla determina n.238 del 23/06/2023 “*Servizio di Progettazione Definitiva-Esecutiva, Coordinamento Sicurezza e Direzione Lavori Strutturale, Architettonica ed Impiantistica, nonché verifiche a caldo delle strutture relative all'intervento di adeguamento/miglioramento sismico della Scuola Secondaria Di I Grado in comune di Verdello*” si è proceduto all'esecuzione della progettazione definitiva-esecutiva dell'intervento di miglioramento sismico della Scuola Secondaria di primo grado sita in via Papa Giovanni XXIII, 46 nel Comune di Verdello (BG). In particolare, è stato preso in esame il comportamento dell'edificio scolastico a fronte dei carichi sismici previsti dal DM 17 gennaio 2018 e circolare esplicativa n. 7 del 21 gennaio 2019.

Scopo della presente relazione è illustrare le analisi e le calcolazioni eseguite per lo sviluppo del progetto esecutivo degli interventi di rinforzo da mettere in opera per raggiungere il miglioramento sismico dell'edificio.

Lo studio oggetto della presente relazione è stato condotto attraverso le seguenti principali fasi di lavoro:

- Analisi della documentazione tecnica esistente, dei rilievi geometrici, dei dettagli costruttivi e dei materiali costituenti rilevati nelle precedenti campagne conoscitive;
- Analisi di vulnerabilità statica e sismica mediante implementazione del modello FEM dell'edificio
- Verifiche sismiche con individuazione di eventuali carenze strutturali e del livello di azione sismica sostenibile allo stato di fatto;
- Individuazione e progettazione degli interventi di rinforzo necessari al miglioramento sismico dell'edificio con riferimento ad un livello di sicurezza della costruzione pari al 60%,
- Analisi delle soluzioni globali e locali;

Nell'immagine riportata di seguito si mostra l'ubicazione dell'edificio scolastico in esame.



Inquadramento del fabbricato oggetto di studio



Identificazione dell'edificio

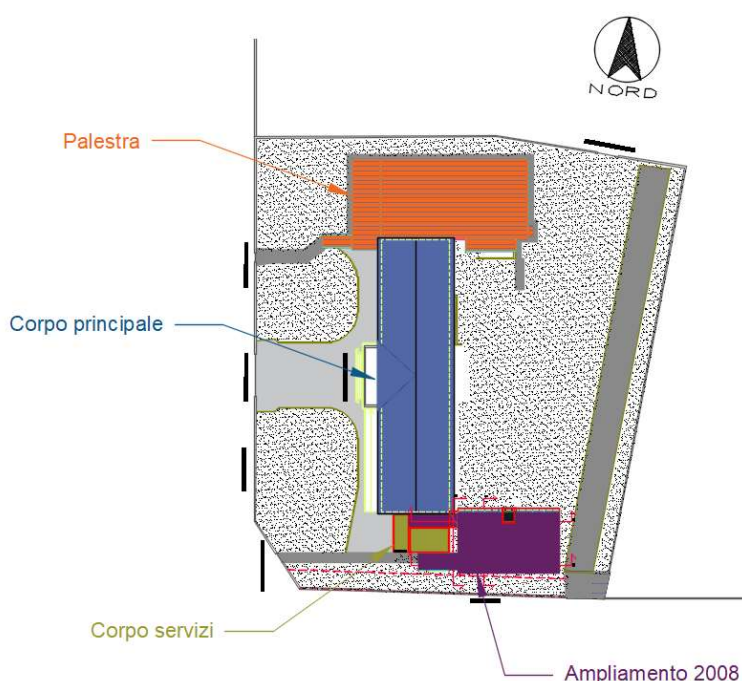
L'edificio è altresì identificato univocamente alle seguenti coordinate:

- N: 45,605770°
- E: 9,630057°

2. ANALISI STORICO CRITICA

L'edificio scolastico oggetto di studio nasce dal susseguirsi nel corso degli anni di vari interventi che ne hanno definito la struttura fino alla configurazione attuale.

L'edificio scolastico nel suo complesso presenta ad oggi uno sviluppo in pianta di circa 1150 mq e può considerarsi costituito da quattro corpi costruiti in continuità: un corpo sul lato nord con funzione di palestra con locali annessi adibiti a spogliatoio e magazzino, un corpo centrale principale in cui sorgono l'atrio di ingresso, uffici presidenza e le aule scolastiche, un corpo sul lato sud in cui trovano spazio i locali di servizio e l'ascensore e a sud-est si posiziona l'ultimo ampliamento realizzato nel 2008 che accoglie ulteriori aule scolastiche oltre agli spazi di deposito al livello seminterrato. Di seguito si riporta una planimetria con l'indicazione dei corpi di fabbrica individuati.



Identificazione dei corpi di fabbrica

La ricerca documentale e storica condotta con il supporto della Committenza ha permesso di identificare i principali interventi edilizi che sono stati realizzati nel corso degli anni.

L'edificio originario è stato realizzato ad inizio 900, ed era costituito da un piano interrato e n.2 piani fuori terra. Non risulta disponibile documentazione progettuale in merito all'edificio originario, che dalle indagini eseguite è risultato costituito da setti in muratura portante in mattoni pieni.

Nell'anno 1976 è stata realizzata la palestra con struttura in calcestruzzo armato con pilastri e travi perimetrali di coronamento in c.a. gettati in opera e tegoli di copertura prefabbricati. Le fondazioni sono realizzate mediante travi rovesce.

Nell'anno 1980 l'edificio storico è stato oggetto di ristrutturazione con particolare riguardo ai solai. L'intervento ha previsto il rifacimento degli impalcati, ad eccezione della copertura del piano interrato realizzato tutt'oggi con travetti in acciaio e volterrane, mediante travetti prefabbricati tipo Varese, con interasse di 87 cm e tavole in laterizio di sp 6 cm con soprastante getto di completamento in c.a. avente spessore di 5 cm e rete elettrosaldata Ø5 maglia 20x20 cm. Il solaio di piano primo è rimasto ad oggi intatto mentre gli impalcati superiori sono stati demoliti in occasione del rifacimento della copertura e del solaio di sottotetto dell'edificio durante l'intervento realizzato nel 1997.

L'intervento del 1997 ha previsto infatti la realizzazione di una nuova copertura in legno lamellare (con travi boomerang 14x30/107 h) e la realizzazione di un nuovo solaio, a quota inferiore rispetto al precedente solaio di sottotetto, in legno lamellare costituito da travi 22x48cm e relativo assito sp.10 cm.

Nell'anno seguente è stato realizzato, in adiacenza al lato sud dell'edificio storico, un nuovo corpo servizi dove trovano posto un vano ascensore e nuovi servizi igienici. La struttura è realizzata con setti e travi in c.a. con orizzontamenti in laterocemento e solai in getto pieno. A completamento di queste opere di rifunionalizzazione degli spazi è stata realizzata una trave in c.a. presso l'atrio d'ingresso dell'edificio storico posta in sostituzione ad una parete in muratura e a sostegno degli impalcati superiori.

Infine, nell'anno 2008 completa l'ampliamento dell'edificio un nuovo corpo posto in corrispondenza del precedente ampliamento (vano scale e servizi) che si sviluppa per due piani fuori terra con struttura portante con pilastri e setti in c.a. e solai di tipo predalles.



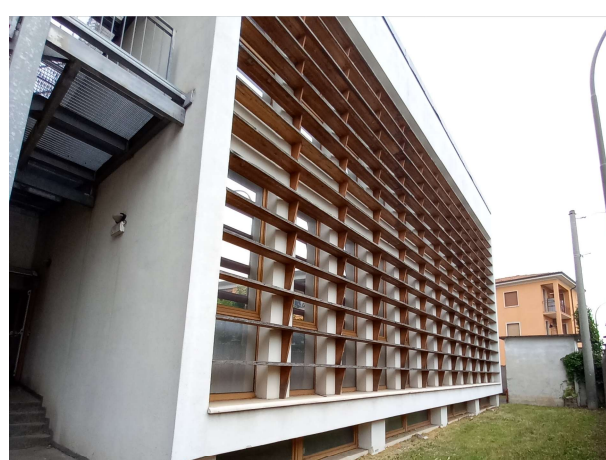
Edificio principale - Lato strada



Edificio principale - Lato cortile interno



Palestra



Ampliamento 2008 - Lato sud



Corpo servizi

3. ELABORATI GRAFICI E DOCUMENTI STORICI DI RIFERIMENTO

3.1 Elaborati grafici di progetto originario

Di seguito è riportata la lista degli elaborati grafici storici disponibili relativi al fabbricato in oggetto:

Doc. n.	Denominazione	Data	Redatto da
Intervento 1976			
-	Collaudo statico palestra	11/11/1977	Dott. Ing. Edoardo Terzi (BG)
-	Denuncia di opere in conglomerato cementizio armato normale, in conglomerato cementizio armato precompresso, a struttura metallica	13/12/1976	CEB S.r.l. di Bonomi
-	Relazione illustrativa	13/12/1976	Dott. Ing. Franco Brignoli (BG)
-	Relazione a struttura ultimata	26/10/1977	Dott. Ing. Franco Brignoli (BG)
Tav 1	Fondazioni	2/10/1976	Dott. Ing. Franco Brignoli (BG)
Tav 2	Copertura	2/10/1976	Dott. Ing. Franco Brignoli (BG)
Tav 2	Piante e prospetti	29/10/1976	Dott. Ing. Franco Brignoli (BG)
-	Tegoli prefabbricati	10/11/1976	Prefabbricati Moretti (BS)
Intervento 1980			
-	Consolidamento solaio in legno p.r e p.l	12/4/1980	Dott. Ing. Franco Brignoli (BG)
	Tavola solaio p.l	15/7/1980	Dott. Ing. L. Maldotti
	Denuncia di opere in c.a. e c.a.p.	2/10/1980	Geom. Gamba Emilio
-	Collaudo statico	2/1/1981	Dott. Ing. Vittorio Pegoraro
-	Relazione tecnica	14/4/1980	Dott. Ing. Franco Brignoli (BG)
-	Computo metrico estimativo	-	Dott. Ing. Franco Brignoli (BG)
-	Libretto delle misure	-	Dott. Ing. Franco Brignoli (BG)
-	Certificato di regolare esecuzione	18/3/1981	Dott. Ing. Franco Brignoli (BG)

Doc. n.	Denominazione	Data	Redatto da
Intervento 1997			
-	Collaudo statico strutture relative alla ristrutturazione della scuola media statale in comune di verdello	26/9/1997	Dott. Ing. Gabriele Algeri (BG)
-	Denuncia di opere in conglomerato cementizio armato normale, in conglomerato cementizio armato precompresso, a struttura metallica	23/6/1997	MI.BER. s.r.l (BG)
-	Relazione illustrativa	23/6/1997	Dott. Ing. Antonio Monicchi (BG)
-	Relazione a struttura ultimata	22/9/1997	Dott. Ing. Antonio Monicchi (BG)
-	Relazione di calcolo	1997	Dott. Ing. Antonio Monicchi (BG)
Tav 002	Nuova scala ingresso posteriore-trave rinforzo primo solaio atrio	26/01/1998	Dott. Ing. Antonio Monicchi (BG)
Tav S1	Carpenteria Secondo solaio	18/02/1997	Dott. Ing. Antonio Monicchi (BG)
Tav S2	Particolari montante barriera	18/02/1997	Dott. Ing. Antonio Monicchi (BG)
Tav S3	Carpenteria solaio copertura	18/02/1997	Dott. Ing. Antonio Monicchi (BG)
Tav S4	Particolari solai	18/02/1997	Dott. Ing. Antonio Monicchi (BG)
Tav S5	Particolari appoggi	18/02/1997	Dott. Ing. Antonio Monicchi (BG)
Tav 10	Progetto esecutivo pianta piano primo	28/02/1997	Arch. Filippo Simonetti
Tav 11	Progetto esecutivo pianta piano secondo	28/02/1997	Arch. Filippo Simonetti
Tav 11	Progetto esecutivo pianta piano interrato e terra	28/02/1998	Arch. Filippo Simonetti
Tav 12	Progetto esecutivo pianta piani primo e secondo	28/02/1998	Arch. Filippo Simonetti
Tav 14	Progetto esecutivo sezioni C-C, A-A, B-B	28/02/1997	Arch. Filippo Simonetti
Tav 14	Progetto esecutivo sezioni A-A, B-B	28/02/1998	Arch. Filippo Simonetti
Tav 14	Particolare scala	28/02/1998	Arch. Filippo Simonetti
Intervento 1998			

Doc. n.	Denominazione	Data	Redatto da
-	Collaudo statico blocco servizi igienici e vano ascensore	6/10/1999	Dott. Ing. Gabriele Algeri (BG)
-	Denuncia di opere in conglomerato cementizio armato normale, in conglomerato cementizio armato precompresso, a struttura metallica	21/7/1998	Impresa Edile Rota Enrico s.r.l. (BG)
-	Relazione illustrativa	21/7/1998	Dott. Ing. Antonio Monicchi (BG)
-	Relazione a struttura ultimata	22/9/1997	Dott. Ing. Antonio Monicchi (BG)
-	Relazione di calcolo	1989	Dott. Ing. Antonio Monicchi (BG)
Tav 001	Fondazioni-primo solaio-secondo solaio-terzo solaio -copertura Blocco Servizi	26/01/1998	Dott. Ing. Antonio Monicchi (BG)
Tav 8	Progetto esecutivo pianta piani interrato, terra, primo, secondo e copertura Blocco Servizi	28/02/1998	Arch. Filippo Simonetti
Tav 9	Progetto esecutivo Prospetti ovest, est, sud Blocco Servizi	28/02/1998	Arch. Filippo Simonetti
Tav 10	Progetto esecutivo sezioni A-A, B-B, C-C, D-D, E-E Blocco Servizi	28/02/1998	Arch. Filippo Simonetti
Intervento 2008			
Tav 1	Pianta fondazioni	14/7/2008	Dott. Ing. Luca Rota (BG)
Tav 1a	Travi e particolari di fondazione	14/7/2008	Dott. Ing. Luca Rota (BG)
Tav 2	Pianta verticali interrato	14/7/2008	Dott. Ing. Luca Rota (BG)
Tav 2a	Particolari pilastri e setti	14/7/2008	Dott. Ing. Luca Rota (BG)
Tav 3	Pianta primo solaio	14/7/2008	Dott. Ing. Luca Rota (BG)
Tav 3a	Travi secondo solaio	14/7/2008	Dott. Ing. Luca Rota (BG)
Tav 4	Verticali piano terra	14/7/2008	Dott. Ing. Luca Rota (BG)
Tav 5	Pianta secondo solaio	14/7/2008	Dott. Ing. Luca Rota (BG)
Tav 5a	Travi secondo solaio	14/7/2008	Dott. Ing. Luca Rota (BG)
Tav 6	Verticali piano terra	14/7/2008	Dott. Ing. Luca Rota (BG)
Tav 7	Pianta terzo solaio	14/7/2008	Dott. Ing. Luca Rota (BG)

Doc. n.	Denominazione	Data	Redatto da
Tav 7a	Travi terzo solaio	14/7/2008	Dott. Ing. Luca Rota (BG)
Tav 8	Verticali piano terra	14/7/2008	Dott. Ing. Luca Rota (BG)
-	Denuncia c.a.	16/6/2008	Costruzioni paratico S.r.l.
-	Relazione illustrativa	16/6/2008	Dott. Ing. Luca Rota (BG)
-	Dichiarazione del progettista delle strutture	16/6/2008	Dott. Ing. Luca Rota (BG)
-	Relazione di calcolo	16/6/2008	Dott. Ing. Luca Rota (BG)
Tav 1	Inquadramento territoriale	Marzo 2008	Dott. Ing. Filippo Simonetti (BG)
Tav 2	Planimetria stato di fatto	Marzo 2008	Dott. Ing. Filippo Simonetti (BG)
Tav 3	Piante fabbricato principale stato di fatto	Marzo 2008	Dott. Ing. Filippo Simonetti (BG)
Tav 4	Prospetti e sezione principale stato di fatto	Marzo 2008	Dott. Ing. Filippo Simonetti (BG)
Tav 5	Planimetria progetto	Marzo 2008	Dott. Ing. Filippo Simonetti (BG)
Tav 6	Piante progetto, piano interrato, piano terra, piano primo, copertura	Marzo 2008	Dott. Ing. Filippo Simonetti (BG)
Tav 7	Prospetti	Marzo 2008	Dott. Ing. Filippo Simonetti (BG)
Tav 8	Sezioni progetto	Marzo 2008	Dott. Ing. Filippo Simonetti (BG)

3.1 Relazioni tecniche

Di seguito si riporta la lista delle relazioni e dei documenti tecnici redatti recentemente riguardanti verifiche statiche e sismiche effettuate sull'edificio esistente:

Doc. n.	Denominazione	Data	Redatto da
Campagna di indagini sulla Scuola Secondaria I grado			
1628	Rapporto tecnico di prova	Luglio 2016	C-Spin srl
RdP-265-2023	Rapporto di prova	Luglio 2023	P&P Lmc srl
Progetto di fattibilità tecnica ed economica			
	Relazione tecnica illustrativa con quadro economico	16/02/2022	Ing. Giovanni Moretti Ing. Nicola Pirani
	Indagine relativa agli elementi strutturali	Luglio 2016	Ing Franco Vezzoli

Doc. n.	Denominazione	Data	Redatto da
	Indagine relativa agli elementi non strutturali	Luglio 2016	Ing Franco Vezzoli
Verifica preliminare di vulnerabilità sismica con metodo semplificato LV1			
RdC-057-2023	Relazione di calcolo	Febbraio 2023	P&P LMC

3.2 Relazione geologica-geotecnica

Doc. n.	Denominazione	Data	Redatto da
-	Relazione geologica e geotecnica – Adeguamento/miglioramento sismico della scuola secondaria di I grado in via Papa Giovanni XXIII n.46 CIG: 9952352CAC; CUP: F35E2200003000	Luglio 2023	Dott. Geol. Alessandro Ratazzi

4. INDAGINI DIAGNOSTICO CONOSCITIVE SULLA STRUTTURA

Per le valutazioni di sicurezza delle strutture che compongono il fabbricato in oggetto si è fatto riferimento ai risultati delle campagne d'indagini effettuate sull'immobile.

In particolare, si fa riferimento alla recente campagna di indagine eseguita dalla P&P LMC srl i cui risultati sono contenuti nella relazione tecnica RdP-265-2023 a cui si rimanda per ogni approfondimento.

La geometria della struttura è nota dalle tavole storiche a disposizione, sono state effettuati dei controlli geometrici ad integrazione e verifica dei disegni disponibili. Un'ispezione visiva della struttura ha permesso inoltre di verificare lo stato di conservazione generale dell'opera con individuazione di eventuali situazioni soggette ad ammaloramento.

I dettagli costruttivi già in gran parte noti dai disegni di progetto originali sono stati integrati con rilievi in sito eseguendo scassi localizzati o indagini pacometriche per definire la tipologia e la qualità dei muri portanti, le armature di pilastri e travi in c.a. e i dettagli di collegamento pilastri / travi e travi / solai. Tali indagini sono state inoltre integrate tramite indagini con termocamera.

Ad integrazione delle caratteristiche dei materiali fornite dalla documentazione storica progettuale sono state condotte in sito ulteriori prove sperimentali distruttive e non distruttive con ausilio anche di apparecchiature strumentali.

Per definire la consistenza del calcestruzzo che realizza il fabbricato sono state eseguite sia indagini non distruttive che prelievi di alcune carote per una caratterizzazione diretta della resistenza del calcestruzzo con verifica del grado di carbonatazione (secondo le prescrizioni della norma UNI EN 14630:2007).

Per estendere la caratterizzazione del calcestruzzo in opera ad un più ampio numero di elementi strutturali sono state condotte prove diffuse con ultrasuoni e con sclerometro, molte delle quali combinate secondo il metodo

SonReb (SONic + REBound = ultrasuoni+sclerometro) sviluppato per ottenere un grado di precisione maggiore rispetto alle indagini soniche e sclerometriche utilizzate separatamente.

Infine, per caratterizzare il tipo di acciaio che realizza i ferri d'armatura sono stati prelevati alcuni spezzoni d'armatura da elementi strutturali significativi. Le barre d'armatura prelevate sono state sottoposte a prova di resistenza a trazione presso un Laboratorio Ufficiale Min. LL. PP. Legge 1086/71 secondo norma UNI EN 15630-1. Per estendere la caratterizzazione dell'acciaio d'armatura, verificando l'uniformità delle caratteristiche meccaniche misurate senza eseguire prelievi da altri elementi, sono state eseguite ulteriori indagini non distruttive con durometro su differenti elementi strutturali.

Per quanto riguarda gli elementi in muratura sono state effettuate prove penetrometriche su malta e sclerometriche sul mattone e una prova con martinetti piatti singolo e doppio, oltre che a rilievi della qualità muraria, in modo da definire geometria e caratteristiche meccaniche della muratura in sito.

5. RILIEVO DEI FENOMENI DI DEGRADO

Nell'ambito della campagna di indagine diagnostica conoscitiva è stata eseguita una valutazione del quadro fessurativo e in generale dello stato di conservazione del fabbricato.

Dagli esami visivi e dalle indagini strumentali eseguite è emerso un discreto stato di conservazione dell'immobile con presenza di alcuni ammaloramenti localizzati, dovuti a presenza di infiltrazioni d'acqua e a locali fessurazioni.

5.1 Rilievo e analisi del quadro fessurativo

Per quanto riguarda il quadro fessurativo, sono stati individuate sulla muratura dell'ultimo piano alcune fessure, in corrispondenza dell'appoggio delle travi di compluvio del timpano. Ulteriori lesioni sono state osservate in corrispondenza della mezzeria degli architravi del colonnato addossati alla muratura (es. foto F1) e nei tavolati (elementi non strutturali) al secondo piano, nell'aula adiacente alla scala (es. foto F5).

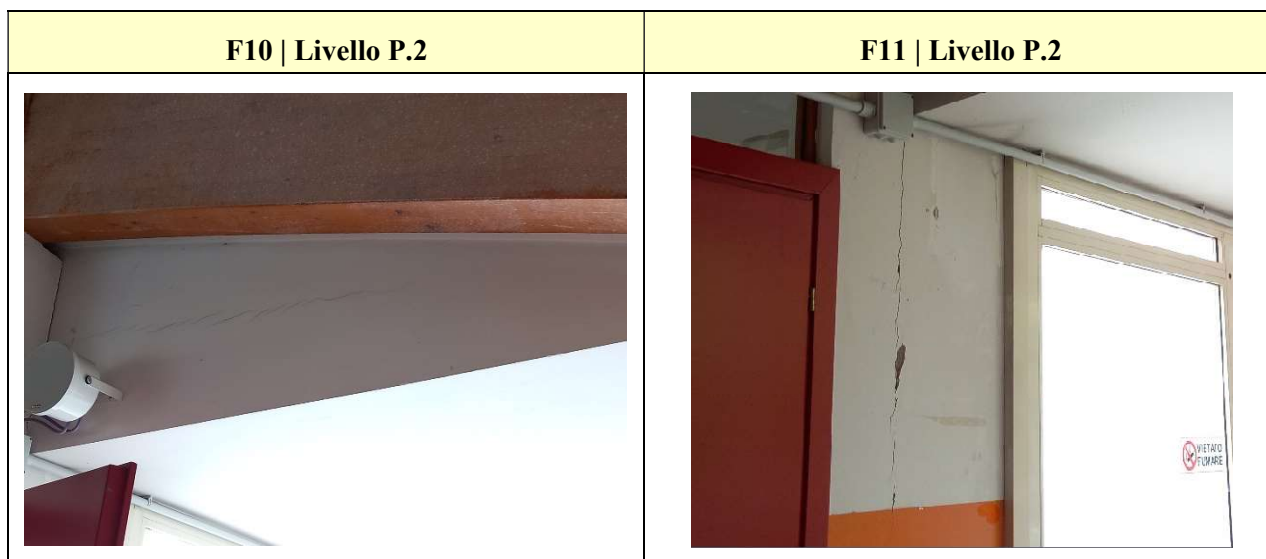
Si rimanda alla relazione RdP-265-2023 a cura di P&P LMC srl per ulteriori approfondimenti.

Le criticità riscontrate sono state analizzate nello specifico e trovano soluzione all'interno del progetto degli interventi di miglioramento sismico dell'immobile. Si rimanda alle tavole di progetto esecutivo per i dettagli degli interventi previsti.

Di seguito vengono riportate le foto relative alle fessurazioni riscontrate.

RILIEVO DELLE FESSURE	
F1 Livello P.r.	F2 Livello P.r.
	
F3 Livello P.r.	F4a Livello P.r.
	
F4b Livello P.r.	F5 Livello P.2 - lato corridoio
	

F5 Livello P.2 - lato aula	F6 Livello P.2
	
F7 Livello P.2	F8a Livello P.2
	
F8b Livello P.2	F9 Livello P.2
	



5.2 Rilievo delle aree oggetto di infiltrazioni

L'ispezione visiva eseguita sull'intero fabbricato ha consentito di rilevare la presenza di locali zone delle coperture caratterizzate da fenomeni di infiltrazioni d'acqua. Tali are sono state identificate e riportate nelle tavole allegate.

Si rimanda alla relazione RdP-265-2023 a cura di P&P LMC srl per ulteriori approfondimenti.

Anche le criticità relative alle zone oggetto di infiltrazione sono state trattate e risolte nell'ambito del progetto di miglioramento sismico dell'immobile; è stato infatti previsto il rifacimento del manto di copertura dell'edificio storico, del corpo palestra e del colonnato di ingresso all'edificio. Si rimanda alle tavole di progetto esecutivo per i dettagli degli interventi previsti.

Le seguenti immagini riportano gli ammaloramenti individuati in sede di indagine.

RILIEVO DELLE INFILTRAZIONI	
I1a Livello P.r.	I1b Livello P.r.
	
I2 Livello P cop	I3 Livello P. cop
	
I5 Livello P. cop	I7 Livello P. 2 cop
	

18 Livello P. cop	19 Livello P. cop
	
110 Livello P. cop	111 Livello P. cop
	

Di seguito si riportano alcune immagini esemplificative dello stato di conservazione del manto di copertura della palestra, degli spogliatoi e della terrazza.

STATO DI CONSERVAZIONE MANTO DI COPERTURA

Palestra





Dall'osservazione del manto di copertura della palestra si evince la presenza, in corrispondenza delle aree in cui è stata rilevata la presenza di fenomeni di infiltrazione, di locali avvallamenti e degradi della guaina impermeabilizzante.

STATO DI CONSERVAZIONE MANTO DI COPERTURA

Spogliatoio



Dall'osservazione del manto di copertura degli spogliatoi si evince la presenza di significativi accumuli di fogliame derivante dalla vicina vegetazione. Risulta pertanto necessario eseguire frequenti manutenzioni per prevenire fenomeni di infiltrazione.

STATO DI CONSERVAZIONE MANTO DI COPERTURA

Terrazzo



Il terrazzo del corpo principale è stato oggetto di diversi interventi finalizzati ad impedire l'infiltrazione d'acqua in corrispondenza dei bordi della terrazza che, in considerazione degli ammaloramenti riscontrati non sono risultati risolutivi.

6. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Per il calcolo delle strutture si farà riferimento alle seguenti normative:

- DM 17 Gennaio 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) coordinato con la circolare esplicativa n. 7 del 21/01/2019;
- Circolare 10 Aprile 1997, n. 65/AA.GG Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996;
- OPCM 3274 del 20 Marzo 2003, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- UNI EN 1992 - Eurocodice 2, Progettazione delle strutture in calcestruzzo;
- UNI EN 1996 - Eurocodice 6, Progettazione delle strutture di muratura;
- UNI EN 1998 - Eurocodice 8, Progettazione delle strutture per la resistenza in zona sismica;
- CNR-DT 215/2018 - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica;
- CNR-DT 200R1/2013 - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati.

7. MATERIALI E CARICHI

7.1 Livello di conoscenza

Stante la disponibilità di documentazione di progetto originale e tenuto conto delle campagne di indagini diagnostico conoscitive effettuate nell'anno 2016 dalla C-SPIN (descritte all'interno del rapporto tecnico di prova n.1628) e nel mese di luglio 2023 dalla P&P LMC srl (i cui risultati sono contenuti nella relazione RdP-265-2023), in accordo con quanto previsto dalle NTC 2018 è stato utilizzato un livello di conoscenza pari a LC3 e quindi un fattore di confidenza pari a 1,00. Come prescritto dalle NTC2018, il fattore di confidenza sarà utilizzato come ulteriore coefficiente di sicurezza da applicare alle resistenze materiali per tenere conto della parziale conoscenza delle strutture del fabbricato.

Di seguito si riportano i valori di resistenza utilizzati nelle calcolazioni analitiche per i vari materiali degli elementi portanti dell'edificio esistente.

7.2 Materiali

7.2.1 Calcestruzzo

I valori di resistenza ottenuti dalle indagini diagnostiche eseguite in sito risultano in linea con i materiali indicati nella documentazione originale di progetto.

Nei calcoli si è quindi utilizzato un materiale con le seguenti proprietà meccaniche.

Corpo palestra, corpo servizi e corpo principale:

$$f_{cm} = 0,83 \times R_{cm} = 0,83 \times 25 = 20 \text{ Mpa}$$

$$f_{cd} = [f_{ck}/\gamma_c]/F_c = [20/1,5]/1,0 = 13.8 \text{ Mpa (verifica dei meccanismi "fragili")}$$

$$f_{cd} = f_{ck}/F_c = 20/1,0 = 20 \text{ Mpa (verifica dei meccanismi "duttili")}$$

$$E = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0,3} = 22000 \times [20/10]^{0,3} = 27386 \text{ Mpa}$$

Corpo ampliamento 2008:

$$f_{cm} = 0,83 \times R_{cm} = 0,83 \times 30 = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_{cd} = [f_{cm}/\gamma_c]/F_c = [25/1,5]/1,0 = 16.6 \text{ Mpa (verifica dei meccanismi "fragili")}$$

$$f_{cd} = f_{cm}/F_c = 25/1,0 = 25 \text{ MPa (verifica dei meccanismi "duttili")}$$

$$E = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0,3} = 22000 \times [25/10]^{0,3} = 28926 \text{ Mpa}$$

7.2.2 Acciaio d'armatura

Anche per l'acciaio d'armatura gli esiti delle prove effettuate in sito e in laboratorio risultano compatibili con le tipologie di acciaio indicate sui documenti storici a disposizione.

Nei calcoli si è quindi utilizzato un materiale con le seguenti proprietà meccaniche.

Per il corpo palestra e corpo servizi si considera un acciaio d'armatura per c.a ordinario tipo FeB44k

- $f_{yk} = 430 \text{ Mpa}$
- $f_{yd} = [f_{yk} / \gamma_s] / F_C = [430 / 1.15] / 1.00 = 373,9 \text{ Mpa}$ (verifica dei meccanismi “fragili”)
- $f_{yd} = f_{yk} / F_C = 430 / 1.00 = 430 \text{ Mpa}$ (verifica dei meccanismi “duttili”)
- $E = 210000 \text{ Mpa}$

Per il corpo ampliamento 2008 si considera un acciaio d'armatura per c.a ordinario tipo B450C

- $f_{yk} = 450 \text{ Mpa}$
- $f_{yd} = [f_{yk} / \gamma_s] / F_C = [450 / 1.15] / 1.00 = 391,3 \text{ Mpa}$ (verifica dei meccanismi “fragili”)
- $f_{yd} = f_{yk} / F_C = 450 / 1.00 = 450 \text{ Mpa}$ (verifica dei meccanismi “duttili”)
- $E = 210000 \text{ Mpa}$

7.2.3 Muratura portante

Tenuto conto delle indagini effettuate in sito, la muratura che costituisce gli elementi portanti del fabbricato oggetto di studio può essere ricondotta alla tipologia muraria indicate nella Tabella C8.5.I della Circolare n.7 del 21/01/2019 sottostante.

Tabella C8.5.I - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (**)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

I valori dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche analitiche sono stati definiti con riferimento ai risultati delle indagini condotte sulle murature portanti sia nel 2016 (a cura di C.SPIN) sia nella recente campagna di indagine eseguita sull'edificio dalla P&P LMC srl.

I valori di resistenza assunti per la muratura, mediati tra i valori ottenuti in sito e quelli indicati dalle NTC2018, sono i seguenti:

$$f_m = 3.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.07 \text{ MPa}$$

$$f_{v0} = 0.167 \text{ MPa}$$

$$E = 1360 \text{ MPa}$$

$$G = 453 \text{ MPa}$$

7.2.4 Materiali per rinforzo setti in muratura con sistema FRCC

Di seguito si mostrano le caratteristiche dei materiali che sono stati considerati per gli interventi di rinforzo dei setti in muratura dell'edificio esistente:

- tessuto biassiale bilanciato in fibra di basalto e acciaio Inox AISI 304 – tipo Geosteel grid 200 o equivalente (caratteristiche tecniche certificate: acciaio Inox AISI 304, con speciale trattamento protettivo alcali

resistente con resina all'acqua priva di solventi; resistenza a trazione del filo > 750 MPa, modulo elastico $E > 200$ GPa; fibra di basalto: resistenza a trazione ≥ 3000 MPa, modulo elastico $E \geq 87$ GPa; dimensione della maglia 17×17 mm, spessore equivalente $t_f (0^\circ-90^\circ) = 0,032$ mm, massa totale comprensiva di termosaldatura e rivestimento protettivo ≈ 200 g/mq)

- geomalta® ad altissima igroscopicità e traspirabilità a base di pura calce idraulica naturale NHL 3.5 e Geolegante® minerale, inerti di sabbia silicea e calcare dolomitico in curva granulometrica 0-1,4 mm, GreenBuilding Rating® 5 – tipo GEOCALCE F ANTISIMICO o equivalente (caratteristiche tecniche certificate: alta efficacia nel ridurre gli inquinanti interni, non permette lo sviluppo batterico (Classe B+) e fungino (Classe F+) misurazione con metodo CSTB, certificato a bassissime emissioni di VOC con conformità EC 1-R Plus GEV-Emicode, emissione di $CO_2 \leq 250$ g/kg, contenuto di materiali riciclati $\geq 30\%$. La geomalta® naturale è provvista di marcatura CE, classe della malta G/M15 (EN 998/2), classe di resistenza R1 PCC (EN 1504-3), reazione al fuoco classe A1 (EN 13501-1), permeabilità al vapore acqueo da 15 a 35 (EN 1745), resistenza a compressione a 28 gg ≥ 15 N/mm² (EN 1015-11), modulo elastico 9 GPa (EN 13412), adesione al supporto a 28 gg $> 1,0$ N/mm² – FB: B (EN 1015-12).
- barre elicoidali certificate EN 845-1 in acciaio Inox AISI 316, provviste di marcatura CE, in apposito foro pilota nell'elemento strutturale, fornite e poste in opera mediante apposito mandrino a percussione, – tipo STEEL DRYFIX® 10 o equivalente – caratteristiche tecniche certificate: carico di rottura a trazione $> 16,2$ kN; carico di rottura a taglio $> 9,5$ kN; modulo elastico > 150 GPa; deformazione ultima a rottura 3%; area nominale 15,50 mmq)

7.2.5 Materiali per rinforzo setti e pilastri in cls con FRP

I rinforzi previsti sugli elementi in c.a. sono realizzati utilizzando tessuti unidirezionali in fibre di carbonio. Il sistema di rinforzo dovrà essere dotato di Certificato di Valutazione Tecnica (CVT) ai sensi del Cap. 11 del D.M. 17.01.2018.

Nel caso specifico si prevede l'utilizzo dei seguenti materiali:

- BETONTEX FB-GV330U-HT-RC02 o equivalente (tessuto unidirezionale 300 g/mq, classe 210C)
- Primer Betontex FB-RC01 o equivalente
- Resina impregnante Betontex FB-RC02 o equivalente
- Ancoraggi con fiocchi tipo FB-TUP10-CHT1A e FB-TUP10-CHT2A o equivalenti

7.2.6 Materiali per elementi in carpenteria metallica

Piastre di collegamento - Acciaio S275JR

Tensione caratteristica a rottura: $f_{t,k} \geq 430$ MPa

Tensione caratteristica a snervamento: $f_{t,k} \geq 275$ MPa

Bullonerie e barre filettate (Classe 8.8)

Tensione caratteristica a rottura: $f_{t,k} \geq 800 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica a snervamento: $f_{t,k} \geq 640 \text{ Mpa}$

Resina per Ancoraggio

HILTI HIT-RE 500 V4 o equivalente

7.2.7 Materiali per carpenteria da legno

Angolari:

Tipo Rothoblaas in Acciaio al carbonio DX51D+Z275 o equivalenti

Nastri forati:

Tipo Rothoblaas in Acciaio S350 GD+Z275 o equivalenti

Viteria

Vite LBS Rothoblaas o equivalenti in acciaio al carbonio con zincatura galvanica

Viti KPO Tirafondo DIN571 Rothoblaas o equivalenti in acciaio al carbonio con zincatura galvanica

7.3 Analisi dei carichi – Edificio Esistente

Nell'ottica della valutazione di sicurezza in ambito sismico si terrà conto di tutti i carichi necessari come prescritto dalle combinazioni di carico previste dalla norma.

7.3.1 Carichi permanenti strutturali, non strutturali e accidentali

I pesi propri degli elementi strutturali sono stati direttamente introdotti con la geometria del modello fem realizzato. Per i carichi accidentali è stato considerato per la zona aule un carico distribuito pari a 300 kg/mq (categoria C1 - Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole), per i locali adibiti ad uso uffici è stato considerato un carico distribuito pari a 200 kg/mq (categoria B2 – Uffici non aperti al pubblico), sulle scale si è infine considerato un carico pari a 400 kg/mq .

I carichi dei solai sono stati dedotti attraverso un'analisi dei carichi effettuata sulla base delle stratigrafie rilevate in fase di indagine e dei dati contenuti nella documentazione originale di progetto. Di seguito si definiscono per ogni solaio i carichi considerati nel calcolo.

Solaio voltine e volterrane - Corpo centrale piano terra

p.p. solaio: 160 kg/m^2

p.p. permanenti non strutturali (finiture+impianti): 340 kg/m^2

sovraccarichi accidentali: 200 kg/m^2

Solaio travetti tipo Varese lato aule - Corpo centrale piano primo (h. 25+6+5 cm)

p.p. solaio: 260 kg/m^2

p.p. permanenti non strutturali (finiture+impianti): 300 kg/m^2

sovraccarichi accidentali: 300 kg/m²

Solaio travetti tipo Varese lato corridoio - Corpo centrale piano primo (h. 20+6+5 cm)

p.p. solaio: 245 kg/m²

p.p. permanenti non strutturali (finiture+impianti): 300 kg/m²

sovraccarichi accidentali: 300 kg/m²

Solaio c.a.- Corpo centrale terrazzo piano primo (h. 13 cm)

p.p. solaio: 325 kg/m²

p.p. permanenti non strutturali (finiture+impianti): 160 kg/m²

sovraccarichi accidentali: 300 kg/m²

sovraccarichi neve: 120 kg/m²

Solaio in legno lato aule- Corpo centrale soppalco piano secondo

p.p. solaio: 50 kg/m²

p.p. permanenti non strutturali (finiture+impianti): 300 kg/m²

sovraccarichi accidentali: 300 kg/m²

Solaio in legno lato corridoio- Corpo centrale soppalco piano secondo

p.p. solaio: 50 kg/m²

p.p. permanenti non strutturali (finiture+impianti): 300 kg/m²

sovraccarichi accidentali: 300 kg/m²

Solaio in legno lato corridoio- Corpo centrale soppalco piano secondo

p.p. permanenti non strutturali (finiture+impianti): 120 kg/m²

sovraccarichi neve: 120 kg/m²

Solaio laterocemento. - Corpo servizi piano terra, primo e secondo (h. 18+4 cm)

p.p. solaio: 300 kg/m²

p.p. permanenti non strutturali (finiture+impianti): 380 kg/m²

sovraccarichi accidentali: 300 kg/m²

Solaio c.a. - Corpo servizi piano copertura (h. 15 cm)

p.p. solaio: 375 kg/m²

p.p. permanenti non strutturali: 100 kg/m²

sovraccarichi neve: 120 kg/m²

Solaio predalles - Ampliamento 2008, piano terra (h. 5+16+6 cm)

p.p. solaio: 425 kg/m²

p.p. permanenti non strutturali (finiture+impianti): 300 kg/m²

sovraccarichi accidentali: 300 kg/m²

Solaio predalles - Ampliamento 2008, piano primo (h. 5+30+6 cm)

p.p. solaio: 500 kg/m²

p.p. permanenti non strutturali (finiture+impianti): 300 kg/m²

sovraccarichi accidentali: 300 kg/m²

Solaio predalles - Ampliamento 2008, piano secondo (h. 5+26+6 cm)

p.p. solaio: 500 kg/m²

p.p. permanenti non strutturali: 150 kg/m²

sovraccarichi neve: 120 kg/m²

Solaio c.a. - Ampliamento 2008 piano primo (h. 15 cm)

p.p. solaio: 375 kg/m²

p.p. permanenti non strutturali: 300 kg/m²

sovraccarichi accidentali: 300 kg/m²

Rampa c.a. - Ampliamento 2008 piano terra

p.p. solaio: 375 kg/m²

p.p. permanenti non strutturali (finiture+impianti): 250 kg/m²

sovraccarichi accidentali: 300 kg/m²

Rampa c.a. - Ampliamento 2008 piano primo

p.p. solaio: 375 kg/m²

p.p. permanenti non strutturali: 250 kg/m²

sovraccarichi neve: 120 kg/m²

Solaio laterocemento – Spogliatoi piano copertura (h. 20+4 cm)

p.p. solaio: 260 kg/m²

p.p. permanenti non strutturali 200 kg/m²

sovraccarichi neve: 120 kg/m²

Solaio tegoli prefabbricati – Palestra piano copertura

p.p. permanenti non strutturali 250 kg/m²

sovraccarichi neve: 120 kg/m²

7.3.2 Azioni sismiche

La struttura in esame ricade in classe d'uso III ossia "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi", caratterizzate dai seguenti parametri sismici:

Vita nominale $V_n \geq 50$ anni
Classe d'uso: III
Coefficiente d'uso: $C_u=1,50$

Dunque, il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica risulta pari a 75 anni.

Le caratteristiche degli spettri sismici relativi ai diversi stati limite e al sito in cui sorge il fabbricato sono riportate nella tabella seguente:

Stato Limite	T_r (anni)	A_g/g	F_0	T_c^* (sec)
SLO	45	0.037	2.472	0.212
SLD	75	0.048	2.421	0.235
SLV	712	0.130	2.441	0.273
SLC	1462	0.168	2.483	0.280

Per quanto riguarda la categoria di sottosuolo e topografica si assumono i seguenti dati forniti nella relazione geologica, in allegato alla presente relazione, a cura del geologo Dott. Alessandro Ratazzi:

- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1

Si considera un'azione sismica caratterizzata dalle due componenti traslatorie in direzione X e Y definita da uno spettro di risposta in accelerazione espresso in forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento del 5%.

Le azioni sismiche allo SLV, sono state calcolate con riferimento ad uno spettro di progetto ottenuto dalla riduzione dello spettro elastico con un fattore di struttura q pari a 2,25, in accordo anche a quanto riportato nella Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 (paragrafo C.8.5.5).

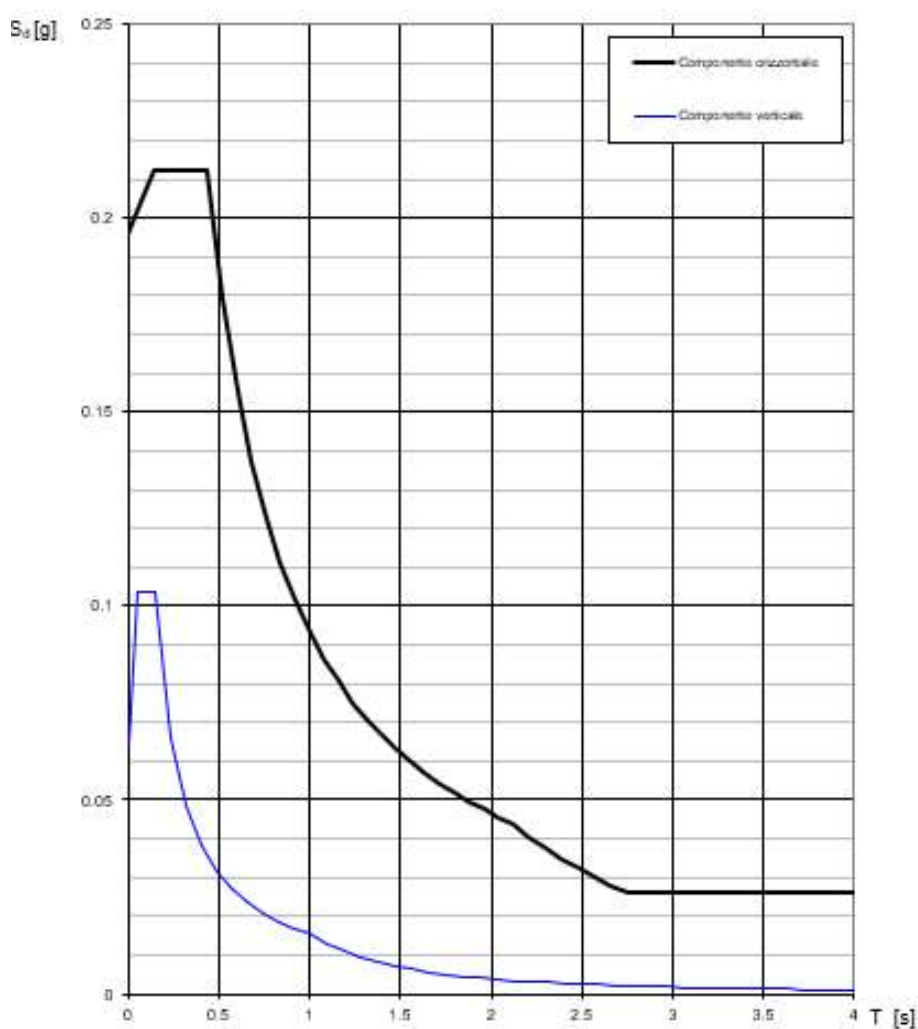
In accordo a quanto riportato nel capitolo 8.3 delle NTC2018, la progettazione degli interventi sul fabbricato esistente è stata eseguita con riferimento ai soli SLU. Per la combinazione sismica la verifica agli SLU è stata effettuata rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV).

Nello specifico, come indicato nel paragrafo C8.7.2.2 della Circolare, in caso di analisi dinamica lineare con spettro ridotto con fattore di comportamento q le verifiche degli elementi strutturali devono essere eseguite in termini di resistenza controllando che la domanda in termini di sollecitazione sia inferiore alla corrispondente capacità.

La domanda sugli elementi strutturali si ottiene dall'analisi con spettro elastico ridotto, rispettivamente per gli elementi/meccanismi duttili del fattore di comportamento attribuito alla struttura (in questo caso $q=2,25$), per gli elementi/meccanismi fragili del fattore di comportamento $q=1,50$.

Di seguito si riportano gli spettri agli stati limite SLV considerati nel calcolo.

