



PROVINCIA DI RAVENNA
SETTORE LAVORI PUBBLICI
Servizio Manutenzione e Gestione del Patrimonio

**LAVORI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SUCCURSALE DI VIA CAMANGI, 19
DELL' ISTITUTO TECNICO INDUSTRIALE E PROFESSIONALE "L. BUCCI"
DI FAENZA (RA)**



PROGETTO ESECUTIVO

IMPORTO € 3.000.000,00

Presidente: Michele De Pascale	Consigliere delegato Pubblica Istruzione - Edilizia Scolastica - Patrimonio: Maria Luisa Martinez
Dirigente Responsabile del Settore: Ing. Paolo Nobile	Responsabile del Servizio.: Ing. Marco Conti

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:	Ing. Paolo Nobile	firmato digitalmente
PROGETTISTA COORDINATORE:	Ing. Marco Conti	firmato digitalmente
COORD. SICUREZZA PROGETTAZIONE:	Ing. Andrea Fedi	firmato digitalmente
PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI:	Ing. Andrea Fedi	firmato digitalmente

B.F. Progetti Società di ingegneria S.r.l.



INGEGNERIA, ARCHITETTURA E GEOLOGIA
di Ing. Pierluigi Betti, Ing. Andrea Fedi, Ing. Luciano Lambroia,
Ing. Giacomo Martellini, Arch. Rachele Guccini, Arch. Chiara Nostrato,
Geol. Sandro Pulcini
viale Adua 320, 51100 PISTOIA Tel e fax 0573/24323
C.F. e P.IVA 01579540475 e-mail. info@bfprogetti.eu
www.bfprogetti.eu

COLLABORATORI	p.i. Andrea Bezzi Geom. Sara Vergallo Geom. Franco Tocco
---------------	--

Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:
0	EMISSIONE	A.F.	P.N.	P.N.	31/03/2022
1					

TITOLO ELABORATO:

RELAZIONE STRUTTURE

Elaborato num:	Revislone:	Data:	Scala:	Nome file:
3.RS	0	31/03/2022	-

INDICE

1 SOMMARIO	3
2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3 DESCRIZIONE DELL'ORGANISMO STRUTTURALE.....	4
4 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI ADEGUAMENTO SISMICO	6
4.1 Corpo A	6
4.2 Corpo B	7
4.3 Corpo C	7
5 CARATTERISTICHE DELL'OPERA.....	8
5.1 Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento dell'azione sismica (paragrafo 2.4 delle NTC 18).....	8
6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E LIVELLI DI CONOSCENZA	9
6.1 Cemento armato	10
6.1.1 Calcestruzzo.....	10
6.1.2 Acciaio per cemento armato.....	10
6.1.3 Acciaio carpenteria	10
6.2 Fattore di confidenza	10
7 RELAZIONE MATERIALI IMPIEGATI (NUOVI).....	11
7.1 OPERE IN C.A.	11
7.2 OPERE IN ACCIAIO.....	11
7.3 Sistema di rinforzo qualificato costituito da tessuto in fibra di carbonio e resina epossidica - CLASSE 350/2800C da impiegare per il rinforzo dei pilastri e per il rinforzo a flessione delle travi	13
7.4 Resina epossidica per incollaggio piatti metallici al cls necessari per il rinforzo strutturale delle travi	14
8 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE (PARAGRAFO 2.3 E PARAGRAFO 8.3 DELLE NTC 18).....	15
8.1 Criteri di verifica	16
8.1.1 Generalità	16
8.1.2 Requisiti di sicurezza [C8.7.1].....	17
8.2 Obiettivi e metodi	17
9 DEFINIZIONE DELLE AZIONI (PARAGRAFO 3 DELLE NTC 18).....	17
9.1 Carichi permanenti strutturali, non strutturali e accidentali (paragrafo 3.1.2, paragrafo 3.1.3 e paragrafo 3.1.4 delle NTC 18).....	17
9.1.1 Peso proprio della struttura	17
9.1.2 Azioni sui solai.....	18
9.1.3 Carico Tamponature	19
9.1.4 Azione della Folla su Parapetti	19
9.2 Azione della neve (paragrafo 3.4 NTC).....	19
9.3 Azioni sismiche (paragrafo 3.2.3 delle NTC 18).....	20
9.3.1 Definizione dello spettro di risposta elastico.....	21
9.3.2 Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite ultimi.....	21
9.4 Condizioni di carico elementari	21
9.5 Combinazioni delle condizioni di carico elementari	22
CATEGORIA/AZIONE VARIABILE.....	23
10 METODI DI ANALISI	23
10.1 Analisi per azioni non sismiche	23
10.1.1 Analisi elastica (paragrafo 4.1.1.1 delle NTC 18).....	23

10.2 Analisi in presenza di azioni sismiche	24
10.2.1 <i>Regolarità strutturale dell'edificio (paragrafo 7.2.1 NTC)</i>	24
10.2.2 <i>Considerazioni sugli orizzontamenti.....</i>	24
10.2.3 <i>Analisi lineare (strutture esistenti in cemento armato).....</i>	24
10.2.4 <i>Analisi dinamica lineare (risposta in frequenza)</i>	24
10.2.5 <i>Fattore di comportamento e classe di duttilità (paragrafo C8.7.1.2 e paragrafo C8.7.2.4 Circolare delle NTC 18).....</i>	25
10.2.6 <i>Non linearità geometriche</i>	26
10.2.7 <i>Risposta alle diverse componenti.....</i>	26
11 MODELLAZIONE NUMERICA	26
11.1 Criteri di modellazione per le azioni non sismiche	26
11.2 Criteri di modellazione in presenza azioni sismiche (par. 7.2.6 delle NTC18).....	26
11.3 Codici di calcolo.....	27
11.4 Affidabilità dei codici utilizzati.....	27
11.5 Informazione generali sull'elaborazione.....	28
11.5.1 <i>Modalità di input e output</i>	28
11.5.2 <i>Unità di misura.....</i>	29
11.5.3 <i>Sistemi di riferimento.....</i>	29
11.5.4 <i>Vincoli interni ed esterni.....</i>	29
11.5.5 <i>Elementi finiti</i>	29
11.6 Sintesi dei risultati	30
11.6.1 <i>Risultati dell'analisi modale.....</i>	30
12 VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI (STR)	32
12.1 Verifiche per SLU e SLV	32
12.1.1 <i>Criteri di verifica</i>	32
12.1.2 <i>Resistenza di calcolo del calcestruzzo.....</i>	32
12.1.3 <i>Resistenza di calcolo dell'acciaio</i>	33
12.1.4 <i>Verifica a presso flessione</i>	34
12.1.5 <i>Verifica a taglio di elementi sprovvisti di armature trasversali apposite</i>	34
12.1.6 <i>Verifica a taglio di elementi provvisti di armature trasversali.....</i>	35
12.2 Verifiche per SLO.....	36
12.2.1 <i>Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali.....</i>	36
12.3 VERIFICHE Corpo A e B	37
12.3.1 <i>Verifica Travi e Pilastri in c.a.</i>	37
12.3.2 <i>Verifica Pareti in C.A.</i>	41
12.3.3 <i>Verifica Fondazioni in C.A.</i>	42
12.3.4 <i>Verifica Solai in Laterocemento.....</i>	42
12.3.5 <i>Verifiche Strutture in Acciaio.....</i>	45
12.3.6 <i>Verifiche Strutture in Acciaio Nuova Scala di Sicurezza</i>	45
12.4 VERIFICHE Corpo C	67
12.4.1 <i>Verifica Travi e Pilastri in C.A.</i>	67
12.4.2 <i>Verifica Pareti in C.A.</i>	70
12.4.3 <i>Verifica Fondazioni in C.A.</i>	70
12.4.4 <i>Verifica Solai in Laterocemento.....</i>	70
12.4.5 <i>Verifiche Strutture in Acciaio.....</i>	72
13 VERIFICHE DI SICUREZZA GEOTECNICHE (GEO).....	72
13.1 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI	73
13.1.1 <i>CORPO A e B.....</i>	73
13.1.2 <i>CORPO C</i>	75
14 APPENDICE 1 – OUTPUT GRAFICI DEL MODELLO FEM.....	76

1 SOMMARIO

La presente relazione si pone come obiettivo quello di studiare mediante analisi numeriche le singole unità strutturali che attualmente costituiscono il complesso immobiliare ad uso scolastico di via Camangi denominato "L. BUCCI" situato in Faenza (RA); quanto sopra con l'obiettivo di perseguire un adeguamento sismico dell'immobile ai sensi dell'attuali Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. Infrastrutture 17.01.2018.