Spettro di risposta di progetto SLV ($q=2.25$)



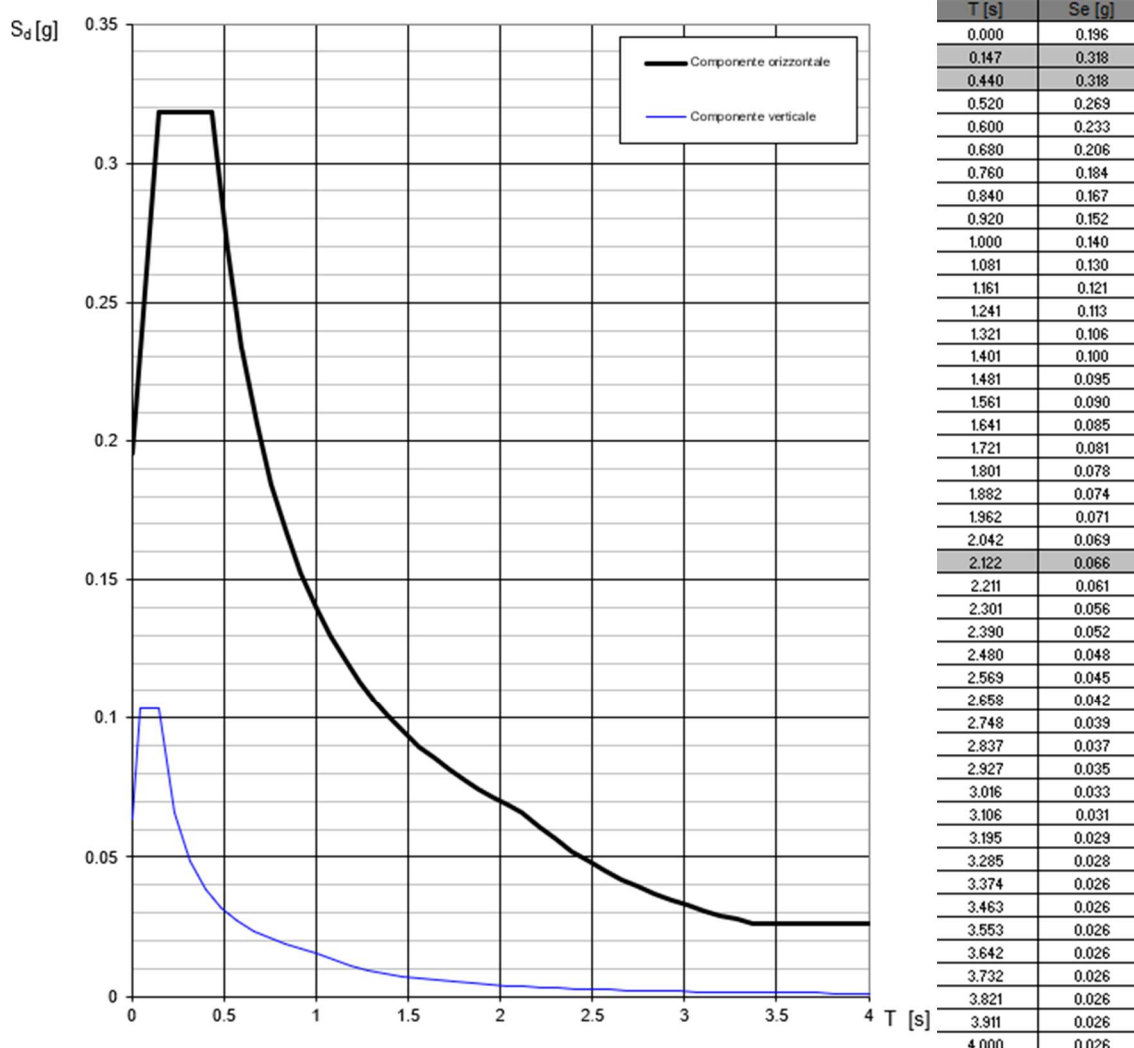
T [s]	Se [g]
0.000	0.196
0.147	0.212
0.440	0.212
0.520	0.180
0.600	0.156
0.680	0.137
0.760	0.123
0.840	0.111
0.920	0.101
1.000	0.093
1.081	0.086
1.161	0.080
1.241	0.075
1.321	0.071
1.401	0.067
1.481	0.063
1.561	0.060
1.641	0.057
1.721	0.054
1.801	0.052
1.882	0.050
1.962	0.048
2.042	0.046
2.122	0.044
2.211	0.041
2.301	0.037
2.390	0.035
2.480	0.032
2.569	0.030
2.658	0.028
2.748	0.026
2.837	0.026
2.927	0.026
3.016	0.026
3.106	0.026
3.195	0.026
3.285	0.026
3.374	0.026
3.463	0.026
3.553	0.026
3.642	0.026
3.732	0.026
3.821	0.026
3.911	0.026
4.000	0.026

dove:

T: Periodo. [s]

a/g: Accelerazione normalizzata ottenuta dividendo l'accelerazione per l'accelerazione di gravità.

Spettro di risposta di progetto SLV ($q=1.5$)



dove:

T: Periodo. [s]

a/g: Accelerazione normalizzata ottenuta dividendo l'accelerazione per l'accelerazione di gravità.

7.3.1 Combinazioni di carico

Come prescritto dal D.M. 17 gennaio 2018 sono state considerate le seguenti combinazioni di carico sismiche:

I) $E_x + 0,3 \times E_y + 0,3 \times E_z + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$ (Sisma principale in direzione X)

II) $0,3 \times E_x + E_y + 0,3 \times E_z + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$ (Sisma principale in direzione Y)

III) $0,3 \times E_x + 0,3 \times E_y + E_z + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$ (Sisma principale in direzione Z)

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

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

Per i coefficienti ψ_{2j} sono stati considerati i valori indicati dalle NTC2018 per ogni tipologia di azione agente. I carichi dovuti alle azioni della neve e del vento non rientrano nelle combinazioni di carico sismiche come previsto dalle normative vigenti ($\psi_{02} = 0$).

Per la verifica e il progetto degli interventi di miglioramento sismico dei corpi dell'edificio esistente si è fatto riferimento alle sole combinazioni sismiche.

8. VULNERABILITÀ STATICA E SISMICA DELL'EDIFICIO

Dal punto di vista statico l'edificio non mostra allo stato di fatto particolari criticità. Nei vari sopralluoghi eseguiti e dalle campagne di indagini svolte non sono state infatti rilevati dissesti e/o lesioni importanti. Gli stati fessurativi individuati, in particolar modo nel corpo storico originario, sono per lo più riconducibili ad una generale mancanza di manutenzione dell'immobile e ad assestamenti dovuti probabilmente alla non perfetta esecuzione dei lavori effettuati sull'edificio nel corso degli anni e dal fisiologico invecchiamento e degrado dei materiali costituenti le murature. Le fessure più evidenti saranno peraltro trattate e ripristinate nell'ambito dei lavori di miglioramento sismico dell'immobile.

Per quanto riguarda le strutture portanti (setti, travi e pilastri) è stata eseguita una verifica statica mediante modello fem, che non ha mostrato carenze nei confronti del dimensionamento statico delle strutture esistenti.

Per quanto concerne invece i solai dell'edificio si può fare riferimento alla relazione tecnica del settembre 2016 a cura dell'ing. Franco Vezzoli nella quale sono esplicitate le verifiche statiche di tutti gli orizzontamenti dell'immobile. Gli esiti delle verifiche effettuate sono sostanzialmente tutti positivi ad eccezione della zona di solaio a piano primo del corpo storico antistante la scala che sale al secondo piano per la quale il carico accidentale ammissibile deve necessariamente essere ridotto a 200 kg/mq.

Ulteriori possibili criticità di ordine statico, come segnalato anche nella relazione a cura dell'ing. Vezzoli, riguardano elementi non strutturali quali parapetti, tramezze, controsoffitti etc. che sono già state esaminate e verranno opportunamente affrontate in fase costruttiva.

Per individuare le carenze sismiche del fabbricato è stata eseguita un'analisi di vulnerabilità sismica condotta rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV). Si è proceduto alla valutazione della sicurezza dell'intera struttura implementando un'analisi dinamica modale con spettro di risposta ridotto compatibilmente con quanto indicato nel paragrafo C8.5.5.2 della Circolare 21/01/2019 n.7. Al paragrafo C.8.7.2.2 della Circolare si indica, inoltre, che nel caso di analisi dinamica modale con spettro di risposta di progetto ridotto del fattore q, le verifiche degli elementi strutturali devono essere in termini di resistenza, controllando che la domanda in termini di sollecitazioni sia inferiore o uguale alla corrispondente capacità.

Per il calcolo della capacità degli elementi si impiegano le proprietà dei materiali esistenti ottenute dalle prove in sito divise per il fattore di confidenza corrispondente al livello di conoscenza raggiunto e il coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

Per le caratteristiche dei materiali, le sezioni geometriche dei vari elementi strutturali si rimanda ai precedenti capitoli della presente relazione.

Di seguito si mostrano gli esiti delle verifiche di vulnerabilità eseguite sull'immobile.

8.1 Metodo di analisi

La vulnerabilità sismica delle strutture è stata calcolata implementando un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta.

L'analisi dinamica modale consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale)
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati
- nella combinazione di questi effetti
- nella verifica di vulnerabilità sismica degli elementi in oggetto

Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. A tal riguardo è stato considerato un n. di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

8.2 Criteri di modellazione e Modello fem

Con il software di calcolo ad elementi finiti MidasGEN è stato realizzato il modello FEM delle strutture tridimensionali del fabbricato tale da rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza.

Tenuto conto della conformazione dell'edificio e del giunto individuato tra il corpo storico originario e la palestra (di ampiezza pari a circa 2 cm) pare evidente che la prima vulnerabilità sismica da segnalare sia l'instaurarsi del fenomeno del martellamento tra i due corpi. Pertanto, stante la scelta progettuale di collegare rigidamente i due corpi in modo da risolvere la criticità individuata, il modello fem è stato implementato senza soluzione di continuità tra i vari corpi strutturali che compongono l'edificio nel suo complesso.

Per la modellazione dei maschi murari e dei setti in c.a. sono stati utilizzati elementi bidimensionali "wall" del tipo "plate", mentre per le colonne in muratura, gli elementi in c.a. e in carpenteria metallica e le travi che costituiscono gli elementi lignei di copertura sono stati utilizzati elementi di tipo "beam". Le armature degli elementi strutturali portanti in c.a. che realizzano l'edificio sono state definite in base alle informazioni ottenute dalle indagini di rilievo condotte in sito integrate dai documenti storici di progetto disponibili.

In relazione alle caratteristiche costruttive, dimensione delle luci e conformazione geometrica, il solaio di piano primo del corpo principale caratterizzato da travetti prefabbricati tipo Varese, oltre che i solai tipo predalles e/o laterocemento con cappa strutturale di spessore maggiore a 4cm, sono stati considerati rigidi nel loro piano nel campo di frequenza di interesse. Per quanto concerne l'orizzontamento del soppalco in legno, la rigidità di piano è stata considerata modellando l'assito in legno lamellare come elemento "plane stress" con rigidità nel solo piano orizzontale.

I carichi permanenti e accidentali dei solai uniformemente distribuiti sono stati applicati ai vari impalcati del fabbricato.

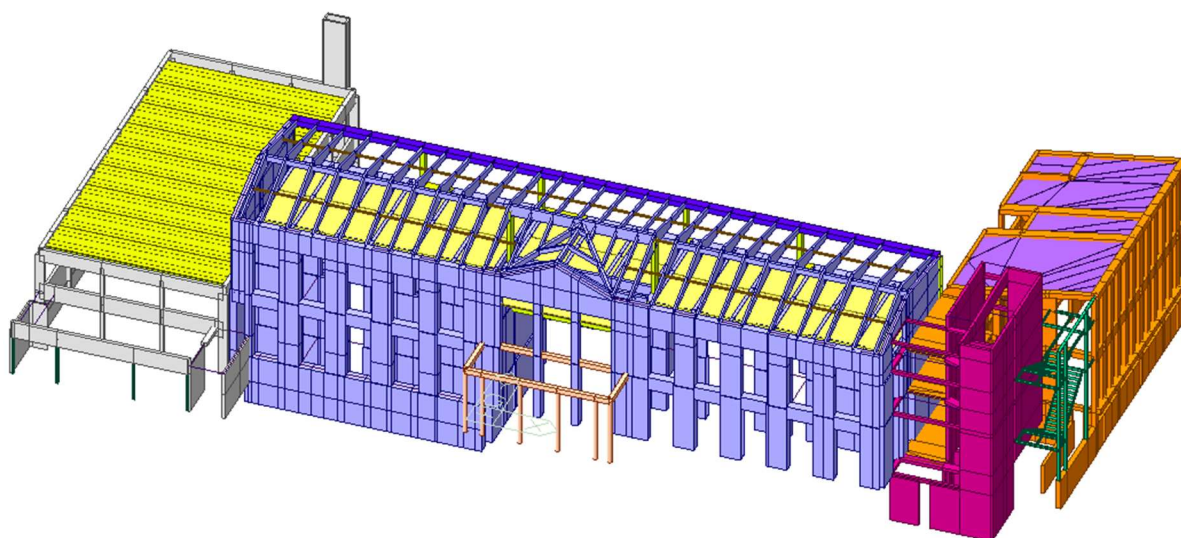
Riguardo ai vincoli la struttura è stata considerata incastrata alla base.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è stata attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. L'eccentricità accidentale in ogni direzione è stata considerata pari a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

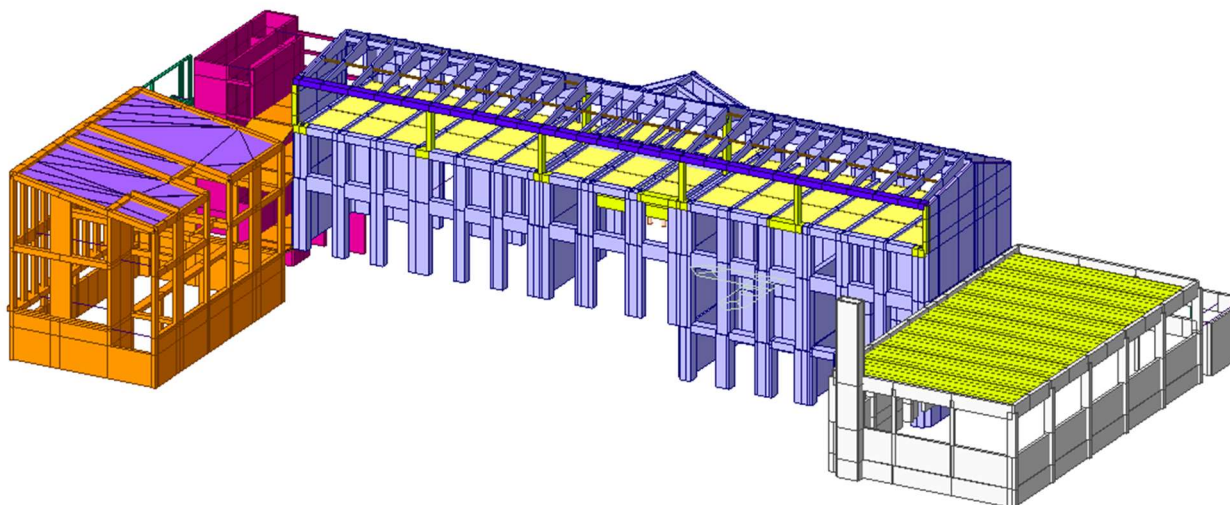
La rigidezza fuori piano dei maschi in muratura e dei setti in cls non armato è stata considerata pari al 20% di quella reale per tenere in conto del ridotto contributo di tali elementi lungo la direzione ortogonale al loro sviluppo.

In accordo a quanto indicato nelle NTC2018 per tenere conto della fessurazione dei materiali in condizioni sismiche, la rigidezza degli elementi costruttivi portanti in calcestruzzo armato e in muratura è stata ridotta fino al 50% tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Si riportano di seguito alcune immagini del modello implementato per le verifiche sismiche del fabbricato.



Vista prospettica del modello fem –fronte principale



Vista prospettica del modello fem –lato cortile interno

8.3 Risposta modale

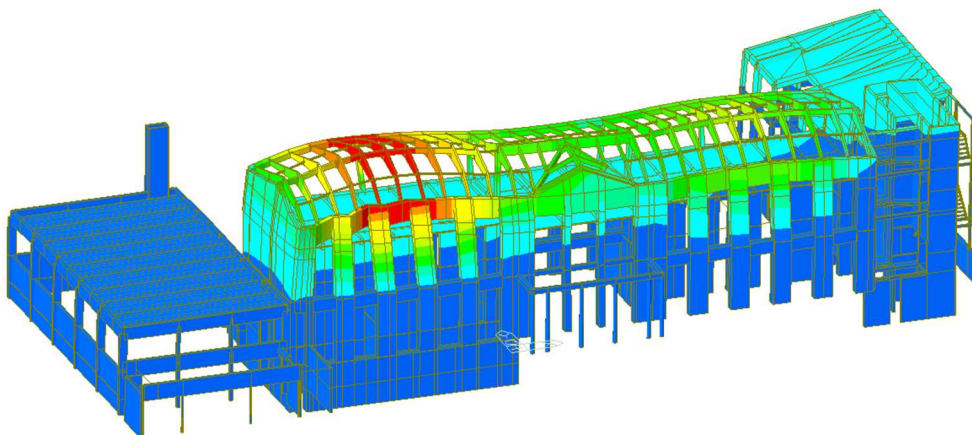
Di seguito si riportano i risultati dell'analisi dinamica modale in termini di frequenze, periodi e masse partecipanti.

<i>Mode No</i>	<i>Frequency (rad/sec)</i>	<i>Frequency (cycle/sec)</i>	<i>Period (sec)</i>
1	13.3771	2.129	0.4697
2	13.7137	2.1826	0.4582
3	14.7042	2.3403	0.4273
4	16.1935	2.5773	0.388
5	17.0279	2.7101	0.369
6	19.0412	3.0305	0.33
7	21.3414	3.3966	0.2944
8	21.6622	3.4476	0.2901
9	21.6888	3.4519	0.2897
10	21.9745	3.4973	0.2859
11	22.747	3.6203	0.2762
12	22.8453	3.6359	0.275
13	23.0261	3.6647	0.2729
14	23.3197	3.7114	0.2694
15	23.6334	3.7614	0.2659
16	24.7008	3.9313	0.2544
17	24.9565	3.972	0.2518
18	25.2213	4.0141	0.2491
19	26.963	4.2913	0.233
20	27.7209	4.4119	0.2267
21	29.0467	4.6229	0.2163
22	29.9114	4.7605	0.2101
23	31.7671	5.0559	0.1978
24	33.4821	5.3288	0.1877
25	36.4475	5.8008	0.1724
26	36.9689	5.8838	0.17
27	40.1252	6.3861	0.1566
28	41.1399	6.5476	0.1527
29	47.5083	7.5612	0.1323
30	49.1106	7.8162	0.1279

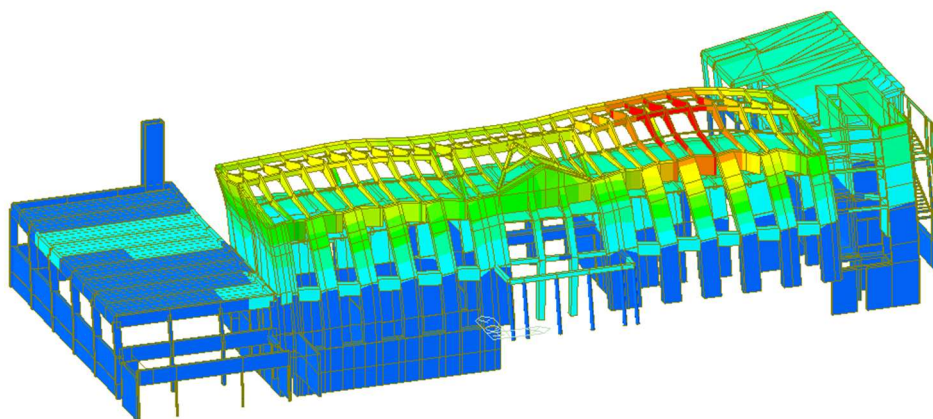
31	55.5852	8.8467	0.113
32	57.8873	9.2131	0.1085
33	66.3618	10.5618	0.0947
34	72.6387	11.5608	0.0865
35	87.3532	13.9027	0.0719
36	92.974	14.7973	0.0676
37	136.7504	21.7645	0.0459
38	157.5266	25.0711	0.0399
39	238.7349	37.9958	0.0263
40	259.6318	41.3217	0.0242

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		ROT-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	13.4656	13.4656	13.1902	13.1902	4.4492	4.4492
2	40.4053	53.8709	4.4895	17.6798	0.5368	4.9861
3	7.9954	61.8664	0.0884	17.7682	2.1284	7.1145
4	1.2817	63.1481	0.0505	17.8186	0.0765	7.191
5	0.0257	63.1737	3.7119	21.5306	13.4845	20.6754
6	1.9753	65.149	0.6843	22.2149	12.7417	33.4171
7	0.9968	66.1458	9.0866	31.3015	0.8283	34.2455
8	0.0399	66.1857	0.3205	31.622	0.0363	34.2817
9	0.0106	66.1963	0.2909	31.9129	0.0228	34.3045
10	0.0012	66.1975	0.0158	31.9287	0.0027	34.3072
11	2.0339	68.2314	0.1059	32.0346	1.5468	35.854
12	1.8477	70.0791	0.3518	32.3864	0.8364	36.6904
13	0.0953	70.1744	0.1107	32.4971	0.1869	36.8773
14	1.518	71.6924	0.9306	33.4277	3.359	40.2363
15	0.0063	71.6986	0.2181	33.6458	0.1085	40.3448
16	0.0078	71.7064	16.5375	50.1833	2.4025	42.7474
17	0.0081	71.7145	1.2653	51.4486	0.0207	42.7681
18	0.0003	71.7148	0.3519	51.8005	0.0105	42.7785
19	0.3597	72.0745	0.2117	52.0122	0.084	42.8625
20	1.2974	73.3718	0.9206	52.9328	0.0612	42.9237
21	0.3586	73.7304	0.0174	52.9501	0.4646	43.3883
22	0.2861	74.0165	1.3893	54.3395	0.0652	43.4534
23	1.3249	75.3414	0.2977	54.6371	0.0106	43.464
24	0.0204	75.3619	1.0937	55.7308	0.0228	43.4868
25	0.032	75.3939	3.9411	59.6718	4.9666	48.4534
26	0.3303	75.7242	10.2155	69.8873	9.5006	57.954
27	0.5433	76.2675	0.0432	69.9306	0.4813	58.4353
28	0.1212	76.3887	2.5138	72.4444	3.5471	61.9824
29	3.3567	79.7453	0.0054	72.4498	0.4461	62.4285
30	0.0742	79.8195	1.2942	73.744	1.2027	63.6312
31	0.1758	79.9953	4.0889	77.8328	0.011	63.6422
32	5.3804	85.3757	0.5739	78.4067	1.7768	65.419
33	3.1925	88.5681	0.0023	78.409	0.0334	65.4524
34	0.0077	88.5759	3.7492	82.1582	1.164	66.6163
35	0.6169	89.1928	0.1382	82.2963	0.4692	67.0855
36	0.0368	89.2296	2.8945	85.1908	1.7514	68.8369
37	0.2816	89.5112	2.692	87.8828	0.0749	68.9118
38	2.3356	91.8469	2.0281	89.9109	2.8226	71.7343
39	7.5756	99.4225	0.3549	90.2658	0.5064	72.2408
40	0.0015	99.424	8.2658	98.5316	1.1313	73.372

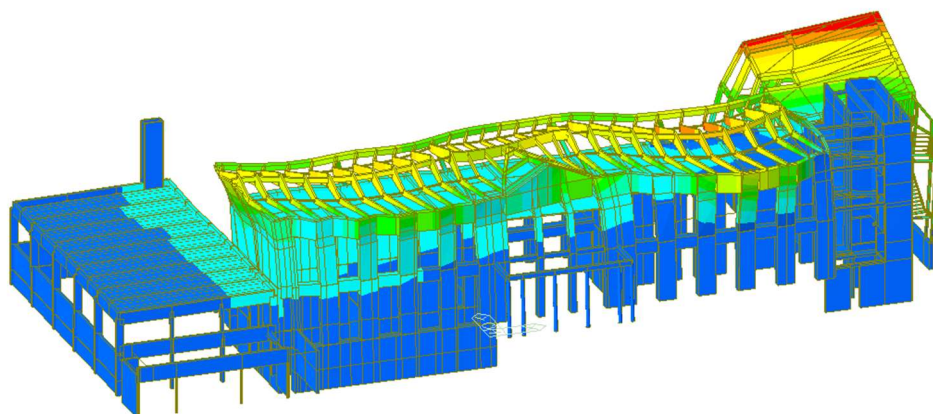
Le immagini seguenti mostrano i modi principali di vibrare della struttura in esame.



Modo n.1 - $T = 0,47$ sec (Traslazione in Y)



Modo n.2- $T = 0.45$ sec (Traslazione in X)



Modo n.6 - $T = 0,33$ sec (Rotazione in z)

8.4 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Il programma di calcolo utilizzato per la modellazione fem degli edifici, Midas Gen, è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione. È stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati.

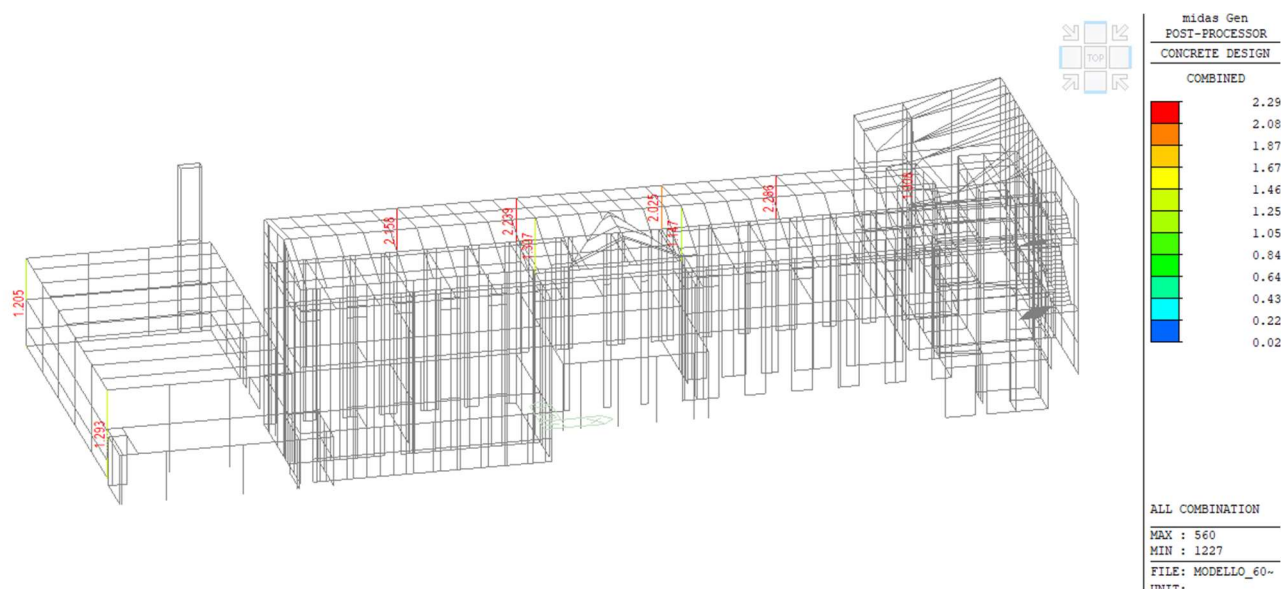
Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate dalla Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

Di seguito si mostrano, dunque, gli esiti ottenuti dalle verifiche effettuate sugli elementi strutturali portanti del fabbricato nella configurazione allo stato di fatto.

8.5 Verifica dei pilastri in c.a.

Meccanismi duttili

Le mappature si riferiscono al coefficiente di sfruttamento degli elementi strutturali

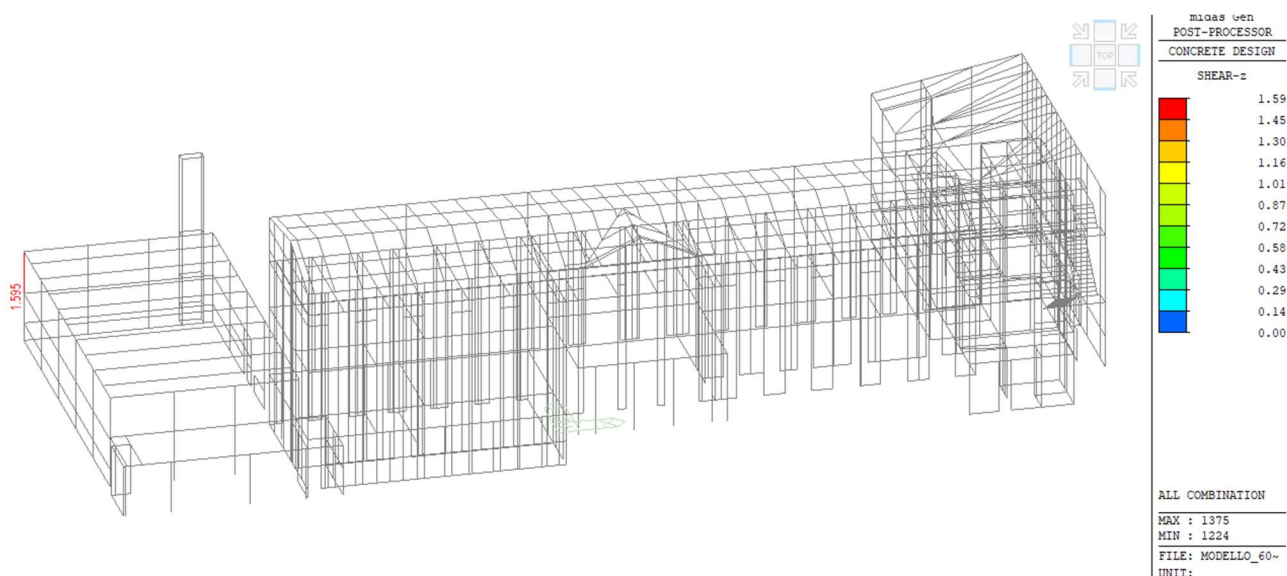


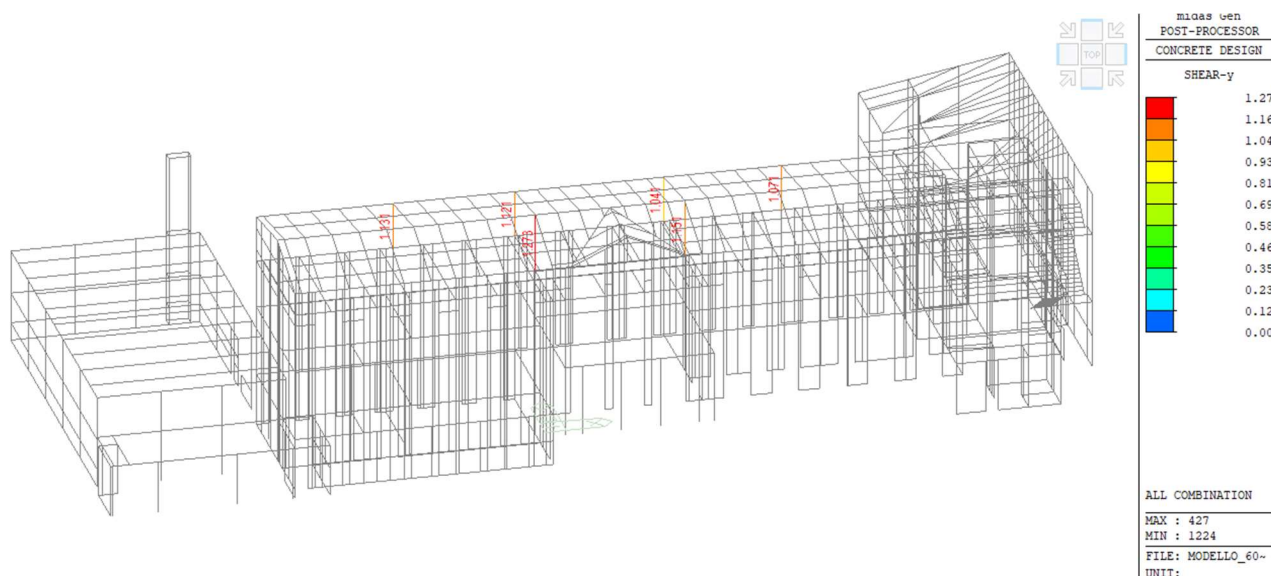
Verifica a Pressoflessione - Pilastri in c.a.

Come si può osservare dall'immagine alcuni pilastri non risultano soddisfatte le verifiche a pressoflessione. Il coefficiente di sfruttamento (rapporto tra azione agente e azione resistente) massimo risulta pari a 2.29.

Meccanismi fragili

Le mappature si riferiscono al coefficiente di sfruttamento degli elementi strutturali





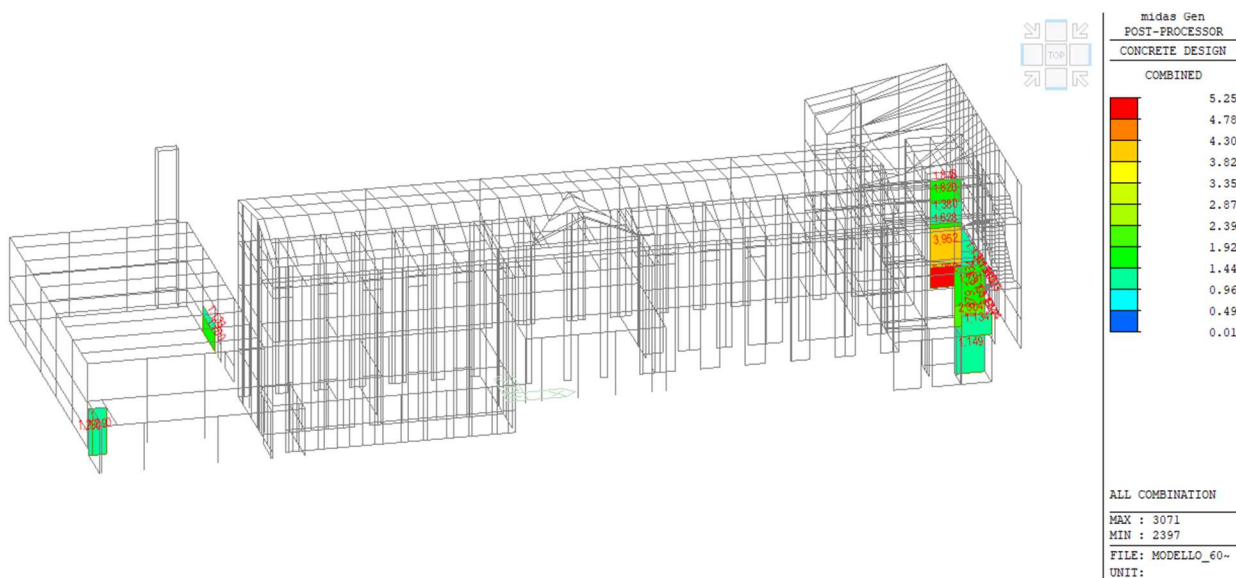
Verifica a taglio - Pilastri in c.a.

Come si può osservare dall'immagine le verifiche a taglio non risultano soddisfatte. Il coefficiente di sfruttamento massimo (rapporto tra azione agente e azione resistente) risulta uguale a 1.59.

8.1 Verifica dei setti in c.a.

Meccanismi duttili

Le mappature si riferiscono al coefficiente di sfruttamento degli elementi strutturali

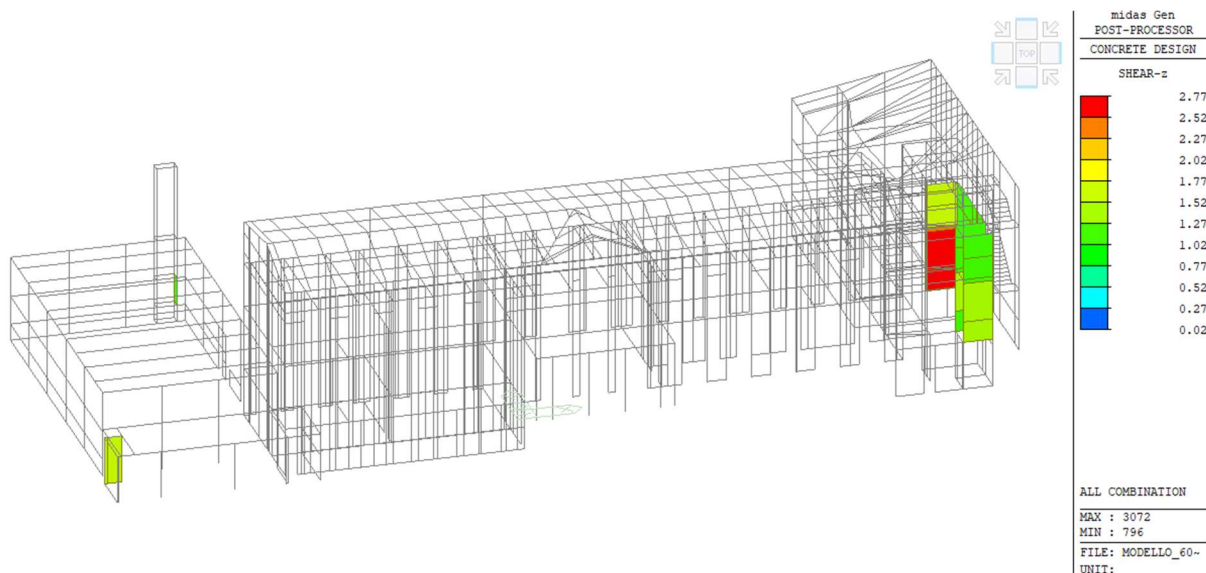


Verifica a Pressoflessione – Setti in c.a.

Come si può osservare dall'immagine alcuni setti non risultano verificati a pressoflessione. Il coefficiente di sfruttamento (rapporto tra azione agente e azione resistente) massimo risulta pari a 5.25.

Meccanismi fragili

Di seguito è riportata la verifica a taglio dei setti in c.a. rappresentata dal coefficiente di sfruttamento, definito come il rapporto tra la sollecitazione e la resistenza. La verifica risulta soddisfatta per coefficiente di sfruttamento minore di 1.



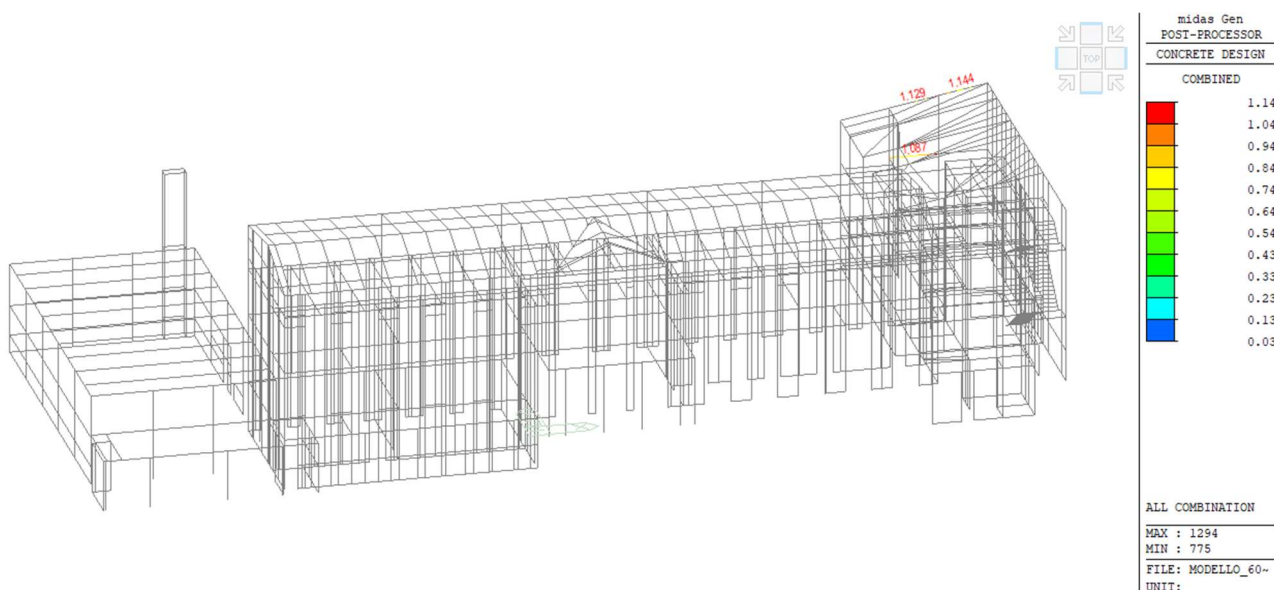
Verifica a taglio - Setti in c.a.

Come si può osservare dall'immagine alcuni setti non risultano verificati a pressoflessione. Il coefficiente di sfruttamento (rapporto tra azione agente e azione resistente) massimo risulta pari a 5.25.

8.2 Verifica delle travi in c.a.

Meccanismi duttili

Le mappature si riferiscono al coefficiente di sfruttamento degli elementi strutturali

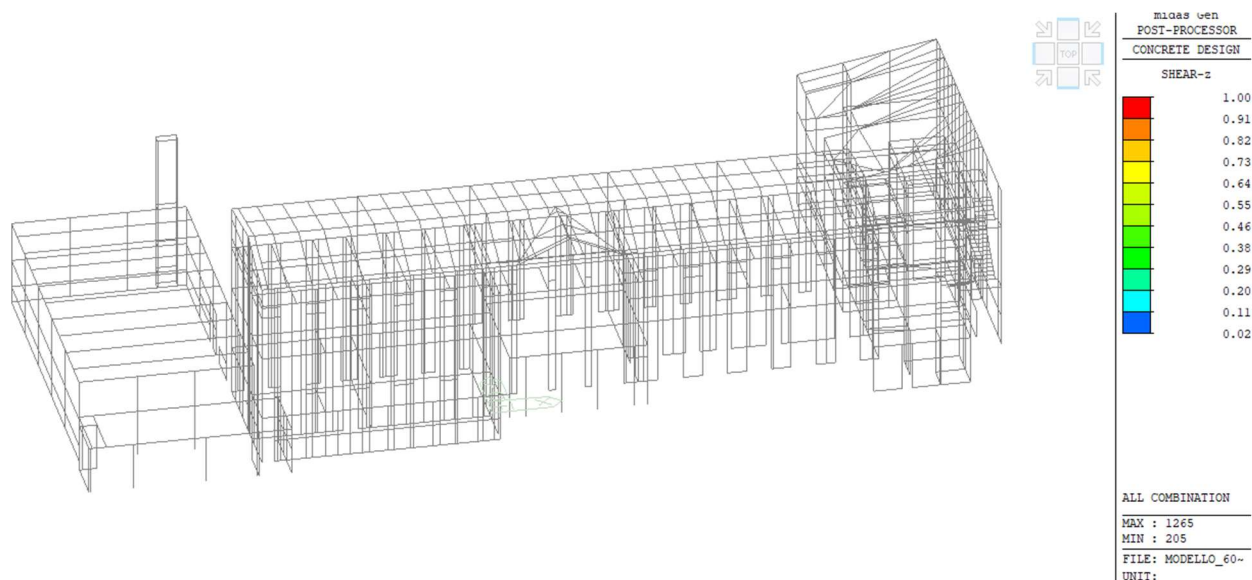


Verifica a Pressoflessione - Travi in c.a.

Come si può osservare dall'immagine alcune travi non risultano verificate a pressoflessione. Il coefficiente di sfruttamento (rapporto tra azione agente e azione resistente) massimo risulta pari a 1.14.

Meccanismi fragili

Le mappature si riferiscono al coefficiente di sfruttamento degli elementi strutturali

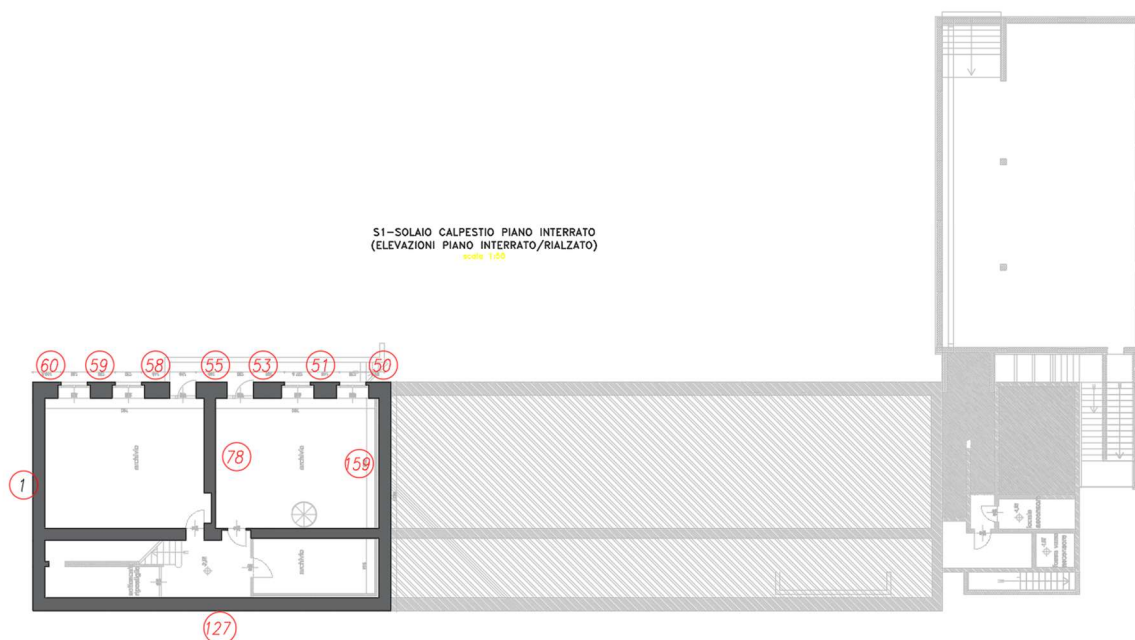


Verifica a taglio - Travi in c.a.

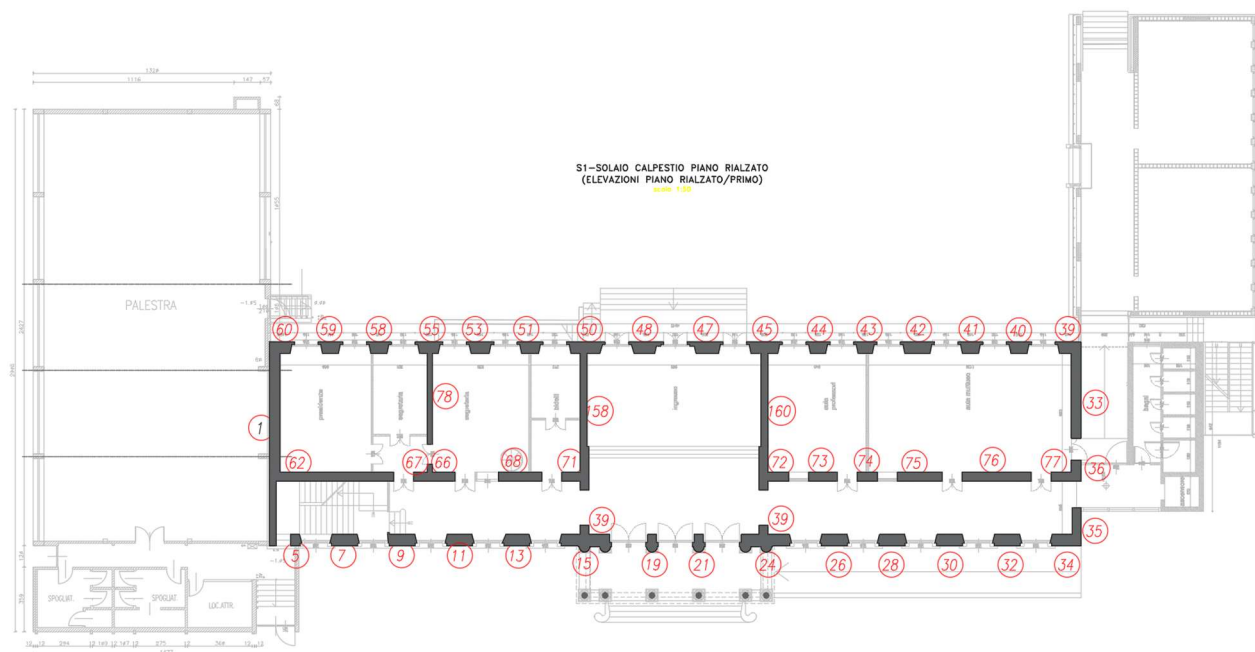
Come si può osservare dall'immagine le verifiche a taglio risultano soddisfatte per tutte le travi in c.a.. Il coefficiente di sfruttamento (rapporto tra azione agente e azione resistente) risulta sempre inferiore o uguale a 1.

8.3 Verifica dei maschi in muratura

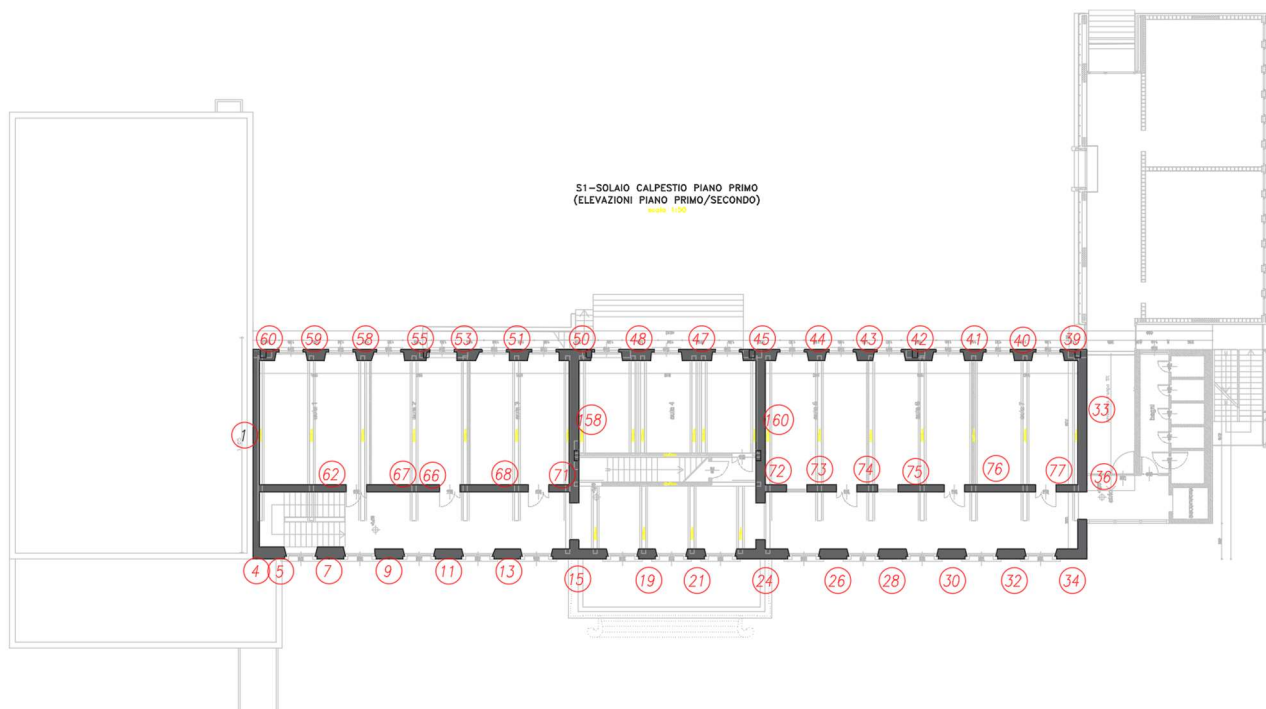
Le immagini seguenti mostrano la nomenclatura utilizzata per individuare gli elementi che compongono le murature del corpo storico.



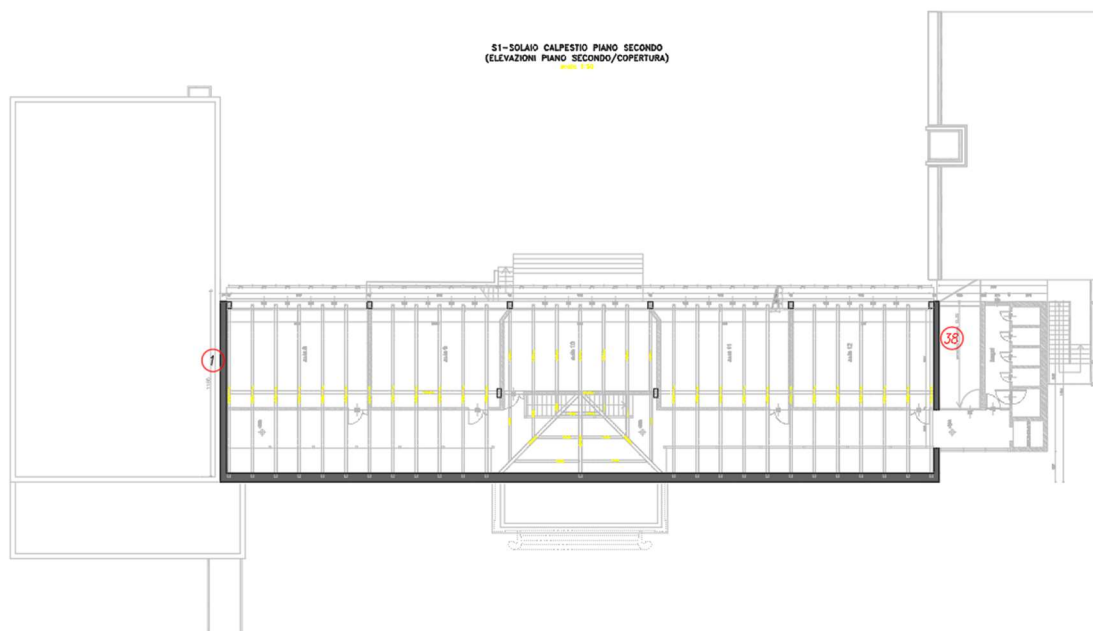
Nomenclatura e ubicazione maschi in muratura – Corpo Principale piano interrato



Nomenclatura e ubicazione maschi in muratura – Corpo Principale piano rialzato



Nomenclatura e ubicazione maschi in muratura – Corpo Principale piano primo



Nomenclatura e ubicazione maschi in muratura – Corpo Principale piano secondo

Di seguito si mostra l'esito delle verifiche effettuate sugli elementi portanti in muratura considerando i seguenti meccanismi locali di resistenza con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita umana (SLV):

- pressoflessione nel piano;
- pressoflessione fuori piano;
- taglio-scorrimento e taglio con fessurazione diagonale (si riporta l'esito della verifica più gravosa)

P-1			
PARETE Wall ID	Pressoflessione nel piano	Pressoflessione fuori piano	Taglio
1	0.46	0.15	0.85
51	0.31	0.06	0.22
53	0.44	0.07	0.28
55	0.59	0.13	0.39
58	0.19	0.06	0.10
60	0.88	0.19	0.65
62	0.51	0.12	1.48
67	0.56	0.10	1.03
78	0.55	0.18	1.14
79	0.54	0.11	0.29
127	0.18	0.19	0.19
159	0.49	0.21	0.90

Pr			
PARETE Wall ID	Pressoflessione nel piano	Pressoflessione fuori piano	Taglio
1	0.47	0.71	1.21
5	12.14	traz	0.57
7	0.47	0.26	0.34
9	0.42	0.23	0.27
11	0.41	0.22	0.27
13	0.36	0.23	0.23
15	1.01	0.31	0.82
19	0.07	0.18	0.18
21	0.05	0.15	0.15
24	1.25	0.33	1.16
26	0.90	0.28	0.43
28	0.84	0.31	0.38
30	0.99	0.31	0.57
32	1.06	0.31	0.67
33	0.42	0.31	0.50
34	1.67	0.31	1.34
35	1.22	0.31	1.37
36	1.24	0.31	1.01
39	5.39	0.59	17.83
40	0.65	0.19	0.29
41	0.47	0.19	0.19
42	0.84	0.17	0.56

Pr			
PARETE Wall ID	Pressoflessione nel piano	Pressoflessione fuori piano	Taglio
43	0.57	0.18	0.24
44	0.54	0.19	0.23
45	0.85	0.41	0.41
47	0.56	0.25	0.25
48	1.37	0.30	1.16
50	0.88	0.31	0.61
51	0.39	0.18	0.18
53	0.70	0.25	0.25
55	1.27	0.30	0.92
58	0.48	0.19	0.20
60	0.96	0.76	0.76
62	1.15	0.55	3.85
67	0.62	0.42	1.95
71	0.81	0.48	0.48
72	1.41	0.46	1.61
73	0.49	0.27	0.27
74	0.50	0.24	0.24
75	0.92	0.32	0.64
76	1.16	0.32	1.54
77	1.63	0.44	5.25
78	1.80	1.13	24.57
79	2.05	0.67	14.39
158	0.44	0.40	1.66
160	0.37	0.42	1.06

P1			
PARETE Wall ID	Pressoflessione nel piano	Pressoflessione fuori piano	Taglio
1	0.65	2.45	2.45
4	0.60	18.83	18.83
5	0.57	11.09	11.09
7	1.26	1.19	1.19
9	1.27	1.04	1.04
11	1.04	1.03	1.03
13	0.98	1.09	1.09
15	1.64	1.20	14.79
19	2.35	0.22	3.81
21	2.30	0.21	47.23
24	1.35	1.15	7.14
26	1.41	0.98	1.54
28	1.18	1.09	1.09
30	1.42	1.15	1.37
32	1.52	1.23	1.88
34	2.63	7.33	20.39
35	19.59	10.81	85.42
36	13.24	8.47	78.47

P1			
PARETE Wall ID	Pressoflessione nel piano	Pressoflessione fuori piano	Taglio
37	5.05	7.90	7.90
39	1.47	0.55	1.69
40	0.58	0.26	0.28
41	0.46	0.26	0.26
42	1.72	0.15	0.15
43	0.98	0.24	0.66
44	0.81	0.25	0.50
45	1.20	0.59	0.59
47	0.69	0.32	0.40
48	8.49	0.93	4.37
50	3.18	0.68	13.17
51	0.86	0.26	0.59
53	1.91	0.33	8.71
55	1.55	0.15	1.92
58	0.51	0.26	0.26
60	2.35	1.63	9.62
61	0.29	0.87	0.87
66	0.45	0.44	0.87
68	0.92	0.51	0.76
71	1.81	0.97	8.74
72	1.27	0.92	1.18
73	0.75	0.38	0.52
74	0.79	0.29	0.56
75	0.56	0.56	0.56
76	0.46	0.45	0.55
77	1.01	0.77	0.96
158	0.51	0.35	1.24
160	0.58	0.37	1.30

P2			
PARETE Wall ID	Pressoflessione nel piano	Pressoflessione fuori piano	Taglio
19	4.02	0.16	188.80
21	4.52	0.17	33.52
38	0.81	0.46	1.67

Come si osserva alcuni maschi in muratura non soddisfano le verifiche di sicurezza.

8.4 Verifica dei tamponamenti

La verifica dei tamponamenti presenti nella palestra è stata effettuata secondo le indicazioni definite nella normativa vigente NTC2018 e dalla relativa circolare per gli “Elementi costruttivi non strutturali”.

Si definisce una forza orizzontale sismica mediante al seguente formulazione:

$$F_a = \frac{S_a W_a}{q_a}$$

Dove:

F_a è la forza orizzontale sismica distribuita sull'elemento non strutturale

S_a è l'accelerazione massima adimensionalizzata che subisce l'elemento non strutturale per lo stato limite considerato (SLV).

W_a è il peso dell'elemento non strutturale.

q_a è il fattore di comportamento della struttura.

Nel caso di tamponature per edifici in cemento armato, per la definizione di S_a si può far riferimento alla formulazione semplificata per costruzioni con struttura a telai riportata nella Circolare alle NTC2018 paragrafo C7.2.3.

$$S_a(T_a) = \begin{cases} \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{aT_1}\right)^2} \right] \geq aS & \text{per } T_a < aT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) a_p & \text{per } aT_1 < T_a < bT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{bT_1}\right)^2} \right] \geq aS & \text{per } T_a > bT_1 \end{cases}$$

Dove:

α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;

a, b, a_p sono parametri definiti in accordo con il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione.

La verifica della tamponatura allo stato di fatto considera come schema statico per l'elemento non strutturale una mensola, ipotizza pertanto l'assenza di collegamento tra la tamponatura e il telaio in c.a.



Il meccanismo di rottura considerato è quello di ribaltamento semplice attorno alla cerniera A.

La verifica, pertanto consiste nel controllare che momento ribaltante (M_{RIB}) dovuto alle forze sismiche sia minore del momento stabilizzante (M_{STA}) della parete dovuto alla forza peso.

$$\frac{M_{RIB}}{M_{STA}} < 1.0$$

Le forze sismiche sono calcolate considerando l'accelerazione definita in precedenza, considerando come periodo proprio della struttura quella di una mensola.

Verifica tamponamento M-01

STRATIGRAFIA DELLA TAMPONATURA

Descrizione degli strati della tamponatura

Tipologia di tamponatura	Singolo paramento	
	Spessore [cm]	Peso [kN/m ³]
Intonaco esterno	1.5	20
Mattone forato esterno	24	8
Intonaco interno	1.5	20

Dimensioni del singolo strato da verificare

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento	fbk	5.00 N/mm ²
Resistenza della malta		M10
Resistenza caratteristica a compressione della tamponatura	fk	3.40 N/mm ²
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ_M	2.00
Resistenza di progetto a compressione della tamponatura	fd	1.70 MPa

Dimensioni del pannello di tamponatura da verificare (la verifica considera una larghezza unitaria della tamponatura)

Altezza della tamponatura	H	2.40 m
Peso del paramento interno	$W_{a,int}$	0.00 kN/m
Inerzia del paramento interno	I_{int}	0.00000 m ⁴ /m
Peso del paramento esterno	$W_{a,est}$	6.05 kN/m
Inerzia del paramento esterno	I_{est}	0.00115 m ⁴ /m
Modulo elastico dei paramenti	E	3400 MPa

Definizione dell'azione sismica

Accelerazione massima del terreno ag su sottosuolo di tipo A	ag/g	0.13
Coefficiente	F_0	2.441
Categoria di sottosuolo	S_s	1.5
Condizione topografica	S_t	1
Coefficiente	S	1.5
Fattore di comportamento della parete non strutturale (Circolare n°7 - Tab. C7.2.I)	qa	2
Altezza dell'edificio	H	7.00 m
Quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione	Z	4.60 m
Coefficiente (Circolare NTC2018 paragrafo C7.3.3.2 formula C.7.3.2)	C1	0.075
Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata	T1	0.32 sec

Paramento esterno

Massa della muratura	m	0.62 daN/massa
Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale	Ta	0.085 sec
Parametro (Circolare n°7 - C7.2.3-Tab. C7.2.II)	a	0.8
Parametro (Circolare n°7 - C7.2.3-Tab. C7.2.II)	b	1.4
Parametro (Circolare n°7 - C7.2.3-Tab. C7.2.II)	ap	5
Accelerazione massima (Circolare n°7 - C7.2.3)	Sa(ta)	0.58 g
Forza Orizzontale (Domanda sismica) (NTC 2018 - §7.2.3)	Fa	1.74 kN/m

VERIFICA A RIBALTAMENTO SEMPLICE - paramento esterno

Momento ribaltante (domanda)	M_{RIB}	2.09 kN*m/m
Momento stabilizzante (capacità)	M_{STA}	0.73 kN*m/m
Rapporto M_{RIB}/M_{STA}	D/C	2.88 NON VERIFICATO

CALCOLO INDICATORE DI RISCHIO

Calcola indicatore di rischio Stato di Fatto	α_u	34.67%
Accelerazione sismica corrispondente all'indicatore di rischio	a_g	0.0451 g



Verifica tamponamento M-02

STRATIGRAFIA DELLA TAMPONATURA

Descrizione degli strati della tamponatura

Tipologia di tamponatura	Singolo paramento	
	Spessore [cm]	Peso [kN/m ³]
Intonaco esterno	1.5	20
Mattone forato esterno	8	8
Intonaco interno	0	20

Dimensioni del singolo strato da verificare

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento	f _{bk}	5.00 N/mm ²
Resistenza della malta		M10
Resistenza caratteristica a compressione della tamponatura	f _k	3.40 N/mm ²
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _M	2.00
Resistenza di progetto a compressione della tamponatura	f _d	1.70 MPa

Dimensioni del pannello di tamponatura da verificare (la verifica considera una larghezza unitaria della tamponatura)

Altezza della tamponatura	H	3.40 m
Peso del paramento interno	W _{a,int}	0.00 kN/m
Inerzia del paramento interno	I _{int}	0.00000 m ⁴ /m
Peso del paramento esterno	W _{a,est}	3.20 kN/m
Inerzia del paramento esterno	I _{est}	0.00004 m ⁴ /m
Modulo elastico dei paramenti	E	3400 MPa

Definizione dell'azione sismica

Accelerazione massima del terreno ag su sottosuolo di tipo A	ag/g	0.13
Coefficiente	F ₀	2.441
Categoria di sottosuolo	S _s	1.5
Condizione topografica	St	1
Coefficiente	S	1.5
Fattore di comportamento della parete non strutturale (Circolare n°7 - Tab. C7.2.I)	q _a	2
Altezza dell'edificio	H	7.00 m
Quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione	Z	1.70 m
Coefficiente (Circolare NTC2018 paragrafo C7.3.3.2 formula C.7.3.2)	C ₁	0.075
Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata	T ₁	0.32 sec

Paramento esterno

Massa della muratura	m	0.33 daN/massa
Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale	T _a	0.541 sec
Parametro (Circolare n°7_C7.2.3-Tab. C7.2.II)	a	0.8
Parametro (Circolare n°7_C7.2.3-Tab. C7.2.II)	b	1.4
Parametro (Circolare n°7_C7.2.3-Tab. C7.2.II)	ap	5
Accelerazione massima (Circolare n°7_C7.2.3)	S _a (t _a)	1.05 g
Forza Orizzontale (Domanda sismica) (NTC 2018_§7.2.3)	F _a	1.68 kN/m

VERIFICA A RIBALTAMENTO SEMPLICE - paramento esterno

Momento ribaltante (domanda)	M _{RIB}	2.85 kN*m/m
Momento stabilizzante (capacità)	M _{STA}	0.13 kN*m/m
Rapporto M _{RIB} /M _{STA}	D/C	22.28 NON VERIFICATO

CALCOLO INDICATORE DI RISCHIO

Calcola indicatore di rischio Stato di Fatto	α _u	4.49%
Accelerazione sismica corrispondente all'indicatore di rischio	a _g	0.0058 g



Verifica tamponamento M-04 lato edificio originario

STRATIGRAFIA DELLA TAMPONATURA

Descrizione degli strati della tamponatura

Tipologia di tamponatura	Singolo paramento	
	Spessore [cm]	Peso [kN/m ³]
Intonaco esterno	1.5	20
Mattone forato esterno	12	8
Intonaco interno	0	20

Dimensioni del singolo strato da verificare

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento	fbk	5.00 N/mm ²
Resistenza della malta		M10
Resistenza caratteristica a compressione della tamponatura	fk	3.40 N/mm ²
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ_M	2.00
Resistenza di progetto a compressione della tamponatura	fd	1.70 MPa

Dimensioni del pannello di tamponatura da verificare (la verifica considera una larghezza unitaria della tamponatura)

Altezza della tamponatura	H	5.60 m
Peso del paramento interno	$W_{a,int}$	0.00 kN/m
Inerzia del paramento interno	I_{int}	0.00000 m ⁴ /m
Peso del paramento esterno	$W_{a,est}$	7.06 kN/m
Inerzia del paramento esterno	I_{est}	0.00014 m ⁴ /m
Modulo elastico dei paramenti	E	3400 MPa

Definizione dell'azione sismica

Accelerazione massima del terreno ag su sottosuolo di tipo A	ag/g	0.13
Coefficiente	F_0	2.441
Categoria di sottosuolo	S_s	1.5
Condizione topografica	S_t	1
Coefficiente	S	1.5
Fattore di comportamento della parete non strutturale (Circolare n°7 - Tab. C7.2.I)	qa	2
Altezza dell'edificio	H	7.00 m
Quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione	Z	2.80 m
Coefficiente (Circolare NTC2018 paragrafo C7.3.3.2 formula C.7.3.2)	C1	0.075
Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata	T1	0.32 sec

Paramento esterno

Massa della muratura	m	0.72 daN/massa
Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale	Ta	0.925 sec
Parametro (Circolare n°7 - C7.2.3-Tab. C7.2.II)	a	0.8
Parametro (Circolare n°7 - C7.2.3-Tab. C7.2.II)	b	1.4
Parametro (Circolare n°7 - C7.2.3-Tab. C7.2.II)	ap	5
Accelerazione massima (Circolare n°7 - C7.2.3)	Sa(ta)	0.25 g
Forza Orizzontale (Domanda sismica) (NTC 2018 - §7.2.3)	Fa	0.89 kN/m

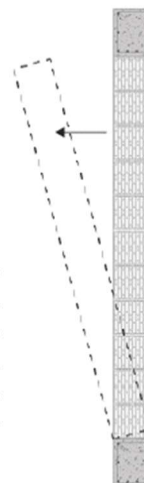
VERIFICA A RIBALTAMENTO SEMPLICE - paramento esterno

Momento ribaltante (domanda)	M_{RIB}	2.50 kN*m/m
Momento stabilizzante (capacità)	M_{STA}	0.42 kN*m/m
Rapporto M_{RIB}/M_{STA}	D/C	5.91 NON VERIFICATO

CALCOLO INDICATORE DI RISCHIO

Calcola indicatore di rischio Stato di Fatto	α_u	16.91%
Accelerazione sismica corrispondente all'indicatore di rischio	a_g	0.0220 g

Come si osserva le verifiche non risultano soddisfatte.



8.5 Fondazioni

La verifica del sistema fondazionale, come previsto nel paragrafo 8.3 delle NTC2018, non risulta obbligatoria per il fabbricato oggetto della presente relazione di calcolo in quanto, in base anche a quanto emerso dalle indagini condotte in sito, non sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale e sono state verificate le seguenti condizioni sulla base della documentazione disponibile e a quanto direttamente osservato in sito:

- nella costruzione non sono presenti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni;
- si escludono possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione;
- si escludono possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto (come esplicitato nella relazione geologica geotecnica a cura del Dott. Geologo Alessandro Ratazzi).

9. PROGETTO DEGLI INTERVENTI DI RINFORZO PER IL MIGLIORAMENTO SISMICO

Preso atto delle vulnerabilità sismiche individuate è stata definita una serie di interventi per il conseguimento del miglioramento sismico del fabbricato oggetto di analisi.

Ai sensi della normativa vigente, per le costruzioni in classe III ad uso scolastico un intervento di miglioramento deve garantire un'azione sismica supportabile dal fabbricato pari ad almeno il 60% dell'azione sismica di progetto. Per la definizione degli interventi di rinforzo per il miglioramento sismico dell'edificio, si è fatto quindi riferimento ad uno spettro di progetto dell'azione sismica scalato al 60% rispetto a quello utilizzato per l'analisi di vulnerabilità sismica.

I principali interventi proposti sono elencati di seguito:

- connessione mediante cordolo in c.a. tra corpo storico e palestra per evitare il fenomeno del martellamento;
- rinforzo dei maschi murari del corpo storico mediante intonaco armato;
- rinforzo di setti in calcestruzzo del corpo servizi mediante CFRP;
- rinforzo/irrigidimento di piano del soppalco in legno del corpo storico mediante piastre, nastri chiodati, angolari e ancoranti;
- rinforzo/irrigidimento del piano di copertura in legno del corpo storico mediante controventi metallici;
- rinforzo collegamento cordoli in c.a. e setti murari a piano secondo del corpo storico;
- collegamenti perimetrali del solaio in laterocemento di piano primo del corpo storico ai setti murari perimetrali;
- connessione tra tamponamenti in c.a. e pilastri perimetrali della palestra mediante piastre e ancoranti;
- collegamento dei tegoli di copertura della palestra alla trave perimetrale tramite squadrette e ancoranti;
- presidi antiribaltamento dei tamponamenti interni presenti nella palestra;
- inserimento di nuovi controventi di piano tra corpo servizi e corpo ampliamento del 2008.

Il progetto esecutivo degli interventi è stato condotto rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV). Si è proceduto alla valutazione della sicurezza dell'intera struttura nello stato di progetto implementando un'analisi dinamica modale con spettro di risposta ridotto di un fattore q pari a 2,25 compatibilmente con quanto indicato nel paragrafo C8.5.5 della Circolare 21/01/2019 n.7. Al paragrafo C.8.7.2.2 della Circolare si indica, inoltre, che nel caso di analisi dinamica modale con spettro di risposta di progetto ridotto del fattore q , le verifiche degli elementi strutturali devono essere in termini di resistenza, controllando che la domanda in termini di sollecitazioni sia inferiore o uguale alla corrispondente capacità.

La domanda sugli elementi strutturali si ottiene dall'analisi con spettro di risposta ridotto, rispettivamente, per gli elementi/meccanismi “duttili” del fattore di comportamento attribuito alla struttura ($q=2,25$), per gli elementi/meccanismi “fragili” del fattore di comportamento $q=1,50$.

Per il calcolo della capacità degli elementi/meccanismi duttili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti ottenute dalle prove in sito divise per il fattore di confidenza corrispondente al livello di conoscenza raggiunto. Per il calcolo della capacità degli elementi/meccanismi fragili le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali di sicurezza e per il fattore di confidenza corrispondente al livello di conoscenza raggiunto.

Per i nuovi materiali si adottano coefficienti parziali di sicurezza previsti per la progettazione di nuovi elementi strutturali.

Per le caratteristiche dei materiali, le sezioni geometriche e le armature dei vari elementi strutturali si rimanda ai precedenti capitoli della presente relazione.

Nel seguito si riportano le verifiche effettuate per ogni intervento previsto nell'ambito del progetto di miglioramento sismico del fabbricato in oggetto.

9.1 Metodo di analisi

La verifica sismica delle strutture nella configurazione di progetto è stata calcolata implementando un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta.

L'analisi dinamica modale consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale)
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati
- nella combinazione di questi effetti
- nella verifica di vulnerabilità sismica degli elementi in oggetto

Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. A tal riguardo è stato considerato un n. di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

9.2 Criteri di modellazione e Modello fem

Il modello FEM implementato per la verifica di vulnerabilità sismica del fabbricato è stato aggiornato con riferimento ai nuovi interventi previsti per il miglioramento sismico dell'immobile.

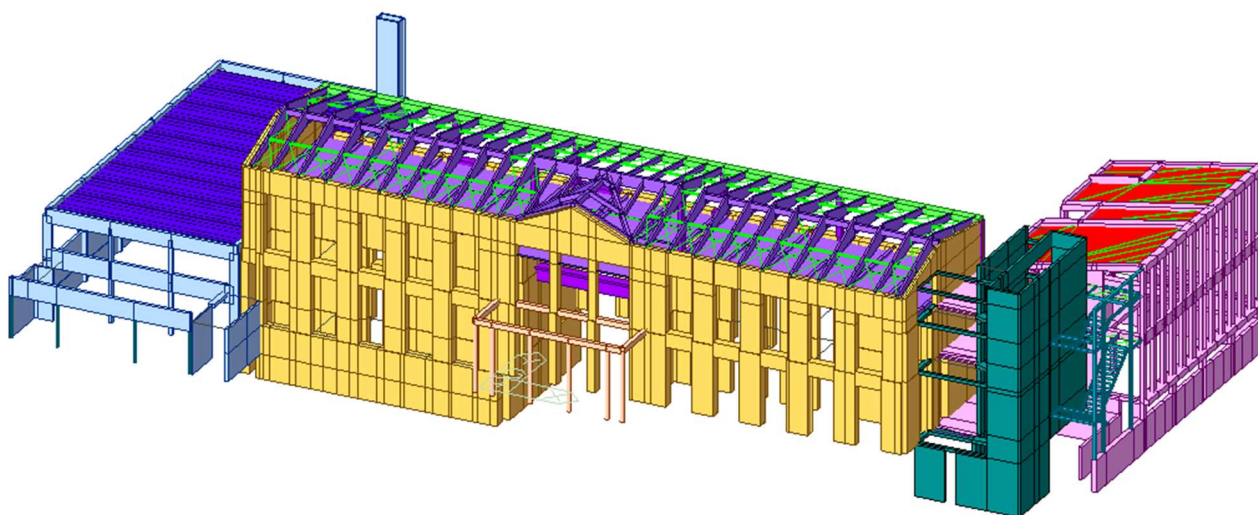
Nello specifico la rigidezza dei paramenti murari è stata opportunamente incrementata per tenere conto dell'intervento di rinforzo con intonaco armato. Sono stati, inoltre, inseriti i nuovi elementi metallici di controvento mediante elementi "truss".

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è stata attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. L'eccentricità accidentale in ogni direzione è stata considerata pari a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

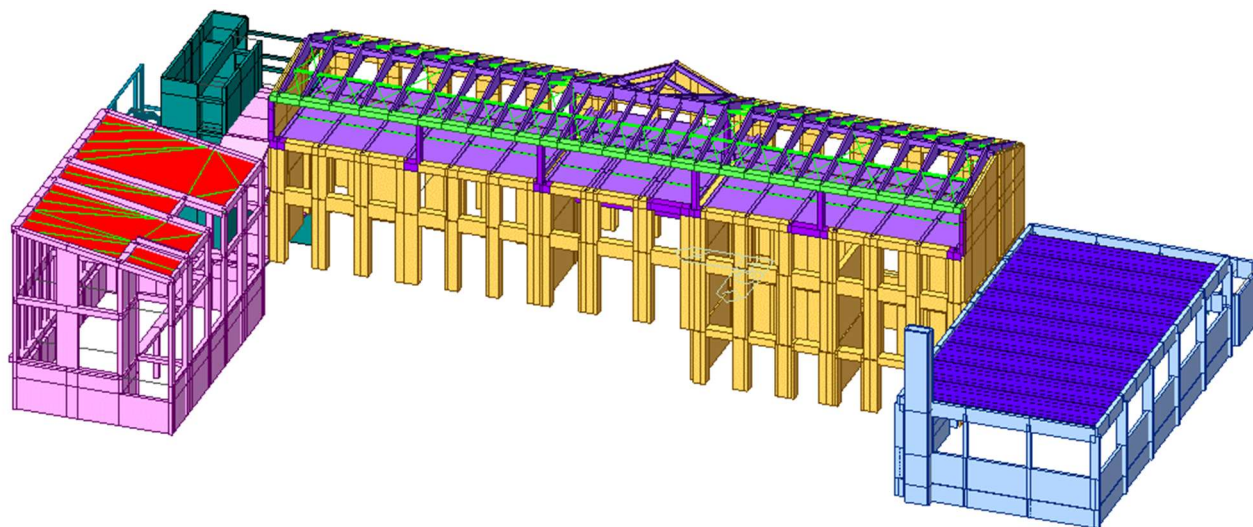
La rigidezza fuori piano dei maschi in muratura e dei setti in cls non armato è stata considerata pari al 20% di quella reale per tenere in conto del ridotto contributo di tali elementi lungo la direzione ortogonale al loro sviluppo.

In accordo a quanto indicato nelle NTC2018 per tenere conto della fessurazione dei materiali in condizioni sismiche, la rigidezza degli elementi costruttivi portanti in calcestruzzo armato e in muratura è stata ridotta fino al 50% tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Si riportano di seguito alcune immagini del modello implementato per le verifiche strutturali nella configurazione di progetto comprensiva degli interventi di rinforzo previsti per il miglioramento sismico del fabbricato.



Vista prospettica del modello fem –fronte principale



Vista prospettica del modello fem –lato cortile

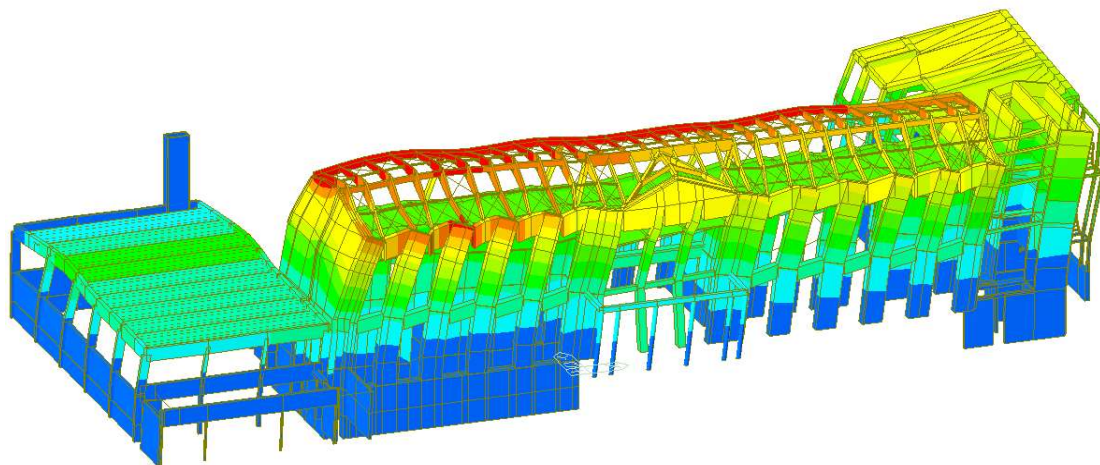
9.3 Risposta modale

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi dinamica modale in termini di frequenze, periodi e masse partecipanti.

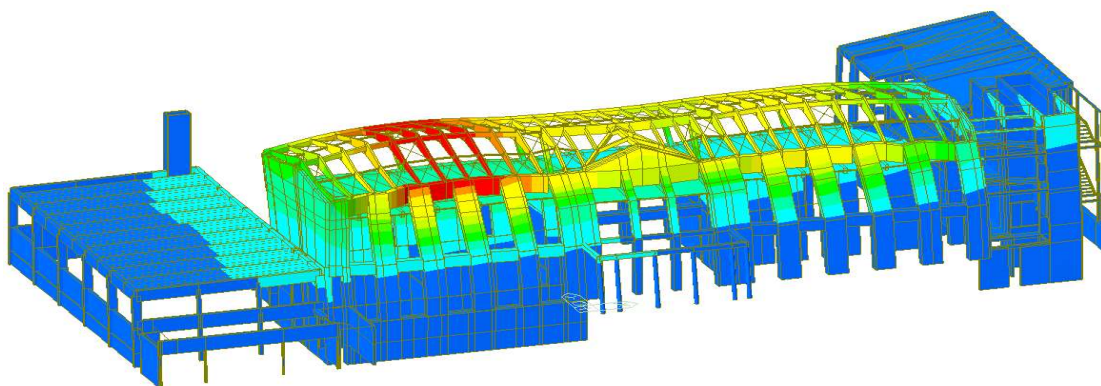
Mode No	Frequency	Frequency	Period
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	14.2506	2.268	0.4409
2	15.4971	2.4664	0.4054
3	16.2041	2.579	0.3878
4	17.0283	2.7101	0.369
5	19.3419	3.0784	0.3248
6	20.1874	3.2129	0.3112
7	23.8624	3.7978	0.2633
8	24.058	3.8289	0.2612
9	24.5956	3.9145	0.2555
10	24.8475	3.9546	0.2529
11	25.2665	4.0213	0.2487
12	25.5482	4.0661	0.2459
13	25.9694	4.1332	0.2419
14	26.2434	4.1768	0.2394
15	26.4723	4.2132	0.2373
16	26.9876	4.2952	0.2328
17	27.3885	4.359	0.2294
18	28.5762	4.548	0.2199
19	29.3391	4.6695	0.2142
20	29.9603	4.7683	0.2097
21	32.3263	5.1449	0.1944
22	33.5765	5.3439	0.1871
23	36.0828	5.7428	0.1741
24	36.694	5.84	0.1712
25	38.6445	6.1505	0.1626
26	40.091	6.3807	0.1567
27	44.0182	7.0057	0.1427
28	47.7788	7.6042	0.1315
29	50.9425	8.1078	0.1233
30	54.9963	8.7529	0.1142
31	60.2898	9.5954	0.1042
32	61.5234	9.7918	0.1021
33	72.7159	11.5731	0.0864
34	77.7686	12.3773	0.0808
35	101.7936	16.201	0.0617
36	109.4656	17.422	0.0574
37	154.5676	24.6002	0.0407
38	181.8285	28.9389	0.0346
39	258.7439	41.1804	0.0243
40	308.4875	49.0973	0.0204

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		ROT-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	62.1747	62.1747	1.0205	1.0205	0.5091	0.5091
2	2.8481	65.0229	23.8402	24.8607	7.7139	8.223
3	0.7764	65.7993	0.0523	24.9131	0.0324	8.2554
4	0.0201	65.8194	3.7512	28.6642	13.5925	21.8479
5	0.8735	66.6929	0.0007	28.6649	1.1544	23.0023
6	0.0895	66.7824	0.3144	28.9794	14.6653	37.6676
7	0.005	66.7874	0.0221	29.0015	0.0089	37.6765
8	0.0015	66.7889	0.0052	29.0067	0.0002	37.6768
9	0.0018	66.7907	0.487	29.4938	0.5983	38.275
10	0.0113	66.802	0.0019	29.4956	0.0422	38.3172
11	0.0004	66.8023	0.5407	30.0364	0.0446	38.3619
12	0.0367	66.839	0.1403	30.1767	0.006	38.3679
13	0.0303	66.8693	3.9283	34.1049	0.6166	38.9844
14	0.3881	67.2574	16.984	51.0889	4.2168	43.2012
15	0.8167	68.0742	0.6798	51.7687	0.0128	43.2139
16	4.3892	72.4633	1.7382	53.507	0.6719	43.8858
17	0.4216	72.8849	0.0555	53.5625	0.2069	44.0928
18	0.4175	73.3024	0.3057	53.8682	0.176	44.2687
19	0.0597	73.3621	0.0023	53.8704	0.0123	44.281
20	0.3613	73.7235	0.4437	54.3141	0.0194	44.3004
21	0.0118	73.7352	0.1178	54.4319	0.0643	44.3647
22	2.0734	75.8086	1.9075	56.3395	0.0332	44.3979
23	0.0781	75.8867	1.8916	58.2311	0.9305	45.3284
24	0.0622	75.9489	0.0562	58.2873	0.0315	45.3599
25	0.0008	75.9497	10.7886	69.0759	14.8049	60.1648
26	0.3319	76.2816	3.1695	72.2454	2.1952	62.36
27	0.2203	76.5019	1.0084	73.2538	0.9819	63.3419
28	1.9453	78.4472	0.1253	73.3791	0.7797	64.1216
29	1.8209	80.2681	0.3987	73.7778	0.1408	64.2624
30	0.3923	80.6604	1.9629	75.7407	0.0001	64.2625
31	3.7555	84.4158	2.1499	77.8906	1.7678	66.0303
32	2.5421	86.9579	0.9008	78.7914	0.1953	66.2256
33	1.9489	88.9068	0.0959	78.8872	0.0006	66.2262
34	0.0566	88.9634	3.9976	82.8848	1.3496	67.5758
35	0.2961	89.2595	1.7045	84.5894	2.2412	69.817
36	0.3985	89.658	1.3813	85.9707	0.4491	70.2661
37	0.3557	90.0137	2.6342	88.6049	0.1697	70.4358
38	3.2077	93.2214	2.6799	91.2848	3.6061	74.0419
39	5.7328	98.9542	2.8122	94.097	0.0099	74.0518
40	0.5619	99.516	4.6433	98.7404	0.8813	74.9332

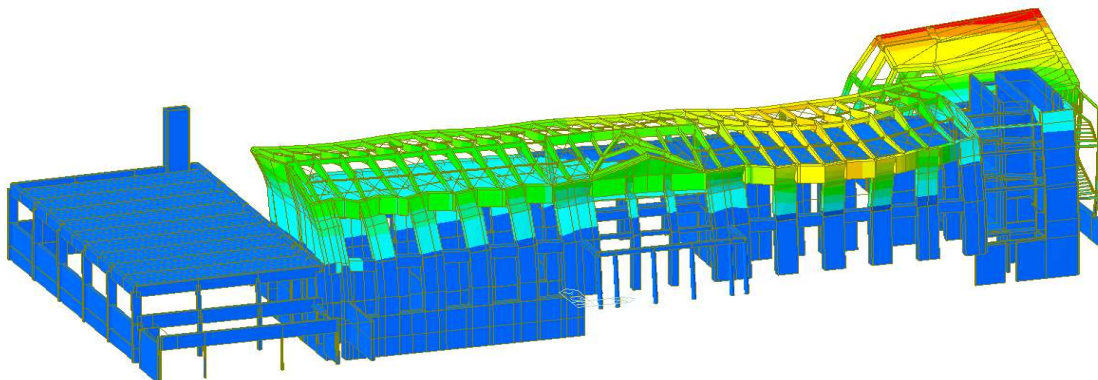
Le immagini seguenti mostrano i modi principali di vibrare della struttura in esame.



Modo n.1 - $T = 0,44$ sec (Traslazione in X)



Modo n.2- $T = 0,40$ sec (Traslazione in Y)



Modo n.6 - $T = 0,31$ sec (Rotazione in z)

9.4 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Il programma di calcolo utilizzato per la modellazione fem degli edifici, Midas Gen, è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione. È stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati.

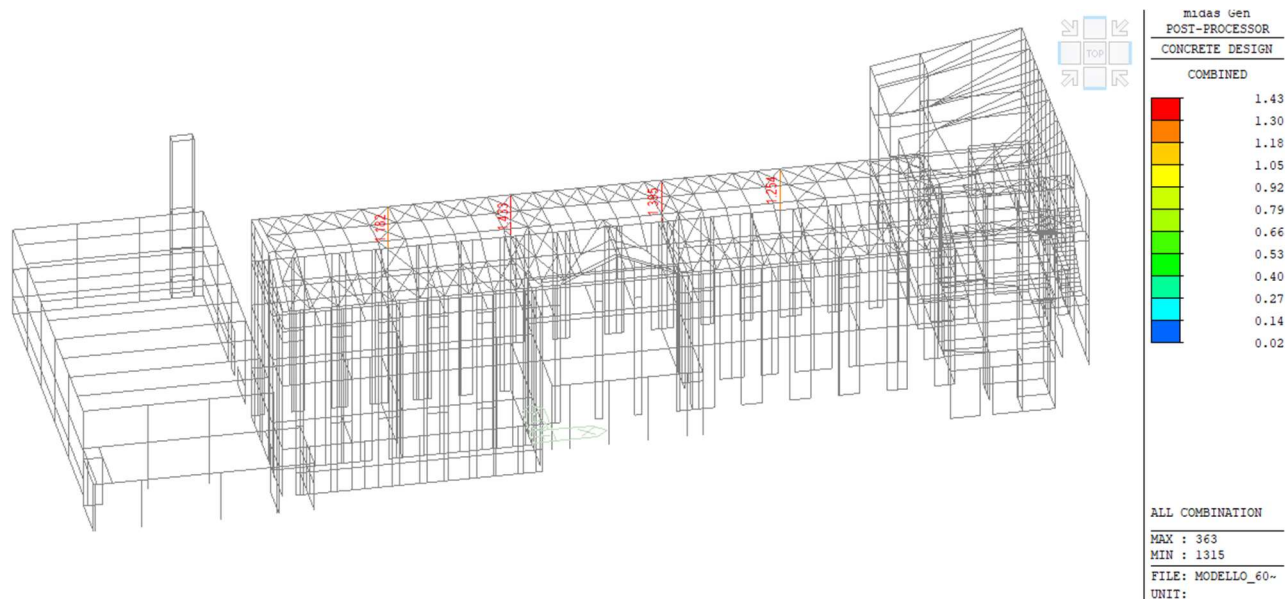
Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate dalla Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

Di seguito si mostrano, dunque, gli esiti ottenuti dalle verifiche effettuate sugli elementi strutturali portanti dei fabbricati nella configurazione di progetto

9.5 Verifica dei pilastri in c.a.

Meccanismi duttili

Le mappature si riferiscono al coefficiente di sfruttamento degli elementi strutturali

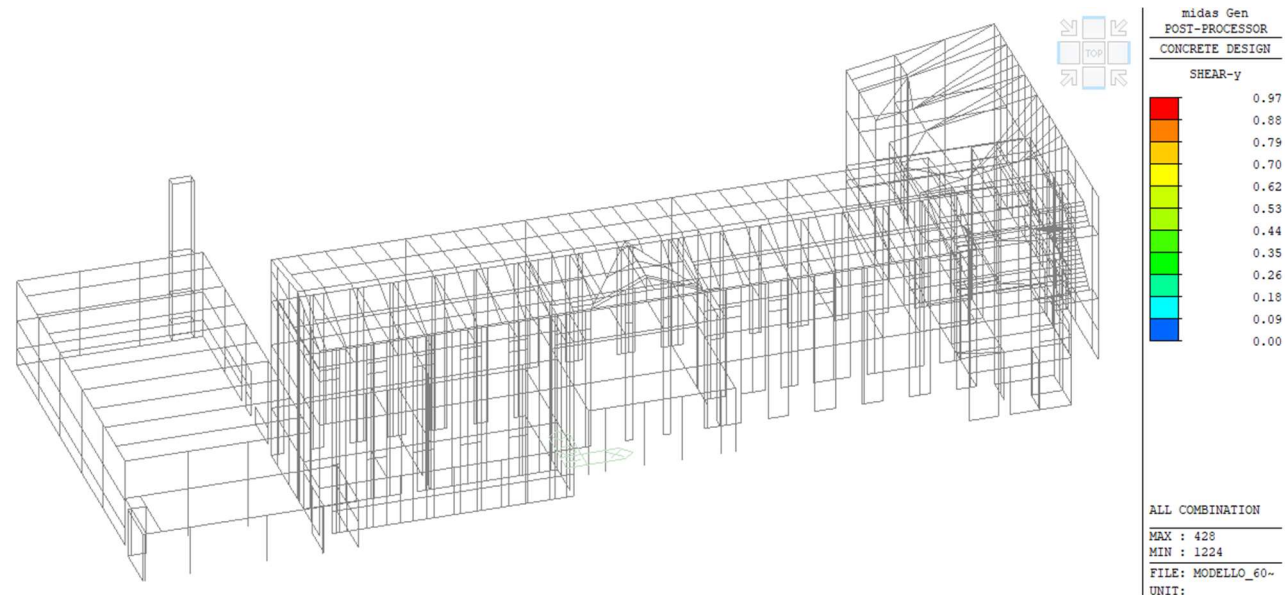


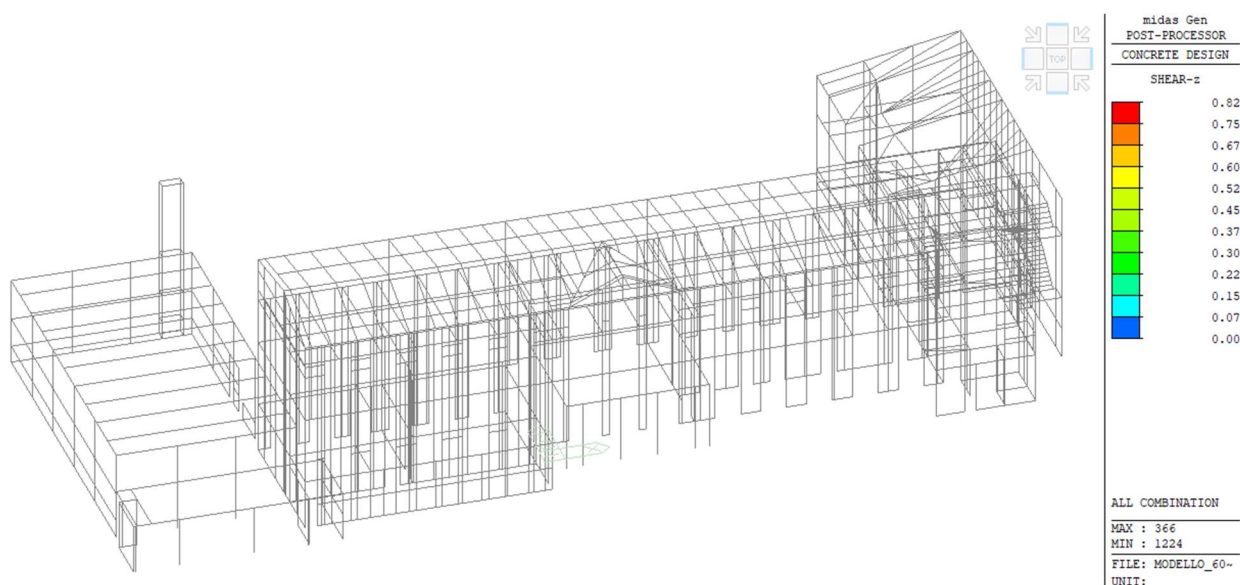
Verifica a Pressoflessione - Pilastri in c.a.

Come si può osservare alcuni pilastri del secondo piano del corpo principale non soddisfano le verifiche a pressoflessione. Il coefficiente di sfruttamento (rapporto tra azione agente e azione resistente) massimo risulta pari a 1,43.

Meccanismi fragili

Le mappature si riferiscono al coefficiente di sfruttamento degli elementi strutturali





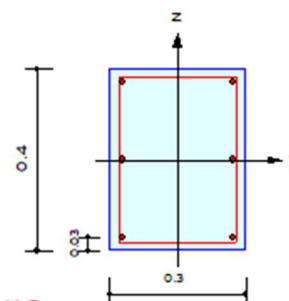
Verifica a taglio - Pilastri in c.a.

Come si può osservare dall'immagine le verifiche a taglio sono soddisfatte per tutti i pilastri in c.a. Il coefficiente di sfruttamento (rapporto tra azione agente e azione resistente) risulta sempre inferiore o uguale a 1.

Di seguito si riporta l'esito delle verifiche per il pilastro più sollecitato:

1. Design Condition

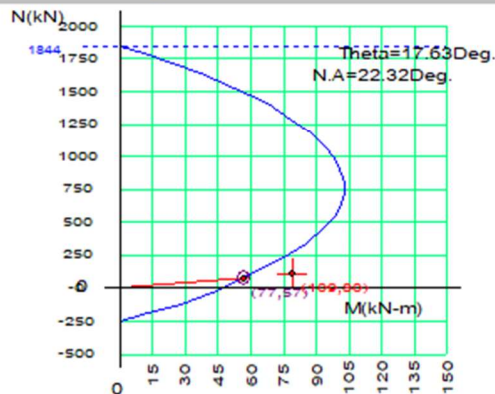
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
Member Number : 363 (PM), 363 (Shear)
Material Data : $f_{ck} = 20000$, $f_{yk} = 430000$, $f_{yw} = 430000$ KPa
Column Height : 3.13 m
Section Property : pil soprazzo 40x30 (No : 11)
Rebar Pattern : 6 - 3 - P12 $A_{st} = 0.000678 \text{ m}^2$ ($R_{hst} = 0.006$)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 3 (Pos : I)
Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 1844.47 \text{ kN}$
Axial Load Ratio $N_{Ed} / N_{Rd} = 108.821 / 76.6924 = 1.419 > 1.000 \dots\dots \text{N.G.}$
Moment Ratio $M_{Ed} / M_{Rd} = 79.6412 / 57.1477 = 1.394 > 1.000 \dots\dots \text{N.G.}$
 $M_{Edy} / M_{Rdy} = 75.8263 / 54.4650 = 1.392 > 1.000 \dots\dots \text{N.G.}$
 $M_{Edz} / M_{Rdz} = 24.3535 / 17.3038 = 1.407 > 1.000 \dots\dots \text{N.G.}$

M-N Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
1844.47	0.00
1732.84	22.00
1527.65	52.82
1290.02	78.86
1077.88	93.72
905.90	100.90
807.67	103.37
721.46	102.95
553.03	99.17
337.87	85.49
90.10	58.73
-118.34	28.00
-253.51	0.00

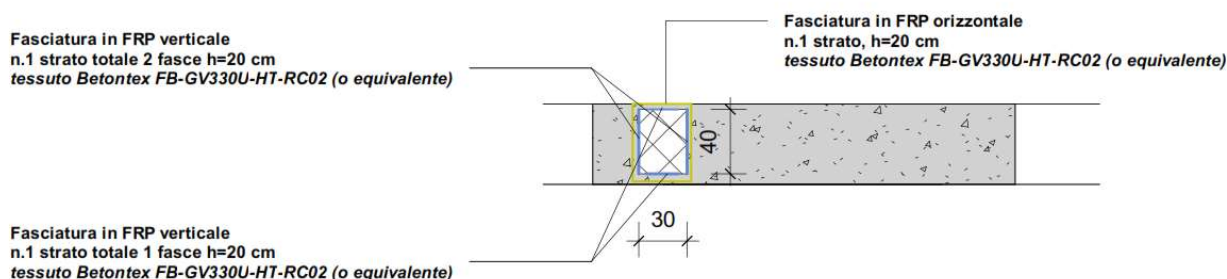
3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 18, POS : J)	z (LCB : 12, POS : J)
Applied Shear Force (V _{Ed})	29.1173 kN	28.6344 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	29.1173 / 55.6756 = 0.523	28.6344 / 56.0707 = 0.511
V _{Ed} / V _{Rds}	29.1173 / 60.5739 = 0.481	28.6344 / 83.0087 = 0.345
V _{Ed} / V _{Rdmax}	29.1173 / 324.000 = 0.090	28.6344 / 333.000 = 0.086
Shear Ratio	0.523 < 1.000 O.K	0.511 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00067 m ² /m, 2-P8 @150	0.00067 m ² /m, 2-P8 @150

[MIDDLE]	y (LCB : 18, POS : 1/2)	z (LCB : 12, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V _{Ed})	29.1173 kN	28.6344 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	29.1173 / 56.3095 = 0.517	28.6344 / 56.7221 = 0.505
V _{Ed} / V _{Rds}	29.1173 / 60.5739 = 0.481	28.6344 / 83.0087 = 0.345
V _{Ed} / V _{Rdmax}	29.1173 / 324.000 = 0.090	28.6344 / 333.000 = 0.086
Shear Ratio	0.517 < 1.000 O.K	0.505 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00067 m ² /m, 2-P8 @150	0.00067 m ² /m, 2-P8 @150

Per il consolidamento dei pilastri in calcestruzzo si prevede l'utilizzo di tessuti unidirezionali in fibre di carbonio. Il rinforzo prevede l'utilizzo del sistema BETONTEX FB-GV330U-HT-RC02 (di FIBRENET o similare), costituito dalla fase tessuto FB-GV330U-HT (tessuto unidirezionale 300 g/m², classe 210C) e dalla fase resina FB-RC02.