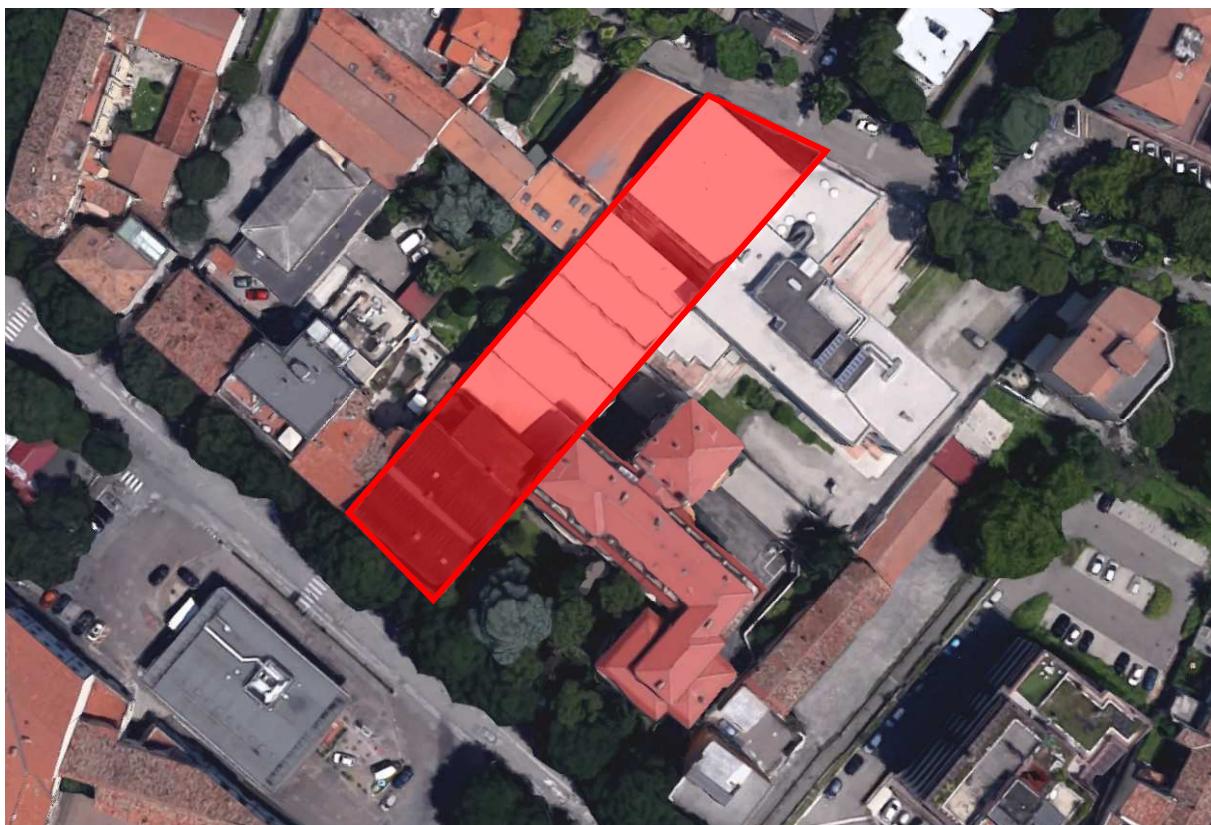


Figura 1: inquadramento planimetrico

Nel seguito pertanto saranno illustrate le ipotesi generali poste alla base del calcolo di verifica, i metodi di analisi adottati, le modellazioni strutturali effettuate ed una definitiva sintesi dei risultati ottenuti ai fini della del raggiungimento dell'adeguamento sismico.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per l'edificio in oggetto faremo riferimento alle seguenti prescrizioni:

- Legge 05/11/1971 n.1086 – "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso, ed a struttura metallica";
- Legge 02/02/1974 n.64 – "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. 17/01/2018 – "Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni";
- C.M. 21/01/2019 n. 7 – "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

- Altri riferimenti tecnici

Per quanto non diversamente specificato nel D.M. 17/01/2018, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le prescrizioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Norma per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati, che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss.mm.ii.;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

Le verifiche di sicurezza sono state condotte adottando il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

3 DESCRIZIONE DELL'ORGANISMO STRUTTURALE

Il complesso edilizio oggetto di adeguamento sismico, come illustrato nella figura sottostante, è suddivisibile in 3 corpi di fabbrica realizzati in epoche successive e con differenti modalità costruttive (muratura, telai in cemento armato, misto muratura-cemento armato).

Si sono individuate 3 unità strutturalmente omogenee, tuttavia in continuità strutturale.

Le tre unità strutturali sopra dette saranno identificate nel seguito con le sigle:

- | | | |
|---|----------------|--|
| - | Corpo A | (telaio c.a. con murature in mattoni interne) |
| - | Corpo B | (c.a. e copertura in acciaio) |
| - | Corpo C | (mista muratura e c.a.) |

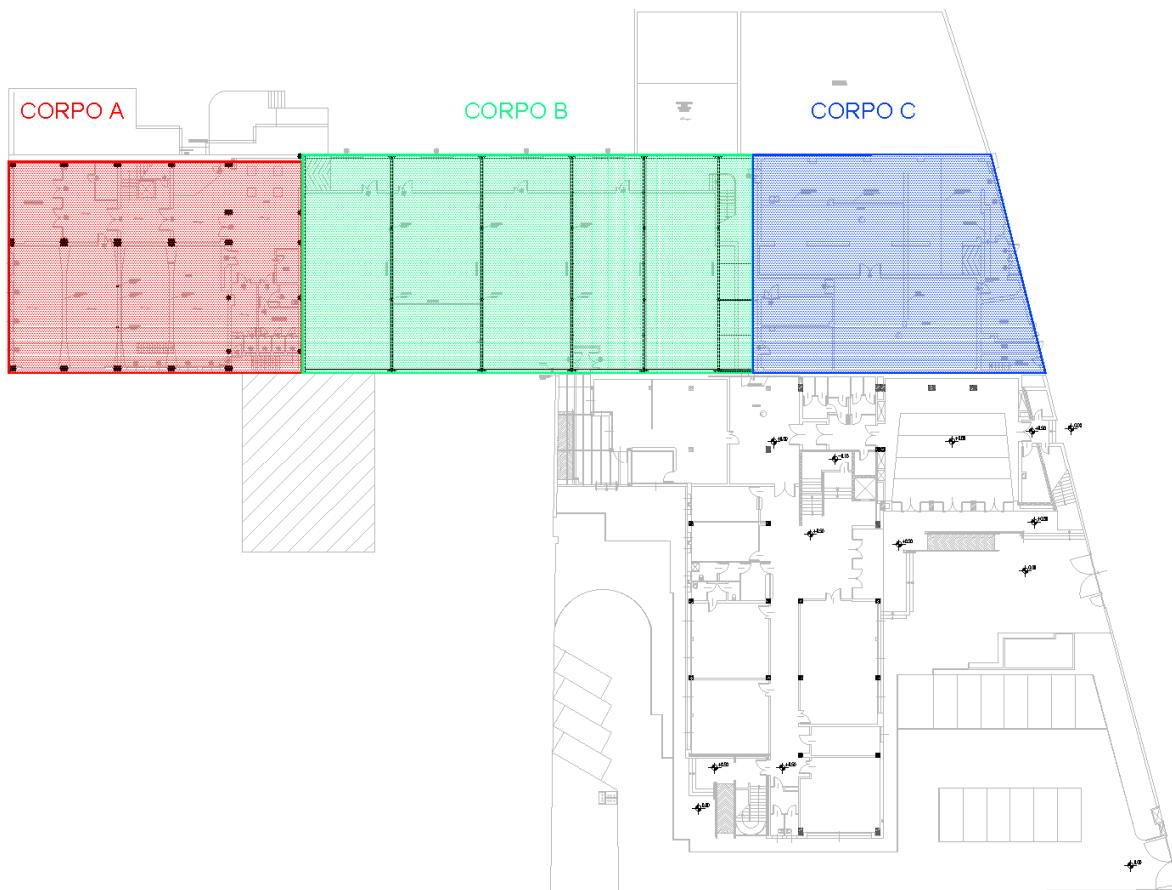


Figura 2 - Planimetria ed unità strutturali

Si precisa che il **Corpo A** ed il **Corpo B** sono state analizzate come unico corpo di fabbrica in considerazione di collegamento presente.

Corpo A

Il corpo di fabbrica risulta costituito da quattro piani fuori terra oltre seminterrato, con altezze di interpiano variabili; l'unità strutturale presenta dimensioni in pianta inscrivibili in un rettangolo di circa 27.00 x 20.00 m ed è costituita da telai in c.a. con presenza di murature in mattoni pieni di tamponamento.

Le informazioni reperite mediante indagini sul sistema di fondazione e da saggi esplorativi sembrerebbero evidenziare un'assenza di collegamento tra le fondazioni.

I solai di piano sono caratterizzati prevalentemente da impalcati in laterocemento di altezza pari a 20+4 cm e la copertura, a doppia volta (fatta eccezione per una minima porzione ad andamento piano, risulta sempre in laterocemento.

Corpo B

Il corpo di fabbrica in esame risulta costituito da un unico piano fuori terra con altezza interna media pari a 5.60 m e dimensioni in pianta pari a circa 42.00x20.00 m. Il corpo di fabbrica presenta telai in c.a. con pilastri 30x50 cm laterali posti a sostegno di 5 capriate in acciaio trasversali composte da:

- corrente inferiore in UPN 160
- corrente superiore in angolari accoppiati 2 x 65x130x10
- montanti in IPE 160
- diagonali in angolari accoppiati 2 x 60x60x5 mm ad eccezione del diagonale di

estremità che misura 2 x 70x70x6 mm.

La copertura è a shed, composta da arcarecci longitudinali IPE 240 e IPE 200 e controventi in angolare 45x3 mm con chiusura superiore in pannelli sandwich.

A livello fondazionale si è rilevata la presenza di travi di fondazione collegate tramite platea in c.a. superficiale.

Si ricorda che il corpo di fabbrica in esame risulta collegato al Corpo A.

Corpo C

Il corpo di fabbrica risulta costituito da due piani fuori terra oltre una piccola porzione in seminterrato, con altezze di interpiano variabili; l'unità strutturale presenta forma trapezoidale di dimensioni in pianta inscrivibile in un rettangolo di circa 27.50 x 20.00 m e presenta paramenti esterni in muratura di mattoni pieni. Il fabbricato ospita laboratori al piano terreno e la palestra al piano primo.

I solai del piano primo sono caratterizzati prevalentemente da impalcati in laterocemento di altezza paria 20+4 cm mentre la copertura è a volta con impalcato del tipo "BISAP" in laterocemento.

4 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI ADEGUAMENTO SISMICO

Lo studio di adeguamento sismico è stato affrontato considerando il Corpo A ed il Corpo B collegati mentre il Corpo C è stato considerato indipendente a fronte di un opportuno intervento che lo scollega dal B.

4.1 Corpo A

Al fine del conseguimento dell'adeguamento sismico del fabbricato per il corpo di fabbrica in esame sono stati ipotizzati i seguenti interventi:

- Realizzazione a livello del piano terra di platea in c.a. dello spessore di 50 cm a collegamento di tutte le fondazioni (**intervento A1**).
- Placcaggio di alcune murature in mattoni presenti all'interno dei telai in c.a. mediante inserimento di doppia parete dello spessore di 10 cm armate e opportunamente collegate trasversalmente e alle strutture esistenti.
A livello di modello di calcolo, tale assunzione è stata rappresentata mediante l'inserimento di parete in c.a. dello spessore di 20 cm (**intervento A2**).
- Rinforzo a flessione e/o a taglio degli elementi vulnerabili (pilastri o travi) tramite applicazione di materiali compositi (CFRP), profili/piastre metalliche e ringrosso della sezione in c.a. (**intervento A3**).
- Realizzazione di nuova scala di sicurezza in acciaio ad integrazione delle vie di esodo esistenti. La scala sarà posizionata sull'angolo del fabbricato in corrispondenza del corridoio di collegamento con il Corpo B e avrà partenza dal piano terreno e servirà tutti i piani in elevazione. Al piano seminterrato verrà realizzata nuova platea di fondazione da cui partiranno nuove pareti in c.a. sulle quali verranno ancorati i pilastri in acciaio della scala. (**intervento A4**).

4.2 Corpo B

Al fine del conseguimento dell'adeguamento sismico del fabbricato per in corpo di fabbrica in esame sono stati ipotizzati i seguenti interventi:

- Collegamento pilastri HEA180, inglobati nelle 3 pareti di separazione tra i laboratori in corrispondenza delle capriate in acciaio, e il corrente inferiore delle capriate con messa in opera di UNP 200 di collegamento tra i pilastri (**intervento B1**).
- Realizzazione di un nuovo portale in HEA180 e relativa fondazione in c.a. a sostegno di porzione di copertura che sarà scollegata dal corpo C (**intervento B2**).
- Rinforzo degli arcarecci IPE 200 e IPE 240 mediante inserimento di profili L45x4 sulle reticolari presenti al fine di ridurre la lunghezza di inflessione e quindi migliorare le verifiche di stabilità (**intervento B3**).
- Rinforzo dei montanti IPE160 posti in appoggio della capriata mediante collegamento di Scatolare 100x50x6 mm sul lato interno (**intervento B4**).
- Rinforzo di una porzione di corrente superiore capriata in angolari accoppiati 65x130x10 mediante saldatura di piatto con lo scopo di formare una sezione chiusa e quindi resistente all'instabilità (**intervento B5**).
- Rinforzo degli arcarecci IPE200 mediante 2 UNP100 in affiancamento (**intervento B6**).

4.3 Corpo C

Al fine del conseguimento dell'adeguamento sismico del fabbricato per in corpo di fabbrica in esame sono stati ipotizzati i seguenti interventi:

- Realizzazione a livello del piano terra di platea in c.a. dello spessore di 50 cm a collegamento di tutte le fondazioni (**intervento C1**).
- Placcaggio di alcune murature in mattoni mediante inserimento di doppia parete dello spessore di 10 cm armate e opportunamente collegate trasversalmente.
A livello di modello di calcolo, tale assunzione è stata rappresentata mediante l'inserimento di parete in c.a. dello spessore di 20 cm (**intervento C2**).
- Realizzazione di nuove pareti in c.a. di sp. 35 cm collegate opportunamente alle strutture esistenti al fine di assorbire interamente l'azione sismica. (**intervento C3**).
- Rinforzo a taglio degli elementi di n. 2 travi di facciata al P1 tramite ringrosso della sezione in c.a (**intervento C4**).

5 CARATTERISTICHE DELL'OPERA

5.1 Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento dell'azione sismica (paragrafo 2.4 delle NTC 18)

La Vita Nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La Vita Nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella sottostante Tab. 1:

Tab. 1- Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Valori Minimi di V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva1	10
2	Costruzioni con livelli di prestazione ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazione elevati	100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in Classi d'uso così definite:

Tab. 2- Classificazione delle costruzioni

CLASSI D'USO	
Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso

CLASSI D'USO	
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la Vita Nominale V_N per il Coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del Coefficiente d'Uso C_U è definito, al variare della Classe d'uso, come mostrato in Tab. 3.

Tab. 3- Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSI D'U.S.O	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Nel caso specifico si sono assunte le seguenti ipotesi:

Parametro	Valore
Classe d'uso	III
Vita nominale V_N	50 anni
Coefficiente d'uso C_U	1.5
Periodo di riferimento per l'azione sismica, $V_R = V_N \times C_U$	75 anni

6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E LIVELLI DI CONOSCENZA

Con riferimento alla campagna di prove sperimentali effettuate dal Laboratorio Geotecnologico Emiliano s.r.l. e riportate in allegato, si riassumono a seguire i valori assunti

per la caratterizzazione dei materiali che compongono le varie Unità Strutturali, nonché i relativi livelli di conoscenza e fattori di confidenza.

6.1 Cemento armato

6.1.1 Calcestruzzo

Corpo A e B

$$f_{cm} = 15.6 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 1.16 \text{ MPa}$$

resistenza cilindrica media a compressione del cls
resistenza media a trazione del calcestruzzo

Corpo C

$$f_{cm} = 17.8 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 1.37 \text{ MPa}$$

resistenza cilindrica media a compressione del cls
resistenza media a trazione del calcestruzzo

6.1.2 Acciaio per cemento armato

Corpo A e B

$$f_{ym} = 392.3 \text{ MPa}$$

tensione media di snervamento dell'acciaio

Corpo C

$$f_{ym} = 484.1 \text{ MPa}$$

tensione media di snervamento dell'acciaio

6.1.3 Acciaio carpenteria

Corpo A, B e C

$$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$$

tensione media di snervamento dell'acciaio

6.2 Fattore di confidenza

Tab. 4 – Livello di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile

Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Livello di conoscenza
<i>Nota dal rilievo e documentazione disponibile</i>	<i>verifiche in situ limitate</i> <i>Noti da disegni verifiche estese in situ con scassi e utilizzo di pacometro</i>	<i>Nota da limitate indagini in situ</i>	LC1

In base a quanto sopra si assume di aver raggiunto un livello globale di conoscenza pari a **LC1**, che corrisponde ad un fattore di confidenza (FC) pari a **1,35**.