L'immagine seguente mostra il dettaglio di rinforzo previsto per i pilastri in c.a. del piano secondo del corpo storico.



Di seguito si riportano i risultati delle verifiche condotte sul pilastro più sollecitato per la combinazione di carico più sfavorevole.

Titolo: pilastro c.a. - Rinforzo HT 300g

N° Vertici: 4 **Zoom** **N° barre:** 12 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-15	-20
2	15	-20
3	15	20
4	-15	20

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1,13	-12	-17
2	1,13	12	-17
3	1,13	-12	0
4	1,13	12	0
5	1,13	-12	17
6	1,13	12	17

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

N_{Ed} 109,2 **0** kN
M_{xEd} 76,96 **0** kNm
M_{yEd} 25,92 **0**

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: FeB44k C20/25

ϵ_{su} 5,58 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 373,9 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 11,33 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,87 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 8,5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,5333
 τ_{cl} 1,686

M_{xRd} 78,55 kNm **M_{yRd}** 27,48 kNm
 σ_c -11,33 N/mm² σ_s 373,9 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰ ϵ_s 4,973 ‰
d 45,54 cm
x 18,81 **x/d** 0,4131 **angolo asse neutro θ°** 330
 δ 0,9563 ☐ Precompresso

Metodo di calcolo: ☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n
Tipo flessione: ☒ Retta ☐ Deviata
N° rett. 100 **Calcola MRd** **Dominio Mx-My**

pilastro c.a. - Rinforzo HT 300g - N_{Ed} = 109,2 kN

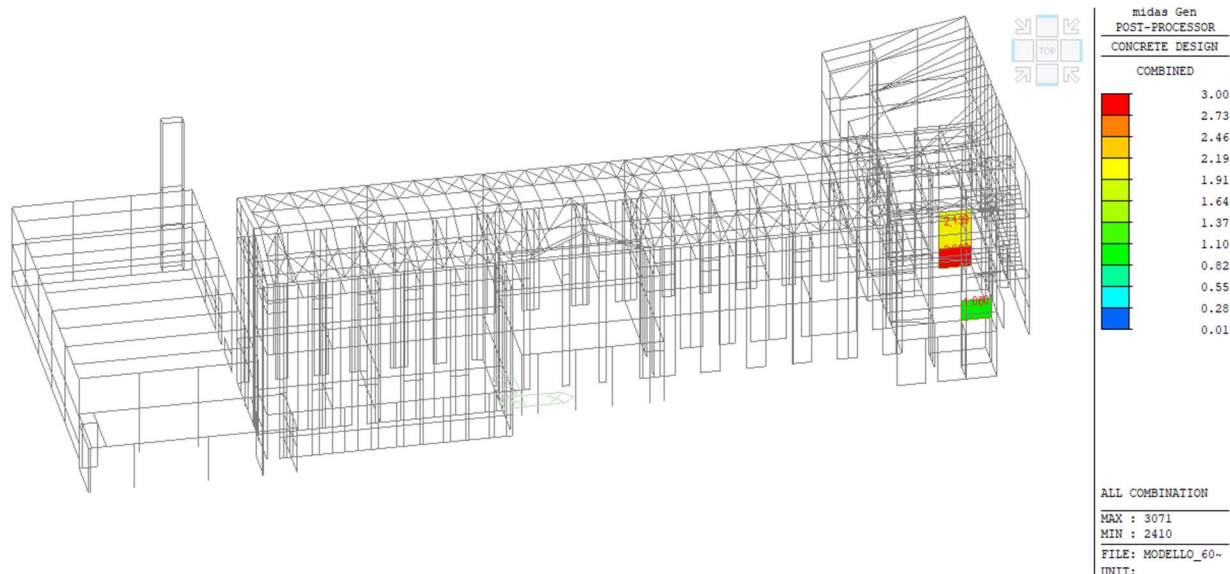
M_{xEd} 76,96 kNm **M_{yEd}** 25,92 kNm **ρ_M** 0,9758 **Valori** **Infiltrisci punti**
M_{xRd} 78,55 kNm **M_{yRd}** 27,48 kNm

Come si può osservare la verifica risulta soddisfatta.

9.6 Verifica dei setti in c.a.

Meccanismi duttili

Le mappature si riferiscono al coefficiente di sfruttamento degli elementi strutturali

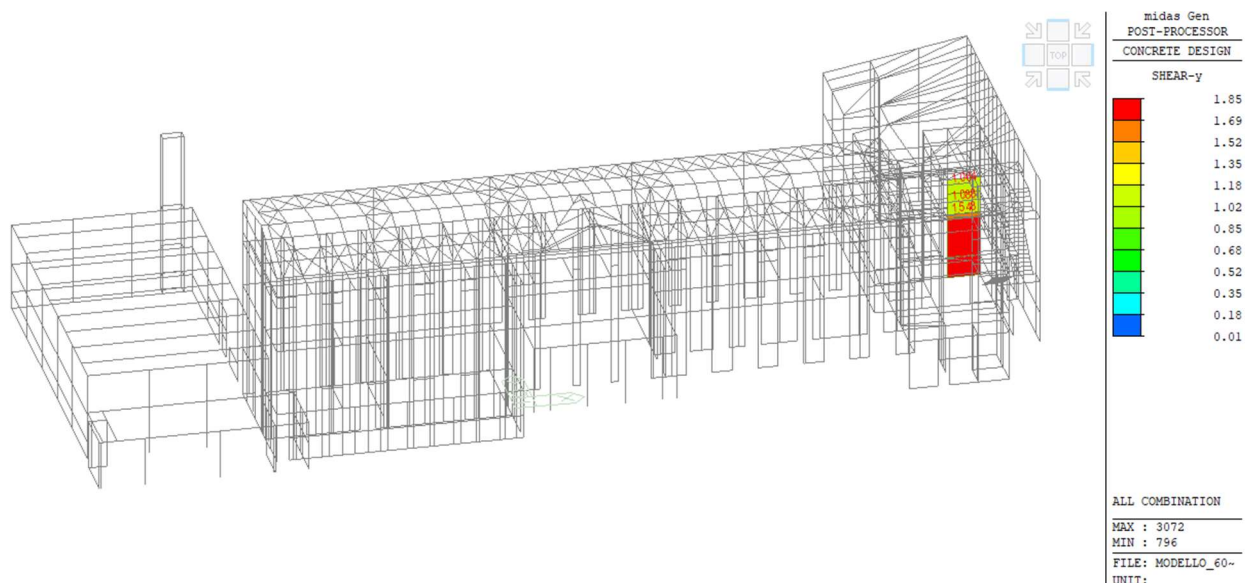


Verifica a Pressoflessione – Setti in c.a.

Come si può osservare dall'immagine per alcuni setti del corpo servizi non risultano soddisfatte le verifiche a pressoflessione. Il coefficiente di sfruttamento (rapporto tra azione agente e azione resistente) massimo risulta pari a 3.

Meccanismi fragili

Di seguito è riportata la verifica a taglio dei setti in c.a. allo stato di fatto (senza rinforzo), rappresentata dal coefficiente di sfruttamento, definito come il rapporto tra la sollecitazione e la resistenza. La verifica risulta soddisfatta per coefficiente di sfruttamento minore di 1.



Verifica a taglio - Setti in c.a.

Come si può osservare dall'immagine il setto definito S01 del corpo servizi non risulta verificato a taglio. Il coefficiente di sfruttamento (rapporto tra azione agente e azione resistente) massimo risulta pari a 1,85.

Di seguito si riporta il setto più sollecitato:

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018

Unit System : kN, m

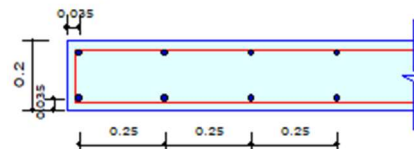
Wall ID : 91 (Wall Mark : wM0091)

Story-MN, Shear : corpo princ pt (Height = 1.54 m), interm 2 bagni (Height = 2.915 m)

Material Data : $f_{ck} = 20000$, $f_{yk} = 430000$, $f_{yw} = 430000$ KPa

Wall Dim. (Length*Thk) : 2.26*0.2 m

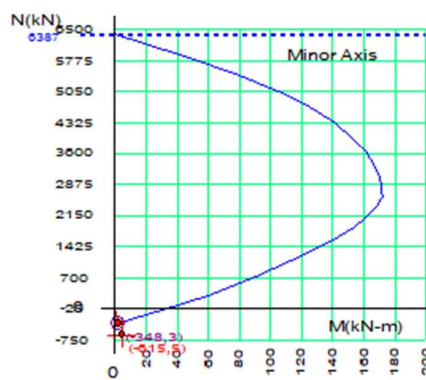
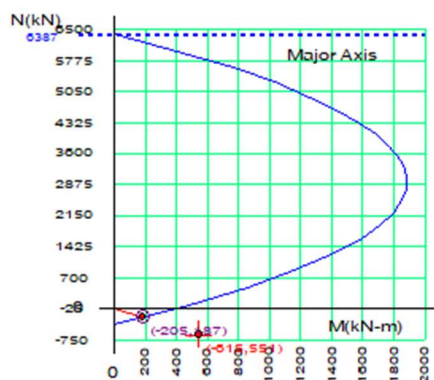
Vertical Rebar : P8 @250 (AsV = 0.00040 m²/m)



2. Axial and Moments Capacity

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 6387.25$ kN

	y (LCB : 12, POS : I)	z (LCB : 12, POS : I)
N_{Ed} (kN)	-614.95	-614.95
N_{Rd} (kN)	-204.85	-347.89
N_{Ed} / N_{Rd}	3.002 > 1.000 N.G	1.768 > 1.000 N.G
M_{Ed} (kN-m)	-551.00	-4.6500
M_{Rd} (kN-m)	186.707	2.59110
M_{Ed} / M_{Rd}	2.951 > 1.000 N.G	1.795 > 1.000 N.G

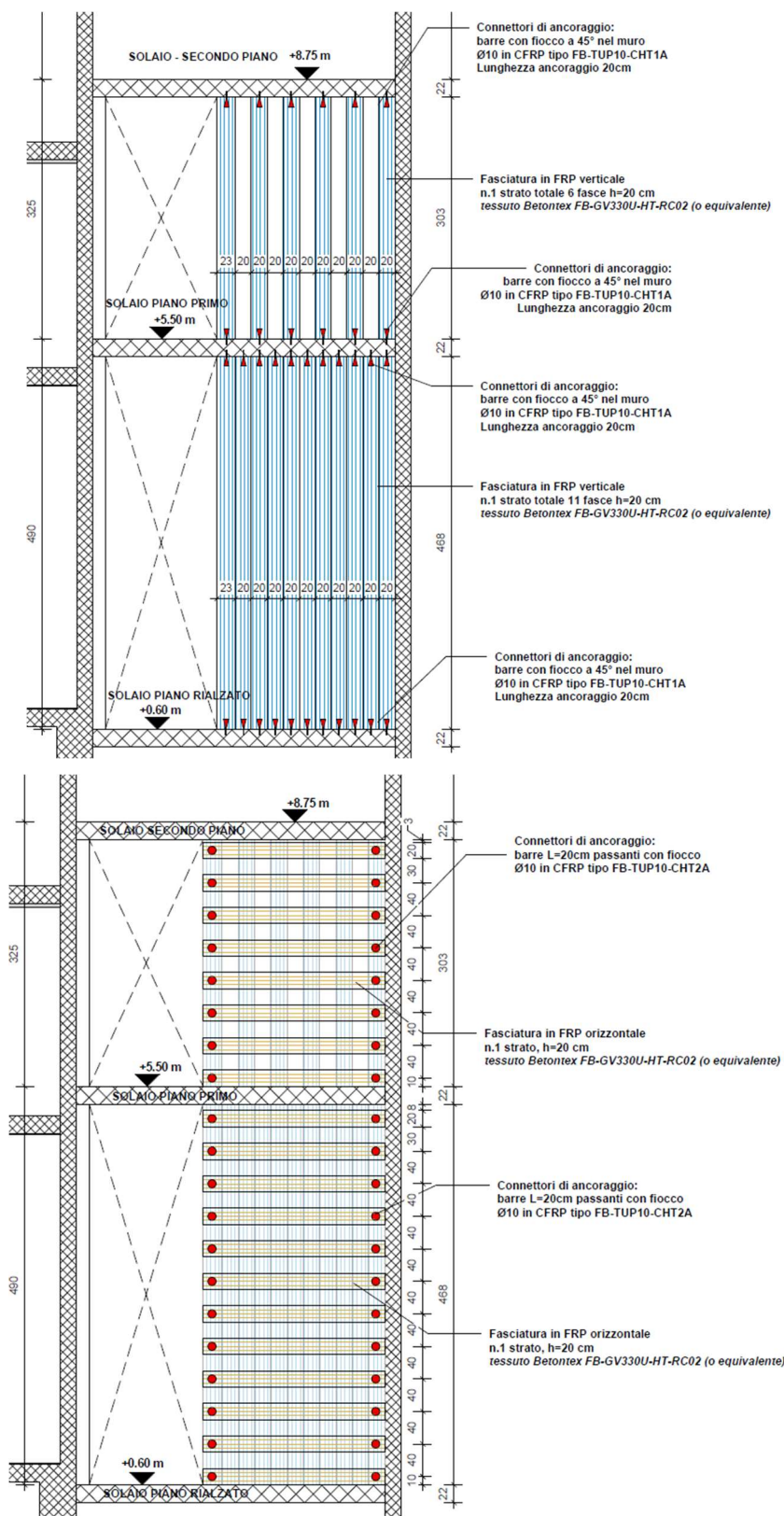


3. Shear Capacity

Applied Shear Force	V_{Ed}	= 422.601 kN (Load Combination : 1)
Shear Ratio by Conc	V_{Ed}/V_{Rdc}	= 422.601 / 0.00000 = 0.0000
Shear Ratio by V_{Rds}	V_{Ed}/V_{Rds}	= 422.601 / 228.162 = 1.8522
Shear Ratio by V_{Rdmax}	V_{Ed}/V_{Rdmax}	= 422.601 / 1220.40 = 0.3463
Shear Ratio	V_{Ed}/V_{Rd}	= 1.852 > 1.000 N.G
		(Asw-H _{req} = 0.00062 m ² /m, P8 @300)

Per il consolidamento dei setti in calcestruzzo si prevede l'utilizzo di tessuti unidirezionali in fibre di carbonio. Il rinforzo prevede l'utilizzo del sistema BETONTEX FB-GV330U-HT-RC02 (di FIBRENET o similare), costituito dalla fase tessuto FB-GV330U-HT (tessuto unidirezionale 300 g/m², classe 210C) e dalla fase resina FB-RC02.

L'immagine seguente mostra, a titolo di esempio, il rinforzo previsto per setti denominato S01. Per maggiori dettagli fare riferimento agli elaborati grafici del progetto esecutivo.



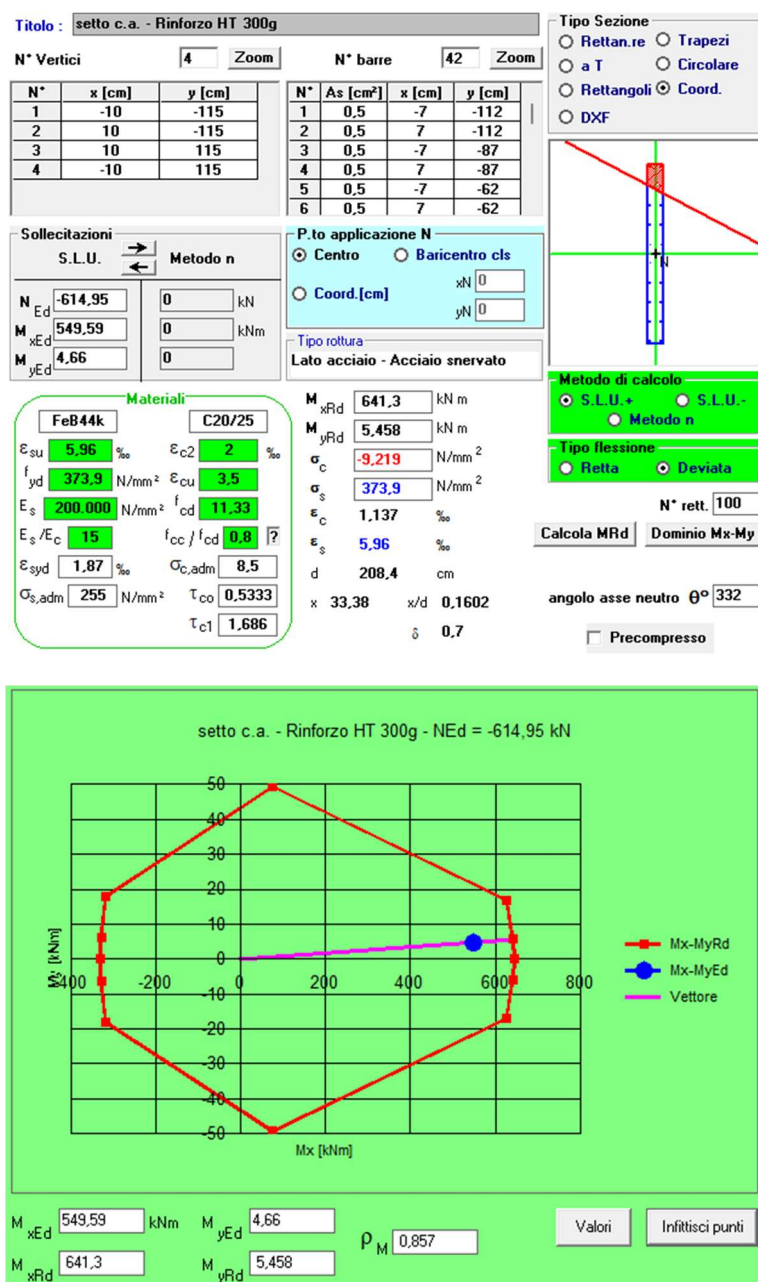
Rinforzo a pressoflessione e taglio setto S01

Di seguito si mostrano gli esiti delle verifiche dei setti in cls da sottoporre ad intervento di rinforzo con la tecnica precedentemente descritta.

Setto S01

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche condotte sul setto S01 del corpo servizi da rinforzare sia a pressoflessione che a taglio considerando la combinazione di carico più sfavorevole.

Verifica a pressoflessione



Come si può osservare la verifica risulta soddisfatta

Verifica a taglio

Caratteristiche dei materiali

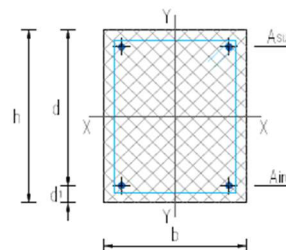
Livello di conoscenza	LC3 - caso a
Fattore di confidenza	FC = 1
Calcestruzzo	
Resistenza cilindrica del calcestruzzo	$f_c = 20 \text{ MPa}$
Il valore di resistenza inserito è un	Valore caratteristico
Resistenza cilindrica media del calcestruzzo	$f_{cm} = 28 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo	$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione del calcestruzzo	$f_{ctm} = 2,21 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità normale	$E_{cm} = 29961,951 \text{ MPa}$
Deformazione di riferimento del calcestruzzo	$\varepsilon_{c2} = 0,002 \text{ MPa}$
Deformazione ultima del calcestruzzo	$\varepsilon_{cu} = 0,004 \text{ MPa}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c = 1,5 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto del calcestruzzo	$f_{cd} = 11,333 \text{ MPa}$

Acciaio

Resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio	$f_{yk} = 430 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a rottura dell'acciaio	$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità normale	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
Deformazione di progetto dell'acciaio	$\varepsilon_{yd} = 0,002 \text{ MPa}$
Deformazione a rottura dell'acciaio	$\varepsilon_u = 0,068 \text{ MPa}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c = 1,15 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto a snervamento dell'acciaio	$f_{yd} = 373,913 \text{ MPa}$

Caratteristiche geometriche della sezione

Base della sezione	$b = 200 \text{ mm}$
Altezza della sezione	$h = 2300 \text{ mm}$
Copriferro	$d_1 = 30 \text{ mm}$
Altezza utile	$d = 2270 \text{ mm}$



Geometria delle armature:

	n. barre	ϕ [mm]	$A_{sl,sup}$ [mm ²]	$A_{sl,inf}$ [mm ²]
Armatura superiore	10	8	502,655	
	0	0		
Armatura inferiore	0	0		502,655
	10	8		

	n. braccia	ϕ [mm]	ϕ [mm]	$A_{sl,sup}$ [mm ²]	$A_{sl,inf}$ [mm ²]
Staffe	2	8	300	100.531	0.335

Sollecitazioni

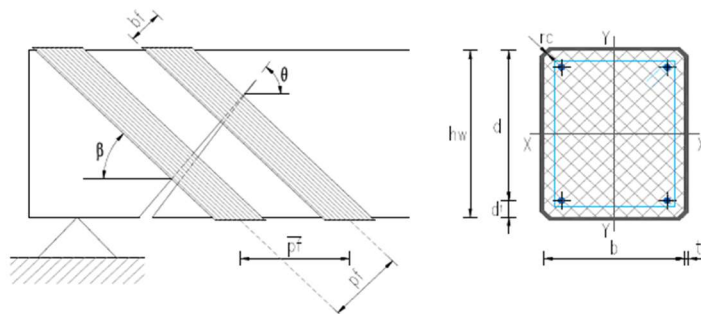
Taglio sollecitante

$$V_{Ed} = 422,6 \text{ kN}$$

Sforzo normale

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

Resistenza a taglio della sezione rinforzata con FRP



Tipo di tessuto utilizzato: **FB GV330U-HT020-RC02 (Classe 210C)**, da 1 a 5 strati

Valori assunti per il calcolo

Valori di classe

Coefficiente parziale di sicurezza (compreso tra 1,30 e 1,50)

$$\gamma_{fd} = 1,2$$

Condizione di esposizione

esterna

Verrà impiegato un sistema protettivo dell'FRP?

NO

Tipologia di carico

ciclico

Raggio di curvatura spigolo sezione rinforzata

$$r_c = 25$$

Passo degli strati di rinforzo

$$p_f = 400$$

Angolo di inclinazione delle fibre rispetto l'asse longitudinale

$$\beta = 90^\circ$$

Larghezza del rinforzo b_f ($50 \text{ mm} \leq b_f \leq 250 \text{ mm}$)

Verificato

Distanza tra le strisce p_f ($b_f \leq p_f \leq \min \{0,5d; 3b_f; b_f+200\text{mm}\}$)

Verificato

Controllo geometrico ($\min \{0,5d; 3b_f; b_f+200\text{mm}\} \geq b_f$)

Verificato

La resistenza di progetto a taglio dell'elemento rinforzato può essere valutata attraverso la seguente relazione:

$$V_{Rd,inf} = \min \{ V_{Rs} + V_{Rd,f}, V_{Rd,c} \}$$

Energia specifica di frattura

$$\Gamma_{fd} = 0,291 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di progetto del rinforzo (distacco del primo modo)

$$f_{dd} = 708,776 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di adesione rinforzo-calcestruzzo

$$f_{bd} = 0,387 \text{ N/mm}^2$$

Lunghezza ottimale di ancoraggio di progetto

$$l_{ed} = 200 \text{ mm}$$

Tensione efficace di calcolo

$$f_{fed} = 697,212 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a taglio-trazione dell'armatura trasversale

$$V_{Rd,s} = 255,99 \text{ kN}$$

Resistenza a taglio-trazione del rinforzo in FRP

$$V_{Rd,f} = 200,604 \text{ kN}$$

Resistenza a taglio-compressione del calcestruzzo

$$V_{Rd,c} = 1157,7 \text{ kN}$$

Dalle resistenze sopra riportate si ricava la resistenza a taglio dell'elemento rinforzato:

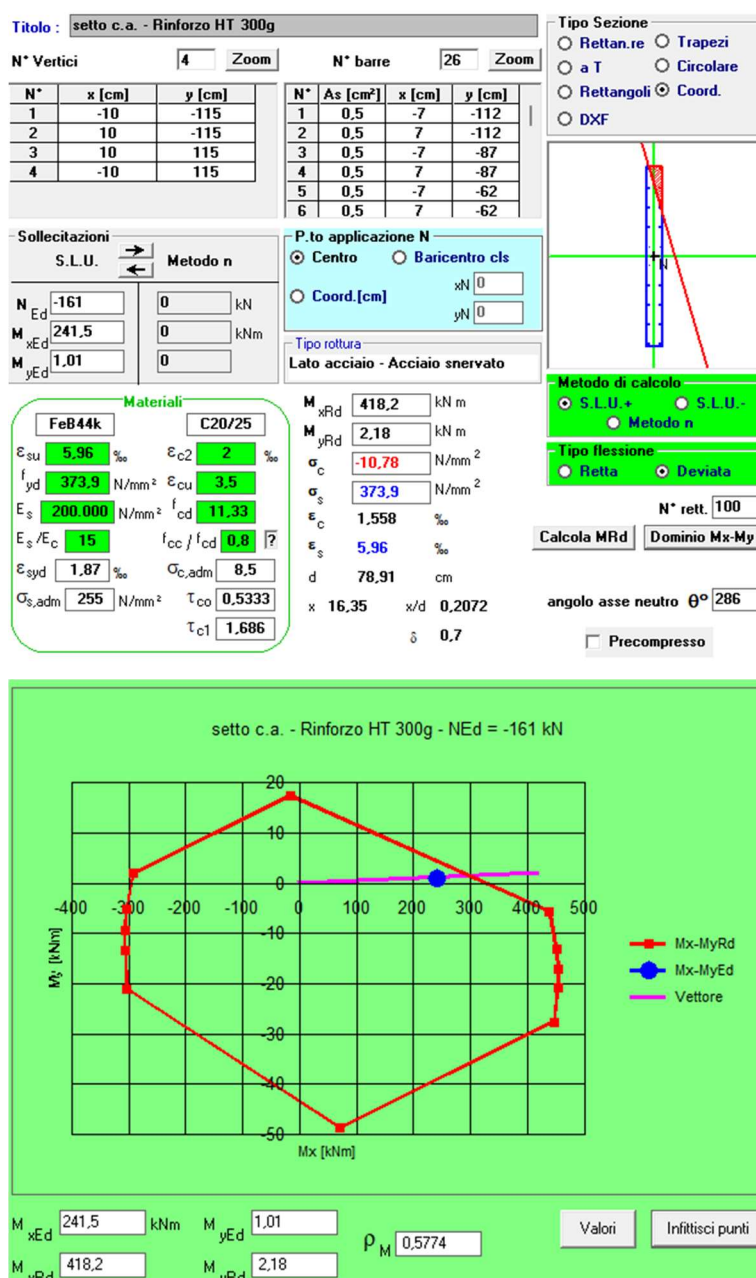
Resistenza a taglio: $V_{Rd, \text{rinf}} = 255.9 + 200.6 = 456.5 \text{ kN} > 422.6 \text{ kN}$

Dal confronto tra la resistenza a taglio e il taglio agente, la verifica risulta soddisfatta

Setto S03

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche condotte sul setto S03 del vano ascensore presente nel corpo servizi da rinforzare a pressoflessione considerando la combinazione di carico più sfavorevole.

Verifica a pressoflessione

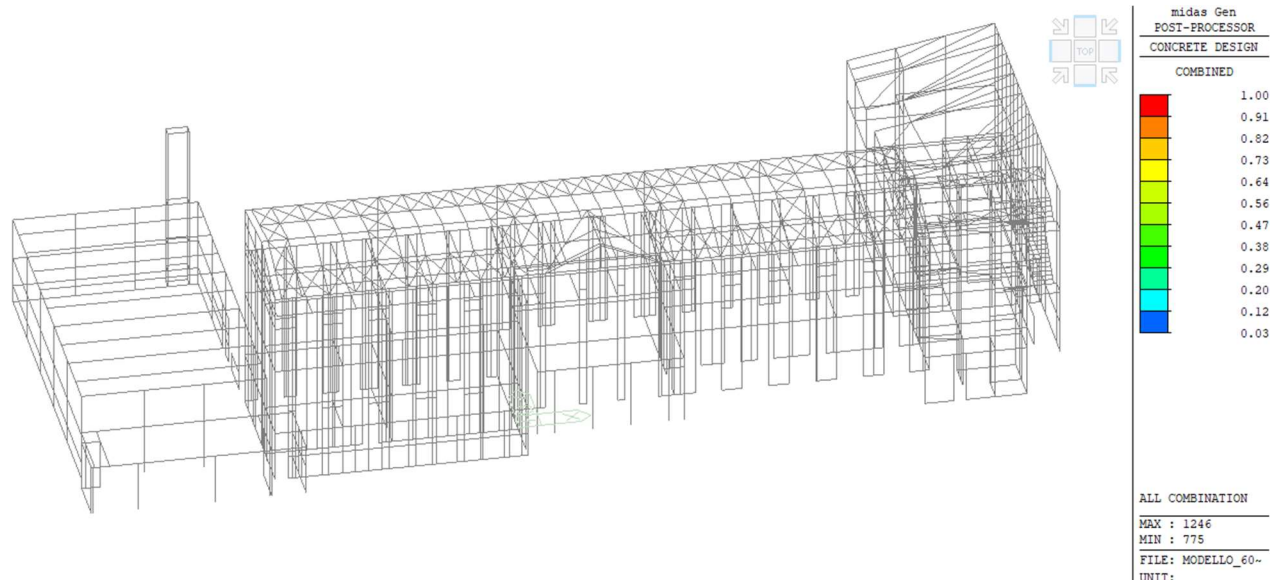


Come si può osservare la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta.

9.7 Verifica delle travi in c.a.

Meccanismi duttili

Le mappature si riferiscono al coefficiente di sfruttamento degli elementi strutturali

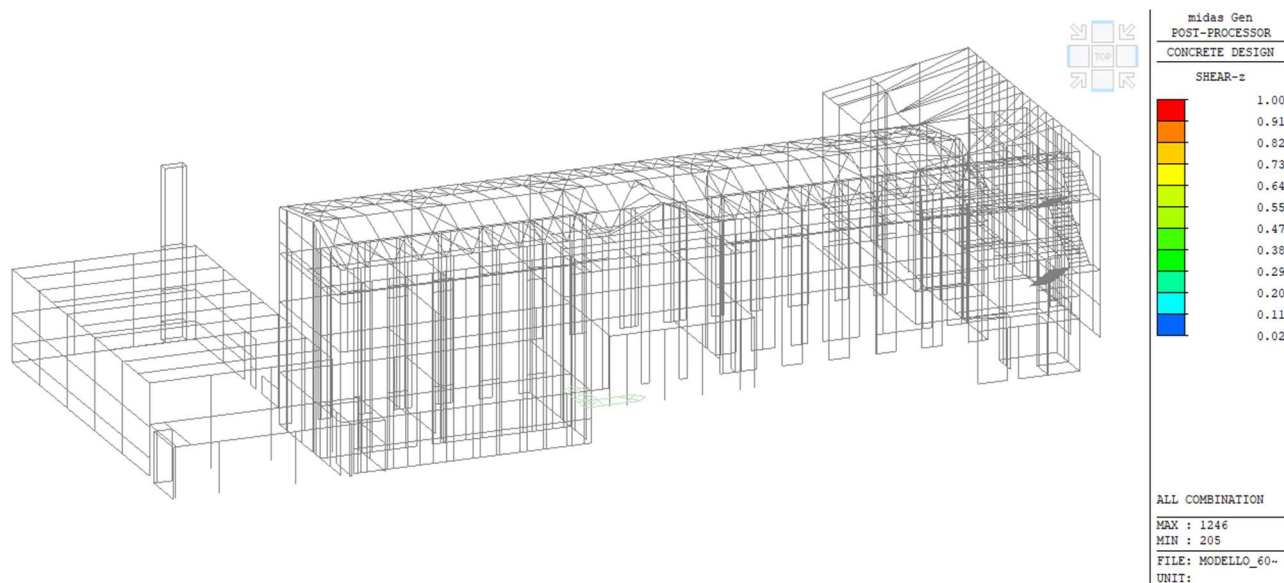


Verifica a Pressoflessione - Travi in c.a.

Come si può osservare dall'immagine le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte per tutte le travi in c.a.. Il coefficiente di sfruttamento (rapporto tra azione agente e azione resistente) risulta sempre inferiore o uguale a 1.

Meccanismi fragili

Le mappature si riferiscono al coefficiente di sfruttamento degli elementi strutturali

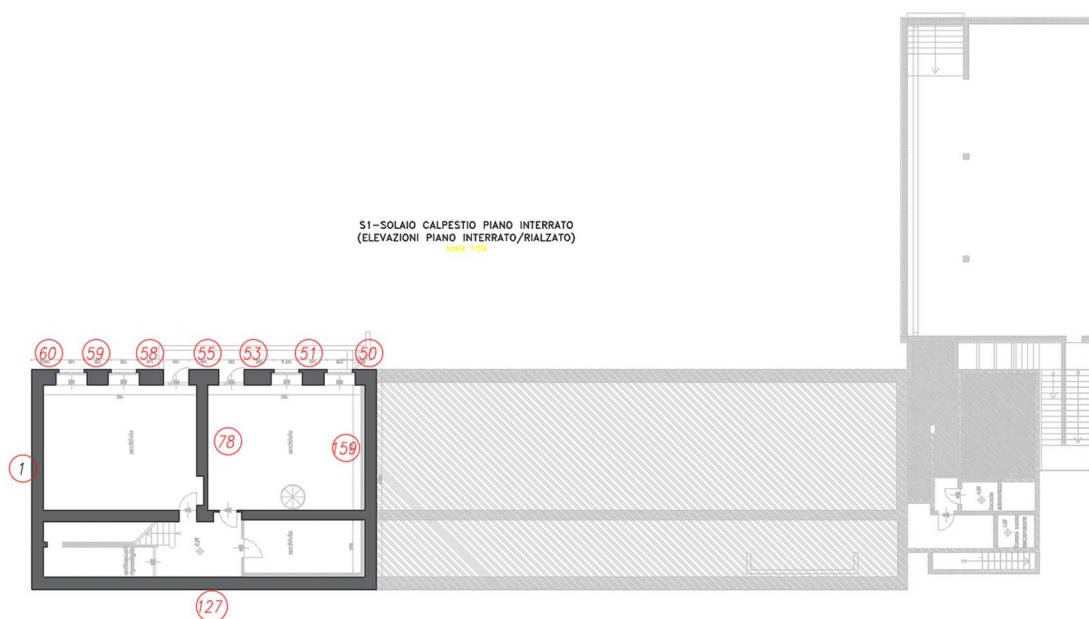


Verifica a taglio - Travi in c.a.

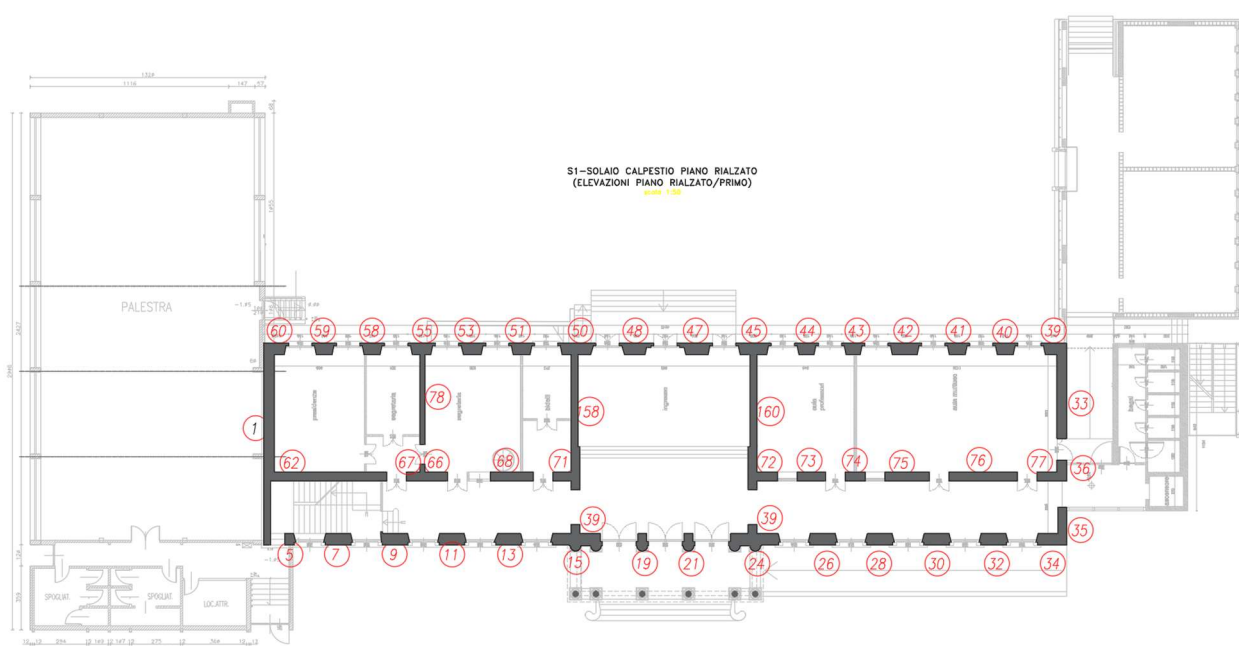
Come si può osservare dall'immagine le verifiche a taglio risultano soddisfatte per tutte le travi in c.a.. Il coefficiente di sfruttamento (rapporto tra azione agente e azione resistente) risulta sempre inferiore o uguale a 1.

9.8 Verifica dei maschi in muratura

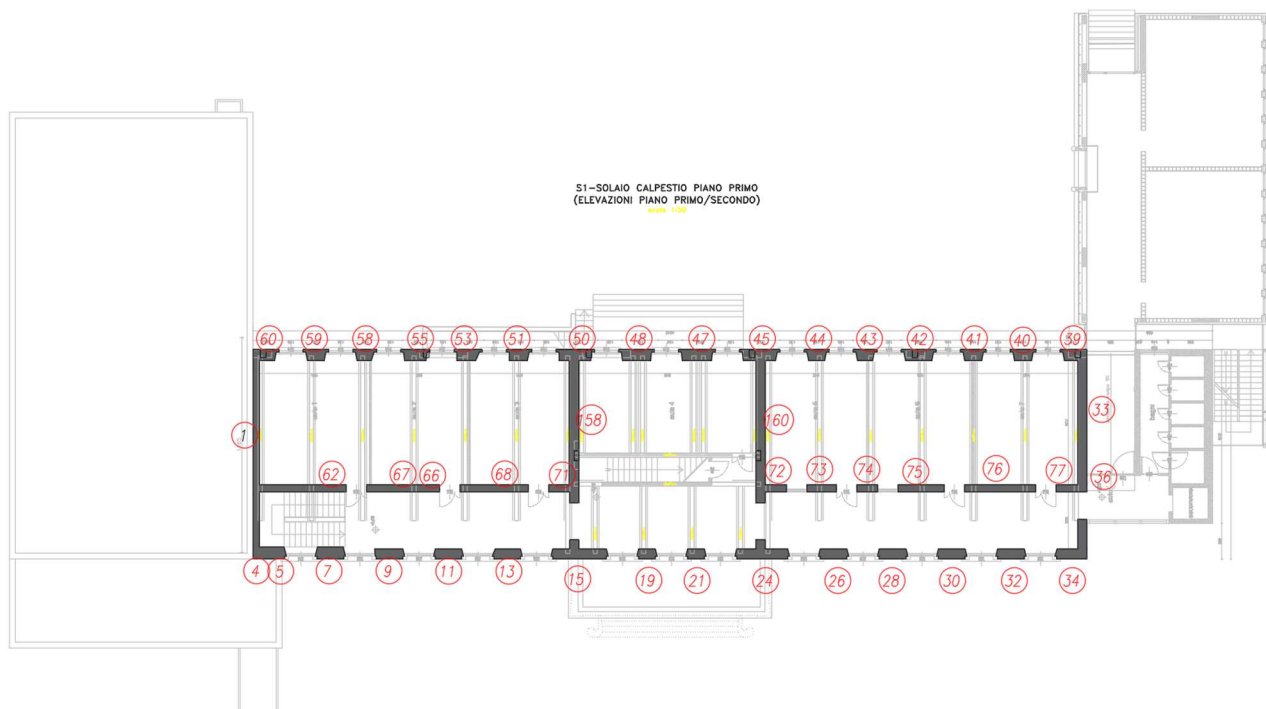
Le immagini seguenti mostrano la nomenclatura utilizzata per individuare gli elementi che compongono il corpo principale.



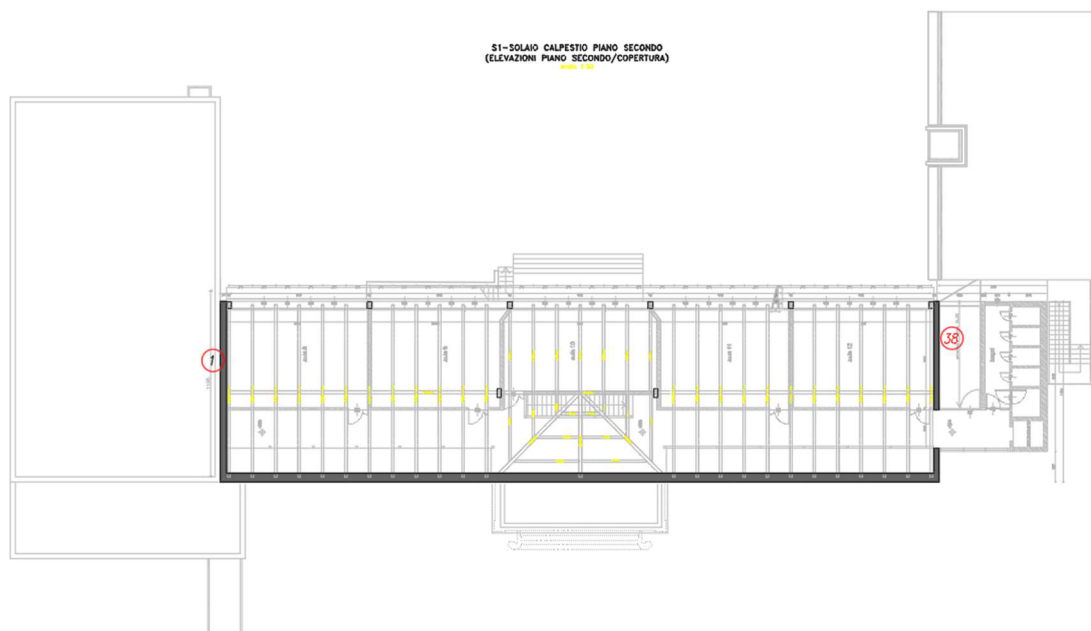
Nomenclatura e ubicazione maschi in muratura – Corpo Principale piano interrato



Nomenclatura e ubicazione maschi in muratura – Corpo Principale piano rialzato



Nomenclatura e ubicazione maschi in muratura – Corpo Principale piano primo



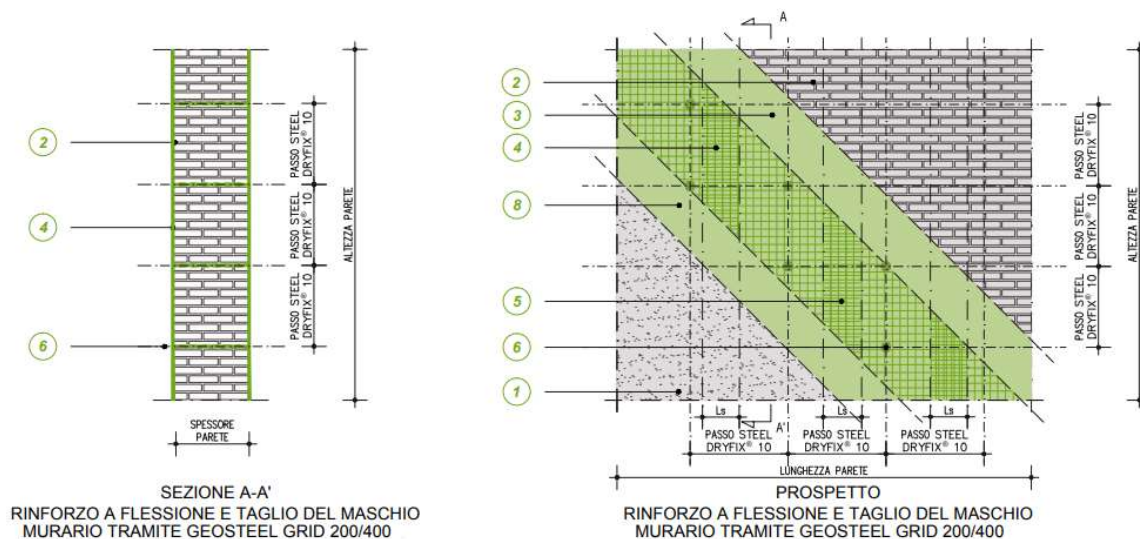
Nomenclatura e ubicazione maschi in muratura – Corpo Principale piano secondo

Per il consolidamento degli elementi in muratura si prevede l'utilizzo di sistema composito a matrice inorganica FRCM (Fabric Reinforced Cementitious Matrix) realizzato con tessuto biassiale bilanciato in fibra di basalto e acciaio Inox AISI 304, con speciale trattamento protettivo alcali-resistente con resina all'acqua priva di solventi – tipo GEOSTEEL GRID 200 di Kerakoll Spa o equivalente, impregnato con geomalta ad altissima igroscopicità e traspirabilità a base di pura calce idraulica naturale NHL 3.5 e geolegante minerale, inerti di sabbia silicea e calcare dolomitico in curva granulometrica 0-1,4 mm, – tipo GEOCALCE® F ANTISISMICO di Kerakoll Spa o equivalente.

L'intervento si svolge nelle seguenti fasi:

- a) eventuale preparazione delle superfici da rinforzare, mediante demolizione e rimozione dell'intonaco esistente, ripristino di eventuali lesioni mediante cucitura e/o consolidamento con iniezione di malta fluida e depolverizzazione finale mediante idrolavaggio a bassa pressione;
- b) realizzazione dei fori pilota per la successiva installazione mediante inserimento a secco di barre elicoidali certificate EN 845-1 in acciaio Inox AISI 316, provviste di marcatura CE, in apposito foro pilota nell'elemento strutturale, fornite e poste in opera mediante apposito mandrino a percussione, – tipo STEEL DRYFIX® 10 di Kerakoll Spa o equivalenti
- c) stesura di un primo strato di geomalta, di spessore di circa 3 – 5 mm;
- d) con malta ancora fresca, procedere alla posa della rete, avendo cura di garantire una completa impregnazione del tessuto ed evitare la formazione di eventuali vuoti o bolle d'aria che possano compromettere l'adesione del tessuto alla matrice o al supporto;
- e) piegatura delle barre elicoidali o in alternativa inserimento dell'apposito tassello;
- f) esecuzione del secondo strato di geomalta, di spessore di circa 2 – 5 mm al fine di inglobare totalmente il tessuto di rinforzo e chiudere gli eventuali vuoti sottostanti;
- g) eventuale ripetizione delle fasi (c), e (d) per tutti gli strati successivi di rinforzo previsti da progetto.

Si rimanda alle tavole di grafico di progetto esecutivo per i dettagli dell'intervento di rinforzo.