Relativamente all'acciaio da carpenteria per il Corpo A e B, in considerazione delle prove di laboratorio eseguite e dei valori riscontrati in relazione di calcolo, si ritiene ragionevole poter considerare un LC3.

7 RELAZIONE MATERIALI IMPIEGATI (NUOVI)

7.1 OPERE IN C.A.

Prescrizioni per gli ingredienti utilizzati per il confezionamento del conglomerato:

- 1) Acqua di impasto conforme alla UNI-EN 1008;
- 2) Additivo superfluidificante conforme ai prospetti 3.1 e 3.2 o superfluidificante ritardante conforme ai prospetti 11.1 e 11.2 della norma UNI-EN 934-2;
- 3) Additivo ritardante (eventuale solo per getti in climi molto caldi) conforme al prospetto 2 della UNI-EN 934-2;
- 4) Aggregati provvisti di marcatura CE conformi alle norme UNI-EN 12620 e 8520-2. Assenza di minerali nocivi o potenzialmente reattivi agli alcali (UNI-EN 932-3 e UNI 8520-2) o in alternativa aggregati con espansioni su prismi di malta, valutate con la prova accelerata e/o con la prova a lungo termine in accordo alla metodologia prevista dalla UNI 8520-22, inferiori ai valori massimi riportati nel prospetto 6 della UNI 8520 parte 2;
- 5) Cemento conforme alla norma UNI-EN 197-1;
- 6) Ceneri volanti e fumi di silice conformi rispettivamente alla norma UNI-EN 450 e UNI-EN 13263 parte 1 e 2.

Prescrizioni per il calcestruzzo:

- 1) Calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
- 2) Classe di esposizione ambientale: XC2 (platea di fondazione) e XC1 (pareti);
- 3) Rapporto a/c max: 0.60;
- 4) Classe di resistenza a compressione minima: C25/30 (Platea e pareti Corpo C) e C32/40 (Pareti Corpo A);
- 5) Dosaggio minimo di cemento: 300 kg/mc (Platea e pareti Corpo C) e 340 kg/mc (Platea e pareti Corpo C);
- 6) Diametro massimo dell'aggregato: 20 mm;
- 7) Classe di consistenza al getto S4.

Prescrizioni per la struttura:

- 1) Coprifero minimo: 35 mm (platea di fondazione) e 30 mm (pareti);
- 2) Acciaio B450C conforme al D.M. 17/01/2018.

Il magrone dovrà avere resistenza $R_{ck} \geq 15$ N/mm². Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui alle Norme Tecniche Vigenti emanate la Ministero dei Lavori Pubblici.

7.2 OPERE IN ACCIAIO

Prescrizioni per acciaio da carpenteria:

- 1) Acciaio tipo S 275

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 355$	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 510$	N/mm ²
Modulo elastico	$E = 210000$	N/mm ²
Modulo di elasticità trasversale	$G = 80769$	N/mm ²

Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ C}^{\circ -1}$
Densità	$\rho = 7850 \text{ kg/mc}$

2) Acciaio tipo S 355 (profilati consolidamento travi corpo A)

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 355 \text{ N/mmq}$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 510 \text{ N/mmq}$
Modulo elastico	$E = 210000 \text{ N/mmq}$
Modulo di elasticità trasversale	$G = 80769 \text{ N/mmq}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ C}^{\circ -1}$
Densità	$\rho = 7850 \text{ kg/mc}$

Prescrizioni per le saldature:

Saldature a cordone d'angolo.

Il progetto prevede saldature delle strutture principali effettuate in officina e in opera con saldatrice elettrica a filo continuo; la saldatura a cordone d'angolo dovrà presentare una classe caratterizzata da ragionevole assenza di difetti interni e da assenza di incrinature interne o da cricche da strappo sui lembi dei cordoni. I lembi al momento della saldatura dovranno essere regolari, lisci, esenti da incrostazioni, ruggine, scaglie, grassi, vernici, irregolarità locali da umidità. I cordoni si dovranno presentare regolari e qualsiasi ripresa dovrà preventivamente richiedere l'asportazione del materiale d'apporto difettoso.

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2010.

Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiore a quelle del materiale di base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la norma UNI EN ISO 9692-1:2013

Prescrizioni per le bullonature:

Bulloni ad alta resistenza: Viti classe 8.8 – Dadi classe 8

Bulloni con caratteristiche dimensionali conformi alle norme UNI EN ISO 4016:2011, con viti appartenenti alla classe 8.8 e dadi di classe 8, così come indicato nella norma UNI EN ISO 898-1:2013.

Tensione di snervamento	$f_{yb} = 649 \text{ N/mmq}$
Tensione di rottura	$f_{tb} = 800 \text{ N/mmq}$

7.3 Sistema di rinforzo qualificato costituito da tessuto in fibra di carbonio e resina epossidica - CLASSE 350/2800C da impiegare per il rinforzo dei pilastri e per il rinforzo a flessione delle travi

Si impiega un sistema qualificato che prevede CVT costituito da tessuto unidirezionale in fibra di carbonio ad alto modulo avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

CLASSE 350/2800C

Valori tabellari

Modulo elastico a trazione nella direzione delle fibre	350 GP_a
Resistenza a trazione nella direzione delle fibre	2.800 MP_a

Caratteristiche geometriche e fisiche

Proprietà	Valore	Normativa di riferimento
Densità delle fibre, ρ_{fib} [g/cm ³]	~ 1,77 g/cm ³	ISO 1183-1
Massa del tessuto per unità di area, p_x [g/m ²]	400 g/m ²	ISO 3374
Densità della resina, ρ_m [g/cm ³]	~ 1,30 g/cm ³	ISO 1675
Area equivalente, A_{eq} [mm ² /m]	225 mm ² /m	
Spessore equivalente, t_{eq} [mm]	0,225 mm	
Frazione in peso delle fibre nel composito	40%	
Frazione in volume delle fibre nel composito	30%	
Temperatura di transizione vetrosa della resina, T_g [°C]	+58°C	EN 12614

I connettori da utilizzare per bloccare la delaminazione di estremità del tessuto devono essere realizzati utilizzando il tessuto di classe 350/2800 con le caratteristiche precedentemente riportate in tabella.

Il sistema impiegato deve possedere CERTIFICATO DI IDONEITÀ TECNICA all'impiego ai sensi del Cap.11, punto 11.1 lett. c) del D.M. 14.1.2008, poi confluito nel CERTIFICATO DI VALUTAZIONE TECNICA ai sensi del Cap.11, punto 11.1 lett. c) del D.M. 17.1.2018.

7.4 Resina epossidica per incollaggio piatti metallici al cls necessari per il rinforzo strutturale delle travi

Si considera l'utilizzo di resina specifica per placcaggi metallici avente le seguenti caratteristiche meccaniche.

INFORMAZIONI DI PRODOTTO						
Base chimica	Resina epossidica					
Imballaggio	6 kg (A+B)	Confezioni predosate Pallet da 90 latte				
Imballaggio industriale non predosato (pallet da 14 latte):						
Componente A	Latte da 30 kg					
Componente B	Latte da 10 kg					
Colore	Componente A: bianco Co Componenti A+B miscelati: grigio chiaro					
Durata di conservazione	24 mesi dalla data di produzione					
Condizioni di immagazzinamento	Conservare Sikadur®-30 negli imballi originali non aperti né danneggiati, all'asciutto e a temperature tra +5°C e +30°C. Proteggere da insolazione diretta.					
Densità	1.65 kg/l ±0.1 kg/l (componenti A+B miscelati) (a +23 °C)					
INFORMAZIONI TECNICHE						
Resistenza a compressione	Tempo di indurimento	Temperatura di indurimento	(EN 196)			
	+ 10 °C	+ 35 °C				
12 ore	-	~85 N/mm²				
1 giorno	~55 N/mm²	~90 N/mm²				
3 giorni	~70 N/mm²	~90 N/mm²				
7 giorni	~75 N/mm²	~90 N/mm²				
Modulo di elasticità a compressione	~9600 N/mm² (a +23 °C)					
Resistenza a trazione	Tempo di indurimento	Temperatura di indurimento	(DIN EN ISO 527-3)			
	+15°C	+35°C				
1 giorno	~20 N/mm²	~26 N/mm²				
3 giorni	~23 N/mm²	~27 N/mm²				
7 giorni	~26 N/mm²	~29 N/mm²				
Modulo di elasticità a trazione	~11200 N/mm² (+23 °C)					
Resistenza al taglio	Tempo di indurimento	Temperatura di indurimento	(FIP 5.15)			
	+15 °C	+23 °C				
1 giorno	~4 N/mm²	-				
3 giorni	~15 N/mm²	-				
7 giorni	~16 N/mm²	18 N/mm²				
	(1)	~18 N/mm²				
Rottura del calcestruzzo (~15 N/mm²) (⁽¹⁾ DIN EN ISO 4624)						
Ritiro	0.04 % (FIP: Fédération Internationale de la Précontrainte)					
Adesione per trazione	Tempo di indurimento	Substrato	Temper. di indurimento	Resist. di adesione (EN ISO 4624, EN 1542, EN 12188)		
	7 giorni	Calcestruzzo asciutto	+23°C	>4 N/mm² *		
	7 giorni	Acciaio	+23°C	> 21 N/mm²		
	* 100% rottura del calcestruzzo					
Coefficiente di dilatazione termica	2.5 x 10⁻⁵ per °C (Intervallo di temperatura: da -20 °C a +40 °C)					

8 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE (PARAGRAFO 2.3 E PARAGRAFO 8.3 DELLE NTC 18)

In accordo con quanto indicato al paragrafo 2.3 delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17/01/2018, per la valutazione della sicurezza della costruzione si adotta il “metodo semiprobabilistico agli stati limite”, in cui la sicurezza strutturale viene verificata tramite il confronto tra la resistenza e l’effetto delle azioni agenti.

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall’equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5 % della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l’espressione: $X_d = X_k/\gamma_M$, essendo γ_M il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l’espressione:

$$F_d = \gamma_F F_k$$

essendo γ_F il fattore parziale relativo alle azioni.

Nel caso di concomitanza di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione $\Psi_0 F_k$, ove $\Psi_0 \leq 1$ è un opportuno coefficiente di combinazione, che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

Per grandezze caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10, oppure per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare i valori nominali, coincidenti con i valori medi.

I valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei materiali sono definiti nel Capitolo 11. Per la sicurezza delle opere e dei sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel paragrafo 6.2.2.

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell’effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$C_d \geq E_d$$

8.1 Criteri di verifica

Le opere strutturali devono essere verificate per gli stati limite ultimi che possono presentarsi in conseguenza delle diverse combinazioni delle azioni.

8.1.1 Generalità

Si definisce *stato limite (SL)* uno stato superato il quale la struttura (o uno dei suoi elementi costitutivi) non è più in grado di soddisfare i requisiti richiesti dalla sua destinazione d'uso (secondo gli standard della nuova normativa sismica).

In presenza di sisma si considerano gli stati limite definiti di seguito.

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

A seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo – SLV)

A seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

Stato limite di Danno (stato limite di servizio – SLD)

A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Stato Limite di Operatività (stato limite di servizio – SLO)

A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.

Gli specifici stati limite da sottoporre a verifica sono indicati dalla vigente normativa in considerazione del tipo di struttura e dei materiali in esame.

Come specificato al punto 8.3 delle NTC 2018, la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti possono essere eseguiti con riferimento ai soli SLU (salvo per costruzioni in classe d'uso IV; le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC)).

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

8.1.2 Requisiti di sicurezza [C8.7.1]

Si assume, in accordo con la Normativa, che il soddisfacimento della verifica allo Stato limite di salvaguardia della Vita (SLV) implichi anche il soddisfacimento della verifica allo Stato Limite di Collasso (SLC).

Per i nuovi elementi in c.a. verranno effettuate anche le verifiche agli SLE

8.2 Obiettivi e metodi

La valutazione del livello di sicurezza dell'edificio esistente in oggetto, è stata eseguita operando un calcolo strutturale, attraverso un procedimento quantitativo, e verificando se la costruzione nello stato di progetto risulta in grado o meno di resistere alle azioni cui è, o potrà essere, sottoposta durante la sua vita utile.

A tale proposito il calcolo è stato condotto attraverso le seguenti fasi:

1) schematizzazione del problema strutturale:

- definizione delle azioni agenti sulla costruzione, ivi compresa quella sismica, in considerazione della destinazione d'uso, delle esigenze funzionali, dell'ubicazione geografica, della zonizzazione sismica, della tipologia del suolo di fondazione, delle esigenze del Committente etc.;
- definizione degli stati limite da sottoporre a verifica.

2) definizione dei modelli di calcolo:

- modellazione della struttura, delle condizioni al contorno e dei materiali;
- modellazione delle azioni agenti mediante combinazioni di carico.

3) analisi del modello col metodo degli elementi finiti:

- analisi elastica lineare per azioni non sismiche;
- analisi dinamica lineare con spettro di risposta in presenza di azioni sismiche (c.a.);

4) controllo dei risultati e verifiche di resistenza

9 DEFINIZIONE DELLE AZIONI (PARAGRAFO 3 DELLE NTC 18)

9.1 Carichi permanenti strutturali, non strutturali e accidentali (paragrafo 3.1.2, paragrafo 3.1.3 e paragrafo 3.1.4 delle NTC 18)

9.1.1 Peso proprio della struttura

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei materiali vengono assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati sotto:

- 2200 kg/m³ peso di volume per il calcestruzzo armato esistente;

- 2500 kg/m ³	peso di volume per il calcestruzzo armato;
- 7850 kg/m ³	peso di volume per l'acciaio

9.1.2 Azioni sui solai

Si riportano a seguire le analisi dei carichi assunte per la caratterizzazione dei solai delle singole Unità Strutturali (carichi permanenti per pesi propri e portati e carichi accidentali):

Corpo A+B

- Platea in c.a. (P. T.):

peso proprio platea sp. 50 cm:	1250 kg/m ²
permanenti portati:	300 kg/m ²
accidentale (Cat. C1):	300 kg/m ²

- solaio Tipo 1 - Laterocemento (P. Tipo):

peso proprio solaio:	300 kg/m ²
permanenti portati:	200 kg/m ²
accidentale (Cat. C1):	300 kg/m ²

- solaio Tipo 2 – Volta Laterocemento (P. Copertura):

peso proprio solaio:	200 kg/m ²
permanenti portati:	40 kg/m ²
accidentale (Neve):	120 kg/m ²

- solaio Tipo 3 – Volta Laterocemento (P. Copertura):

peso proprio solaio:	300 kg/m ²
permanenti portati:	100 kg/m ²
accidentale (Neve):	120 kg/m ²

- solaio Tipo 4 – P. Sandwich (P. Copertura):

peso proprio solaio:	20 kg/m ²
permanenti portati:	20 kg/m ²
accidentale (Neve):	120 kg/m ²

- solaio Tipo 5 – Grigliato Elettroforgiato (Nuova scala di sicurezza):

peso proprio solaio:	0 kg/m ²
permanenti portati:	50 kg/m ²
accidentale (Cat. C1):	400 kg/m ²
accidentale (Neve):	120 kg/m ²

Corpo C

- Platea in c.a. (P. T.):

peso proprio platea sp. 50 cm:	1250 kg/m ²
permanenti portati:	300 kg/m ²
accidentale (Cat. C1):	300 kg/m ²

- solaio Tipo 1 - Laterocemento (P+1):

peso proprio solaio:	300 kg/m ²
permanenti portati:	150 kg/m ²
accidentale (Cat. C5):	500 kg/m ²

- solaio Tipo 2 – Scala+Copertura (P+1):

peso proprio solaio:	300 kg/m ²
permanenti portati:	100 kg/m ²
accidentale (Cat. C5):	500 kg/m ²

- solaio Tipo 3 – Volta Laterocemento (P. Copertura):

peso proprio solaio:	200 kg/m ²
permanenti portati:	40 kg/m ²
accidentale (Neve):	120 kg/m ²

- solaio Tipo 4 – Laterocemento (P. Copertura):

peso proprio solaio:	200 kg/m ²
permanenti portati:	40 kg/m ²
accidentale (Neve):	120 kg/m ²

9.1.3 Carico Tamponature

Per le tamponature perimetrali è stato considerato un carico permanente non strutturale pari a **350** kg/m².

9.1.4 Azione della Folla su Parapetti

Tale azione viene quantificata considerando che i parapetti della nuova scala dovranno resistere ad una spinta orizzontale pari a **200 kg/m** assimilando il contesto alla Categoria C1 "Scale comuni, balconi e ballatoi di Scuola" (Tabella 3.1.II).