Rinforzo con rete diffusa in fibra di basalto e acciaio inox

Nella tabella sottostante vengono mostrati i coefficienti di sfruttamento dei maschi murari nella configurazione di progetto, che prevede la messa in opera degli interventi di rinforzo. Come è possibile osservare i coefficienti di sfruttamento risultano sempre inferiori all'unità. Tutti gli elementi in muratura risultano quindi verificati.

PIANO INTERRATO			
PARETE Wall ID	Pressoflessione nel piano	Pressoflessione fuori piano	Taglio
1	0.46	0.15	0.85
51	0.31	0.06	0.22
53	0.44	0.07	0.28
55	0.59	0.13	0.39
58	0.19	0.06	0.10
60	0.88	0.19	0.65
62	0.51	0.12	0.64
67	0.56	0.10	0.62
78	0.55	0.18	0.70
79	0.54	0.11	0.29
127	0.18	0.19	0.19
159	0.49	0.21	0.90

PIANO RIALZATO			
PARETE Wall ID	Pressoflessione nel piano	Pressoflessione fuori piano	Taglio
1	0.28	0.26	0.44
5	0.16	0.08	0.21
7	0.28	0.09	0.12
9	0.25	0.08	0.10
11	0.25	0.08	0.10
13	0.22	0.08	0.08
15	0.61	0.11	0.30
19	0.04	0.06	0.06
21	0.03	0.05	0.05

PIANO RIALZATO			
PARETE Wall ID	Pressoflessione nel piano	Pressoflessione fuori piano	Taglio
24	0.75	0.12	0.42
26	0.54	0.10	0.15
28	0.50	0.11	0.14
30	0.59	0.11	0.20
32	0.64	0.11	0.24
33	0.25	0.11	0.18
34	1.00	0.11	0.48
35	0.73	0.11	0.49
36	0.75	0.11	0.36
39	0.79	0.21	0.49
40	0.39	0.07	0.11
41	0.28	0.07	0.07
42	0.50	0.06	0.20
43	0.34	0.07	0.09
44	0.32	0.07	0.08
45	0.51	0.15	0.15
47	0.33	0.09	0.09
48	0.82	0.11	0.42
50	0.53	0.11	0.22
51	0.23	0.06	0.06
53	0.42	0.09	0.09
55	0.76	0.11	0.33
58	0.29	0.07	0.07
60	0.58	0.27	0.27
62	0.69	0.20	0.60
67	0.37	0.15	0.70
71	0.49	0.17	0.17
72	0.85	0.17	0.58
73	0.29	0.10	0.10
74	0.30	0.09	0.09
75	0.55	0.12	0.23
76	0.70	0.11	0.56
77	0.98	0.16	0.34
78	0.58	0.41	0.39
79	0.73	0.24	0.16
158	0.26	0.15	0.60
160	0.22	0.15	0.38

PIANO PRIMO			
PARETE Wall ID	Pressoflessione nel piano	Pressoflessione fuori piano	Taglio
1	0.39	0.88	0.88
4	0.36	0.14	0.10
5	0.34	0.10	0.03
7	0.75	0.43	0.43
9	0.76	0.38	0.38

PIANO PRIMO			
PARETE Wall ID	Pressoflessione nel piano	Pressoflessione fuori piano	Taglio
11	0.62	0.37	0.37
13	0.59	0.39	0.39
15	0.80	0.09	0.99
19	0.57	0.08	0.27
21	0.69	0.03	0.32
24	0.63	0.08	0.92
26	0.82	0.35	0.55
28	0.71	0.39	0.39
30	0.85	0.41	0.49
32	0.91	0.44	0.68
34	0.47	0.08	0.45
35	0.83	0.14	0.72
36	0.82	0.07	0.26
37	0.10	0.07	0.22
39	0.88	0.20	0.61
40	0.35	0.09	0.10
41	0.28	0.09	0.09
42	0.69	0.05	0.05
43	0.59	0.08	0.24
44	0.48	0.09	0.18
45	0.72	0.21	0.21
47	0.41	0.11	0.14
48	0.99	0.04	0.05
50	0.64	0.25	0.59
51	0.52	0.09	0.21
53	0.99	0.03	0.45
55	0.93	0.05	0.69
58	0.31	0.09	0.09
60	0.29	0.59	0.23
61	0.18	0.31	0.31
66	0.27	0.16	0.31
68	0.55	0.18	0.27
71	0.35	0.35	0.22
72	0.76	0.33	0.43
73	0.45	0.14	0.19
74	0.47	0.11	0.20
75	0.34	0.20	0.20
76	0.28	0.16	0.20
77	0.60	0.28	0.35
158	0.31	0.13	0.44
160	0.35	0.13	0.47

P2			
PARETE Wall ID	Pressoflessione nel piano	Pressoflessione fuori piano	Taglio
19	0.33	0.06	0.51
21	0.74	0.04	0.62
38	0.48	0.17	0.60

Come si può osservare tutti i maschi risultano verificati. In allegato si riportano le schede di verifica dei maschi più sollecitati.

9.9 Verifica dei tamponamenti

Si prevede il rinforzo dei tamponamenti interni alla palestra, mediante presidi antiribaltamento realizzati tramite impiego di connessioni al telaio in c.a. esistente di una rete biassiale in fibra di basalto tipo GeoGrid120 e barre elicoidali in acciaio inox da disporre a passo 50cm. Di seguito si riportano i calcoli per la verifica degli elementi non strutturali per costruzioni con strutture a telai.

La verifica dei tamponamenti presenti nella palestra è stata effettuata secondo le indicazioni definite nella normativa vigente NTC2018 e dalla relativa circolare per gli “Elementi costruttivi non strutturali”. La verifica delle tamponature viene effettuata considerando come azione sismica di progetto quella definita al paragrafo 7.2.3 delle NTC 2018 “Elementi costruttivi non strutturali”.

$$F_a = \frac{S_a W_a}{q_a}$$

Dove:

F_a è la forza orizzontale sismica distribuita sull'elemento non strutturale

S_a è l'accelerazione massima adimensionalizzata che subisce l'elemento non strutturale per lo stato limite considerato (SLV).

W_a è il peso dell'elemento non strutturale.

q_a è il fattore di comportamento della struttura.

Nel caso di tamponature per edifici in cemento armato, per la definizione di S_a si può far riferimento alla formulazione semplificata per costruzioni con struttura a telai riportata nella Circolare alle NTC2018 paragrafo C7.2.3.

$$S_a(T_a) = \begin{cases} \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{aT_1}\right)^2} \right] \geq aS & \text{per } T_a < aT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) a_p & \text{per } aT_1 < T_a < bT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{bT_1}\right)^2} \right] \geq aS & \text{per } T_a > bT_1 \end{cases}$$

Dove:

α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;

a, b, a_p sono parametri definiti in accordo con il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione.

La verifica della tamponatura nella configurazione di progetto considera come schema statico per l'elemento non strutturale quello di trave appoggiata, ipotizza pertanto la creazione di un collegamento tra la tamponatura e il telaio in c.a.

La verifica, pertanto consiste nel controllare che momento ribaltante (M_{RIB}) dovuto alle forze sismiche sia minore del momento stabilizzante (M_{STA}) della parete dovuto alla forza peso.

$$\frac{M_{RIB}}{M_{STA}} < 1.0$$

Le forze sismiche sono calcolate considerando l'accelerazione definita in precedenza, considerando come periodo proprio della struttura quella di una trave appoggiata.

Verifica tamponamento M-01

STRATIGRAFIA DELLA TAMPONATURA

Descrizione degli strati della tamponatura	Spessore [cm]	Peso [kN/m³]
Intonaco esterno	1.50	20.00
Mattone forato	24.00	8.00
Intonaco Interno	1.50	20.00
Spessore totale della tamponatura	27.00	



Riepilogo dimensioni geometriche e caratteristiche meccaniche della tamponatura (la verifica considera una larghezza unitaria della tamponatura)

Altezza del pannello murario	H	2.40 m
Lunghezza pannello murario	L	1.00 m
Peso della muratura totale	W _a	6.05 kN/m
Modulo elastico	E	3400.00 N/mm²
Resistenza di progetto a compressione della muratura	f _d	1.70 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL RINFORZO

Rinforzo paramento esterno con rete Geo Grid 120 e GeoCalce Multiuso

Rimozione di intonaco esterno		SI
Tensione di progetto della rete	σ _d	213.33 Mpa
Connettori tra paramento esterno e telaio in ca.		
Diametro dei connettori	Ø	Steel Dry Fix 8
Resistenza a taglio di progetto dei connettori		0.76 kN
Passo orizzontale dei connettori al m	s _h	0.5 m
Lunghezza inghisaggio connettori	L _{con}	100 mm

DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Accelerazione massima del terreno ag su sottosuolo di tipo A	ag/g	0.078
Coefficiente	F ₀	2.441
Categoria di sottosuolo	S _s	1.5
Condizione topografica	S _t	1
Coefficiente	S	1.5
Fattore di comportamento della parete non strutturale (Circolare n°7 - Tab. C7.2.I)	q _a	2
Altezza dell'edificio	H	7 m
Quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazio	Z	4.6 m
Coefficiente	C ₁	0.075
Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata	T ₁	0.32 sec
Massa della muratura	m	0.62 daN/massa

FORMULAZIONE SEMPLIFICATA PER COSTRUZIONI CON STRUTTURA A TELAI - CIRCOLARE n°7 21/01/2019 _ C7.2.3

Parametro	a	0.8
Parametro	b	1.4
Parametro	ap	5
Momento d'inerzia efficace del paramento esterno	I _{eff}	0.001271 m⁴/m
Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale	T _a	0.017 sec
Accelerazione massima	S _a (T _a)	0.216 g

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO DEL PARAMENTO ESTERNO

Definizione della domanda

Peso della tamponatura al metro lineare di altezza	W _a /m	2.32 kN/m/m
Forza Orizzontale (Domanda sismica) (NTC 2018 _ §7.2.3)	F _a	0.25 kN/m/m
Schema Statico		TRAVE APPOGGIATA
Momento sollecitante con forza distribuita	M _{ed sol est}	0.18 kN*m/m
Sforzo normale agente paramento esterno	N _{ed sol est}	2.79 kN/m

Definizione della capacità del paramento verso l'interno

Area paramento esterno	A	0.25 m²/m
Tensione di compressione sul paramento esterno	σ _{0 est}	0.011 Mpa/m
Momento resistente a pressoflessione fuori dal piano verso l'interno	M _{rd est}	0.34 kN*m/m
Rapporto Domanda/Capacità	D/C	0.53

VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO DEI CONNETTORI DI ANCORAGGIO_TELAIO-TAMPONATURA

Definizione del numero di connettori

Interasse orizzontale dei connettori	i_{con}	0.5	m
Numero di connettori al metro	n°/m	2	
Numero totale di connettori	n°_{TOT}	2	
Forza di taglio totale agente sul lato superiore/inferiore della trave	V_{sd}	0.30	kN/m
Resistenza a taglio del singolo connettore	R_t	0.76	kN
Resistenza al taglio totale	V_{Rsd}	1.51	kN/m
Rapporto Domanda/Capacità	D/C	0.20	VERIFICATO

CALCOLO INDICATORE DI RISCHIO

Calcolo Indicatore di rischio Stato di Progetto

Valutazione della sicurezza per azioni fuori dal piano verso l'interno

Momento resistente fuori dal piano verso l'interno della tamponatura	M_{rd}	0.34	kNm/m
Indicatore di rischio	α_u	190%	
Accelerazione corrispondente all'indicatore di rischio	a_g	0.148	g

ADEGUAMENTO SISMICO

Valutazione della sicurezza per azioni fuori dal piano verso l'esterno

Momento resistente fuori dal piano verso l'esterno della tamponatura	M_{rd}	1.75	kNm/m
Indicatore di rischio	α_u	967%	
Accelerazione corrispondente all'indicatore di rischio	a_g	0.754	g

ADEGUAMENTO SISMICO

Incremento dell'accelerazione di progetto

Calcola

STATO DI FATTO

$a_g[g]$	0.045
Indicatore di rischio Stato di Fatto	58%

STATO DI PROGETTO

Verso l'interno

$a_g[g]$	0.15
Indicatore di rischio Stato di Progetto	190%
ADEGUAMENTO SISMICO	
Incremento in percentuale rispetto lo SDF	328%

Verso l'esterno

$a_g[g]$	0.75
Indicatore di rischio Stato di Progetto	967%
ADEGUAMENTO SISMICO	
Incremento in percentuale rispetto lo SDF	1673%

Verifica tamponamento M-02

STRATIGRAFIA DELLA TAMPONATURA

Descrizione degli strati della tamponatura	Spessore [cm]	Peso [kN/m ³]
Intonaco esterno	1.50	20.00
Mattone forato	8.00	8.00
Intonaco Interno	0.00	20.00
Spessore totale della tamponatura		9.50



Riepilogo dimensioni geometriche e caratteristiche meccaniche della tamponatura (la verifica considera una larghezza unitaria della tamponatura)

Altezza del pannello murario	H	3.40 m
Lunghezza pannello murario	L	1.00 m
Peso della muratura totale	W _a	3.20 kN/m
Modulo elastico	E	3400.00 N/mm ²
Resistenza di progetto a compressione della muratura	f _d	1.70 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL RINFORZO

Rinforzo paramento esterno con rete Geo Grid 120 e GeoCalce Multiuso

Rimozione di intonaco esterno		SI
Tensione di progetto della rete	σ _d	213.33 Mpa

Connettori tra paramento esterno e telaio in ca.

Diametro dei connettori	Ø	Steel Dry Fix 8
Resistenza a taglio di progetto dei connettori		0.76 kN
Passo orizzontale dei connettori al m	s _b	0.5 m
Lunghezza inghisaggio connettori	L _{con}	100 mm

DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Accelerazione massima del terreno ag su sottosuolo di tipo A	ag/g	0.078
Coefficiente	F _o	2.441
Categoria di sottosuolo	S _s	1.5
Condizione topografica	St	1
Coefficiente	S	1.5
Fattore di comportamento della parete non strutturale (Circolare n°7 - Tab. C7.2.I)	q _a	2
Altezza dell'edificio	H	7 m
Quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazio	Z	1.7 m
Coefficiente	C1	0.075
Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata	T1	0.32 sec
Massa della muratura	m	0.33 daN/massa

FORMULAZIONE SEMPLIFICATA PER COSTRUZIONI CON STRUTTURA A TELAI - CIRCOLARE n°7 21/01/2019 _ C7.2.3

Parametro	a	0.8
Parametro	b	1.4
Parametro	ap	5
Momento d'inerzia efficace del paramento esterno	I _{eff}	0.000057 m ⁴ /m
Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale	T _a	0.093 sec
Accelerazione massima	S _a (T _a)	0.276 g

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO DEL PARAMENTO ESTERNO

Definizione della domanda

Peso della tamponatura al metro lineare di altezza	W _a /m	0.74 kN/m/m
Forza Orizzontale (Domanda sismica) (NTC 2018 _ §7.2.3)	F _a	0.10 kN/m/m
Schema Statico		TRAVE APPOGGIATA
Momento sollecitante con forza distribuita	M _{ed tot est}	0.15 kN*m/m
Sforzo normale agente paramento esterno	N _{ed tot est}	1.26 kN/m

Definizione della capacità del paramento verso l'interno

Area paramento esterno	A	0.09 m ² /m
Tensione di compressione sul paramento esterno	σ _{0 est}	0.014 Mpa/m
Momento resistente a pressoflessione fuori dal piano verso l'interno	M _{rd est}	0.06 kN*m/m
Rapporto Domanda/Capacità	D/C	2.69

MIGLIORAMENTO SISMICO

VERIFICA A TAGLIO DEI CONNETTORI DI ANCORAGGIO_TELAIO-TAMPONATURA

Definizione del numero di connettori

Interasse orizzontale dei connettori	i_{con}	0.5	m
Numero di connettori al metro	n°/m	2	
Numero totale di connettori	n°_{TOT}	2	
Forza di taglio totale agente sul lato superiore/inferiore della trave	V_{sd}	0.17	kN/m
Resistenza a taglio del singolo connettore	R_t	0.76	kN
Resistenza al taglio totale	V_{Rtd}	1.51	kN/m
Rapporto Domanda/Capacità	D/C	0.12	VERIFICATO

CALCOLO INDICATORE DI RISCHIO

Calcolo Indicatore di rischio Stato di Progetto

Valutazione della sicurezza per azioni fuori dal piano verso l'interno

Momento resistente fuori dal piano verso l'interno della tamponatura	M_{rd}	0.06 kNm/m
Indicatore di rischio	α_{ci}	37%
Accelerazione corrispondente all'indicatore di rischio	a_g	0.029 g
MIGLIORAMENTO SISMICO		

Valutazione della sicurezza per azioni fuori dal piano verso l'esterno

Momento resistente fuori dal piano verso l'esterno della tamponatura	M_{rd}	0.57 kNm/m
Indicatore di rischio	α_{ci}	385%
Accelerazione corrispondente all'indicatore di rischio	a_g	0.300 g
ADEGUAMENTO SISMICO		

Incremento dell'accelerazione di progetto

Calcola

STATO DI FATTO

$a_g[g]$	0.006
Indicatore di rischio Stato di Fatto	7%

STATO DI PROGETTO

Verso l'interno

$a_g[g]$	0.03
Indicatore di rischio Stato di Progetto	37%
MIGLIORAMENTO SISMICO	
Incremento in percentuale rispetto lo SDF	497%

Verso l'esterno

$a_g[g]$	0.30
Indicatore di rischio Stato di Progetto	385%
ADEGUAMENTO SISMICO	
Incremento in percentuale rispetto lo SDF	5149%

Verifica tamponamento M-04 lato edificio originario

STRATIGRAFIA DELLA TAMPONATURA

Descrizione degli strati della tamponatura	Spessore [cm]	Peso [kN/m ³]
Intonaco esterno	0.00	20.00
Mattone forato	12.00	8.00
Intonaco Interno	1.50	20.00
Spessore totale della tamponatura		13.50



Riepilogo dimensioni geometriche e caratteristiche meccaniche della tamponatura

(la verifica considera una larghezza unitaria della tamponatura)

Altezza del pannello murario	H	5.50 m
Lunghezza pannello murario	L	1.00 m
Peso della muratura totale	Wa	6.93 kN/m
Modulo elastico	E	3400.00 N/mm ²
Resistenza di progetto a compressione della muratura	f _d	1.70 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL RINFORZO

Rinforzo paramento esterno con rete Geo Grid 120 e GeoCalce Multiuso

Rimozione di intonaco esterno		SI
Tensione di progetto della rete	σ _d	213.33 Mpa

Connettori tra paramento esterno e telaio in ca.

Diametro dei connettori	Ø	Steel Dry Fix 10
Resistenza a taglio di progetto dei connettori		0.76 kN
Passo orizzontale dei connettori al m	s _h	0.5 m
Lunghezza inghisaggio connettori	L _{con}	100 mm

DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Accelerazione massima del terreno ag su sottosuolo di tipo A	ag/g	0.078
Coefficiente	F ₀	2.441
Categoria di sottosuolo	S _s	1.5
Condizione topografica	St	1
Coefficiente	S	1.5
Fattore di comportamento della parete non strutturale (Circolare n°7 - Tab. C7.2.I)	q _a	2
Altezza dell'edificio	H	7 m
Quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione	Z	2.75 m
Coefficiente	C1	0.075
Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata	T1	0.32 sec
Massa della muratura	m	0.71 daN/massa

FORMULAZIONE SEMPLIFICATA PER COSTRUZIONI CON STRUTTURA A TELAI - CIRCOLARE n°7 21/01/2019 - C7.2.3

Parametro	a	0.8
Parametro	b	1.4
Parametro	ap	5
Momento d'inerzia efficace del paramento esterno	I _{eff}	0.000175 m ⁴ /m
Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale	Ta	0.188 sec
Accelerazione massima	Sa(Ta)	0.628 g

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO DEL PARAMENTO ESTERNO

Definizione della domanda

Peso della tamponatura al metro lineare di altezza	Wa/m	1.36 kN/m/m
Forza Orizzontale (Domanda sismica) (NTC 2018 - §7.2.3)	Fa	0.43 kN/m/m
Schema Statico		SEMINCASTRO

Momento sollecitante con forza distribuita	M _{sd_tot_est}	0.81 kN*m/m
Sforzo normale agente paramento esterno	N _{sd_tot_est}	3.75 kN/m

Definizione della capacità del paramento verso l'interno

Area paramento esterno	A	0.13 m ² /m
Tensione di compressione sul paramento esterno	σ _{0_est}	0.029 Mpa/m
Momento resistente a pressoflessione fuori dal piano verso l'interno	M _{rd_est}	0.24 kN*m/m

Rapporto Domanda/Capacità	D/C	3.44
---------------------------	-----	------

Il hp di semincastro è necessario prevedere le Steel DryFix anche alla base del pannello

MIGLIORAMENTO SISMICO

VERIFICA A TAGLIO DEI CONNETTORI DI ANCORAGGIO_TELAIO-TAMPONATURA

Definizione del numero di connettori

Interasse orizzontale dei connettori	i_{con}	0.5	m
Numero di connettori al metro	n°/m	2	
Numero totale di connettori	n°_{TOT}	2	
Forza di taglio totale agente sul lato superiore/inferiore della trave	V_{sd}	1.18	kN/m
Resistenza a taglio del singolo connettore	R_1	0.76	kN
Resistenza al taglio totale	V_{Rsd}	1.51	kN/m
Rapporto Domanda/Capacità	D/C	0.78	VERIFICATO

CALCOLO INDICATORE DI RISCHIO

Calcolo Indicatore di rischio Stato di Progetto

Valutazione della sicurezza per azioni fuori dal piano verso l'interno

Momento resistente fuori dal piano verso l'interno della tamponatura	M_{rd}	0.24 kNm/m
Indicatore di rischio	α_u	29%
Accelerazione corrispondente all'indicatore di rischio	a_g	0.023 g

MIGLIORAMENTO SISMICO

Valutazione della sicurezza per azioni fuori dal piano verso l'esterno

Momento resistente fuori dal piano verso l'esterno della tamponatura	M_{rd}	0.87 kNm/m
Indicatore di rischio	α_u	107%
Accelerazione corrispondente all'indicatore di rischio	a_g	0.084 g

ADEGUAMENTO SISMICO

Incremento dell'accelerazione di progetto

Calcola

STATO DI FATTO

$a_g[g]$	0.020
Indicatore di rischio Stato di Fatto	26%

STATO DI PROGETTO

Verso l'interno

$a_g[g]$	0.02
Indicatore di rischio Stato di Progetto	29%

MIGLIORAMENTO SISMICO

Incremento in percentuale rispetto lo SDF	113%
---	------

Verso l'esterno

$a_g[g]$	0.08
Indicatore di rischio Stato di Progetto	107%

ADEGUAMENTO SISMICO

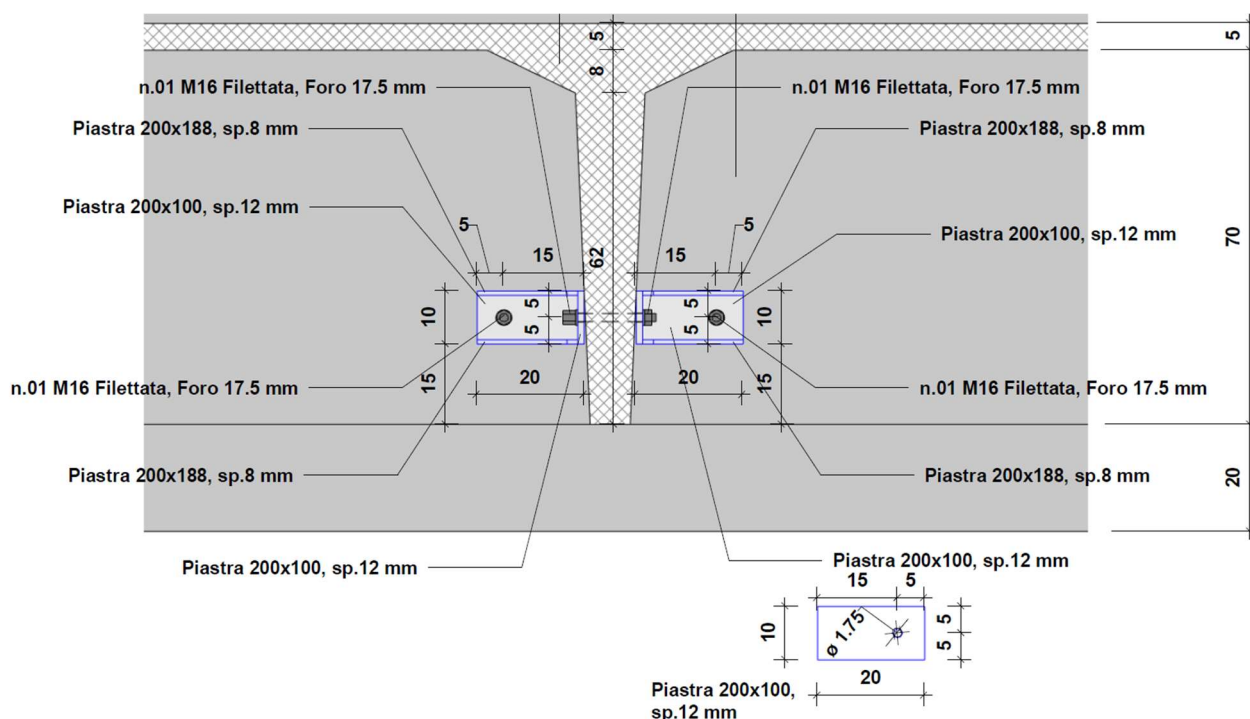
Incremento in percentuale rispetto lo SDF	418%
---	------

Come si osserva con la posa in opera dell'intervento di presidio antiribaltamento viene garantito il miglioramento sismico riferito alla vulnerabilità specifica individuata.

9.10 Nuove connessioni travi/tegoli prefabbricati di copertura

Per garantire un collegamento tra gli elementi prefabbricati esistenti di copertura ed evitare la perdita di appoggio, in caso di evento sismico, si è prevista la realizzazione di connessioni in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

I collegamenti sono realizzati attraverso il posizionamento di piastre e/o elementi in carpenteria metallica collegati agli elementi prefabbricati tramite barre filettate passanti e/o inghisate agli elementi mediante ancorante chimico. Di seguito si mostrano sia le verifiche delle piastre/elementi in carpenteria metallica in termini di resistenza, rifollamento e punzonamento sia le verifiche delle barre di ancoraggio per ogni tipologia di connessione.



Al fine di impedire, in caso di evento sismico, la caduta dei tegoli prefabbricati di copertura della palestra si prevede di realizzare una connessione in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

La forza orizzontale da trasferire è pari:

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g = 75 \text{ kN}$$

Dove:

- w_i/g corrisponde alla somma tra la massa dell'elemento e i carichi permanenti strutturali e non strutturali. Si considera il proprio della trave pari a 7,50 kN/m e i permanenti portati pari a 5,0 kN/m;
- $S_a(T_1)$ è la pseudo-accelerazione spettrale corrispondente al plateau dello spettro di risposta di progetto 0.318 g

Considerando i due appoggi su cui tale forza si andrà a scaricare, si ottiene un'azione orizzontale sul singolo collegamento pari a 18.8 kN. In condizioni sismiche si considera la combinazione delle azioni nelle due direzioni principali: $F_x + 0.3 F_y$ e $F_y + 0.3 F_x$

Il collegamento avviene attraverso il posizionamento di una piastra in acciaio S275 collegata al tegolo prefabbricato tramite barre filettate passanti M16 e alla trave esistente attraverso ancorante chimico tipo Bossong BCR V PLUS (o similare). Le verifiche del collegamento, effettuate con il software di calcolo Bossong FIX sono riportate di seguito:

Materiale base

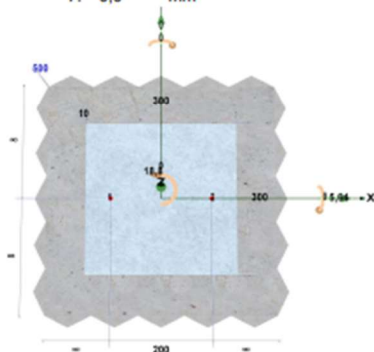
Fessurato Calcestruzzo	
Spessore materiale base	500 mm
Classe resistenza	C20/25
$f_{ck, cube}$	25 N/mm ²
Temp.breve termine	40 °C
Temp.lungo termine	24 °C

Vertici piastra

Vertice	X	y
1	-150,0	-150,0
2	-150,0	150,0
3	150,0	150,0
4	150,0	-150,0

Profilo

Profilo selezionato	Non è stato impostato nessun profilo	
Eccentricità	X: 0,0 mm	
	Y: 0,0 mm	



Installazione

Nessun braccio di leva

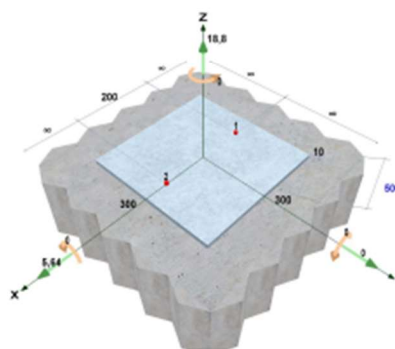
Oggetto da fissare

Ipotesi di piastra rigida	
Spessore della piastra	10 mm
Forma piastra	Rettangolare
Lunghezza lato	300 x 300 mm

Posizione ancoranti

Ancorante	X	y	Asole -x	Asole -y
1	-100,0	0,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	100,0	0,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

☒ = Asole



Prodotto selezionato

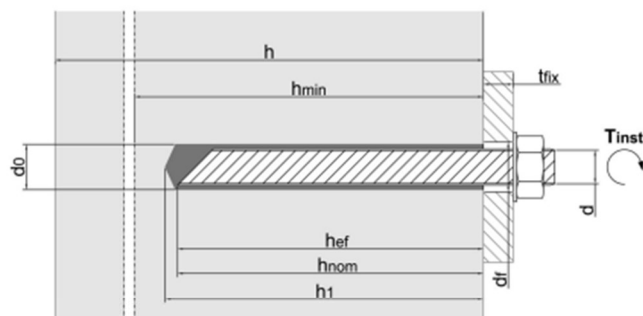
Ancorante (nome)	BCR V PLUS/W/T + 8.8 op1 - Chimico
Certificazione	ETA-09/0140
Dimensione	BCR V PLUS/W/T - M16/8.8
Codice articolo	-

- MATERIALE:

- Resina vinilestere bicomponente senza stirene
- Barre filettate classe 8.8

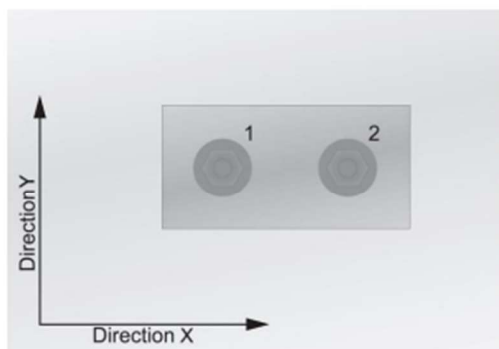
- TIPOLOGIA ANCORANTE:

- Ancorante chimico disponibile nei formati:
825 ml, 400 ml, 345 ml, 300 ml, 165 ml



Dati installazione

d	Diametro filettatura ancorante:	16,0	mm	t _{fix}	Spessore fissabile:	10,0	mm
d _{nom}	Diametro esterno ancorante:	16,0	mm	SW	Chiave:	24,0	mm
d ₀	Diametro del foro:	18,0	mm	T _{inst}	Coppia di serraggio massima	80,0	Nm
h ₁	Profondità del foro:	105,0	mm		Categoria di utilizzo, calcestruzzo	Foro asciutto/bagnato	
h _{nom}	Profondità di inserimento:	100,0	mm				
h _{ef}	Profondità effettiva di ancoraggio:	100,0	mm		Minima lunghezza barra	131,1	mm
d _f	Diametro foro oggetto da fissare:	18,0	mm				



Dati di Input

Trazione

N_{Sd,Z} 18,80 kN

Taglio

V_{Sd,X} 5,64 kN

V_{Sd,Y} 0,00 kN

Bordi

C_{xp} ∞ mm

C_{xn} ∞ mm

C_{yp} ∞ mm

C_{yn} ∞ mm

Flessione

M_{Sd,X} 0,00 kN·m

M_{Sd,Y} 0,00 kN·m

Torsione

M_{Sd,Z} 0,00 kN·m

Armatura

Diametro 11 mm

Distanza ferri 200 mm

Distanza staffe 200 mm

Armatura del bordo No

Carichi di progetto calcolati sugli ancoranti

Ancorante	Trazione [kN]	Taglio [kN]	Taglio (x) [kN]	Taglio (y) [kN]
1	9,40	2,82	2,82	0,00
2	9,40	2,82	2,82	0,00
Risultante forze di trazione in (x/y):		18,80	[kN]	
Risultante forze di compressione in		0,00	[kN]	
Risultante forze di taglio in (x/y):		5,64	[kN]	

Calcolo dell'utilizzo in accordo a: TECHNICAL REPORT TR029

(β - è il rapporto tra la sollecitazione di progetto e la resistenza di progetto)

Calcolo di utilizzo - Trazione

Trazione - Rottura Acciaio

Ancorante	$N_{Rk,s}$ [kN]	$Y_{M,s}$ [-]	$N_{Rd,s}$ [kN]	$\beta_{N,s}$	N_{sd} [kN]
1	126,00	1,50	84,00	11,2%	9,40

Rottura combinata

Gruppo No.	Ancorante	$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	h_{ef} [mm]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{-x} [mm]	c_{+x} [mm]	c_{-y} [mm]	c_{+y} [mm]	$Y_{Nrk,p}$ [-]
1	[1, 2]	45,24	150.000	90.000	100	300	150	6.000	6.000	6.000	6.000	1,5
s_m [mm]	$\psi_{g,Np}$ [-]	$\psi_{re,Np}$ [-]	$\psi_{s,Np}$ [-]	$e_{Np,x}$ [mm]	$e_{Np,y}$ [mm]	$\psi_{ec,Np}$ [-]	N_{sd} [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	β_{Np} [%]	$N_{Rd,p}$ [kN]		
200,0	1,000	1,000	1,000	0,0	0,0	1,000	18,80	75,40	37,4%	50,27		

Trazione - Rottura per formazione del cono

Gruppo No.	Ancorante	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	h_{ef} [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$c_{cr,N}$ [mm]	c_{-x} [mm]	c_{+x} [mm]	c_{-y} [mm]	c_{+y} [mm]	$Y_{Nrk,c}$ [-]
1	[1, 2]	36,00	150.000	90.000	100	300	150	6.000	6.000	6.000	6.000	1,5
$\psi_{s,N}$ [-]	$\psi_{re,N}$ [-]	$e_{N,x}$ [mm]	$e_{N,y}$ [mm]	$\psi_{ec,N}$ [-]	$N_{Rk,c}$ [kN]	N_{sd} [kN]	$N_{Rd,c}$ [kN]	$\beta_{N,c}$ [%]				
1,000	1,000	0,0	0,0	1,000	60,0	18,8	40,0	47,0%				

Trazione - Rottura per Fessurazione del Calcestruzzo

Poiché il calcolo è svolto per calcestruzzo fessurato, nessuna verifica per la rottura per fessurazione è richiesta.

Calcolo utilizzo - Taglio

Taglio - Rottura acciaio senza braccio di leva

Ancorante	$V_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms} [-]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{sd} [kN]	$\beta_{n,s}$ [-]
1	63,00	1,25	50,40	2,82	5,6%

Taglio - Rottura acciaio con braccio di leva

Braccio di leva non applicato

Taglio - Rottura per scalzamento(NRk,c)

Gli ancoranti sono divisi in 1 gruppo

$N_{Rk,c}^0$	$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\psi_{s,N}$ [-]	$\psi_{re,N}$ [-]	C_{-x} [mm]	C_{+x} [mm]	C_{-y} [mm]	C_{+y} [mm]	
36,00	150.000	90.000	1,000	1,000	6.000	6.000	6.000	6.000	
$e_{N,x}$ [mm]	$e_{N,y}$ [mm]	k	γ_{Mc} [-]	$\psi_{ec,N}$ [-]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rk,cp}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	$\beta_{V,cp}$ [%]
0,0	0,0	2,0	1,5	1,0	60,00	120,00	80,00	5,64	7,1%

Taglio - Rottura per scalzamento(NRk,p)

Gli ancoranti sono divisi in 1 gruppo

$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	S_m [-]	$\psi_{g,Np}$ [-]	C_{-x} [mm]	C_{+x} [mm]	C_{-y} [mm]	C_{+y} [mm]			
45,24	150.000	90.000	200.0	1,000	6.000	6.000	6.000	6.000			
$\psi_{s,N}$ [-]	$\psi_{re,N}$ [-]	$e_{n,x}$ [mm]	$e_{n,y}$ [mm]	k	γ_{Mc} [-]	$\psi_{ec,N}$ [-]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rk,cp}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{sd} [kN]	$\beta_{V,cp}$ [%]
1,000	1,000	0,0	0,0	2,0	1,5	1,000	75,40	150,80	100,53	5,64	5,6%

Taglio - Rottura del bordo di calcestruzzo

Nessun bordo < 10hef, verifica rottura bordo omessa.

Combinazione trazione e taglio

	Ancorante	Trazione (β_N)	Taglio (β_V)	Condizione	Utilizzazione	Status
Acciaio	1	11,2%	5,6%	$\beta = \beta_N^2 + \beta_V^2$	1,6%	✓
Calcestruzzo	1	47,0%	7,1%	$\beta = (\beta_N^{1.5} + \beta_V^{1.5})$	34,1%	✓

Le caratteristiche delle barre filettate M16 classe 8.8 sono le seguenti:

$$f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tbk} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{res} = 157 \text{ mm}^2$$

L'acciaio utilizzato è del tipo S275 con le seguenti caratteristiche:

$$f_{tk} = f_u = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}$$

Verifica a taglio barre filettate

La resistenza di progetto a taglio della singola barra può essere assunta pari a:

$$F_{v,rd} = 0.6 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 60.2 \text{ kN} > 18.8 \text{ kN}$$

Verifica a punzonamento del piatto in acciaio

La resistenza di progetto a punzonamento del piatto, da 12 mm, risulta pari a:

$$B_{p,rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 187 \text{ kN} > 18.8/2 = 9.4 \text{ kN}$$

Verifica a rifollamento del piatto in acciaio

La resistenza di progetto a rifollamento del piatto, da 12 mm, risulta pari a:

$$F_{b,rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 172 \text{ kN} > 18.8/2 = 9.4 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.11 Rinforzo del soppalco in legno di piano secondo – Corpo Storico

Per garantire effetto membranale del solaio in legno in caso di evento sismico, in particolar modo al fine di garantire collegamento tra l'assito in legno del soppalco di piano secondo ed i travetti in legno lamellare 10x10cm esistenti posti al di sotto, si è prevista la realizzazione di connessioni in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

I collegamenti sono realizzati attraverso il posizionamento di angolari tipo Titan N- TTN240 della Rothoblaas e nastri chiodati in acciaio S350GD incrociati per ciascun campo di solaio. Inoltre, al fine di connettere le travi in legno lamellare, che ad oggi risultano semplicemente appoggiate, con le murature portanti in mattoni pieni sottostanti, si prevede il posizionamento di squadrette in acciaio ancorate alla muratura mediante n.4 ancoranti chimici. Di seguito si riportano le verifiche per gli interventi previsti.

9.11.1 Verifica angolari assito-travetti in legno 10x10cm

Di seguito si mostra la verifica a taglio della connessione angolare in termini di resistenza.

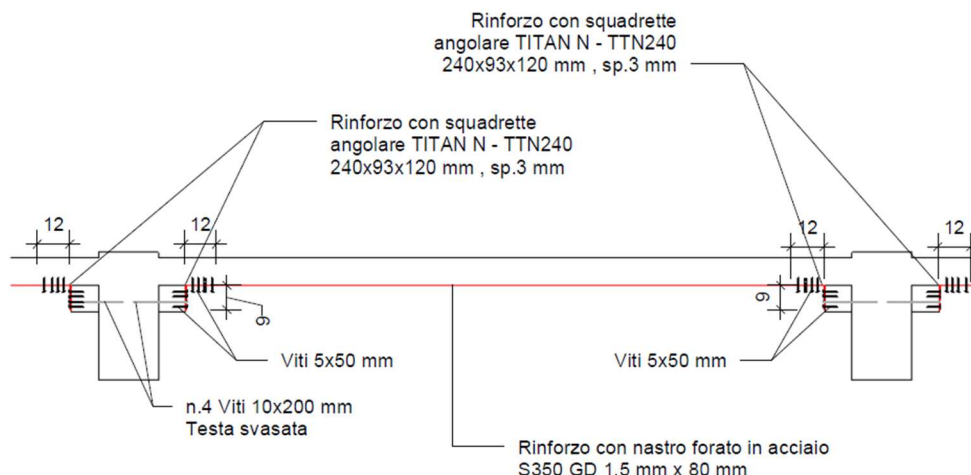


Immagine dettaglio connessione

La forza orizzontale da trasferire risulta pari a:

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g = 41,3 \text{ kN}$$

Dove:

- w_i/g corrisponde alla somma tra la massa dell'elemento e i carichi permanenti strutturali, non strutturali e accidentali (carichi accidentali al 60%). Si considera un carico totale per ciascun campo di solaio di luce di 2.46 m pari a 130 kN;
- $S_a(T_1)$ è la pseudo-accelerazione spettrale corrispondente al plateau dello spettro di risposta di progetto pari a 0.318 g

Di seguito si riporta il taglio sollecitante previsto nella combinazione SLV.

$$F = 41,3 \text{ kN}$$

Assumendo come taglio resistente caratteristico per connessioni legno-legno:

$$R_{2/3,k \text{ timber}} = 46.7 \text{ kN}$$

Si ottiene un taglio resistente di progetto per ogni connessione pari a:

$$R_{2/3,d \text{ timber}} = (R_{2/3,k \text{ timber}} \times K_{\text{mod}}) / \gamma_m = 38.1 \text{ kN}$$

Con:

$$\gamma_m = 1.35 \text{ (legno lamellare classe di servizio 1)}$$

$$K_{\text{mod}} = 1.1 \text{ (legno lamellare classe di servizio 1, durata del carico istantanea)}$$

Si prevede il posizionamento degli angolari in modo alternato sulle tavole che compongono l'assito del soppalco di piano secondo.

9.11.2 Verifica nastri chiodati

Di seguito si mostra la verifica a taglio della connessione angolare in termini di resistenza.

La forza orizzontale da trasferire risulta pari a:

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g = 14,8 \text{ kN}$$

Dove:

- w_i/g corrisponde alla somma tra la massa dell'elemento e i carichi permanenti strutturali, non strutturali e accidentali (carichi accidentali al 60%). Si considera un carico totale per campo di solaio 2.46x3.5 m pari a 46,5 kN;
- $S_a(T_1)$ è la pseudo-accelerazione spettrale corrispondente al plateau dello spettro di risposta di progetto pari a 0.318 g

In condizioni sismiche si considera la combinazione delle azioni nelle due direzioni principali: $F_x + 0.3 F_y$ e $F_y + 0.3 F_x$.

Considerando l'impiego di nastri chiodati incrociati, la forza risultante di trazione agente sul singolo nastro risulta $T = 25,8 \text{ kN}$.

Verifica a trazione nastro chiodato

Considerando come resistenza a trazione caratteristica per nastri LBB80 con spessore di 1,5mm e larghezza di 80 mm pari a :

$$R_{ax,k} = 34 \text{ kN}$$

Si ottiene una resistenza di progetto pari a:

$$R_{ax,d} = R_{ax,k} / \gamma_m = 27.2 \text{ kN} > 25,8 \text{ kN} \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica connessione

La verifica della connessione si esegue mediante l'applicazione della seguente formulazione:

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} R_{d1} = R_{ax,d} \\ R_{d2} = \sum m \times n^k \times R_{v,d} \end{array} \right.$$

Dove:

$k = 0.75$ per viti tipo LBS $\phi = 5 \text{ mm}$

m = numero di file di viti

n = numero di connettori per ogni fila

Si ottiene un taglio resistente di progetto di:

$$R_{d1} = R_{ax,d} = R_{ax,k} / \gamma_m = 27.2 \text{ kN}$$

Con:

$$\gamma_m = 1.25$$

Assumendo come resistenza a taglio caratteristica delle viti LBS

$$R_{v,k} = 2.26 \text{ kN}$$

Si ottiene un taglio resistente progetto per singolo mezzo di unione di:

$$R_{v,d} = (R_{v,k} \times K_{mod}) / \gamma_m = 1.84 \text{ kN}$$

Con:

$$\gamma_m = 1.35 \text{ (legno lamellare classe di servizio 1)}$$

$$K_{mod} = 1.1 \text{ (legno lamellare classe di servizio 1, durata del carico istantanea)}$$

Considerando di disporre alle estremità di ciascun nastro n.18 viti su n.5 file, si ottiene

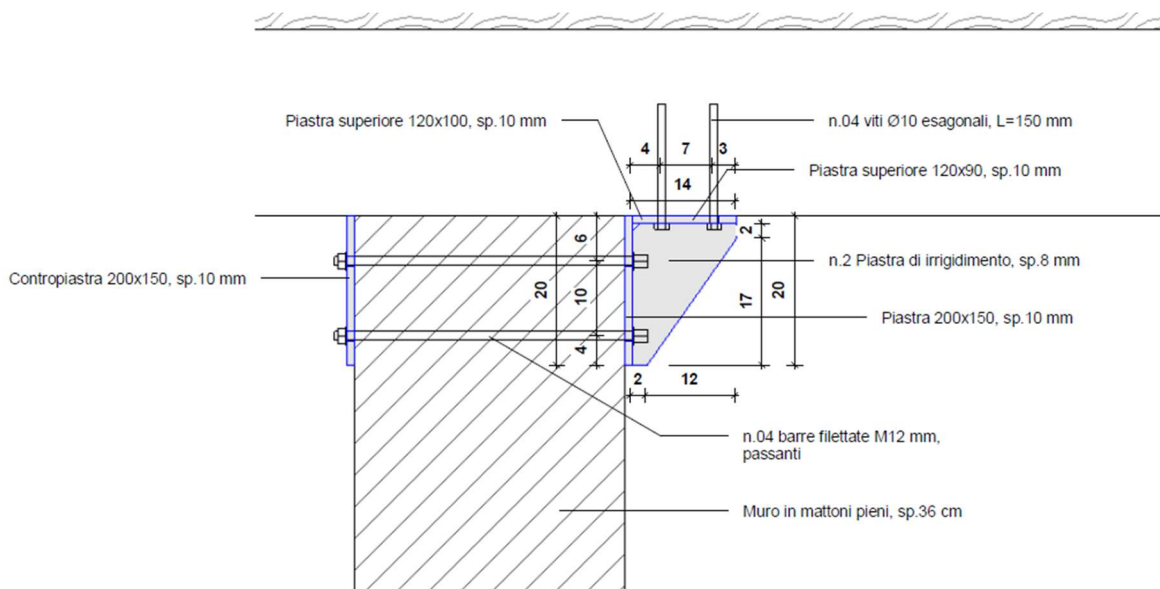
$$R_{d2} = \sum m \times n^k \times R_{v,d} = 26.1 \text{ kN}$$

$$R_d = \min (R_{d1}; R_{d2}) = 26.1 > 25.8 \text{ kN}$$

verifica soddisfatta

9.11.3 Verifica connessione trave-muratura

Di seguito si mostra la verifica della connessione angolare tra muratura e trave in legno lamellare in termini di resistenza.



La forza orizzontale da trasferire risulta pari a:

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g = 24,4 \text{ kN}$$

Dove:

- w_i/g corrisponde alla somma tra la massa dell'elemento e i carichi permanenti strutturali, non strutturali e accidentali (carichi accidentali al 60%). Si considera un carico totale per campo di solaio 2.2.46x5.3 m pari a 76.7 kN;
- $S_a(T_1)$ è la pseudo-accelerazione spettrale corrispondente al plateau dello spettro di risposta di progetto pari a 0.318 g

In condizioni sismiche si considera la combinazione delle azioni nelle due direzioni principali: $F_x+0.3 F_y$ e $F_y+0.3 F_x$.