Si precisa che come stabilito al 3.1.4.3 ntc18, i carichi variabili orizzontali (lineari) indicati in Tabella 3.1.II ntc18, devono essere utilizzati per verifiche locali e non si sommano ai carichi utilizzati nelle verifiche della struttura nel suo insieme

$$H_k = 200 \text{ kg/m}$$

azione orizzontale applicata sul corrimano

9.2 Azione della neve (paragrafo 3.4 NTC)

Carico neve sulla copertura	$\Rightarrow q_s = \mu_i \cdot q_{sk}$
Quota sul livello del mare	$\Rightarrow a_s = 35 \text{ m} \quad a_s < 200 \text{ m}$
Carico neve al suolo (zona I Mediterranea)	$\Rightarrow q_{sk} = 150 \text{ kg/mq}$
Coefficiente di forma	$\Rightarrow \mu_1 = 0.8 \quad (0^\circ < \alpha < 30^\circ)$
Coefficiente di esposizione	$\Rightarrow C_E = 1.0$
Coefficiente termico	$\Rightarrow C_t = 1.0$
Carico neve sulla copertura	$\Rightarrow q_s = \mu_i \cdot q_{sk} = 120 \text{ kg/mq}$

Nel calcolo della struttura si considera quindi:

$$\mathbf{q_{neve} = 120 \text{ kg/mq}}$$

9.3 Azioni sismiche (paragrafo 3.2.3 delle NTC 18)

L'azione sismica agente sulla struttura è schematizzata mediante un sistema di forze costituito da due componenti traslazionali X e Y agenti nel piano orizzontale, tra loro ortogonali e indipendenti.

Si trascura invece la componente dell'azione sismica in direzione verticale in quanto non significativa per la struttura in esame.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale (suolo di categoria **A** quale definita al paragrafo 3.2.2 delle NTC 08), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} , come definite nella Tab. 5, nel periodo di riferimento V_R definito in al paragrafo 5.1 della presente relazione.

Tab. 5 – Probabilità di superamento PvR al variare dello stato limite considerato

Stati limite		PvR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale.

Nel caso specifico essendo:

Latitudine del sito:	44°,2891
Longitudine del sito:	11°,8878
Classe d'uso:	III
Vita nominale, V_N :	50 anni
Coefficiente d'uso (edificio rilevante), C_u :	1.5
Periodo di riferimento $V_R=V_N \times C_u$:	75 anni

per gli stati limite da verificare si ha:

Tab. 6 – Parametri di pericolosità sismica del sito

Stati limite	T_r [anni]	a_g[g]	F₀	T_c*[s]
Operatività (SLO)	45	0.080	2.398	0.268
Danno (SLD)	75	0.101	2.394	0.277
Salvaguardia Vita (SLV)	712	0.232	2.470	0.310
Collasso (SLC)	1462	0.287	2.529	0.321

dove:

- T_r** periodo di ritorno in anni avente una probabilità di superamento PV_R (definita in Tab. 5) nel periodo V_R
- a_g** accelerazione orizzontale massima al sito
- F_o** valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_{c*}** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

9.3.1 Definizione dello spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PV_R.

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s, mentre per strutture con periodi fondamentali superiori, lo spettro deve essere definito da apposite analisi dove l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Nel caso in esame, per la definizione dello spettro si è assunto:

categoria del sottosuolo:	C
categoria topografica pianeggiante:	T1
da cui si ha:	S _S = 1.36
	S _T = 1.00
	S = S _S · S _T = 1.36

9.3.2 Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite ultimi

Ai fini della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza e dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto S_d(T) da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PV_R considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule dello spettro elastico η con 1/q, dove q è il fattore di struttura definito nei paragrafi successivi.

Si assumerà comunque S_d(T) ≥ 0,2 a_g.

9.4 Condizioni di carico elementari

Nell'ambito della presente analisi, per le singole unità strutturali esaminate, sono state considerate le seguenti condizioni elementari di carico elementari:

Tab. 7 – Condizioni elementari di carico (CCE) – Corpo A, B e C

n. CCE	Nome	Descrizione
1	Peso proprio struttura e solai	<i>Carichi permanenti strutturali</i>
2	Permanenti portati solai	<i>Carichi permanenti non strutturali</i>
3	Variabile - Cat. C	<i>Carico variabile categoria C solai di piano</i>
4	Neve	<i>Neve sulla copertura</i>
5	Sisma	<i>Sisma Torcente</i>
6	Sisma in direzione "X" - SLV	<i>Azione sismica SLV in direzione longitudinale</i>
7	Sisma in direzione "Y" - SLV	<i>Azione sismica SLV in direzione trasversale</i>

9.5 Combinazioni delle condizioni di carico elementari

Per gli stati limite si adotteranno le combinazioni previste nel D.M. del 17.01.2018; ponendo:

G_1	valore caratteristico dei carichi permanenti strutturali;
G_2	valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali;
P	valore caratteristico della forza di precompressione;
E	valore caratteristico dell'azione sismica;
Q_{k1k}	valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;
$\gamma_{G_i}, \gamma_P, \gamma_{Q_j}$	valori dei coefficienti parziali di sicurezza
ψ_{0i}	coefficiente atto a definire i valori rari delle azioni variabili.
ψ_{1i}	coefficiente atto a definire i valori frequenti delle azioni variabili, assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
ψ_{2i}	coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili, assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei;

SLU stati limite ultimi (in assenza di sisma)

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

$$\gamma_{G_1}xG_1 + \gamma_{G_2}xG_2 + \gamma_PxP + \gamma_{Q_1}xQ_{k1} + \gamma_{Q_2}x\psi_{02}xQ_{k2} + \gamma_{Q_3}x\psi_{03}xQ_{k3} + \dots$$

SL in presenza di azioni sismiche

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}xQ_{k1} + \psi_{22}xQ_{k2} + \dots$$

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori dei coefficienti parziali:

Tab. 8 – Valori dei coefficienti di combinazione [Tabella 2.5.I- NTC]

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni precedentemente definite.

Per chiarezza si riportano nelle tabelle seguenti i coefficienti relativi alle combinazioni di carico considerate.

Tab. 9 – Combinazioni delle condizioni elementari – Corpo A, B e C

CC	Comm.	TCC	An.	Bk	1	2	3	4	Mt	$\pm S X$	$\pm S Y$
1	Amb. 1 (SLU S) S Mt+X+0.3Y	SLV+SND	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.30
2	Amb. 1 (SLE) S Mt+X+0.3Y	SLD	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.30
3	Amb. 1 (SLE) S Mt+X+0.3Y	SLO	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.30
4	Amb. 1 (SLU S) S Mt+X-0.3Y	SLV+SND	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	-0.30
5	Amb. 1 (SLE) S Mt+X-0.3Y	SLD	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	-0.30
6	Amb. 1 (SLE) S Mt+X-0.3Y	SLO	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	-0.30
7	Amb. 1 (SLU S) S Mt+0.3X+Y	SLV+SND	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.30	1.00
8	Amb. 1 (SLE) S Mt+0.3X+Y	SLD	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.30	1.00
9	Amb. 1 (SLE) S Mt+0.3X+Y	SLO	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.30	1.00
10	Amb. 1 (SLU S) S Mt-0.3X+Y	SLV+SND	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	-0.30	1.00
11	Amb. 1 (SLE) S Mt-0.3X+Y	SLD	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	-0.30	1.00
12	Amb. 1 (SLE) S Mt-0.3X+Y	SLO	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	-0.30	1.00
13	Amb. 1 (SLU S) S -Mt+X+0.3Y	SLV+SND	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	-1.00	1.00	0.30
14	Amb. 1 (SLE) S -Mt+X+0.3Y	SLD	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	-1.00	1.00	0.30
15	Amb. 1 (SLE) S -Mt+X+0.3Y	SLO	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	-1.00	1.00	0.30
16	Amb. 1 (SLU S) S -Mt+X-0.3Y	SLV+SND	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	-1.00	1.00	-0.30
17	Amb. 1 (SLE) S -Mt+X-0.3Y	SLD	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	-1.00	1.00	-0.30
18	Amb. 1 (SLE) S -Mt+X-0.3Y	SLO	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	-1.00	1.00	-0.30
19	Amb. 1 (SLU S) S -Mt+0.3X+Y	SLV+SND	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	-1.00	0.30	1.00
20	Amb. 1 (SLE) S -Mt+0.3X+Y	SLD	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	-1.00	0.30	1.00
21	Amb. 1 (SLE) S -Mt+0.3X+Y	SLO	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	-1.00	0.30	1.00
22	Amb. 1 (SLU S) S -Mt-0.3X+Y	SLV+SND	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	-1.00	-0.30	1.00
23	Amb. 1 (SLE) S -Mt-0.3X+Y	SLD	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	-1.00	-0.30	1.00
24	Amb. 1 (SLE) S -Mt-0.3X+Y	SLO	L	N	1.00	1.00	0.60	0.00	-1.00	-0.30	1.00
25	Amb. 2 (SLU)	SLU	L	N	1.30	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
26	Amb. 2 (SLER)	SLER	L	N	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
27	Amb. 2 (SLEF)	SLEF	L	N	1.00	1.00	0.80	0.20	0.00	0.00	0.00
28	Amb. 2 (SLEQ)	SLEQ	L	N	1.00	1.00	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00

10 METODI DI ANALISI

10.1 Analisi per azioni non sismiche

10.1.1 Analisi elastica (paragrafo 4.1.1.1 delle NTC 18)

L'analisi elastica lineare può essere usata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio che per gli stati limite ultimi.

Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo calcestruzzo
- relazioni tensione - deformazione di tipo lineare
- valori medi del modulo d'elasticità dei materiali.

10.2 Analisi in presenza di azioni sismiche

10.2.1 Regolarità strutturale dell'edificio (paragrafo 7.2.1 NTC)

10.2.1.1 Regolarità in pianta

Tutti i corpi di fabbrica non sono stati considerati regolari in pianta

10.2.1.2 Regolarità in altezza

Tutti i corpi di fabbrica non sono stati considerati regolari in altezza

10.2.2 Considerazioni sugli orizzontamenti

Per la valutazione della vulnerabilità sismica sono state condotte specifiche indagini sui solai volte a determinare la capacità degli stessi di ripartire le azioni sismiche orizzontali sugli elementi sismoresistenti verticali.

Nel caso in esame, per quanto detto in precedenza, gli impalcati sono stati considerati infinitamente rigidi nel proprio piano fatto salvo le strutture di copertura del corpo B.

10.2.3 Analisi lineare (strutture esistenti in cemento armato)

Per gli edifici in c.a. gli effetti sismici sono stati valutati convenzionalmente mediante un'analisi della struttura considerata in campo elastico lineare.

Per i sistemi dissipativi (Stati Limite Ultimi) gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità (vedi paragrafo 10.2.5).

Lo spettro di risposta fornisce la massima risposta, in termini di accelerazione, per l'oscillatore semplice caratterizzato dal valore del periodo naturale e dello smorzamento. In questo modo la risposta della struttura è fornita dalla combinazione delle risposte degli n oscillatori semplici (forme modali) che ne descrivono in maniera compiuta il comportamento dinamico.

10.2.4 Analisi dinamica lineare (risposta in frequenza)

Il livello di conoscenza raggiunto, pari a LC1, consente l'applicazione di analisi lineare statica o dinamica pertanto, si stabilisce di eseguire un'analisi lineare dinamica.

L'analisi modale utilizza un modello di struttura che ne rappresenta l'articolazione piano-altimetrica e tiene conto di un numero di modi di vibrazione sufficiente ad assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale.

Per ciascuna direzione di eccitazione (orizzontale X , orizzontale Y), la generica componente di risposta sismica E_i è stata combinata al fine di ottenere le sollecitazioni e gli spostamenti massimi complessivi utilizzando la combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = (\sum_i \sum_j \mu_{ij} E_i E_j)^{1/2} \quad \text{dove:}$$

- E valore della componente di risposta sismica che si sta considerando;
- E_i analogo valore della medesima componente dovuta al modo i ;
- E_j analogo valore della medesima componente dovuta al modo j ;
- μ_{ij} coefficiente di correlazione fra il modo i e il modo j

10.2.5 Fattore di comportamento e classe di duttilità (paragrafo C8.7.1.2 e paragrafo C8.7.2.4 Circolare delle NTC 18)

Il valore del fattore di comportamento q utilizzato per ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene in conto le non linearità di materiale.

CORPO A e B

Per la verifica di edifici esistenti in c.a. con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo deve essere compreso tra 1,5 e 3,0, a seconda della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. Inoltre tutti gli elementi strutturali "fragili" devono soddisfare la condizione per cui la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q=1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

In virtù dei dubbi sulla duttilità dell'opera, il valore del fattore di struttura q utilizzato per ciascuna direzione dell'azione sismica è stato assunto pari a 1.5 coerentemente con quanto suggerito dal paragrafo C8.7.2.4 della circolare delle NTC:

Travi e Pilastri

<u>q = 1.5</u>	<u>fattore di struttura utilizzato per edifici in c.a. "elementi fragili"</u>
<u>q = 3.0</u>	<u>fattore di struttura utilizzato per edifici in c.a. "elementi duttili"</u>

Pareti

<u>q = 1.5</u>	<u>fattore di struttura utilizzato nuove strutture in c.a.</u>
-----------------------	--

CORPO C

Pareti

<u>q = 1.0</u>	<u>fattore di struttura utilizzato per le nuove strutture in c.a.</u>
-----------------------	---

Si precisa che tutti gli elementi in c.a. esistenti sono stati considerati come elementi secondari.

10.2.6 Non linearità geometriche

Le non linearità geometriche sono tenute in conto, quando necessario, attraverso il fattore θ appresso definito; in particolare, per le costruzioni civili ed industriali, tali non linearità possono essere trascurate se ad ogni orizzontamento risulta:

$$\theta = P \cdot d_r / (V \cdot h) \leq 0.1 \quad \text{dove:}$$

- P carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame
- d_r spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante
- V forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame
- h distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

10.2.7 Risposta alle diverse componenti

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_y$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Ai fini delle verifiche di resistenza, le sollecitazioni così ottenute verranno considerate nella combinazione con le sollecitazioni derivanti dalle altre condizioni elementari di carico.

11 MODELLAZIONE NUMERICA

11.1 Criteri di modellazione per le azioni non sismiche

Per la modellazione della struttura sono stati utilizzati più modelli tridimensionali (uno per ogni Unità Strutturale studiata), che rappresentano in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza.

La rigidezza degli elementi strutturali è stata rappresentata adottando modelli lineari che trascurano le non linearità di materiale e geometriche.

Le porzioni di piano interrato non sono state modellate.

11.2 Criteri di modellazione in presenza azioni sismiche (par. 7.2.6 delle NTC18)

Come già indicato nei paragrafi precedenti, per la modellazione delle singole unità strutturali è stato utilizzato un modello tridimensionale assumendo le seguenti ipotesi:

- Nella definizione del modello, gli elementi strutturali considerati “secondari” (scale, ecc.) e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), essendo tali da non modificare significativamente il comportamento della struttura, sono stati rappresentati unicamente in termini di massa trascurando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale.
- Gli orizzontamenti sono stati considerati come infinitamente rigidi nel loro piano salvo per la copertura del Corpo B.
- La rigidezza degli elementi strutturali è stata rappresentata adottando modelli lineari che trascurano le non linearità geometriche e di materiale.
- Gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi o cordoli in cemento armato, sono stati considerati nel modello.
- La rigidezza flessionale e a taglio degli elementi strutturali in cemento armato (pilastri e travi) è stata ridotta del 25% rispetto a quella dei corrispondenti elementi non fessurati.
- Il contributo alla resistenza sismica delle tamponature esterne e delle tramezzature interne è stato trascurato dato che le loro caratteristiche sono difficilmente accertabili.
- I possibili effetti negativi dovuti a distribuzioni irregolari degli elementi non strutturali in pianta ed in elevazione viene tenuto conto inserendo le rispettive masse nella loro effettiva posizione.

11.3 Codici di calcolo

La struttura è stata calcolata utilizzando come modellatore agli elementi finiti il programma MODEST versione 8.25 dell'azienda Tecnisoft di Prato, e come solutore il programma XFINEST dell'azienda Ce.A.S. di Milano.

11.4 Affidabilità dei codici utilizzati

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego.

Con ModeSt si possono modellare strutture spaziali o piane costituite da elementi monodimensionali e bidimensionali quali travi, pilastri, setti, solette, reticolati di fondazione, platee, plinti/pali, pareti contro terra, nuclei irrigidenti, strutture reticolari, serbatoi, cupole e altre strutture meno comuni realizzate anche con materiali diversi.