Le caratteristiche delle barre filettate M16 passanti di classe 8.8 sono le seguenti:

$$f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tbk} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{res} = 157 \text{ mm}^2$$

L'acciaio utilizzato è del tipo S275 con le seguenti caratteristiche:

$$f_{tk} = f_u = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}$$

Verifica a taglio barre filettate

La resistenza di progetto a taglio della singola barra M12 può essere assunta pari a:

$$F_{v,rd} = 0.6 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 40.46 \text{ kN} > 24.4/4 = 6.1 \text{ kN}$$

La resistenza di progetto a trazione della singola barra M12 può essere assunta pari a:

$$F_{v,rd} = 0.9 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 48.6 \text{ kN} > 24.4/4 = 6.1 \text{ kN}$$

Verifica a taglio connessione lato legno

Si prevede la realizzazione della connessione mediante n.4 viti esagonali tipo KOP 12,0x150mm

Si riportano le sollecitazioni agenti:

$$V_{edx} = 24.4/4 \text{ kN} = 6.10 \text{ kN}$$

$$V_{edy} = 7.32/4 \text{ kN} = 1.83 \text{ kN}$$

$$V_{edtot} = 6.40 \text{ kN}$$

$$R_{v,k} = 10.6 \text{ kN}$$

Si ottiene un taglio resistente progetto per singolo mezzo di unione di:

$$R_{v,d} = (R_{v,k} \times K_{mod}) / \gamma_m = 8.64 \text{ kN} > 6.40 \text{ kN}$$

Con:

$\gamma_m = 1.35$ (legno lamellare classe di servizio 1)

$K_{mod} = 1.1$ (legno lamellare classe di servizio 1, durata del carico istantanea)

Verifica a punzonamento del piatto in acciaio

La resistenza di progetto a punzonamento del piatto, da 10 mm, risulta pari a:

$$B_{p,rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 123 \text{ kN} > 6.10 \text{ kN}$$

Verifica a rifollamento del piatto in acciaio

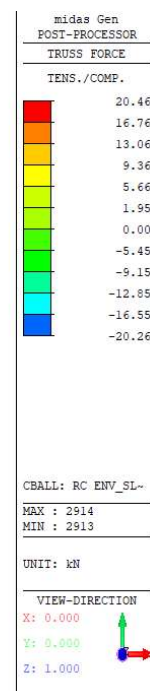
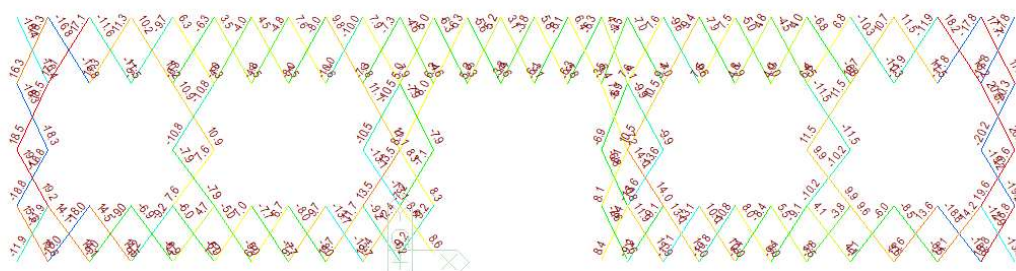
La resistenza di progetto a rifollamento del piatto, da 10 mm, risulta pari a:

$$F_{b,rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 111.8 \text{ kN} > 6.10 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.12 Controventi di falda copertura Corpo Storico

Al fine di realizzare un irrigidimento del piano di copertura e ridistribuire i carichi di piano agli elementi sismo-resistenti, si prevede l'installazione di controventi di falda da posizionare in corrispondenza delle travi lignee. Di seguito si riportano le azioni assiali ottenute considerando l'involuppo delle combinazioni di carico allo SLV.



Azione assiale

9.12.1 Verifica controvento

Sollecitazioni max:

Azione assiale di trazione agente sul singolo controvento:

$$N_{ed} = 20.5 \text{ kN}$$

Considerando reagenti solamente i controventi soggetti a trazione si ottiene una trazione pari a:

$$N_{ed} = 40.9 \text{ kN}$$

Si suddivide tale sollecitazione nelle componenti rispettivamente ortogonale (x) e parallela (y) alle travi di copertura

$$N_{ed,x} = 35.4 \text{ kN}$$

$$N_{ed,y} = 20.5 \text{ kN}$$

Caratteristiche geometriche e meccaniche:

Si prevede di impiegare dei tondi pieni $\phi = 16 \text{ mm}$ (diametro controvento)

L'acciaio utilizzato è del tipo S275 con le seguenti caratteristiche:

$$f_{tk} = f_u = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$$

Azione assiale resistente:

$$N_{rd} = A \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 52.7 \text{ kN} > 40.9 \text{ kN}$$

verifica soddisfatta

dove:

$$\gamma_{M0} = \text{coeff. di sicurezza del materiale} = 1.05$$

$$f_{yk} = \text{tensione di snervamento di progetto dell'acciaio} = 275 \text{ MPa}$$

Verifica saldatura piatti di collegamento – tondo controvento

Per la verifica della saldatura si affida si considera un'altezza di gola dei cordoni di saldatura pari a minimo 0,70 lo spessore minimo delle piastre da collegare.

Verifica dei cordoni di saldatura

$$F_{w,Rd} = a \times L_{eff} \times f_{tk} / (\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}) = 4 \times 5.6 \times 40 \times 430 / (\sqrt{3} \times 0.85 \times 1.25) = 209 \text{ kN} > 40.9 \text{ kN}$$

dove a: altezza di gola

L_{eff} : lunghezza efficace del cordone di saldatura

β_w : coefficiente dipendente dalla tipologia di materiale

γ_{M2} : coefficiente di sicurezza

9.12.2 Verifica connessione controvento - trave

Di seguito si mostra la verifica della connessione angolare tra la trave in legno lamellare e controventi di falda in termini di resistenza.

Le caratteristiche delle barre filettate M12 classe 8.8 sono le seguenti:

$$f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tbk} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{res} = 84.3 \text{ mm}^2$$

L'acciaio utilizzato è del tipo S275 con le seguenti caratteristiche:

$$f_{tk} = f_u = 410 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}$$

Verifica a rifollamento del fazzoletto di aggancio del controvento

La resistenza di progetto a rifollamento del piatto, da 10 mm, risulta pari a:

$$F_{b,rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 91.7 \text{ kN} > 40.9 \text{ kN}$$

Verifica a punzonamento del piatto in acciaio di ancoraggio alla trave

La resistenza di progetto a punzonamento del piatto, da 10 mm, risulta pari a:

$$B_{p,rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 79 \text{ kN} > 20.5/2 = 10.3 \text{ kN}$$

Verifica a rifollamento del piatto in acciaio di ancoraggio alla trave

La resistenza di progetto a rifollamento del piatto, da 10 mm, risulta pari a:

$$F_{b,rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 86 \text{ kN} > 35.4/2 = 17.7 \text{ kN}$$

Verifica a taglio barre filettate

La resistenza di progetto a taglio della singola barra M12 può essere assunta pari a:

$$F_{v,rd} = 0.6 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 32.4 \text{ kN} > 35.4/2 = 17.7 \text{ kN}$$

Verifica a trazione barre filettate

La resistenza di progetto a trazione della singola barra M12 può essere assunta pari a:

$$F_{v,rd} = 0.6 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 48.5 \text{ kN} > 20.5/2 = 10.3 \text{ kN}$$

Verifica combinata taglio-trazione barre filettate

$$F_{v,ed} / F_{v,rd} + F_{t,ed} / (1.4 \times F_{t,rd}) = 0.69 < 1$$

Verifica saldatura del fazzoletto al piatto di supporto

$l = 80 \text{ mm}$ (lunghezza saldatura)

$a = 0.7 \cdot 10 \text{ mm}$ (altezza cordone angolo)

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\beta_2 = 1$$

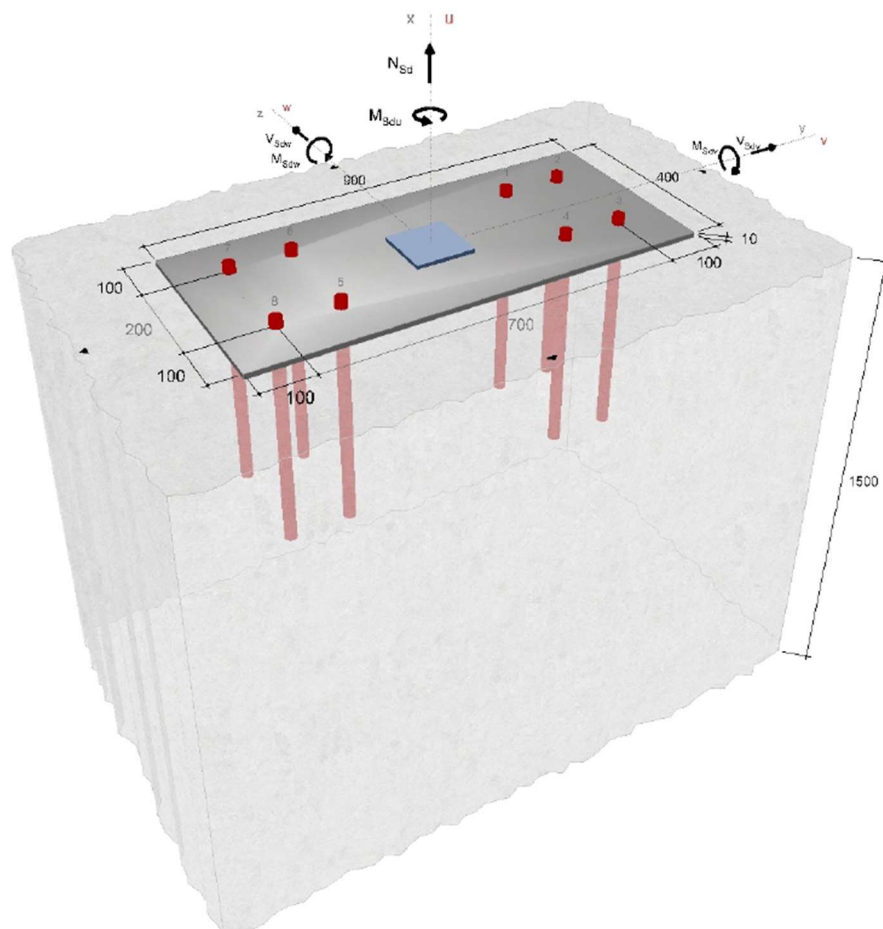
$$\sigma_{\perp} = [48.9 / (80 \times 7 \times 2)] = 43.7 \text{ N/mm}^2 < \beta_1 \cdot f_{yk} = 199.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = [48.9 / (80 \times 7 \times 2)] = 43.7 \text{ N/mm}^2 < \beta_2 \cdot f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.13 Verifica collegamento cordolo in c.a. e muratura in mattoni pieni – Piano Secondo Edificio Storico

Il collegamento avviene attraverso il posizionamento di una piastra in acciaio S275 collegata al cordolo in c.a. e alla muratura in mattoni pieni sottostante tramite barre filettate M24 inghisate tramite ancorante chimico. Le verifiche del collegamento più sollecitato, effettuate con il software di calcolo WURTH Technical Software sono riportate di seguito. Per le finalità delle verifiche effettuate il materiale muratura del supporto è stato convenientemente modellato come un calcestruzzo dalle scadenti proprietà meccaniche.



Combinazioni di carico:

#	Nome	N _{Sd} [kN]	V _{Sdv} [kN]	V _{Sdw} [kN]	M _{Sdu} [kNm]	M _{Sdv} [kNm]	M _{Sdw} [kNm]	Tipo di azione
2	Pil 364 SLV11	-97,580	27,400	15,670	0,000	43,790	39,360	Sisma
3	Pil 364 SLV2	-101,650	21,120	25,320	0,000	69,800	29,610	Sisma

Verifiche

Forze di ancoraggio risultanti:

Numero dell'ancorante	N _{Sd,x} ⁱ [kN]	(V ^{Mx,i}) _{Sd,y} [kN]	(V ^{Mx,i}) _{Sd,z} [kN]	(V ^{Vy,i}) _{Sd,y} [kN]	(V ^{Vz,i}) _{Sd,z} [kN]	V _{Sd,y} ⁱ [kN]	V _{Sd,z} ⁱ [kN]	V _{Sd} ⁱ [kN]
1	45,491	0,000	0,000	2,639	3,167	2,639	3,167	4,122
2	44,157	0,000	0,000	2,639	3,168	2,639	3,168	4,123
3	0,000	0,000	0,000	2,641	3,168	2,641	3,168	4,124
4	0,012	0,000	0,000	2,641	3,167	2,641	3,167	4,123
5	5,122	0,000	0,000	2,641	3,163	2,641	3,163	4,121
6	50,591	0,000	0,000	2,639	3,163	2,639	3,163	4,120
7	51,924	0,000	0,000	2,639	3,162	2,639	3,162	4,119
8	6,455	0,000	0,000	2,641	3,162	2,641	3,162	4,120

	Σ N _{Sd,x} ⁱ [kN]	Σ (V ^{Mx,i}) _{Sd,y} [kN]	Σ (V ^{Mx,i}) _{Sd,z} [kN]	Σ (V ^{Vy,i}) _{Sd,y} [kN]	Σ (V ^{Vz,i}) _{Sd,z} [kN]	Σ V _{Sd,y} ⁱ [kN]	Σ V _{Sd,z} ⁱ [kN]	Σ V _{Sd} ⁱ [kN]
Totale	203,752	0,000	0,000	21,120	25,320	21,120	25,320	32,972

Riepilogo:

Forza	Verifica	Sfruttamento	Condizione
Trazione	Cedimento lato acciaio	39,23 %	comprovato
Trazione	Cedimento combinato per sfilamento e rottura del calcestruzzo	70,06 %	comprovato
Trazione	Rottura del calcestruzzo	81,53 %	comprovato
Taglio	Cedimento lato acciaio, azioni di taglio senza braccio di leva	17,45 %	comprovato
Taglio	Scalzamento del calcestruzzo (Gruppo di ancoranti)	18,28 %	comprovato
Combinazione Trazione/Taglio	Interazione (Cedimento lato acciaio)	56,68 %	comprovato
Combinazione Trazione/Taglio	Interazione (Escluso il cedimento lato acciaio)	99,81 %	comprovato

Verifica effettuata con successo!

9.14 Fondazioni

La verifica del sistema fondazionale, come previsto nel paragrafo 8.3 delle NTC2018, non risulta obbligatoria per il fabbricato oggetto della presente relazione di calcolo in quanto, in base anche a quanto emerso dalle indagini condotte in sito, non sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale e sono state verificate le seguenti condizioni sulla base della documentazione disponibile e a quanto direttamente osservato in sito:

- nella costruzione non sono presenti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni;
- si escludono possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione;
- si escludono possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto (come esplicitato nella relazione geologica geotecnica a cura di Dott. Alessandro Ratazzi Geologo).

Si ritiene, infine, che gli interventi di rinforzo previsti per il miglioramento sismico del fabbricato non influenzino in modo significativo le sollecitazioni sull'apparata fondazionale.

10. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Le valutazioni di sicurezza in ambito sismico del fabbricato in oggetto effettuate attraverso un accurato processo di analisi che si è sviluppato mediante verifiche e controlli in campo sulla struttura esistente e modellazioni numeriche per il calcolo della risposta al sisma del manufatto oggetto di verifica hanno messo in evidenza alcune criticità nei riguardi dello stato di salvaguardia della vita umana.

Nell'ambito del miglioramento sismico dell'edificio esistente sono quindi stati definiti gli interventi di rinforzo atti a rendere la struttura esistente capace di resistere alle sollecitazioni indotte dall'evento sismico di progetto.

Ai sensi della normativa vigente, per le costruzioni in classe III ad uso scolastico un intervento di miglioramento deve garantire un'azione sismica sopportabile dal fabbricato pari ad almeno il 60% dell'azione sismica di progetto. Per la definizione dei possibili interventi di rinforzo per il miglioramento sismico dell'edificio, si è fatto quindi riferimento ad uno spettro di progetto dell'azione sismica scalato del 60% rispetto a quello utilizzato per l'analisi di vulnerabilità sismica.

Gli interventi di rinforzo proposti e analizzati nella presente relazione di calcolo sono i seguenti:

- connessione mediante cordolo in c.a. tra corpo storico e palestra per evitare il fenomeno del martellamento;
- rinforzo dei maschi murari del corpo storico mediante intonaco armato;
- rinforzo di setti in calcestruzzo del corpo servizi mediante CFRP;
- rinforzo/irrigidimento di piano del soppalco in legno del corpo storico mediante piastre, nastri chiodati, angolari e ancoranti;
- rinforzo/irrigidimento del piano di copertura in legno del corpo storico mediante controventi metallici;
- rinforzo collegamento cordoli in c.a. e setti murari a piano secondo del corpo storico;
- collegamenti perimetrali del solaio in laterocemento di piano primo del corpo storico ai setti murari perimetrali;
- connessione tra tamponamenti in c.a. e pilastri perimetrali della palestra mediante piastre e ancoranti;
- collegamento dei tegoli di copertura della palestra alla trave perimetrale tramite squadrette e ancoranti;
- presidi antiribaltamento dei tamponamenti interni presenti nella palestra;
- inserimento di nuovi controventi di piano tra corpo servizi e corpo ampliamento del 2008.

L'analisi effettuata sulla struttura esistente comprensiva dei nuovi interventi di rinforzo ha fornito esito positivo per tutte le verifiche di sicurezza nei confronti dell'azione sismica definita dalla normativa vigente ridotta al 60% per conseguire il miglioramento sismico dell'edificio scolastico oggetto di studio.

Il progettista



ALLEGATI

1) Report verifiche strutturali maschi in muratura

A5 G7 < C'A%

DATI DEI MATERIALI

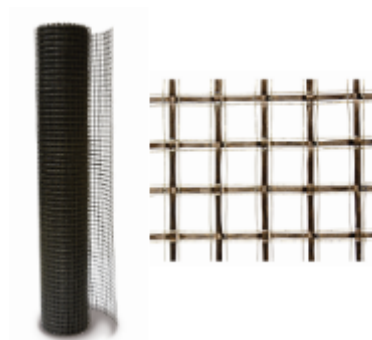
Muratura: Muratura

E:	2040	N/mm ²
ϵ_{m0} :	-0.002	-
ϵ_{mU} :	-0.0035	-
f_{mm} :	-4.575	N/mm ²
f_{hmm} :	-2.2875	N/mm ²
f_{bm} :	-15	N/mm ²
f_{btm} :	1.5	N/mm ²
f_{vm0}/τ_{m0} :	0.25	N/mm ²
w:	18	kN/m ³



Rete per flessione e per taglio: GeoSteel Grid 200

E:	62100	N/mm ²
ϵ_{fk} :	0.0193237	-
f_{fk} :	1200	N/mm ²
t_f :	0.032	mm
Tipo:	GeoSteel GeoCalce F Antisismico	-
Esposizione:	Interna	-
η_a :	0.9	-



MATRICE: GeoSteel GeoCalce F Antisismico

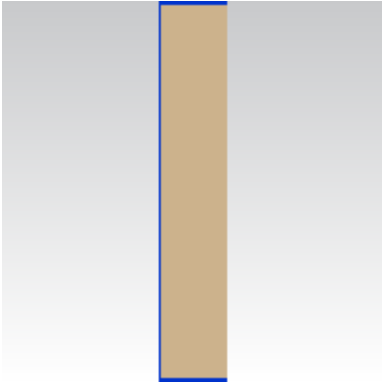
Resistenza a compressione	>15	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	>5	-
Modulo elastico a compressione	9	N/mm ²
Legame di aderenza	>0.8	mm
Resistenza al fuoco	A1	-

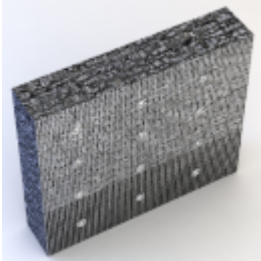


DATI SEZIONE

Stato di fatto	
Quantità del materiale di supporto [mm ²]	1.4e+06
Quantità di acciaio [mm ²]	0

Caratteristiche del rinforzo a flessione						
1	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
2	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
3	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
4	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
Tipologia di avvolgimento				-		
Tipologia di applicazione				-		
	n _{str.}	b _f [mm]	p _f [mm]	β[gradi]		
	-	-	-	-		



Caratteristiche della rete di rinforzo			
Tipologia di rete		GeoSteel Grid 200	
1	n _{strati}	2	
2	n _{strati}	2	
3	n _{strati}	2	
4	n _{strati}	-	

SOLLECITAZIONI

	N[kN]	Mx[kN*m]	My[kN*m]	Vx[kN]	Vy[kN]	T[kN*m]
SLU	-248.65	259.68	11.68	16.802	-202.52	-

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

Grandezze meccaniche di progetto

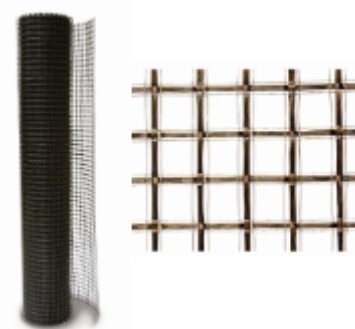
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-



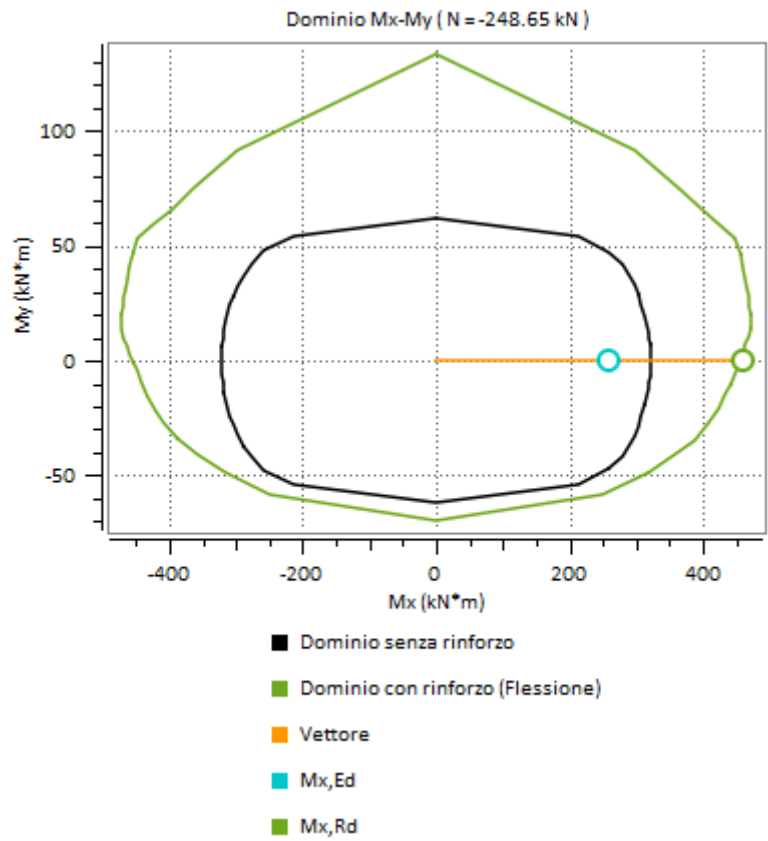
Strengthening Grid(with the highest usage factor):: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
σ_{conv} :	563.76	N/mm ²
$\alpha\sigma_{conv}$:	845.64	N/mm ²
σ_d :	720	N/mm ²
ϵ_{fd} :	0.0115942	-



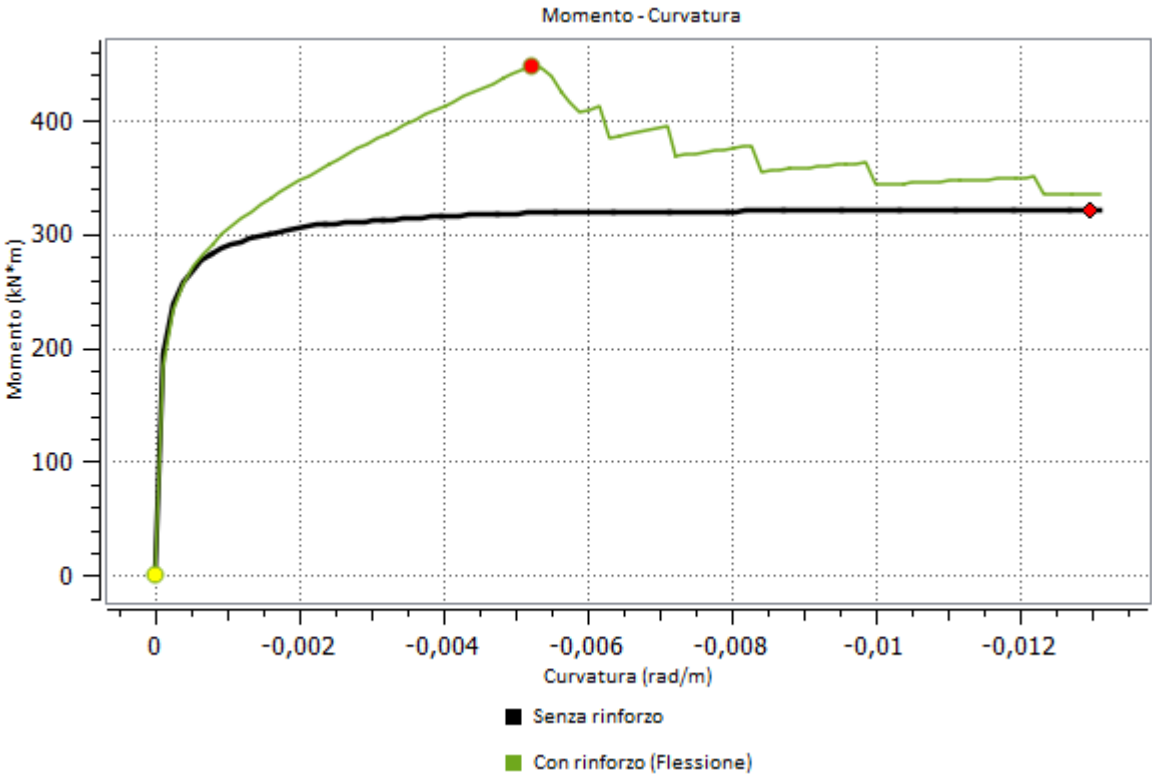
Presso flessione retta in direzione X (verifica nel piano)
Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$:	459.471 (kN*m)
$M_{y,1Rd}$:	2.45495 (kN*m)
β	20 (deg.)
x_c :	480.98 (mm)
ϵ_c :	-0.00241327 (-)
ϵ_s :	0 (-)
ϵ_f :	0.0115942 (-)
σ_c :	-2.2875 (N/mm ²)
σ_s :	0 (N/mm ²)
σ_f :	720 (N/mm ²)



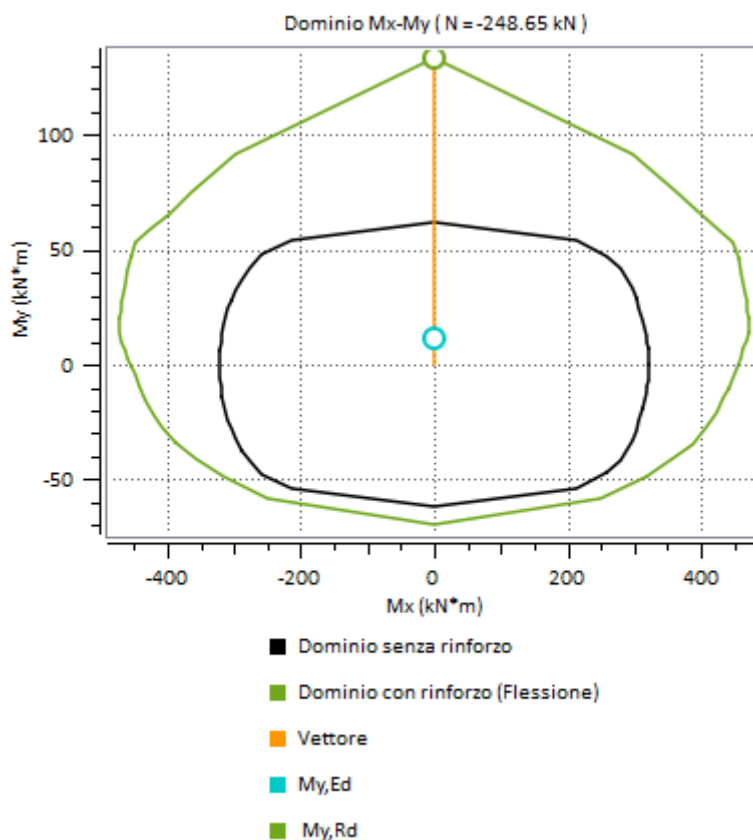
$ M_{Ed} / M_{Rd} $:	0.807388	Rapporto tra il momento agente e il momento resistente(ridotto del 30%):
Esito verifica:	VERIFICATO	$[M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1.0]$

ANALISI MOMENTO CURVATURA



Presso flessione retta in direzione Y (verifica fuori piano)
Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$:	0.350692 (kN*m)
$M_{y,1Rd}$:	133.737 (kN*m)
β	270 (deg.)
x_c :	68.2649 (mm)
ϵ_c :	-0.00183338 (-)
ϵ_s :	0 (-)
ϵ_f :	0.0115942 (-)
σ_c :	-2.27162 (N/mm ²)
σ_s :	0 (N/mm ²)
σ_f :	720 (N/mm ²)



$M_{y,Rd}$: 133.737

Formula Kerakoll adattata da DT200/2013

$M_{y,Ed} / M_{y,Rd}$: 0.0873355

Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:

Esito verifica: VERIFICATO

$$[|M_{Ed}| / |M_{Rd}| \leq 1.0]$$

Attenzione:

L'incremento di resistenza della sezione rinforzata supera la resistenza di quella non rinforzata di un fattore maggiore del 50%. CNR-DT 200 R1/2013 (3.3.4(2)) e CNR-DT 215/2018 (4) suggerisce che "Di regola, l'incremento della capacità di calcolo dell'elemento rinforzato con FRP non può risultare superiore del 50% rispetto a quella dell'elemento non rinforzato. La limitazione non si applica per azioni eccezionali e sismiche".

$V_{y,Rd}$: 274.46

Taglio Resistente:

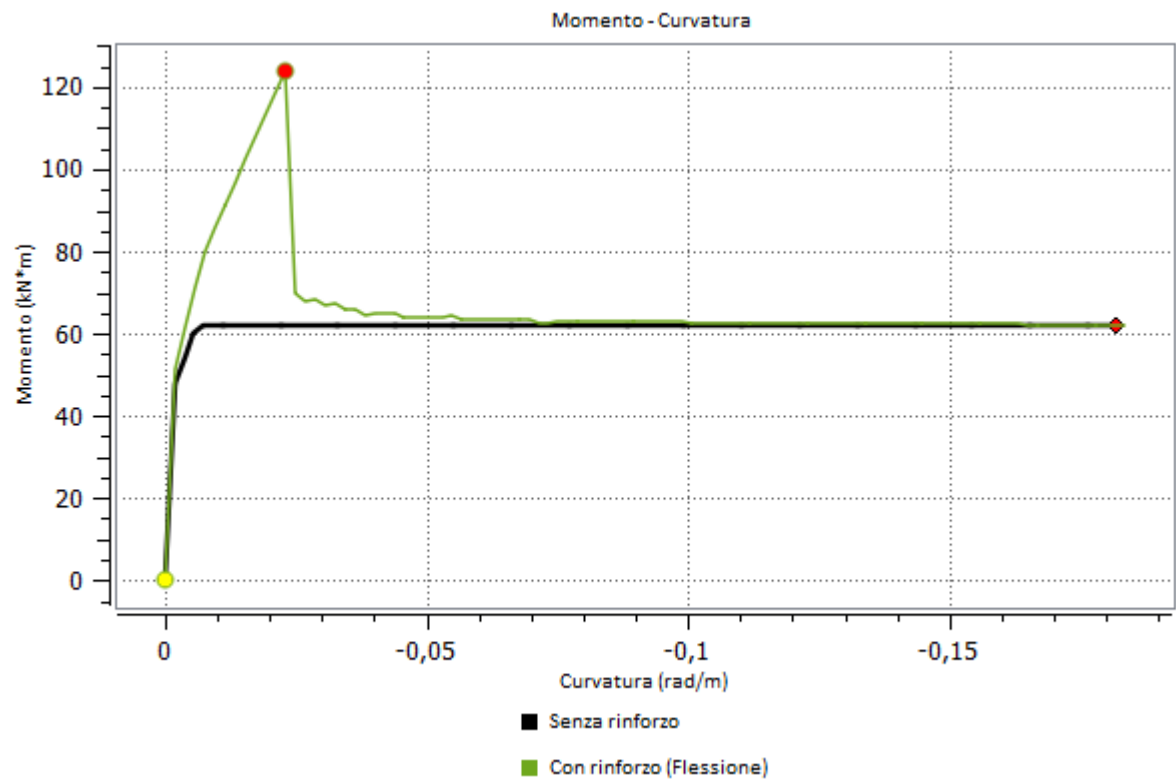
$|V_{Ed}| / |V_{Rd}|$: 0.0612184

Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:

Esito verifica: VERIFICATO

$$[|V_{Ed}| / |V_{Rd}| \leq 1.0]$$

ANALISI MOMENTO CURVATURA



VERIFICA A TAGLIO (X)

Grandezze meccaniche di progetto

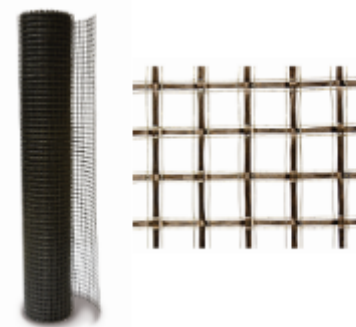
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-

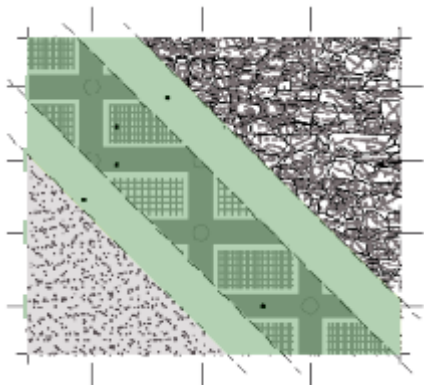


Rete: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
f_{rd} :	720	N/mm ²
ϵ_{ffd} :	0.0115942	-



Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura		
x	$V_{Rm,d}$ [C8.7.1.17]	$V_{R,max}$
500 (mm)	144.693 (kN)	338.471 (kN)
Contributo resistente offerto dal rinforzo		
	$V_{Rd,f}$	
	21.888 (kN)	
Resistenza a taglio della sezione rinforzata		
	V_{Rd}	
	166.581 (kN)	

Il contributo resistente $V_{Rd,f}$ corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel[$V_{RdGeosteel}0(kN)$] e quello relativo alla rete [$V_{RdRete}21.888(kN)$]

$ V_{Ed} / V_{Rd} :$	0.100864	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1.0]$

VERIFICA A TAGLIO (Y)

Grandezze meccaniche di progetto

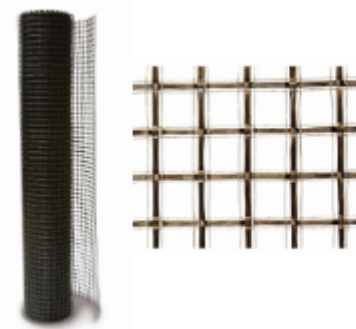
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-

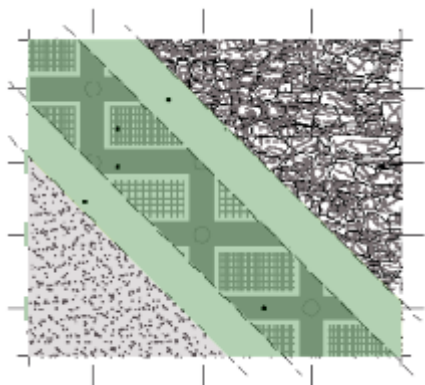


Rete: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
f_{rd} :	0	N/mm ²
ϵ_{ffd} :	0	-



Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura		
x	$V_{Rm,d}$ [C8.7.1.17]	$V_{R,max}$
1132.97 (mm)	202.57 (kN)	350.61 (kN)
Contributo resistente offerto dal rinforzo		
	$V_{Rd,f}$	
	0 (kN)	
Resistenza a taglio della sezione rinforzata		
	V_{Rd}	
	202.57 (kN)	

Il contributo resistente $V_{Rd,f}$ corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel [$V_{RdGeosteel}$ 0(kN)] e quello relativo alla rete [V_{RdRete} 0(kN)]

$ V_{Ed} / V_{Rd} :$	0.999754	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1.0]$

A5 G7 < C'A &

DATI DEI MATERIALI

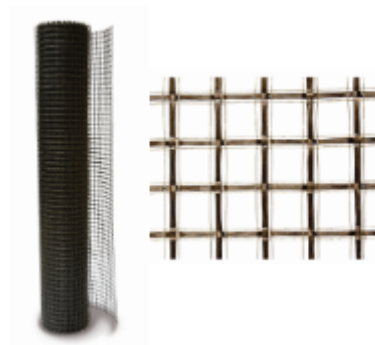
Muratura: Muratura

E:	2040	N/mm ²
ϵ_{m0} :	-0.002	-
ϵ_{mU} :	-0.0035	-
f_{mm} :	-4.575	N/mm ²
f_{hmm} :	-2.2875	N/mm ²
f_{bm} :	-15	N/mm ²
f_{btm} :	1.5	N/mm ²
f_{vm0}/τ_{m0} :	0.25	N/mm ²
w:	18	kN/m ³



Rete per flessione e per taglio: GeoSteel Grid 200

E:	62100	N/mm ²
ϵ_{fk} :	0.0193237	-
f_{fk} :	1200	N/mm ²
t_f :	0.032	mm
Tipo:	GeoSteel GeoCalce F Antisismico	-
Esposizione:	Interna	-
η_a :	0.9	-



MATRICE: GeoSteel GeoCalce F Antisismico

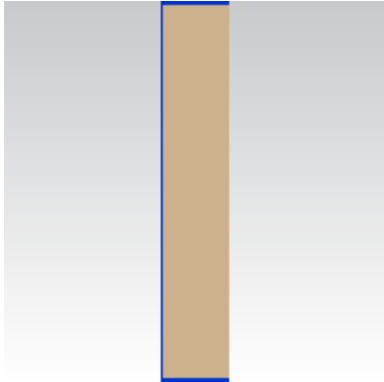
Resistenza a compressione	>15	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	>5	-
Modulo elastico a compressione	9	N/mm ²
Legame di aderenza	>0.8	mm
Resistenza al fuoco	A1	-



DATI SEZIONE

Stato di fatto	
Quantità del materiale di supporto [mm²]	1.4e+06
Quantità di acciaio [mm²]	0

Caratteristiche del rinforzo a flessione						
1	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
2	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
3	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
4	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
Tipologia di avvolgimento				-		
Tipologia di applicazione				-		
	n _{str.}	b _f [mm]	p _f [mm]	β[gradi]		
	-	-	-	-		



Caratteristiche della rete di rinforzo		
Tipologia di rete	GeoSteel Grid 200	
1	n _{strati}	2
2	n _{strati}	2
3	n _{strati}	2
4	n _{strati}	-

SOLLECITAZIONI

	N[kN]	Mx[kN*m]	My[kN*m]	Vx[kN]	Vy[kN]	T[kN*m]
SLU	-254.59	-206.53	11.21	16.13	188.89	-

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

Grandezze meccaniche di progetto

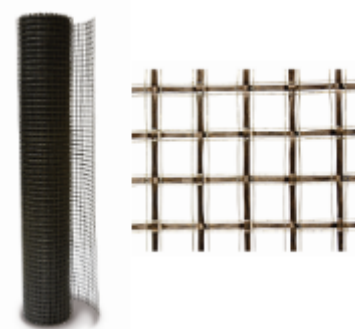
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-



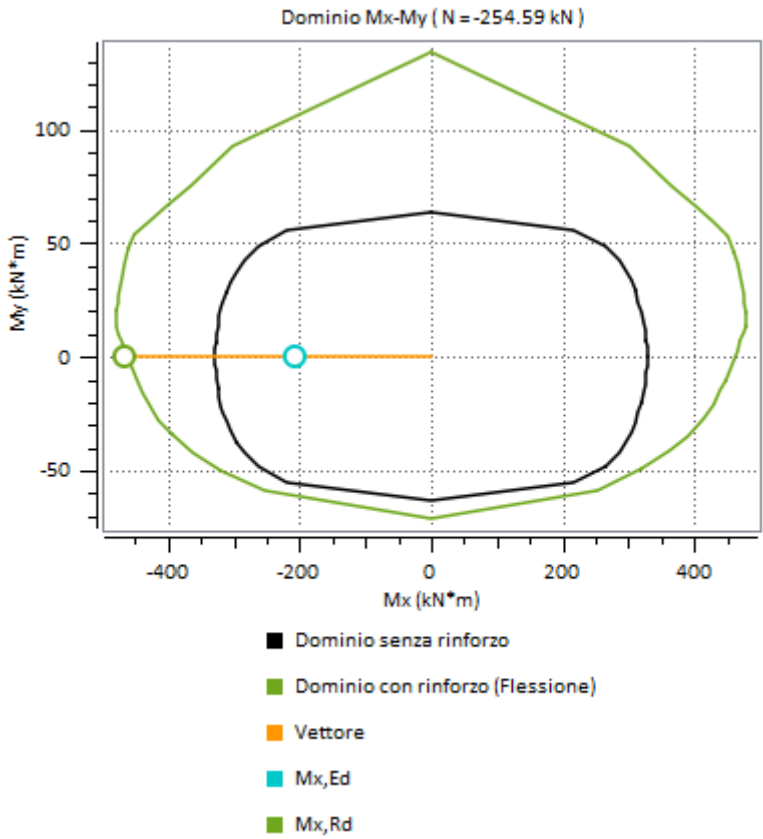
Strengthening Grid(with the highest usage factor):: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
σ_{conv} :	563.76	N/mm ²
$\alpha\sigma_{conv}$:	845.64	N/mm ²
σ_d :	720	N/mm ²
ϵ_{fd} :	0.0115942	-



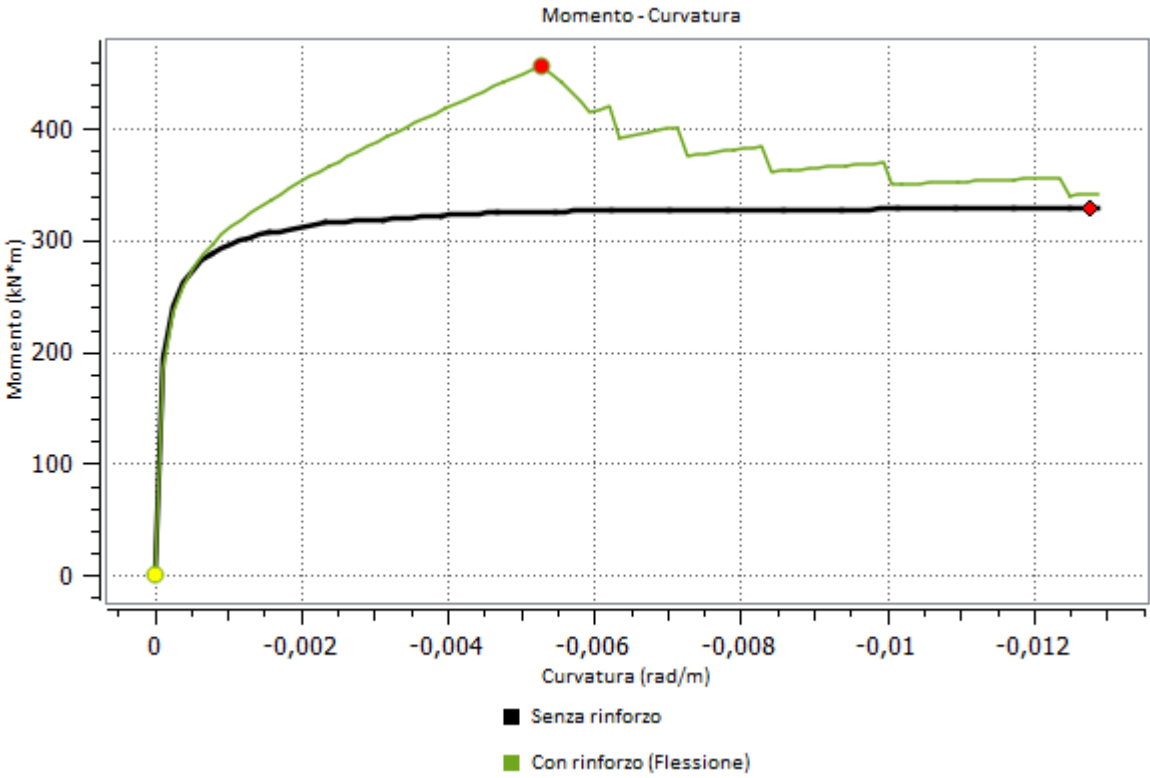
Presso flessione retta in direzione X (verifica nel piano)
Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$:	-466.091 (kN*m)
$M_{y,1Rd}$:	2.59321 (kN*m)
β	160 (deg.)
x_c :	485.534 (mm)
ϵ_c :	-0.00244006 (-)
ϵ_s :	0 (-)
ϵ_f :	0.0115942 (-)
σ_c :	-2.2875 (N/mm ²)
σ_s :	0 (N/mm ²)
σ_f :	720 (N/mm ²)



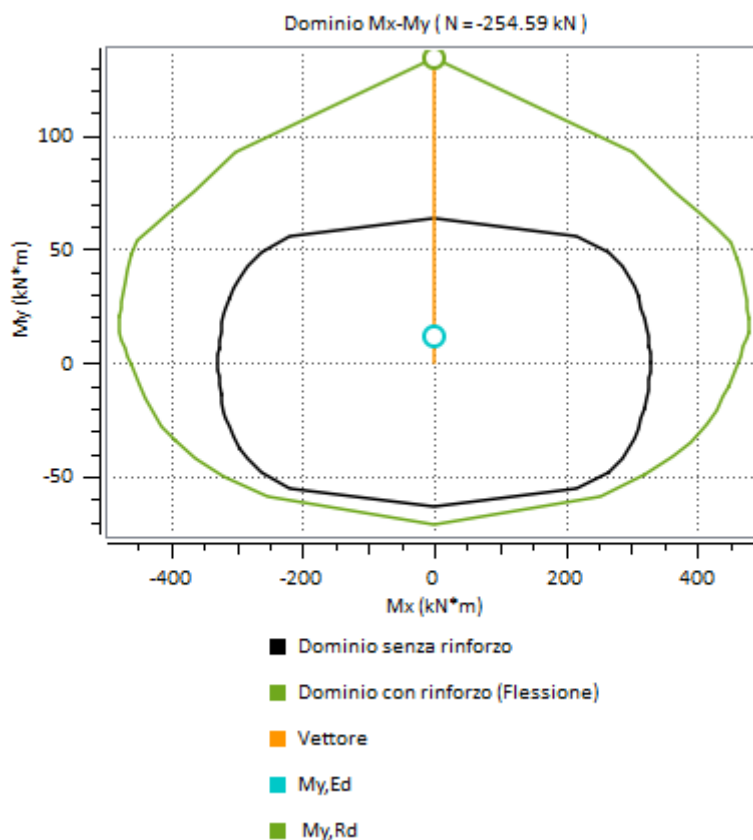
$ M_{Ed} / M_{Rd} $:	0.633016	Rapporto tra il momento agente e il momento resistente(ridotto del 30%):
Esito verifica:	VERIFICATO	$[M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1.0]$

ANALISI MOMENTO CURVATURA



Presso flessione retta in direzione Y (verifica fuori piano)
Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$:	0.353143 (kN*m)
$M_{y,1Rd}$:	134.258 (kN*m)
β	270 (deg.)
x_c :	116.561 (mm)
ϵ_c :	-0.00350198 (-)
ϵ_s :	0 (-)
ϵ_f :	0.0115201 (-)
σ_c :	-2.2875 (N/mm ²)
σ_s :	0 (N/mm ²)
σ_f :	715.398 (N/mm ²)



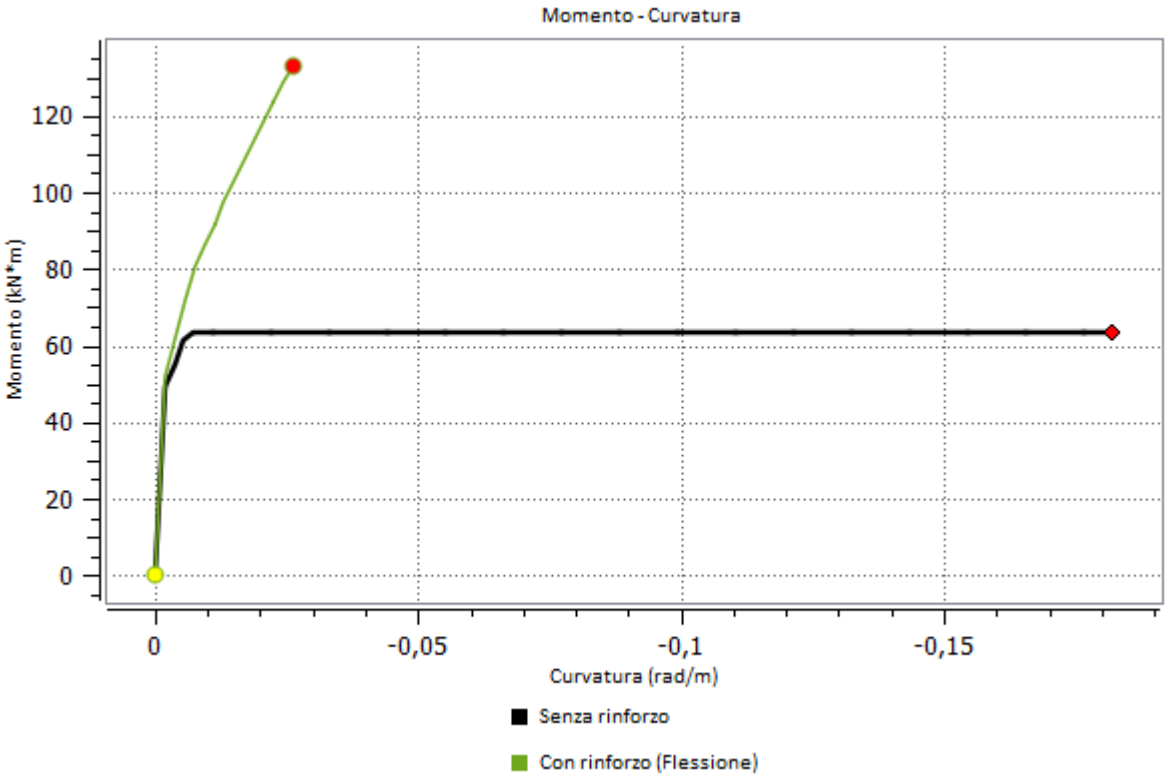
$M_{y,Rd}$:	134.258	Formula Kerakoll adattata da DT200/2013
$M_{y,Ed} / M_{y,Rd}$:	0.083496	Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1.0]$

Attenzione:

L'incremento di resistenza della sezione rinforzata supera la resistenza di quella non rinforzata di un fattore maggiore del 50%. CNR-DT 200 R1/2013 (3.3.4(2)) e CNR-DT 215/2018 (4) suggerisce che "Di regola, l'incremento della capacità di calcolo dell'elemento rinforzato con FRP non può risultare superiore del 50% rispetto a quella dell'elemento non rinforzato. La limitazione non si applica per azioni eccezionali e sismiche".

$V_{y,Rd}$:	276.836	Taglio Resistente:
$ V_{Ed} / V_{Rd} $:	0.0582655	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1.0]$

ANALISI MOMENTO CURVATURA



VERIFICA A TAGLIO (X)

Grandezze meccaniche di progetto

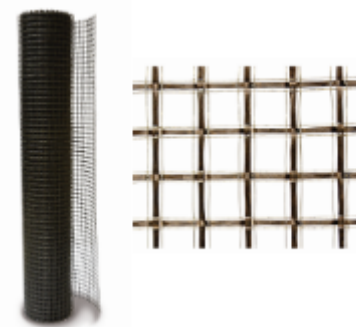
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-

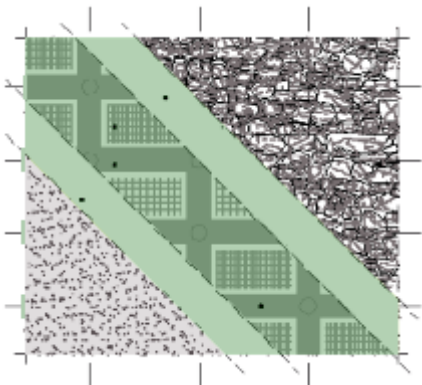


Rete: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
f_{rd} :	720	N/mm ²
ϵ_{ffd} :	0.0115942	-



Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura		
x	$V_{Rm,d}$ [C8.7.1.17]	$V_{R,max}$
500 (mm)	145.726 (kN)	339.244 (kN)
Contributo resistente offerto dal rinforzo		
	$V_{Rd,f}$	
	21.888 (kN)	
Resistenza a taglio della sezione rinforzata		
	V_{Rd}	
	167.614 (kN)	

Il contributo resistente $V_{Rd,f}$ corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel[$V_{RdGeosteel}0(kN)$] e quello relativo alla rete [$V_{RdRete}21.888(kN)$]

$ V_{Ed} / V_{Rd} :$	0.0962331	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1.0]$

VERIFICA A TAGLIO (Y)

Grandezze meccaniche di progetto

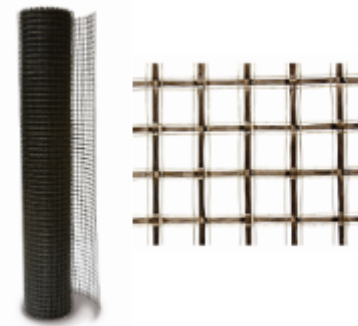
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-

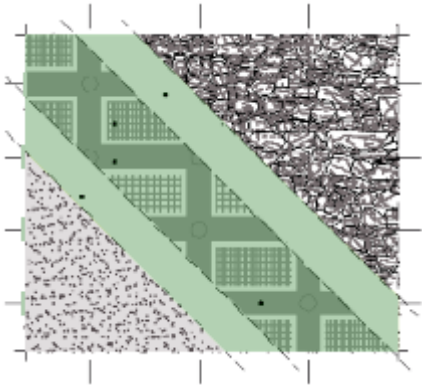


Rete: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
f_{rd} :	0	N/mm ²
ϵ_{ffd} :	0	-



Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura		
x	$V_{Rm,d}$ [C8.7.1.17]	$V_{R,max}$
1764.81 (mm)	204.016 (kN)	374.845 (kN)
Contributo resistente offerto dal rinforzo		
	$V_{Rd,f}$	
	0 (kN)	
Resistenza a taglio della sezione rinforzata		
	V_{Rd}	
	204.016 (kN)	

Il contributo resistente $V_{Rd,f}$ corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel[$V_{RdGeosteel}0(kN)$] e quello relativo alla rete [$V_{RdRete}0(kN)$]

$ V_{Ed} / V_{Rd} :$	0.925858	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1.0]$

A5 G7 <=C" (

DATI DEI MATERIALI

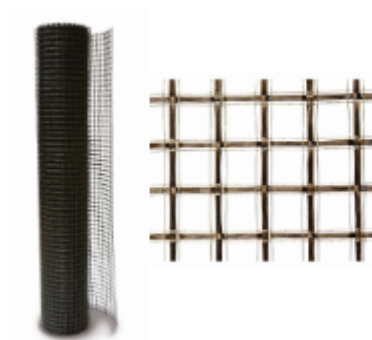
Muratura: Muratura

E:	2040	N/mm ²
ϵ_{m0} :	-0.002	-
ϵ_{mU} :	-0.0035	-
f_{mm} :	-4.575	N/mm ²
f_{hmm} :	-2.2875	N/mm ²
f_{bm} :	-15	N/mm ²
f_{btm} :	1.5	N/mm ²
f_{vm0}/τ_{m0} :	0.25	N/mm ²
w:	18	kN/m ³



Rete per flessione e per taglio: GeoSteel Grid 200

E:	62100	N/mm ²
ϵ_{Rk} :	0.0193237	-
f_{Rk} :	1200	N/mm ²
t_f :	0.032	mm
Tipo:	GeoSteel GeoCalce F Antisismico	-
Esposizione:	Interna	-
η_a :	0.9	-



MATRICE: GeoSteel GeoCalce F Antisismico

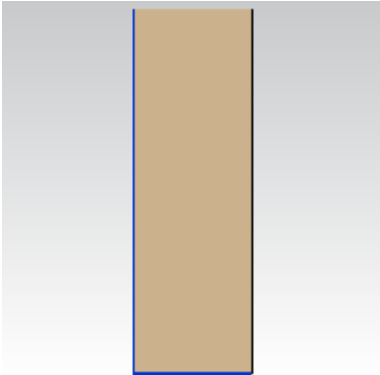
Resistenza a compressione	>15	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	>5	-
Modulo elastico a compressione	9	N/mm ²
Legame di aderenza	>0.8	mm
Resistenza al fuoco	A1	-

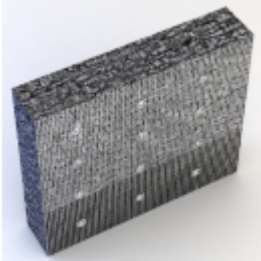


DATI SEZIONE

Stato di fatto	
Quantità del materiale di supporto [mm ²]	935000
Quantità di acciaio [mm ²]	0

Caratteristiche del rinforzo a flessione						
1	n_{strati}	-	$b_f[mm]$	-	n_{fasce}	-
2	n_{strati}	-	$b_f[mm]$	-	n_{fasce}	-
3	n_{strati}	-	$b_f[mm]$	-	n_{fasce}	-
4	n_{strati}	-	$b_f[mm]$	-	n_{fasce}	-
Tipologia di avvolgimento				-		
Tipologia di applicazione				-		
	$n_{str.}$	$b_f[mm]$	$p_f[mm]$	$\beta[gradi]$		
	-	-	-	-		



Caratteristiche della rete di rinforzo			
Tipologia di rete		GeoSteel Grid 200	
1	n _{strati}	-	
2	n _{strati}	2	
3	n _{strati}	2	
4	n _{strati}	-	

SOLLECITAZIONI

	N[kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]	V _x [kN]	V _y [kN]	T[kN*m]
SLU	-62.45	-29.96	7.47	10.754	35.84	-

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

Grandezze meccaniche di progetto

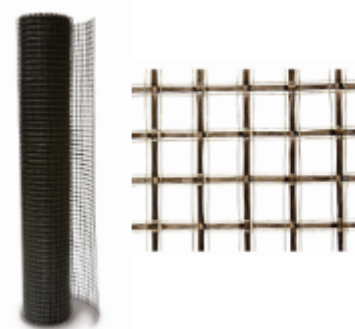
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-



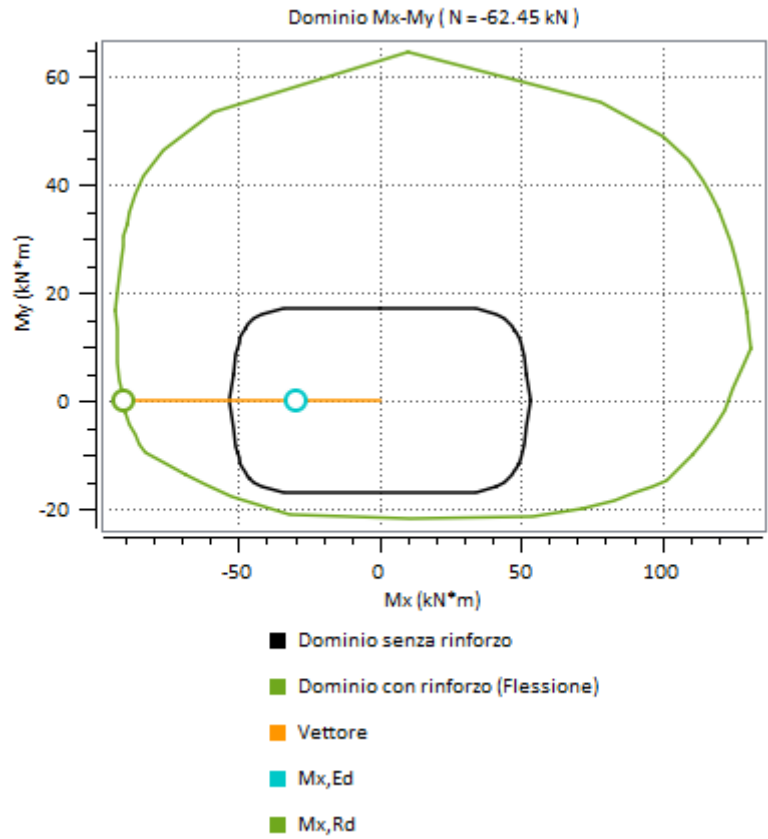
Strengthening Grid(with the highest usage factor):: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
σ_{conv} :	563.76	N/mm ²
$\alpha\sigma_{conv}$:	845.64	N/mm ²
σ_d :	720	N/mm ²
ϵ_{fd} :	0.0115942	-



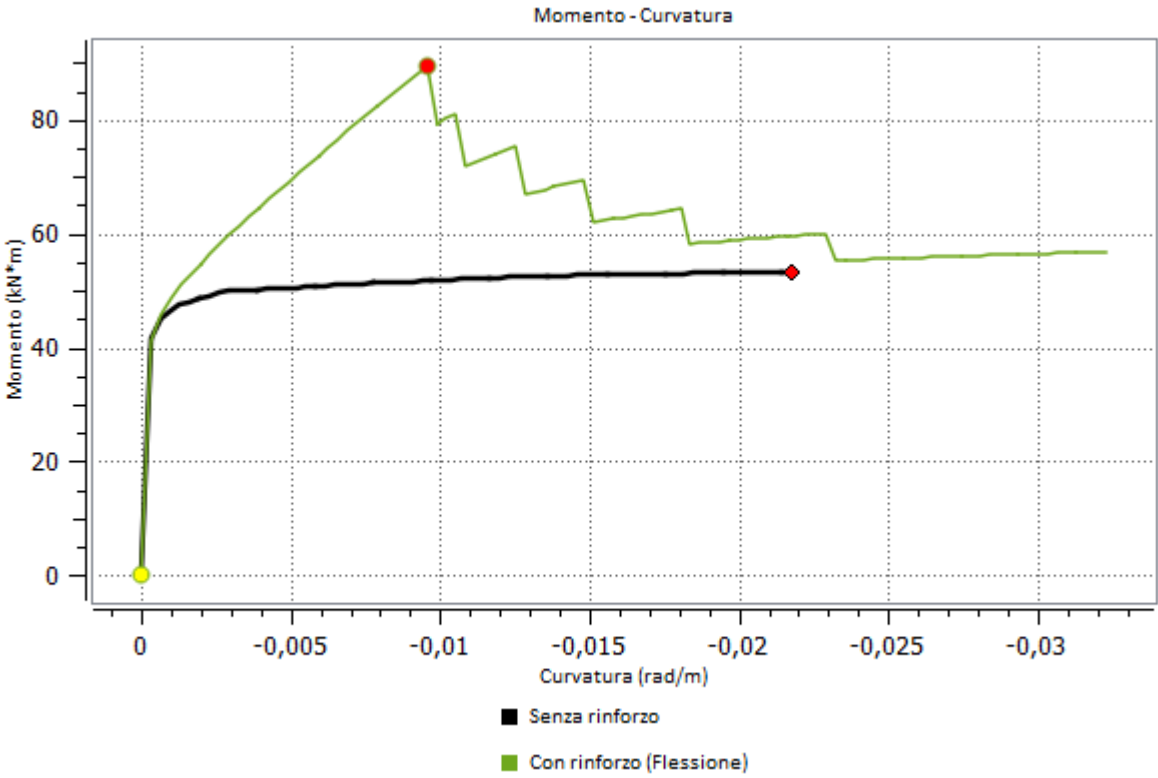
Presso flessione retta in direzione X (verifica nel piano)
Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$:	-90.9255 (kN*m)
$M_{y,1Rd}$:	0.52965 (kN*m)
β	160 (deg.)
x_c :	228.736 (mm)
ϵ_c :	-0.00205963 (-)
ϵ_s :	0 (-)
ϵ_f :	0.0115942 (-)
σ_c :	-2.2875 (N/mm ²)
σ_s :	0 (N/mm ²)
σ_f :	720 (N/mm ²)



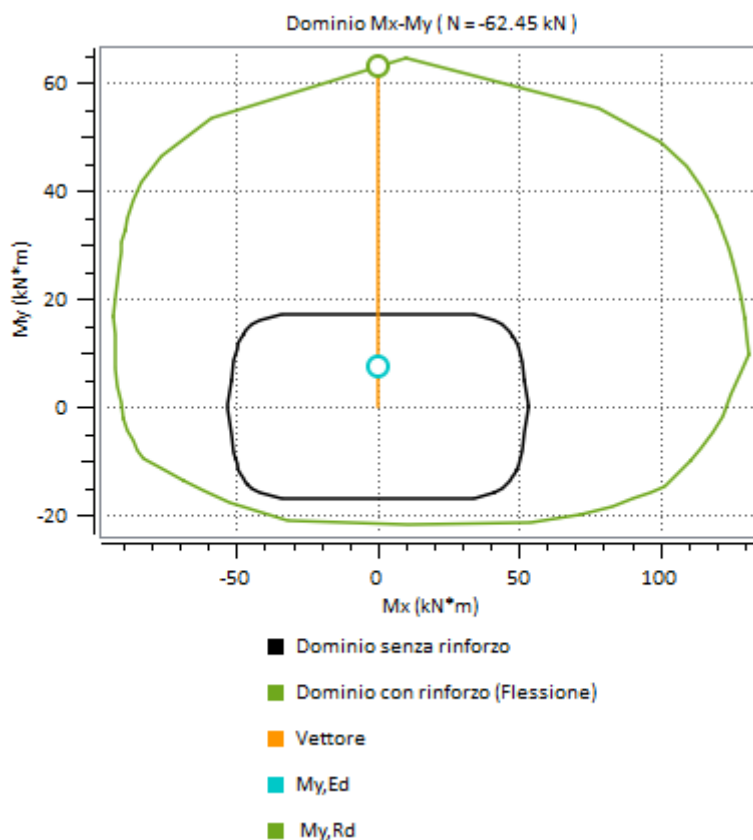
$ M_{Ed} / M_{Rd} $:	0.470715	Rapporto tra il momento agente e il momento resistente(ridotto del 30%):
Esito verifica:	VERIFICATO	$[M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1.0]$

ANALISI MOMENTO CURVATURA



Presso flessione retta in direzione Y (verifica fuori piano)
Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$:	0.110492 (kN*m)
$M_{y,1Rd}$:	62.9399 (kN*m)
β	268.8 (deg.)
x_c :	71.6509 (mm)
ϵ_c :	-0.00162321 (-)
ϵ_s :	0 (-)
ϵ_f :	0.0115942 (-)
σ_c :	-2.20631 (N/mm ²)
σ_s :	0 (N/mm ²)
σ_f :	720 (N/mm ²)



$M_{y,Rd}$: 62.9399

Formula Kerakoll adattata da DT200/2013

$M_{y,Ed}/M_{y,Rd}$: 0.118685

Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:

Esito verifica: VERIFICATO

$$[|M_{Ed}|/|M_{Rd}| \leq 1.0]$$

Attenzione:

L'incremento di resistenza della sezione rinforzata supera la resistenza di quella non rinforzata di un fattore maggiore del 50%. CNR-DT 200 R1/2013 (3.3.4(2)) e CNR-DT 215/2018 (4) suggerisce che "Di regola, l'incremento della capacità di calcolo dell'elemento rinforzato con FRP non può risultare superiore del 50% rispetto a quella dell'elemento non rinforzato. La limitazione non si applica per azioni eccezionali e sismiche".

$V_{y,Rd}$: 122.866

Taglio Resistente:

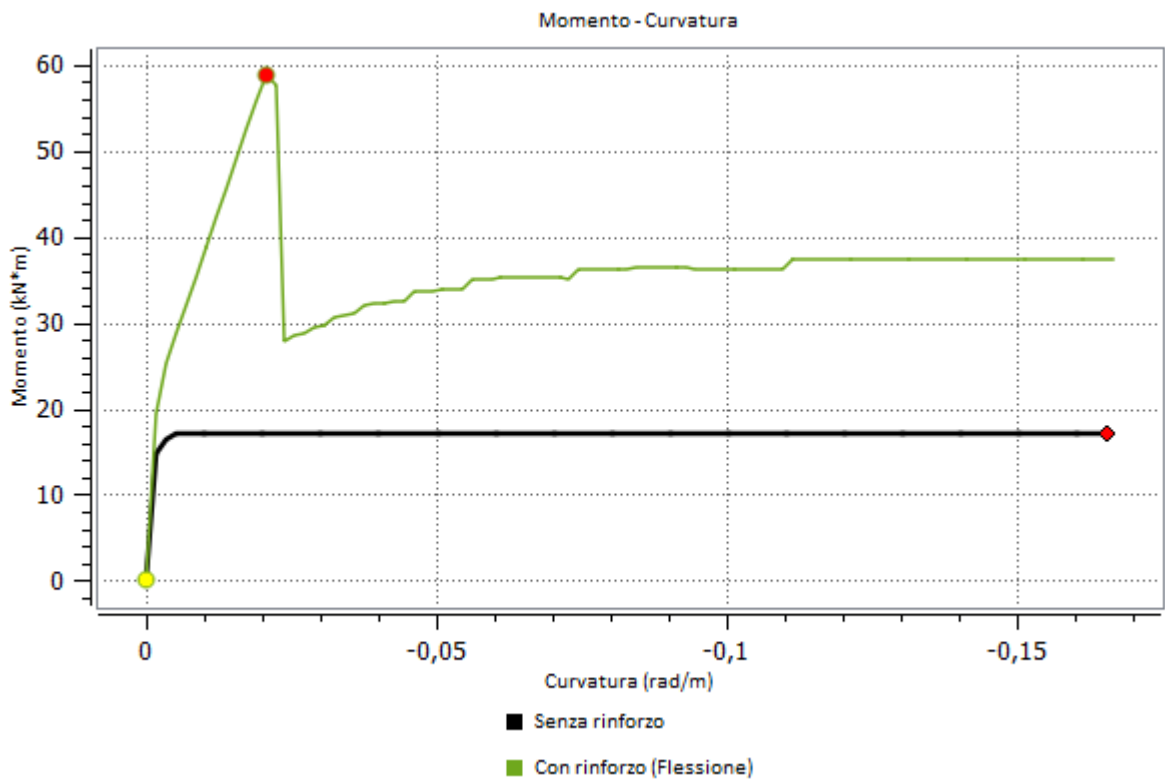
$|V_{Ed}|/|V_{Rd}|$: 0.0875265

Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:

Esito verifica: VERIFICATO

$$[|V_{Ed}|/|V_{Rd}| \leq 1.0]$$

ANALISI MOMENTO CURVATURA



VERIFICA A TAGLIO (X)

Grandezze meccaniche di progetto

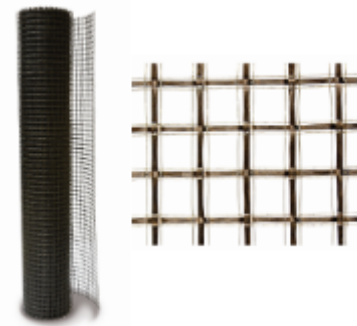
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-

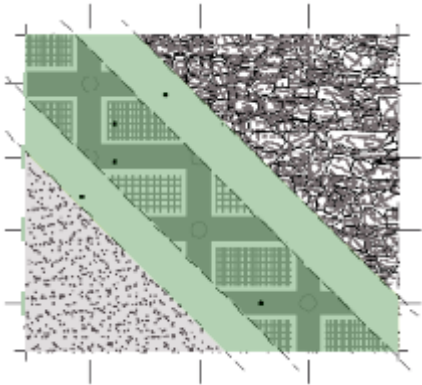


Rete: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
f_{rd} :	0	N/mm ²
ϵ_{ffd} :	0	-



Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura

x	$V_{Rm,d}$ [C8.7.1.17]	$V_{R,max}$
476.374 (mm)	78.6145 (kN)	212.119 (kN)

Contributo resistente offerto dal rinforzo

$$V_{Rd,f}$$

$$0 \text{ (kN)}$$

Resistenza a taglio della sezione rinforzata

$$V_{Rd}$$

$$78.6145 \text{ (kN)}$$

Il contributo resistente $V_{Rd,f}$ corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel[$V_{RdGeosteel}0\text{(kN)}$] e quello relativo alla rete [$V_{RdRete}0\text{(kN)}$]

$ V_{Ed} / V_{Rd} :$	0.136794	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1.0]$

VERIFICA A TAGLIO (Y)

Grandezze meccaniche di progetto

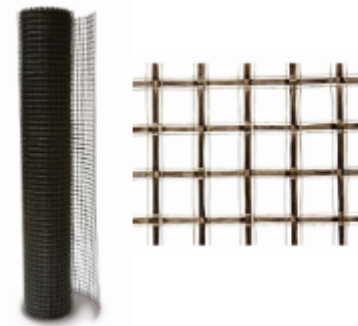
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-

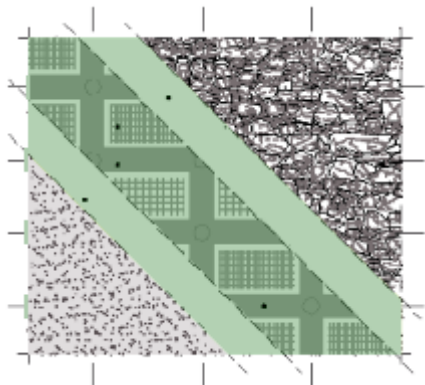


Rete: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
f_{rd} :	0	N/mm ²
ϵ_{ffd} :	0	-



Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura		
x	$V_{Rm,d}$ [C8.7.1.17]	$V_{R,max}$
1115.85 (mm)	78.6145 (kN)	212.119 (kN)
Contributo resistente offerto dal rinforzo		
	$V_{Rd,f}$	
	0 (kN)	
Resistenza a taglio della sezione rinforzata		
	V_{Rd}	
	78.6145 (kN)	

Il contributo resistente $V_{Rd,f}$ corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel [$V_{RdGeosteel}0(kN)$] e quello relativo alla rete [$V_{RdRete}0(kN)$]

$ V_{Ed} / V_{Rd} :$	0.455896	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1.0]$

$$A5 G7 < \leq C'')$$

DATI DEI MATERIALI

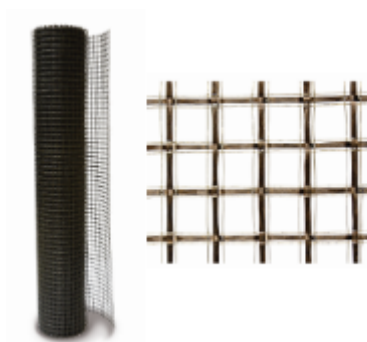
Muratura: Muratura

E:	2040	N/mm ²
ϵ_{m0} :	-0.002	-
ϵ_{mU} :	-0.0035	-
f_{mm} :	-4.575	N/mm ²
f_{hmm} :	-2.2875	N/mm ²
f_{bm} :	-15	N/mm ²
f_{btm} :	1.5	N/mm ²
f_{vm0}/τ_{m0} :	0.25	N/mm ²
w:	18	kN/m ³



Rete per flessione e per taglio: GeoSteel Grid 200

E:	62100	N/mm ²
ϵ_{Rk} :	0.0193237	-
f_{Rk} :	1200	N/mm ²
t_f :	0.032	mm
Tipo:	GeoSteel GeoCalce F Antisismico	-
Esposizione:	Interna	-
η_a :	0.9	-



MATRICE: GeoSteel GeoCalce F Antisismico

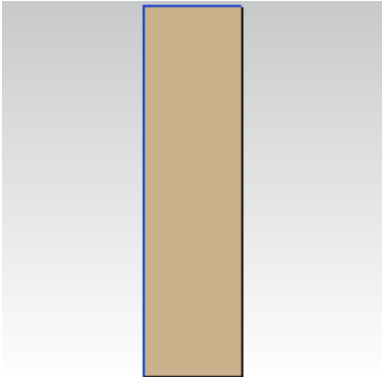
Resistenza a compressione	>15	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	>5	-
Modulo elastico a compressione	9	N/mm ²
Legame di aderenza	>0.8	mm
Resistenza al fuoco	A1	-

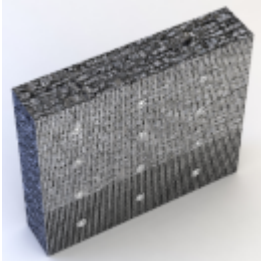


DATI SEZIONE

Stato di fatto	
Quantità del materiale di supporto [mm ²]	765000
Quantità di acciaio [mm ²]	0

Caratteristiche del rinforzo a flessione						
1	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
2	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
3	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
4	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
Tipologia di avvolgimento				-		
Tipologia di applicazione				-		
	n _{str.}	b _f [mm]	p _f [mm]	β[gradi]		
	-	-	-	-		



Caratteristiche della rete di rinforzo			
Tipologia di rete		GeoSteel Grid 200	
1	n _{strati}	2	
2	n _{strati}	-	
3	n _{strati}	2	
4	n _{strati}	-	

SOLLECITAZIONI

	N[kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]	V _x [kN]	V _y [kN]	T[kN*m]
SLU	-60.41	50.67	7.15	10.283	-48.08	-

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

Grandezze meccaniche di progetto

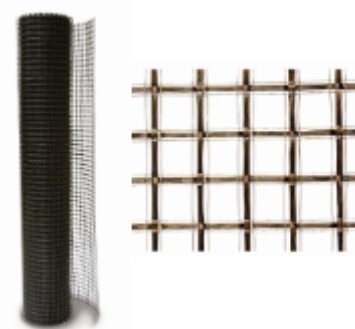
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-



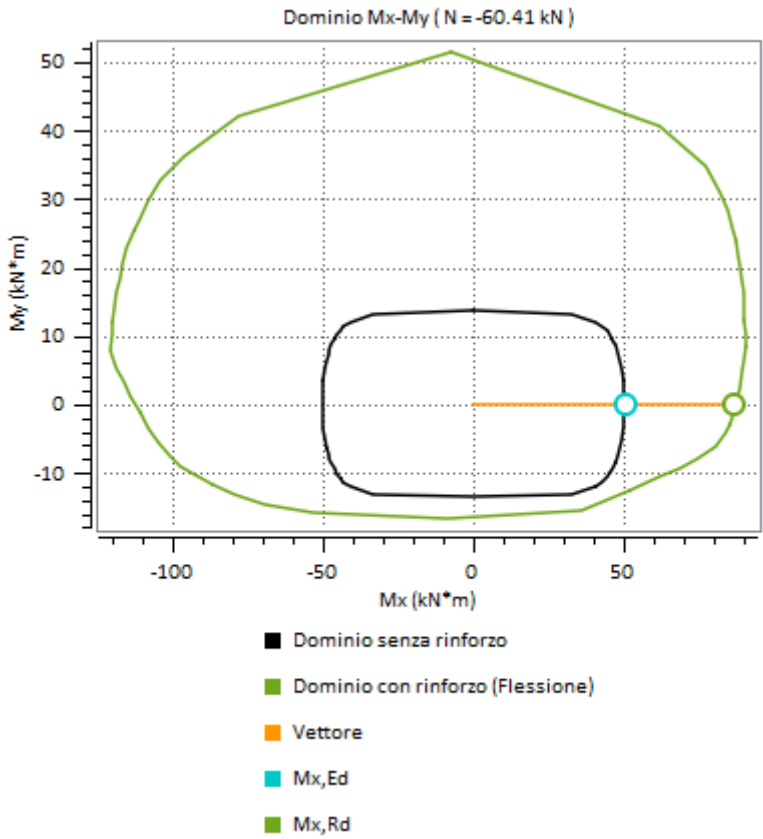
Strengthening Grid(with the highest usage factor):: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
σ_{conv} :	563.76	N/mm ²
$\alpha\sigma_{conv}$:	845.64	N/mm ²
σ_d :	720	N/mm ²
ϵ_{fd} :	0.0115942	-



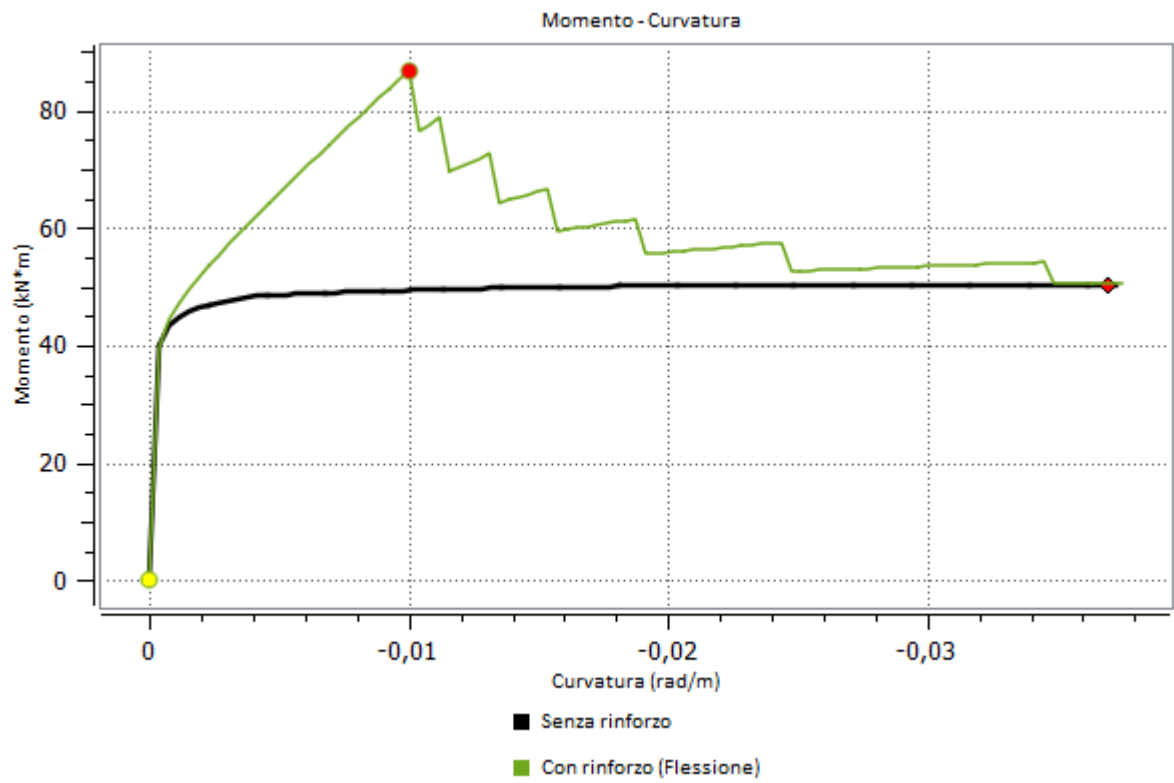
Presso flessione retta in direzione X (verifica nel piano)
Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$:	87.0244 (kN*m)
$M_{y,1Rd}$:	-0.73551 (kN*m)
β	30 (deg.)
x_c :	247.17 (mm)
ϵ_c :	-0.00248879 (-)
ϵ_s :	0 (-)
ϵ_f :	0.0115942 (-)
σ_c :	-2.2875 (N/mm ²)
σ_s :	0 (N/mm ²)
σ_f :	720 (N/mm ²)



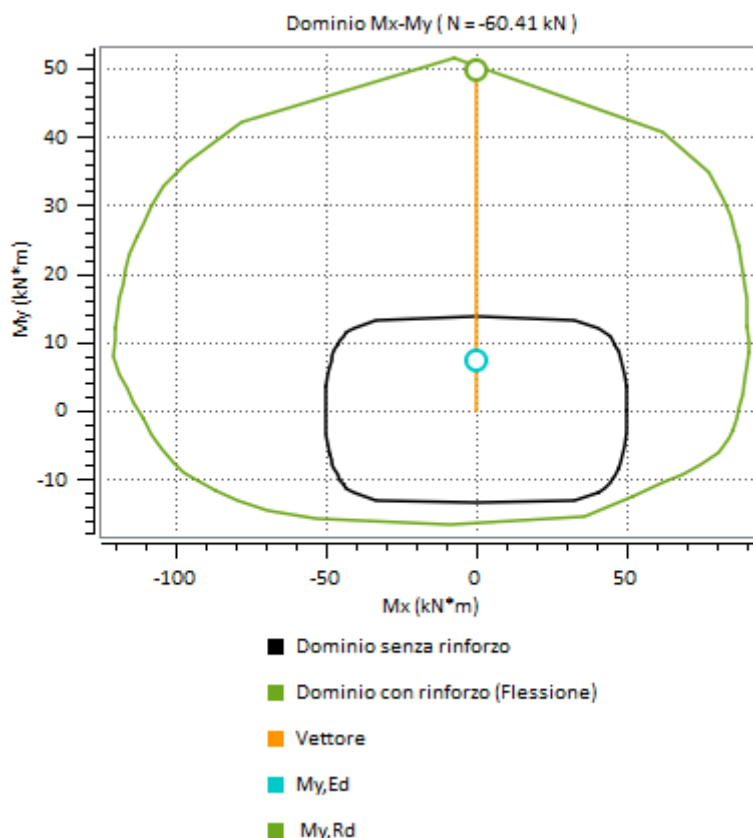
$ M_{Ed} / M_{Rd} $:	0.831786	Rapporto tra il momento agente e il momento resistente(ridotto del 30%):
Esito verifica:	VERIFICATO	$[M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1.0]$

ANALISI MOMENTO CURVATURA



Presso flessione retta in direzione Y (verifica fuori piano)
Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$:	0.0657127 (kN*m)
$M_{y,1Rd}$:	49.6416 (kN*m)
β	271.3 (deg.)
x_c :	80.4086 (mm)
ϵ_c :	-0.00229647 (-)
ϵ_s :	0 (-)
ϵ_f :	0.0115942 (-)
σ_c :	-2.2875 (N/mm ²)
σ_s :	0 (N/mm ²)
σ_f :	720 (N/mm ²)



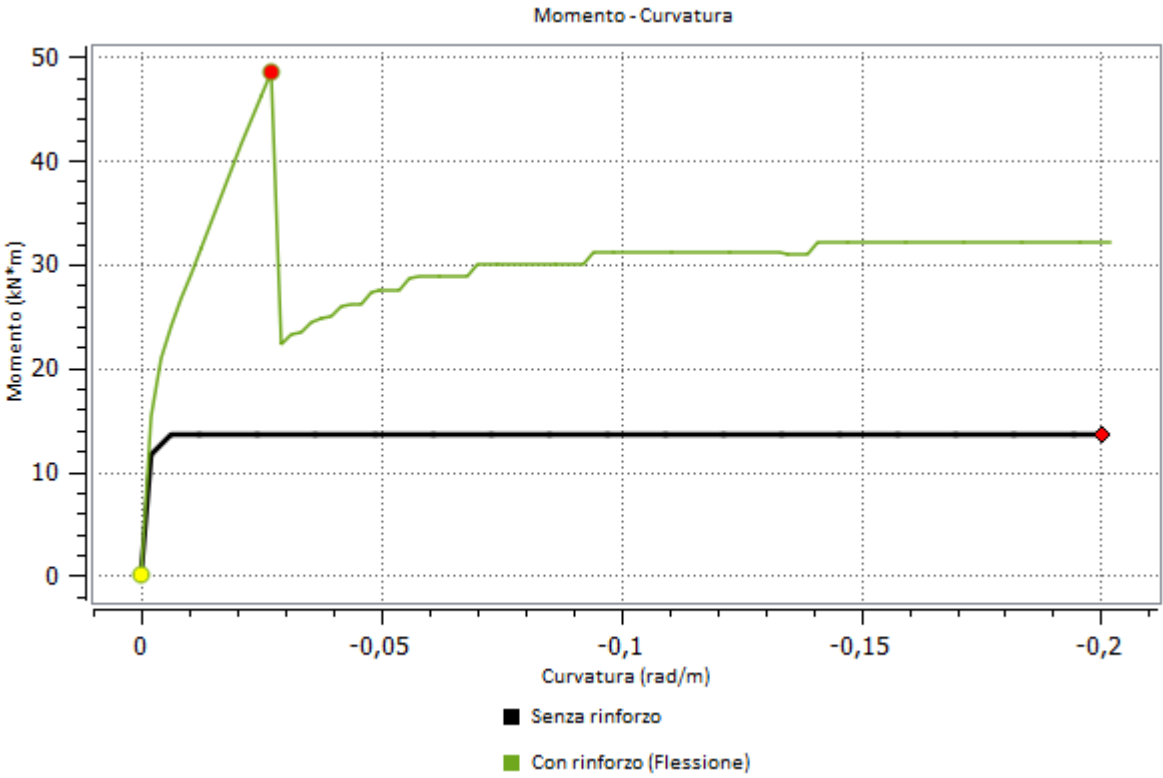
$M_{y,Rd}$:	49.6416	Formula Kerakoll adattata da DT200/2013
$M_{y,Ed}/M_{y,Rd}$:	0.144032	Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1.0]$

Attenzione:

L'incremento di resistenza della sezione rinforzata supera la resistenza di quella non rinforzata di un fattore maggiore del 50%. CNR-DT 200 R1/2013 (3.3.4(2)) e CNR-DT 215/2018 (4) suggerisce che "Di regola, l'incremento della capacità di calcolo dell'elemento rinforzato con FRP non può risultare superiore del 50% rispetto a quella dell'elemento non rinforzato. La limitazione non si applica per azioni eccezionali e sismiche".

$V_{y,Rd}$:	87.1553	Taglio Resistente:
$ V_{Ed} / V_{Rd} $:	0.117985	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1.0]$

ANALISI MOMENTO CURVATURA



VERIFICA A TAGLIO (X)

Grandezze meccaniche di progetto

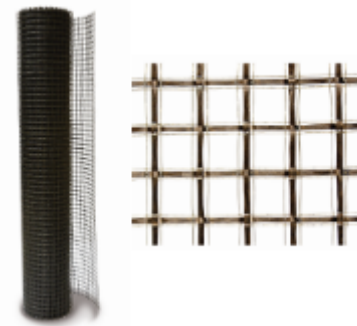
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-

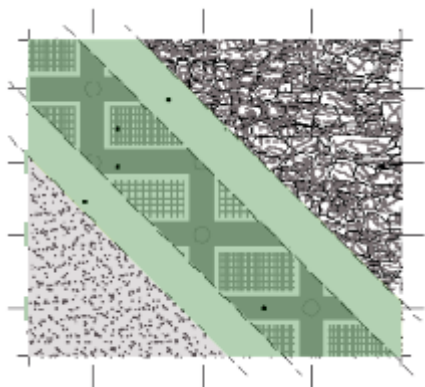


Rete: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
f_{rd} :	0	N/mm ²
ϵ_{ffd} :	0	-



Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura		
x	$V_{Rm,d}$ [C8.7.1.17]	$V_{R,max}$
327.408 (mm)	65.9409 (kN)	174.84 (kN)
Contributo resistente offerto dal rinforzo		
	$V_{Rd,f}$	
	0 (kN)	
Resistenza a taglio della sezione rinforzata		
	V_{Rd}	
	65.9409 (kN)	

Il contributo resistente $V_{Rd,f}$ corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel [$V_{RdGeosteel}0(kN)$] e quello relativo alla rete [$V_{RdRete}0(kN)$]

$ V_{Ed} / V_{Rd} :$	0.155943	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1.0]$

VERIFICA A TAGLIO (Y)

Grandezze meccaniche di progetto

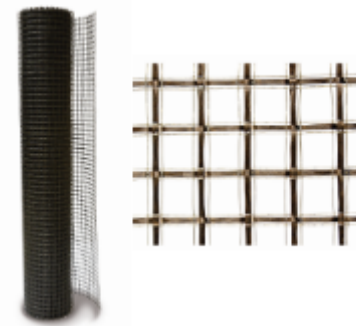
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-

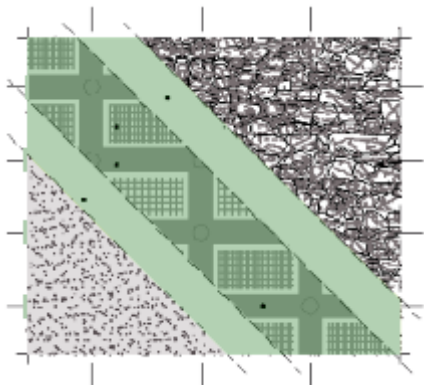


Rete: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
f_{rd} :	0	N/mm ²
ϵ_{ffd} :	0	-



Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura		
x	$V_{Rm,d}$ [C8.7.1.17]	$V_{R,max}$
315.561 (mm)	65.9409 (kN)	160.455 (kN)
Contributo resistente offerto dal rinforzo		
	$V_{Rd,f}$	
	0 (kN)	
Resistenza a taglio della sezione rinforzata		
	V_{Rd}	
	65.9409 (kN)	

Il contributo resistente $V_{Rd,f}$ corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel[$V_{RdGeosteel}0(kN)$] e quello relativo alla rete [$V_{RdRete}0(kN)$]

$ V_{Ed} / V_{Rd} :$	0.729138	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1.0]$

A5 G7 <=C' *

DATI DEI MATERIALI

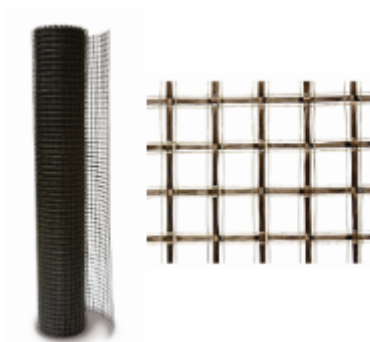
Muratura: Muratura

E:	2040	N/mm ²
ϵ_{m0} :	-0.002	-
ϵ_{mU} :	-0.0035	-
f_{mm} :	-4.575	N/mm ²
f_{hmm} :	-2.2875	N/mm ²
f_{bm} :	-15	N/mm ²
f_{btm} :	1.5	N/mm ²
f_{vm0}/τ_{m0} :	0.25	N/mm ²
w:	18	kN/m ³



Rete per flessione e per taglio: GeoSteel Grid 200

E:	62100	N/mm ²
ϵ_{Rk} :	0.0193237	-
f_{Rk} :	1200	N/mm ²
t_f :	0.032	mm
Tipo:	GeoSteel GeoCalce F Antisismico	-
Esposizione:	Interna	-
η_a :	0.9	-



MATRICE: GeoSteel GeoCalce F Antisismico

Resistenza a compressione	>15	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	>5	-
Modulo elastico a compressione	9	N/mm ²
Legame di aderenza	>0.8	mm
Resistenza al fuoco	A1	-



DATI SEZIONE

Stato di fatto

Quantità del materiale di supporto [mm ²]	495000
Quantità di acciaio [mm ²]	0

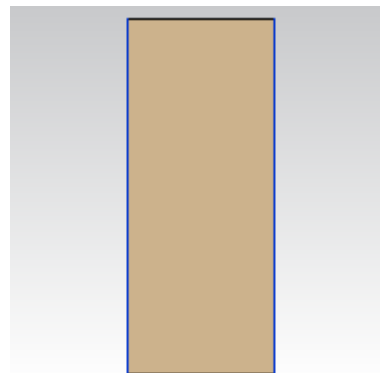
Caratteristiche del rinforzo a flessione

1	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
2	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
3	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
4	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-

Tipologia di avvolgimento -

Tipologia di applicazione -

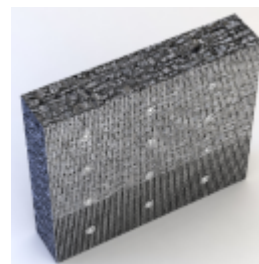
n _{str.}	b _f [mm]	p _f [mm]	β[gradi]
-	-	-	-



Caratteristiche della rete di rinforzo

Tipologia di rete GeoSteel Grid 200

1	n _{strati}	-
2	n _{strati}	-
3	n _{strati}	1
4	n _{strati}	1



SOLLECITAZIONI

	N[kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]	V _x [kN]	V _y [kN]	T[kN*m]
SLU	-39.21	-25.74	1.3	3.189	15.7	-

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

Grandezze meccaniche di progetto

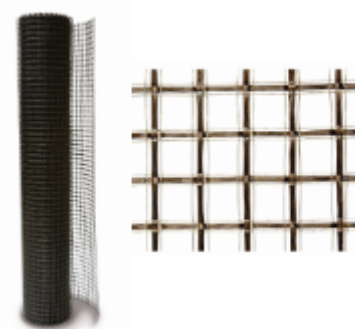
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-



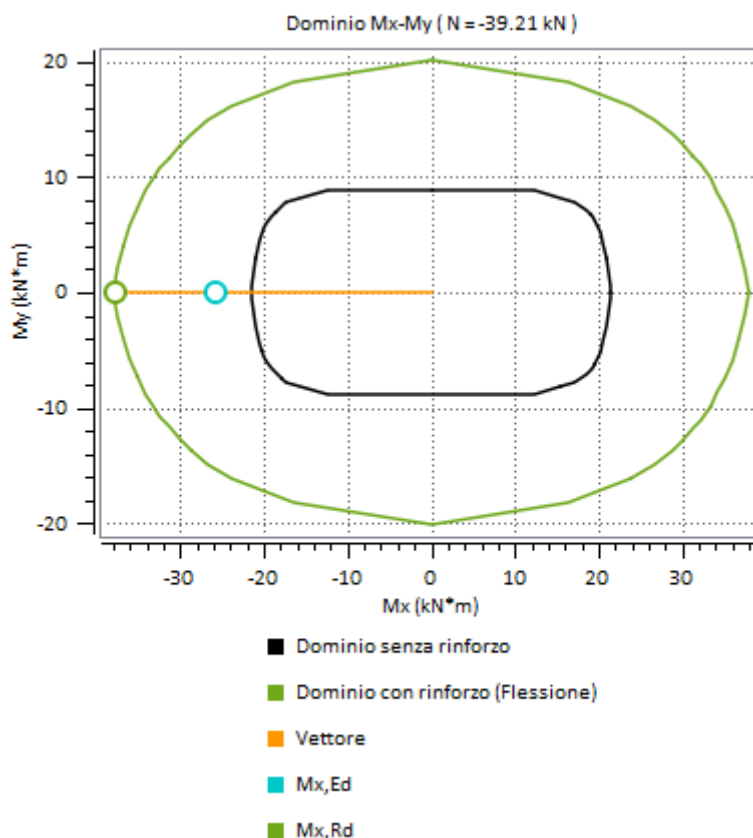
Strengthening Grid(with the highest usage factor):: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
σ_{conv} :	563.76	N/mm ²
$\alpha\sigma_{conv}$:	845.64	N/mm ²
σ_d :	720	N/mm ²
ϵ_{fd} :	0.0115942	-



Presso flessione retta in direzione X (verifica nel piano)
Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$:	-37.8867 (kN*m)
$M_{y,1Rd}$:	0.32511 (kN*m)
β	181 (deg.)
x_c :	112.955 (mm)
ϵ_c :	-0.00139471 (-)
ϵ_s :	0 (-)
ϵ_f :	0.0115942 (-)
σ_c :	-2.07798 (N/mm ²)
σ_s :	0 (N/mm ²)
σ_f :	720 (N/mm ²)



$|M_{Ed}| / |M_{Rd}|$: 0.679394

Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:

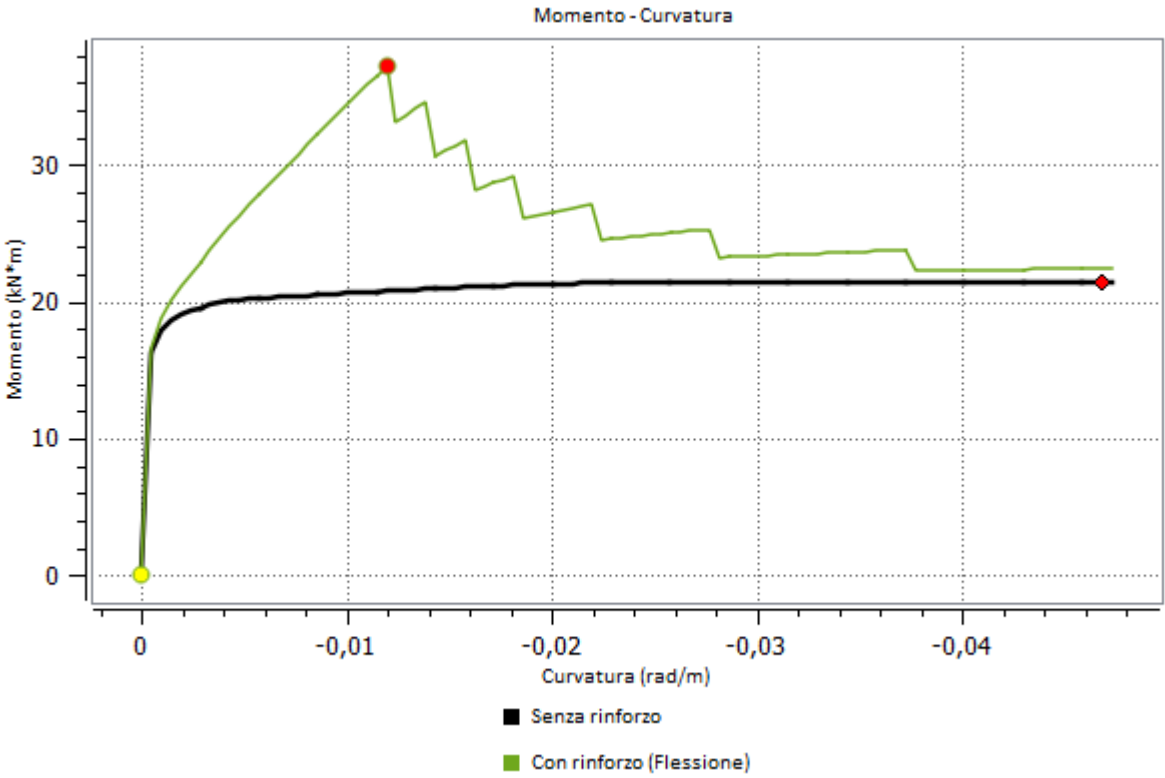
Esito verifica: VERIFICATO

$[|M_{Ed}| / |M_{Rd}| \leq 1.0]$

Attenzione:

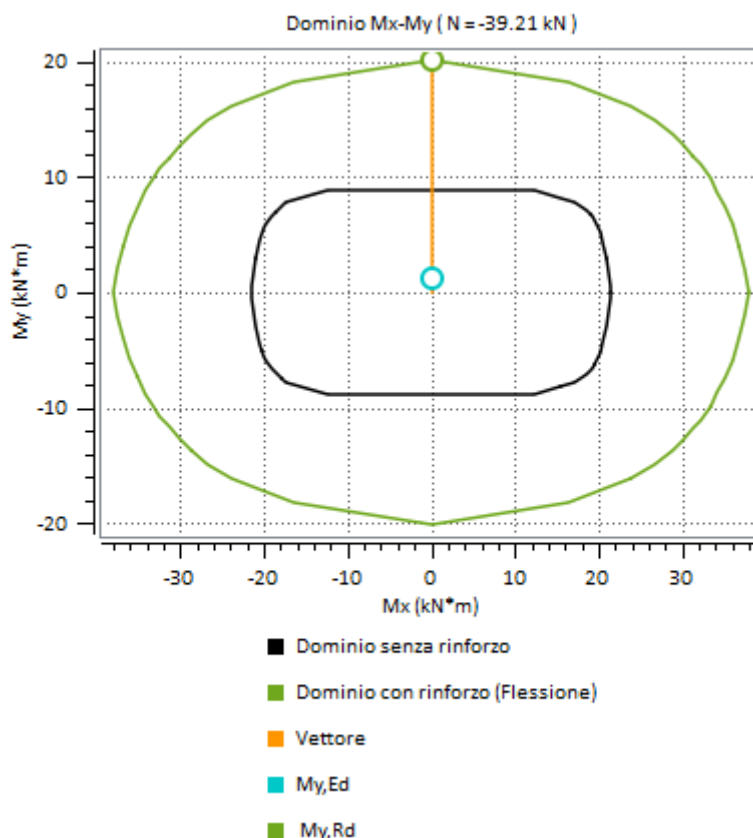
L'incremento di resistenza della sezione rinforzata supera la resistenza di quella non rinforzata di un fattore maggiore del 50%. CNR-DT 200 R1/2013 (3.3.4(2)) e CNR-DT 215/2018 (4) suggerisce che "Di regola, l'incremento della capacità di calcolo dell'elemento rinforzato con FRP non può risultare superiore del 50% rispetto a quella dell'elemento non rinforzato. La limitazione non si applica per azioni eccezionali e sismiche".

ANALISI MOMENTO CURVATURA



Presso flessione retta in direzione Y (verifica fuori piano)
Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$:	0.0525996 (kN*m)
$M_{y,Rd}$:	20.227 (kN*m)
β	270 (deg.)
x_c :	31.5915 (mm)
ϵ_c :	-0.000875952 (-)
ϵ_s :	0 (-)
ϵ_f :	0.0115942 (-)
σ_c :	-1.56495 (N/mm ²)
σ_s :	0 (N/mm ²)
σ_f :	720 (N/mm ²)



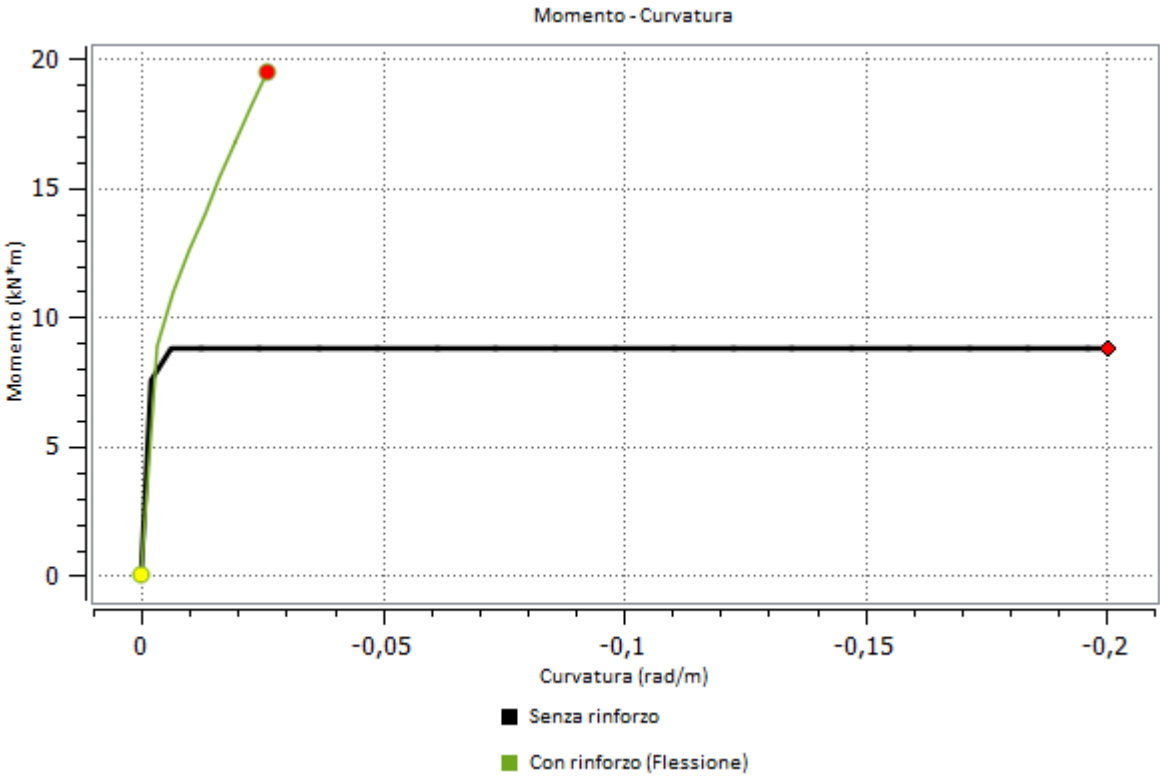
$M_{y,Rd}$:	20.227	Formula Kerakoll adattata da DT200/2013
$M_{y,Ed} / M_{y,Rd}$:	0.0642704	Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1.0]$

Attenzione:

L'incremento di resistenza della sezione rinforzata supera la resistenza di quella non rinforzata di un fattore maggiore del 50%. CNR-DT 200 R1/2013 (3.3.4(2)) e CNR-DT 215/2018 (4) suggerisce che "Di regola, l'incremento della capacità di calcolo dell'elemento rinforzato con FRP non può risultare superiore del 50% rispetto a quella dell'elemento non rinforzato. La limitazione non si applica per azioni eccezionali e sismiche".

$V_{y,Rd}$:	77.559	Taglio Resistente:
$ V_{Ed} / V_{Rd} $:	0.0411171	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1.0]$

ANALISI MOMENTO CURVATURA



VERIFICA A TAGLIO (X)

Grandezze meccaniche di progetto

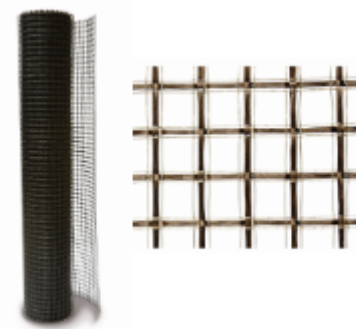
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-

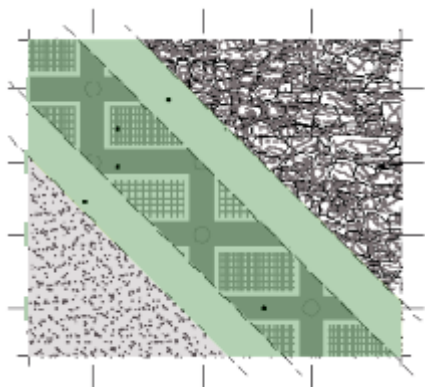


Rete: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
f_{rd} :	0	N/mm ²
ϵ_{ffd} :	0	-



Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura		
x	$V_{Rm,d}$ [C8.7.1.17]	$V_{R,max}$
450 (mm)	42.6887 (kN)	113.149 (kN)
Contributo resistente offerto dal rinforzo		
	$V_{Rd,f}$	
	0 (kN)	
Resistenza a taglio della sezione rinforzata		
	V_{Rd}	
	42.6887 (kN)	

Il contributo resistente $V_{Rd,f}$ corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel [$V_{RdGeosteel}0(kN)$] e quello relativo alla rete [$V_{RdRete}0(kN)$]

$ V_{Ed} / V_{Rd} :$	0.0747036	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1.0]$

VERIFICA A TAGLIO (Y)

Grandezze meccaniche di progetto

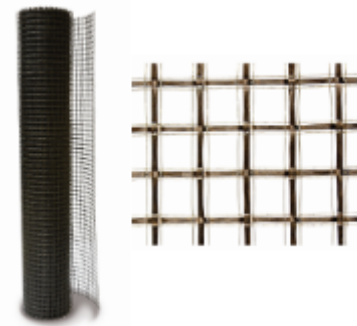
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-

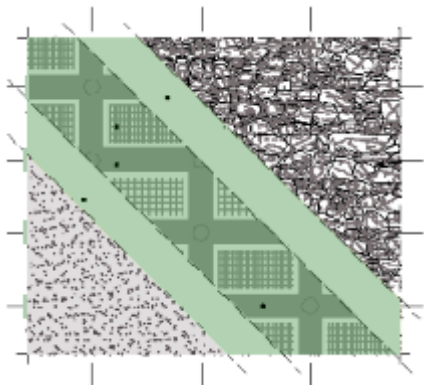


Rete: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
f_{rd} :	720	N/mm ²
ϵ_{ffd} :	0.0115942	-



Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura

x	$V_{Rm,d}$ [C8.7.1.17]	$V_{R,max}$
152.066 (mm)	42.6887 (kN)	100.763 (kN)

Contributo resistente offerto dal rinforzo

$$V_{Rd,f}$$

$$18.0426 \text{ (kN)}$$

Resistenza a taglio della sezione rinforzata

$$V_{Rd}$$

$$60.7313 \text{ (kN)}$$

Il contributo resistente $V_{Rd,f}$ corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel[$V_{RdGeosteel}0\text{(kN)}$] e quello relativo alla rete [$V_{RdRete}18.0426\text{(kN)}$]

$ V_{Ed} / V_{Rd} :$	0.258516	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1.0]$

A5 G7 <=C' +

DATI DEI MATERIALI

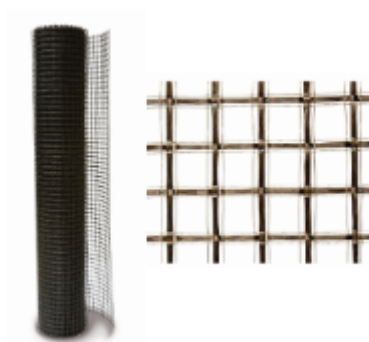
Muratura: Muratura

E:	2040	N/mm ²
ϵ_{m0} :	-0.002	-
ϵ_{mU} :	-0.0035	-
f_{mm} :	-4.575	N/mm ²
f_{hmm} :	-2.2875	N/mm ²
f_{bm} :	-15	N/mm ²
f_{btm} :	1.5	N/mm ²
f_{vm0}/τ_{m0} :	0.25	N/mm ²
w:	18	kN/m ³



Rete per flessione e per taglio: GeoSteel Grid 200

E:	62100	N/mm ²
ϵ_{fk} :	0.0193237	-
f_{fk} :	1200	N/mm ²
t_f :	0.032	mm
Tipo:	GeoSteel GeoCalce F Antisismico	-
Esposizione:	Interna	-
η_a :	0.9	-



MATRICE: GeoSteel GeoCalce F Antisismico

Resistenza a compressione	>15	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	>5	-
Modulo elastico a compressione	9	N/mm ²
Legame di aderenza	>0.8	mm
Resistenza al fuoco	A1	-



DATI SEZIONE

Stato di fatto

Quantità del materiale di supporto [mm ²]	2.97e+06
Quantità di acciaio [mm ²]	0

Caratteristiche del rinforzo a flessione

1	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
2	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
3	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
4	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-

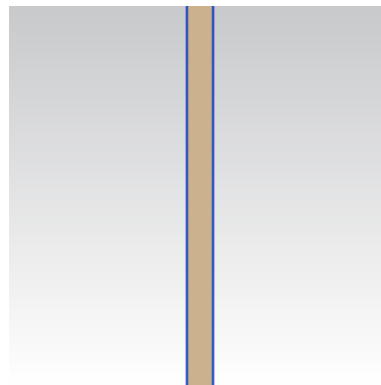
Tipologia di avvolgimento

-

Tipologia di applicazione

-

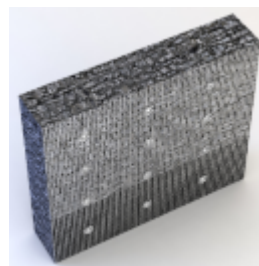
n _{str.}	b _f [mm]	p _f [mm]	β[gradi]
-	-	-	-



Caratteristiche della rete di rinforzo

Tipologia di rete GeoSteel Grid 200

1	n _{strati}	-
2	n _{strati}	-
3	n _{strati}	1
4	n _{strati}	1



SOLLECITAZIONI

	N[kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]	V _x [kN]	V _y [kN]	T[kN*m]
SLU	-213.1	-159.14	9.03	22.155	124.21	-

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

Grandezze meccaniche di progetto

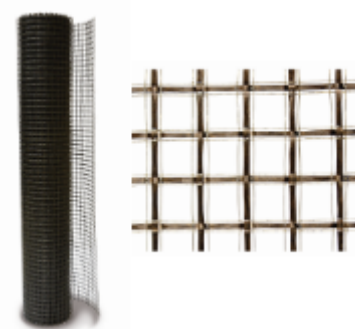
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-



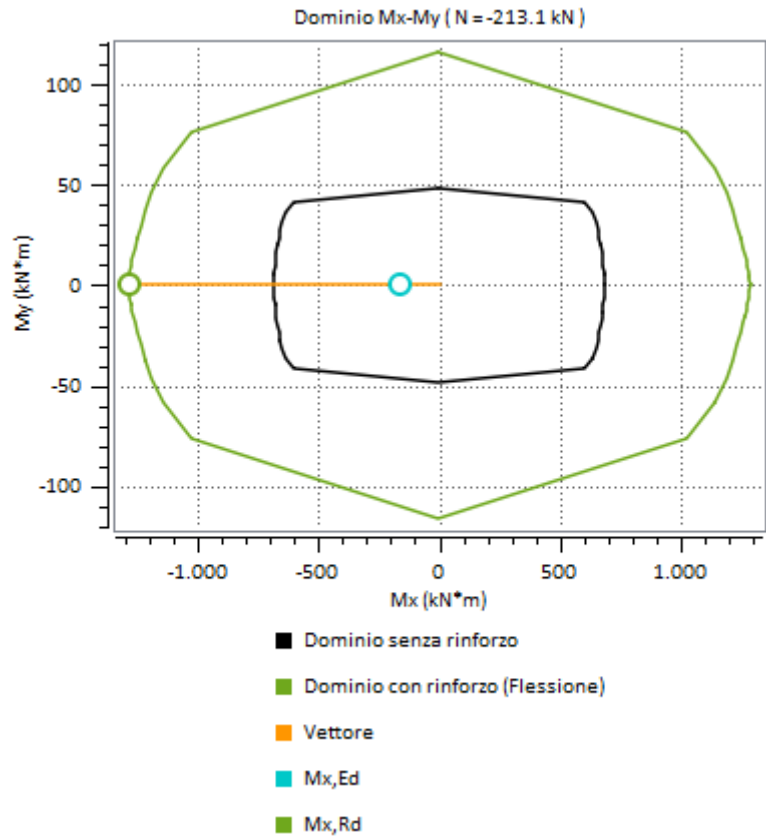
Strengthening Grid(with the highest usage factor):: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
σ_{conv} :	563.76	N/mm ²
$\alpha\sigma_{conv}$:	845.64	N/mm ²
σ_d :	720	N/mm ²
ϵ_{fd} :	0.0115942	-



Presso flessione retta in direzione X (verifica nel piano)
Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

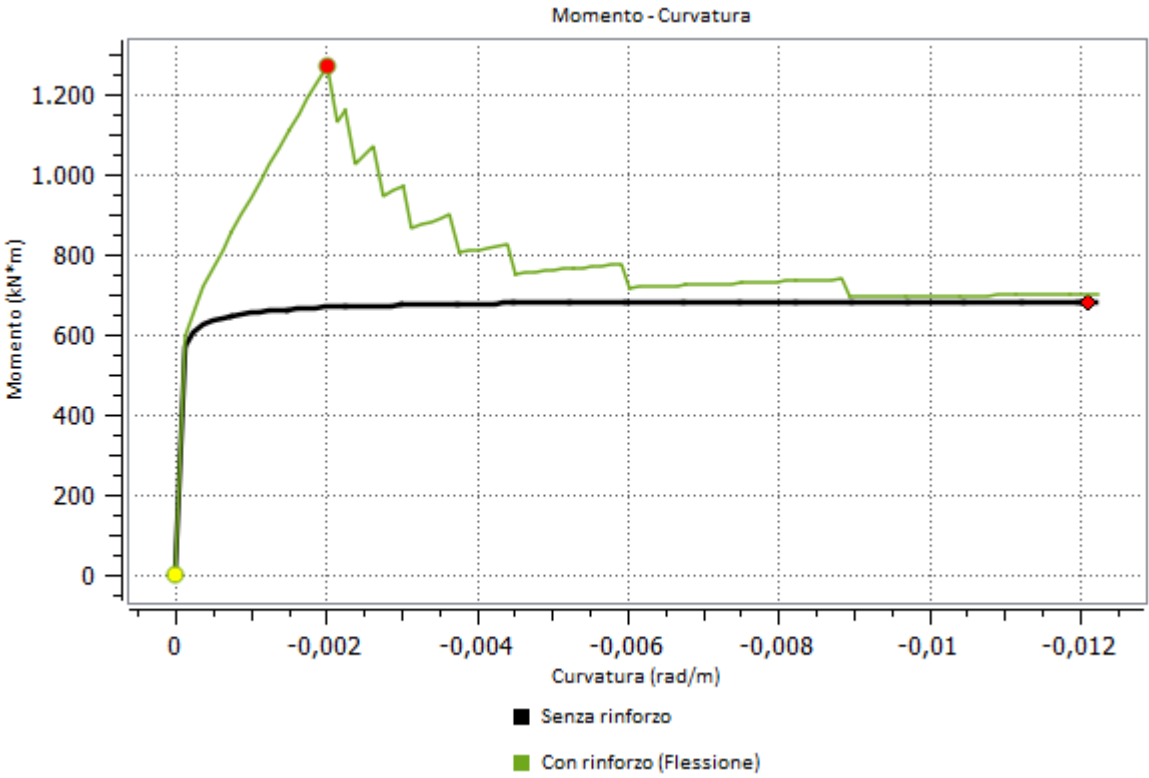
$M_{x,Rd}$:	-1285.15 (kN*m)
$M_{y,1Rd}$:	3.23618 (kN*m)
β	190 (deg.)
x_c :	688.568 (mm)
ϵ_c :	-0.00143504 (-)
ϵ_s :	0 (-)
ϵ_f :	0.0115942 (-)
σ_c :	-2.10497 (N/mm ²)
σ_s :	0 (N/mm ²)
σ_f :	720 (N/mm ²)



$ M_{Ed} / M_{Rd} $:	0.123829	Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1.0]$

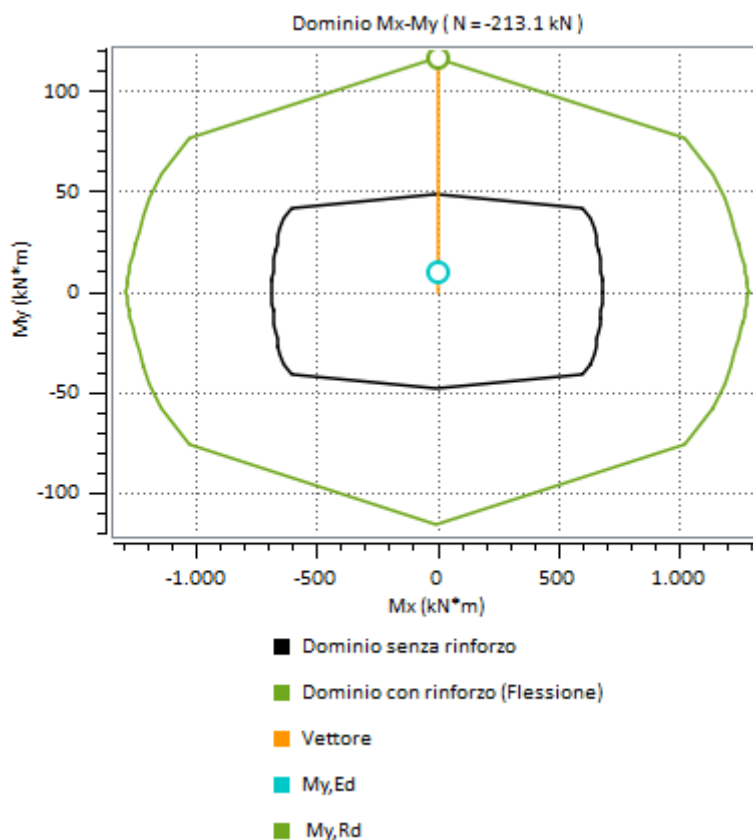
Attenzione:
L'incremento di resistenza della sezione rinforzata supera la resistenza di quella non rinforzata di un fattore maggiore del 50%. CNR-DT 200 R1/2013 (3.3.4(2)) e CNR-DT 215/2018 (4) suggerisce che "Di regola, l'incremento della capacità di calcolo dell'elemento rinforzato con FRP non può risultare superiore del 50% rispetto a quella dell'elemento non rinforzato. La limitazione non si applica per azioni eccezionali e sismiche".

ANALISI MOMENTO CURVATURA



Presso flessione retta in direzione Y (verifica fuori piano)
Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$:	-1.11972e-11 (kN*m)
$M_{y,1Rd}$:	116.377 (kN*m)
β	270 (deg.)
x_c :	18.2357 (mm)
ϵ_c :	-0.000490031 (-)
ϵ_s :	0 (-)
ϵ_f :	0.0115942 (-)
σ_c :	-0.983621 (N/mm ²)
σ_s :	0 (N/mm ²)
σ_f :	720 (N/mm ²)



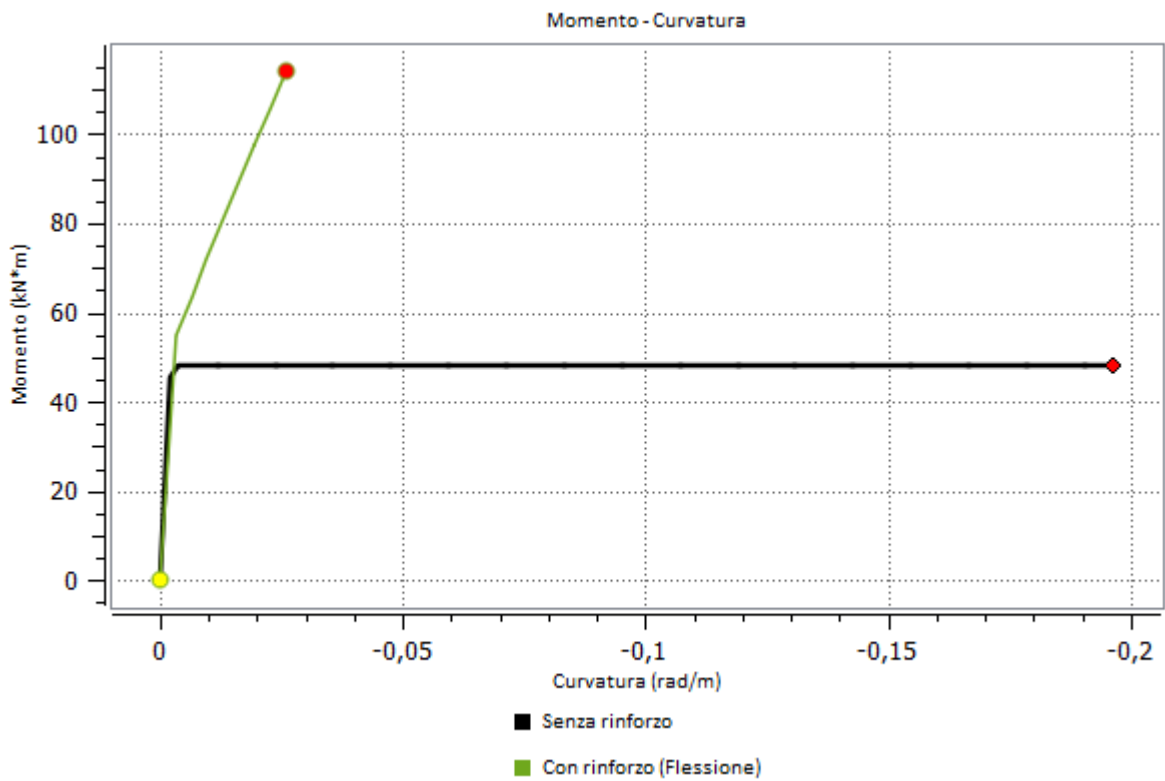
$M_{y,Rd}$:	116.377	Formula Kerakoll adattata da DT200/2013
$M_{y,Ed} / M_{y,Rd}$:	0.0775923	Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1.0]$

Attenzione:

L'incremento di resistenza della sezione rinforzata supera la resistenza di quella non rinforzata di un fattore maggiore del 50%. CNR-DT 200 R1/2013 (3.3.4(2)) e CNR-DT 215/2018 (4) suggerisce che "Di regola, l'incremento della capacità di calcolo dell'elemento rinforzato con FRP non può risultare superiore del 50% rispetto a quella dell'elemento non rinforzato. La limitazione non si applica per azioni eccezionali e sismiche".

$V_{y,Rd}$:	456.49	Taglio Resistente:
$ V_{Ed} / V_{Rd} $:	0.0485334	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1.0]$

ANALISI MOMENTO CURVATURA



VERIFICA A TAGLIO (X)

Grandezze meccaniche di progetto

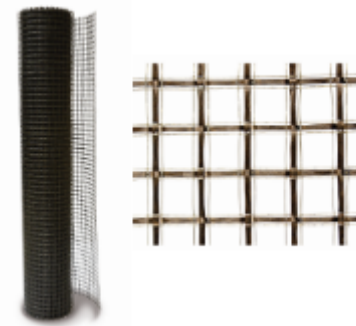
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-

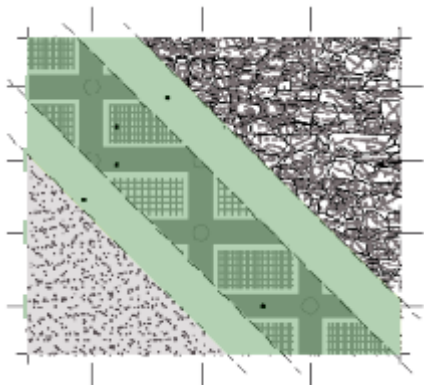


Rete: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
f_{rd} :	0	N/mm ²
ϵ_{ffd} :	0	-



Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura		
x	$V_{Rm,d}$ [C8.7.1.17]	$V_{R,max}$
450 (mm)	252.278 (kN)	675.831 (kN)
Contributo resistente offerto dal rinforzo		
	$V_{Rd,f}$	
	0 (kN)	
Resistenza a taglio della sezione rinforzata		
	V_{Rd}	
	252.278 (kN)	

Il contributo resistente $V_{Rd,f}$ corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel[$V_{RdGeosteel}$ 0(kN)] e quello relativo alla rete [V_{RdRete} 0(kN)]

$ V_{Ed} / V_{Rd} :$	0.0878197	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1.0]$

VERIFICA A TAGLIO (Y)

Grandezze meccaniche di progetto

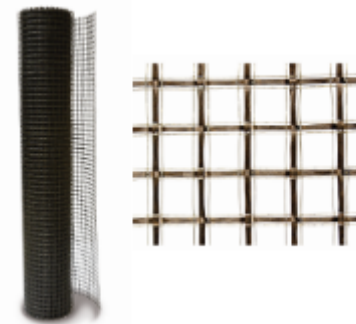
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-

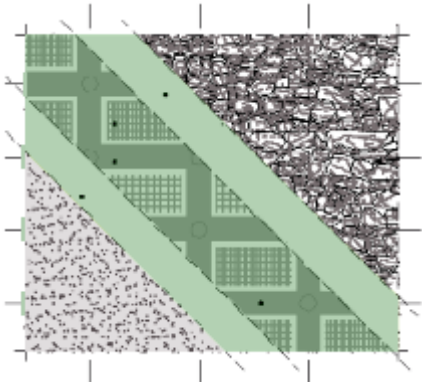


Rete: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
f_{rd} :	720	N/mm ²
ϵ_{ffd} :	0.0115942	-



Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura		
x	$V_{Rm,d}$ [C8.7.1.17]	$V_{R,max}$
6600 (mm)	378.417 (kN)	806.773 (kN)
Contributo resistente offerto dal rinforzo		
	$V_{Rd,f}$	
	144.461 (kN)	
Resistenza a taglio della sezione rinforzata		
	V_{Rd}	
	522.878 (kN)	

Il contributo resistente $V_{Rd,f}$ corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel[$V_{RdGeosteel}0(kN)$] e quello relativo alla rete [$V_{RdRete}144.461(kN)$]

$ V_{Ed} / V_{Rd} :$	0.237551	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1.0]$

A5 G7 <=C`)'

DATI DEI MATERIALI

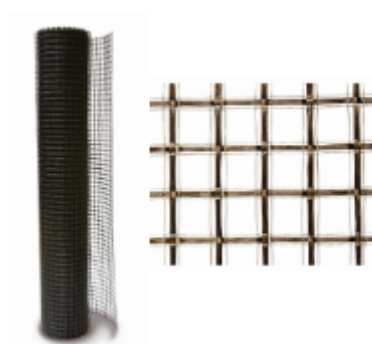
Muratura: Muratura

E:	2040	N/mm ²
ϵ_{m0} :	-0.002	-
ϵ_{mU} :	-0.0035	-
f_{mm} :	-4.575	N/mm ²
f_{hmm} :	-2.2875	N/mm ²
f_{bm} :	-15	N/mm ²
f_{btm} :	1.5	N/mm ²
f_{vm0}/τ_{m0} :	0.25	N/mm ²
w:	18	kN/m ³



Rete per flessione e per taglio: GeoSteel Grid 200

E:	62100	N/mm ²
ϵ_{fk} :	0.0193237	-
f_{fk} :	1200	N/mm ²
t_f :	0.032	mm
Tipo:	GeoSteel GeoCalce F Antisismico	-
Esposizione:	Interna	-
η_a :	0.9	-



MATRICE: GeoSteel GeoCalce F Antisismico

Resistenza a compressione	>15	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	>5	-
Modulo elastico a compressione	9	N/mm ²
Legame di aderenza	>0.8	mm
Resistenza al fuoco	A1	-



DATI SEZIONE

Stato di fatto

Quantità del materiale di supporto [mm ²]	475000
Quantità di acciaio [mm ²]	0

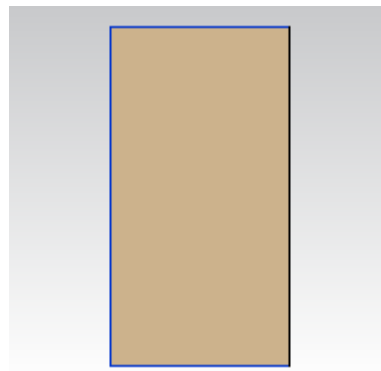
Caratteristiche del rinforzo a flessione

1	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
2	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
3	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-
4	n _{strati}	-	b _f [mm]	-	n _{fasce}	-

Tipologia di avvolgimento -

Tipologia di applicazione -

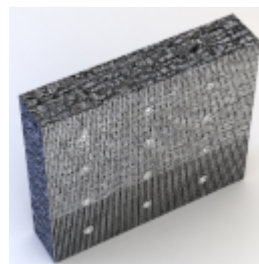
n _{str.}	b _f [mm]	p _f [mm]	β[gradi]
-	-	-	-



Caratteristiche della rete di rinforzo

Tipologia di rete GeoSteel Grid 200

1	n _{strati}	1
2	n _{strati}	1
3	n _{strati}	1
4	n _{strati}	-



SOLLECITAZIONI

	N[kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]	V _x [kN]	V _y [kN]	T[kN*m]
SLU	-112.76	-43.57	1.29	3.17	24.8	-

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

Grandezze meccaniche di progetto

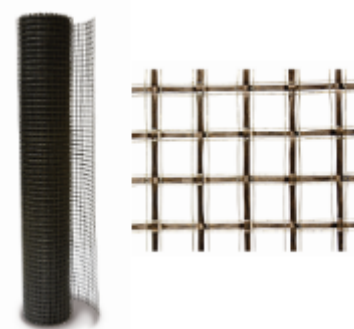
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-



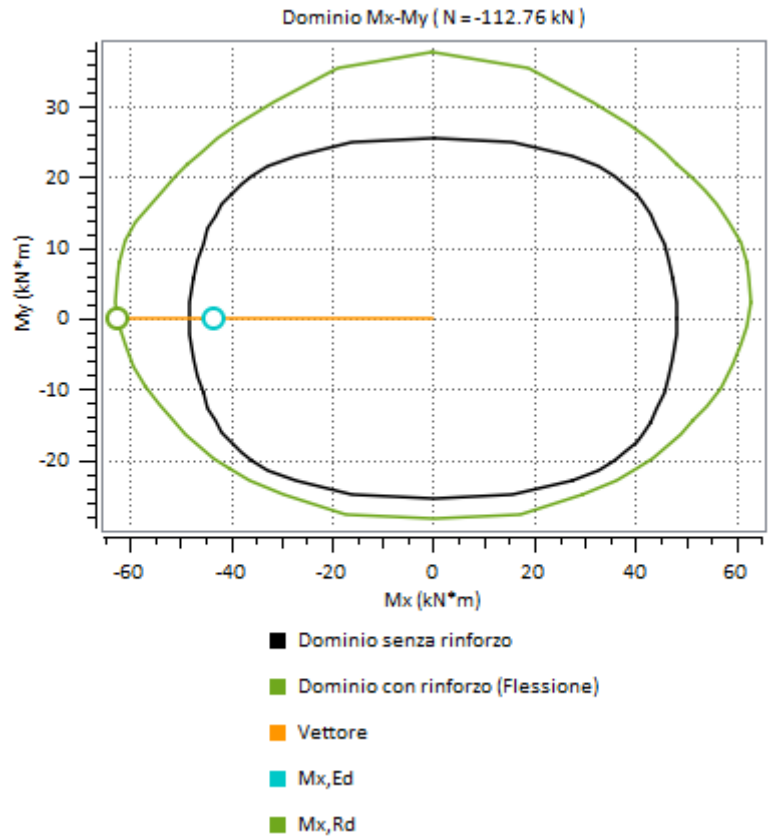
Strengthening Grid(with the highest usage factor):: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
σ_{conv} :	563.76	N/mm ²
$\alpha\sigma_{conv}$:	845.64	N/mm ²
σ_d :	720	N/mm ²
ϵ_{fd} :	0.0115942	-



Presso flessione retta in direzione X (verifica nel piano)
Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$:	-62.3488 (kN*m)
$M_{y,1Rd}$:	0.480058 (kN*m)
β	177 (deg.)
x_c :	175.077 (mm)
ϵ_c :	-0.00254399 (-)
ϵ_s :	0 (-)
ϵ_r :	0.0115942 (-)
σ_c :	-2.2875 (N/mm ²)
σ_s :	0 (N/mm ²)
σ_r :	720 (N/mm ²)



$ M_{Ed} / M_{Rd} $:	0.998301	Rapporto tra il momento agente e il momento resistente(ridotto del 30%):
Esito verifica:	VERIFICATO	$[M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1.0]$

ANALISI MOMENTO CURVATURA

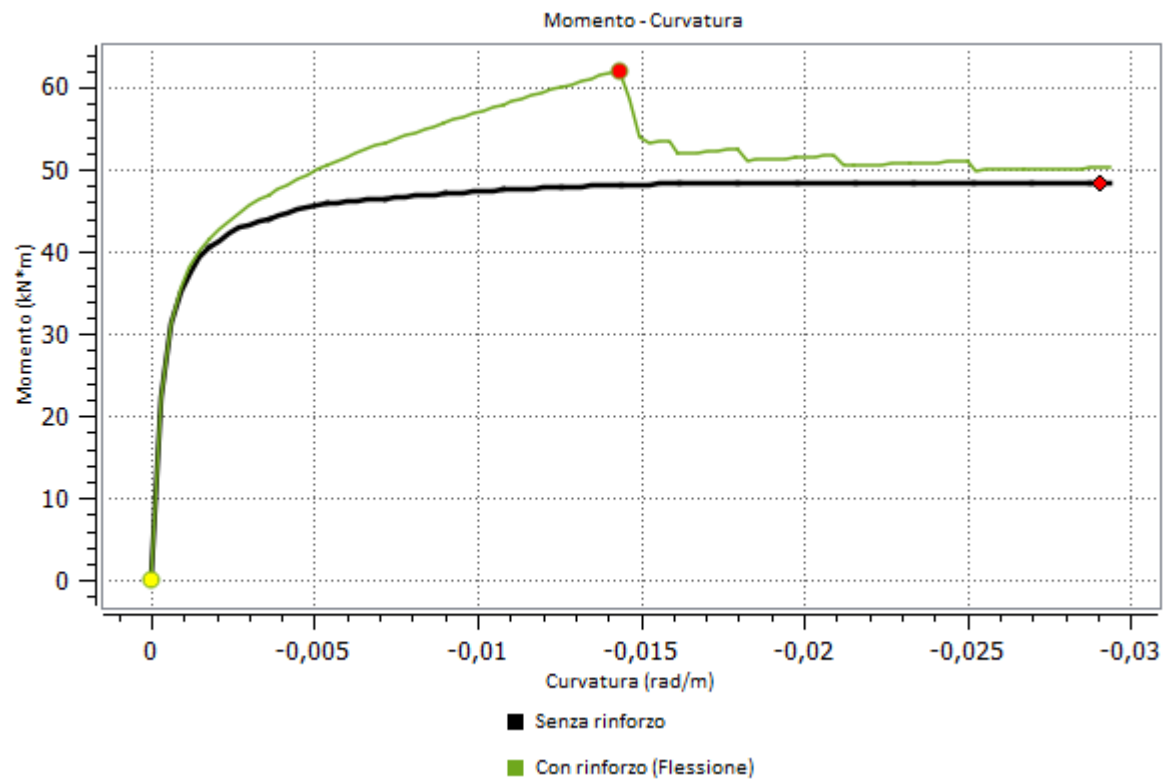


Diagramma interasse M_x - M_y ($N = -112.76 \text{ kN}$)

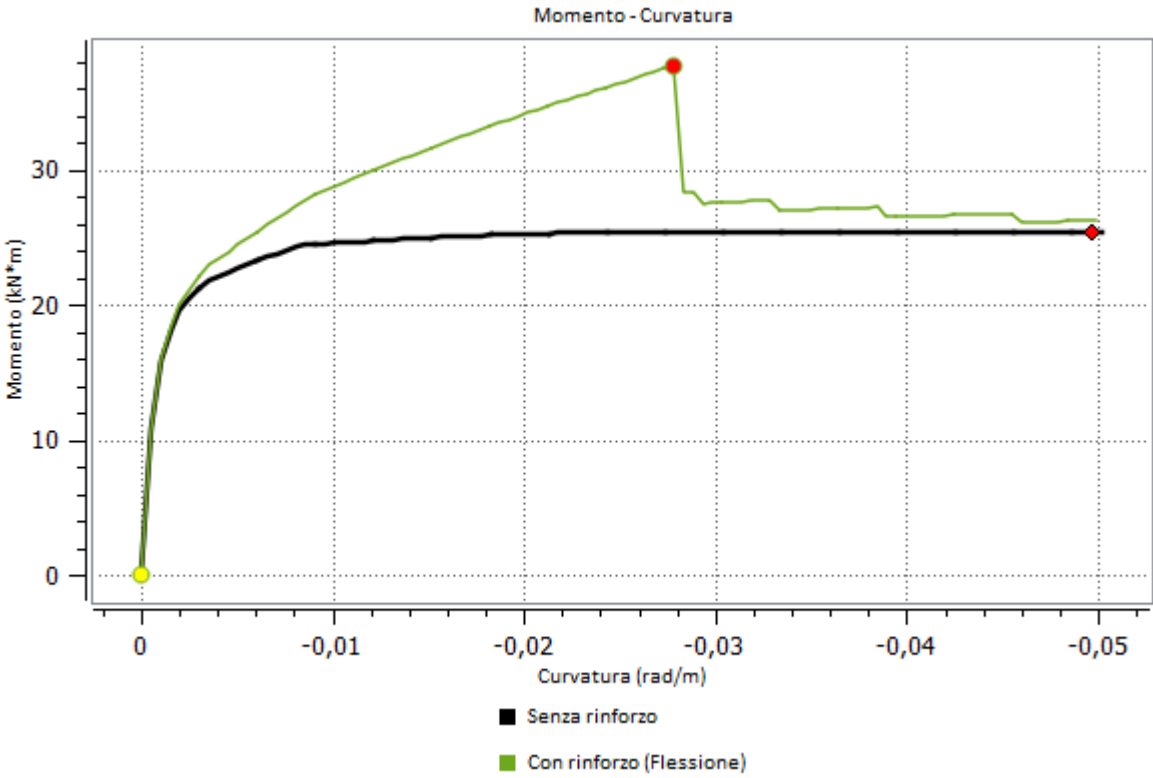
Il diagramma mostra le interazioni tra i momenti flettenti M_x (asse orizzontale) e M_y (asse verticale) in $\text{kN}\cdot\text{m}$. L'asse M_x varia da -60 a 60, mentre l'asse M_y varia da -20 a 30. Sono presenti due curve chiuse: una interna in nero e una esterna in verde. Una linea verticale arancione rappresenta il vettore di momento, che parte da un punto ciano sull'asse M_x (a $M_x \approx 2$) e termina in un punto verde sulla curva esterna (a $M_x = 0$).

Legenda:

- Dominio senza rinforzo
- Dominio con rinforzo (Flessione)
- Vettore
- $M_{y,Ed}$
- $M_{y,Rd}$

6

ANALISI MOMENTO CURVATURA



VERIFICA A TAGLIO (X)

Grandezze meccaniche di progetto

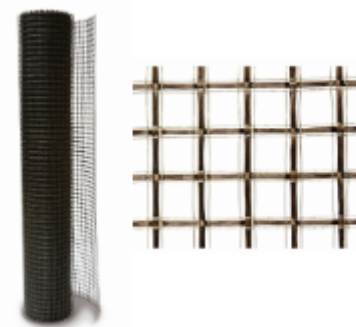
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-

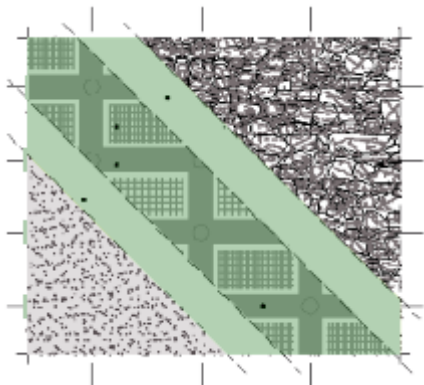


Rete: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
f_{rd} :	720	N/mm ²
ϵ_{ffd} :	0.0115942	-



Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura		
x	$V_{Rm,d}$ [C8.7.1.17]	$V_{R,max}$
500 (mm)	54.0307 (kN)	118.481 (kN)
Contributo resistente offerto dal rinforzo		
	$V_{Rd,f}$	
	10.944 (kN)	
Resistenza a taglio della sezione rinforzata		
	V_{Rd}	
	64.9747 (kN)	

Il contributo resistente $V_{Rd,f}$ corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel[$V_{RdGeosteel}0(kN)$] e quello relativo alla rete [$V_{RdRete}10.944(kN)$]

$ V_{Ed} / V_{Rd} :$	0.0487882	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1.0]$

VERIFICA A TAGLIO (Y)

Grandezze meccaniche di progetto

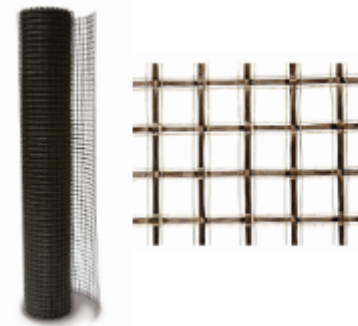
MURATURA: Muratura

γ_m :	2	-
FC:	1	-
f_{md} :	-2.2875	N/mm ²
f_{hmd} :	-1.14375	N/mm ²
f_{bd} :	-7.5	N/mm ²
f_{btd} :	0.75	N/mm ²
f_{vd0}/T_{d0} :	0.125	N/mm ²
ϵ_{mU} :	-0.0035	-

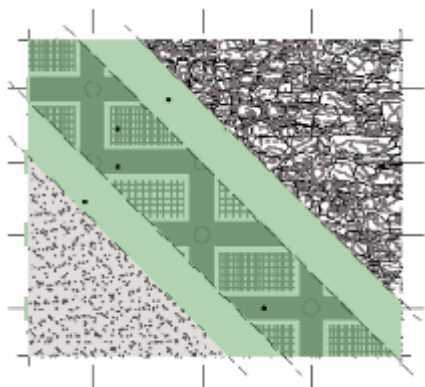


Rete: GeoSteel Grid 200

γ_r :	1.5	-
f_{td} :	720	N/mm ²
f_{rd} :	0	N/mm ²
ϵ_{ffd} :	0	-



Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura		
x	$V_{Rm,d}$ [C8.7.1.17]	$V_{R,max}$
312.236 (mm)	54.0307 (kN)	118.481 (kN)
Contributo resistente offerto dal rinforzo		
$V_{Rd,f}$		
0 (kN)		
Resistenza a taglio della sezione rinforzata		
V_{Rd}		
54.0307 (kN)		

Il contributo resistente $V_{Rd,f}$ corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel [$V_{RdGeosteel}0(kN)$] e quello relativo alla rete [$V_{RdRete}0(kN)$]

$ V_{Ed} / V_{Rd} :$	0.458998	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1.0]$