Tecnisoft s.a.s. di Papu Paolo Luca & C.
 Via F. Ferruccio, 205/C - 59100 Prato
 Tel. 0574 583421 - Fax 0574 570157
 C.F. e P.IVA 01535100572
 R.E.A. C.C.I.A.A. Prato n. 421502
 R.I. Prato n. 16291

AFFIDABILITÀ DEL PROGRAMMA MODEST

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

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

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

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

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

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

Tecnisoft s.a.s.
 Il Socio Accreditato

— Tecnisoft s.a.s. - Via F. Ferruccio, 205/C - 59100 PRATO - Tel. 0574 583421 - Fax 0574 570157 - P.IVA 01535100572 - www.tecnisoft.it - info@tecnisoft.it —

11.5 Informazione generali sull'elaborazione

11.5.1 Modalità di input e output

L'input dei dati è stato eseguito utilizzando l'ambiente grafico CAD integrato all'interno del programma di calcolo. In particolare è stata eseguita la seguente procedura:

- *definizione del modello su file DXF (in ambiente CAD) a partire dal disegno di rilievo strutturale;*
- *importazione nel codice di calcolo adottato per il completamento dei dati geometrici e di carico;*
- *completamento e controllo dei dati;*
- *esecuzione dell'analisi e verifiche di sicurezza.*

11.5.2 Unità di misura

Le unità di misura utilizzate nel modello sono conformi al Sistema Internazionale: le unità fondamentali sono il metro [m] per le lunghezze, il chilogrammo [kg] per le forze ed il secondo [s] per i tempi.

11.5.3 Sistemi di riferimento

Il modello è posto in un sistema di riferimento globale cartesiano OXYZ. Gli assi X e Y sono disposti nel piano orizzontale, rispettivamente, secondo la direzione longitudinale e trasversale. L'asse Z è verticale e rivolto verso l'alto.

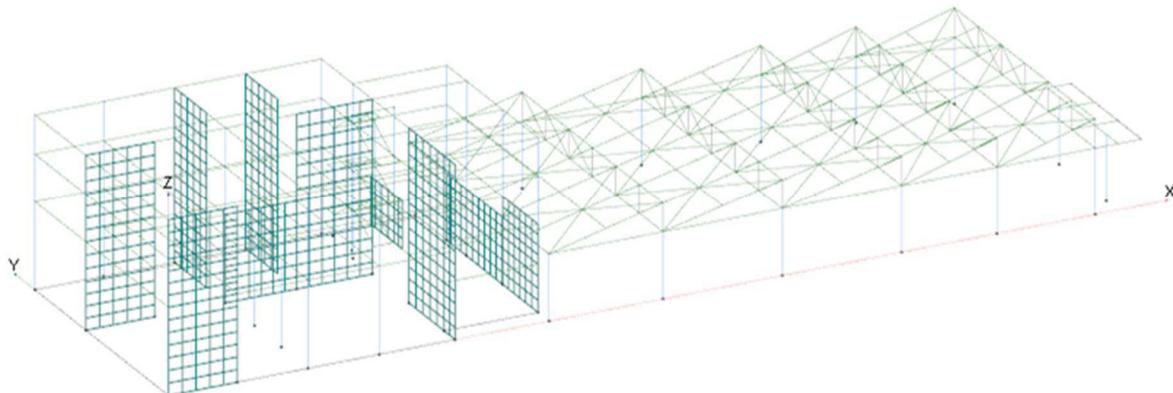


Figura 3: sistema di riferimento globale (z rivolto verso l'alto) – Corpo A e B

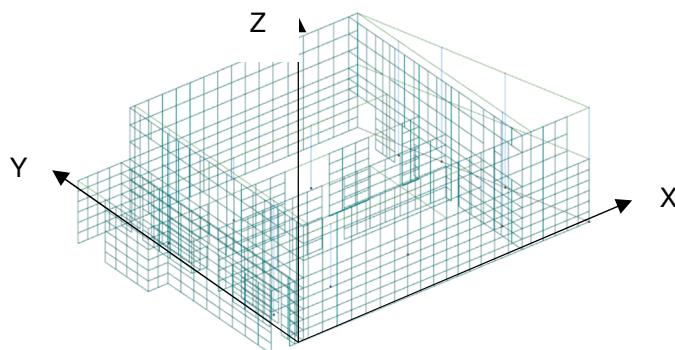


Figura 4: sistema di riferimento globale (z rivolto verso l'alto) – Corpo C

11.5.4 Vincoli interni ed esterni

Come già specificato nei paragrafi precedenti, le condizioni di vincolo del modello strutturale prevedono “incastri perfetti” in corrispondenza di tutti i nodi di base.

Per la verifica strutturale delle nuove fondazioni e per le verifiche di tipo geotecniche è stato creato un modello “ad hoc” di calcolo dove sono state inserite le travi di fondazione e la platea considerando il tutto su suolo alla Winkler con $kw=1.0 \text{ kg}/\text{cmc}$.

11.5.5 Elementi finiti

Per la modellazione dei cordoli, pilastri e travi sono stati impiegati solo elementi monodimensionale di tipo BEAM mentre per le solette piene, setti e pareti in muratura si sono adottati elementi bidimensionali di tipo SHELL.

Gli elementi strutturali secondari, quali solai e scale, non sono stati introdotti esplicitamente nel modello, ma considerati solo come carico agente sulla struttura principale.

In corrispondenza dei piani "sismici" sono stati introdotti opportuni vincoli cinematici per modellare l'ipotesi di "impalcato rigido" (se e laddove ipotizzabile).

11.6 Sintesi dei risultati

11.6.1 Risultati dell'analisi modale

L'analisi dinamica del modello numerico descritto ai paragrafi precedenti ha permesso la determinazione dei primi periodi propri e dei relativi modi di vibrare della struttura.

Tab 10 – Modi di vibrare propri fondamentali CORPO A e B

Modo	C	T	Diff.	Φ_x	Φ_y	Φ_z	%Mx	%My	%Mz	%Jpz
1	0.63	34.35	-15.53	-3.77	0.00	0.12	0.01	0.00	0.00	0.00
2	0.47	34.35	2.01	-79.27	0.00	0.00	3.22	0.00	0.01	
3	0.35	1.60	4.44	-4.59	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	
4	0.34	1.60	2.91	-3.84	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	
5*	0.28	0.28	-11.46	264.21	0.00	0.07	35.81	0.00	36.09	
6*	0.28	0.28	2.62	43.79	0.00	0.00	0.98	0.00	1.03	
7	0.27	1.26	5.63	-12.89	0.00	0.02	0.09	0.00	0.01	
8	0.26	1.26	-0.09	-3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
9*	0.23	1.89	-61.02	-22.78	0.00	1.91	0.27	0.00	0.00	
10*	0.23	0.75	53.54	-12.69	0.00	1.47	0.08	0.00	0.01	
11	0.22	0.75	-46.11	4.40	0.00	1.09	0.01	0.00	0.00	
12	0.19	10.85	39.99	10.56	0.00	0.82	0.06	0.00	0.01	
13	0.17	5.18	-26.55	26.70	0.00	0.36	0.37	0.00	0.00	
14	0.16	1.56	-8.64	-0.16	0.00	0.04	0.00	0.00	0.00	
15	0.16	0.32	-0.90	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
16	0.16	0.32	0.26	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
17	0.15	1.33	54.85	21.18	0.00	1.54	0.23	0.00	0.01	
18*	0.15	1.33	-367.59	-23.74	0.00	69.31	0.29	0.00	0.11	
19	0.15	2.10	0.31	-1.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
20	0.13	2.67	1.10	28.02	0.00	0.00	0.40	0.00	0.19	
21*	0.13	0.69	24.08	-251.48	0.00	0.30	32.44	0.00	26.19	
22*	0.12	0.54	-6.91	72.05	0.00	0.02	2.66	0.00	2.35	
23	0.12	0.54	-2.15	17.98	0.00	0.00	0.17	0.00	0.29	
24	0.11	3.35	0.40	-0.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	
25	0.11	3.35	-0.57	3.56	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	
26	0.10	4.94	-4.55	-0.38	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	
27	0.10	4.51	19.90	0.11	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	
28	0.09	4.51	0.76	-0.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
29	0.08	2.32	-0.16	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
30	0.08	1.05	0.18	-0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
31	0.08	1.05	-0.07	-0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
32	0.08	4.35	10.65	4.64	0.00	0.06	0.01	0.00	0.01	
33	0.07	5.61	-2.30	-4.67	0.00	0.00	0.01	0.00	0.05	
34*	0.07	1.23	-35.86	-47.45	0.00	0.66	1.16	0.00	7.79	
35	0.07	0.11	4.31	12.57	0.00	0.01	0.08	0.00	0.36	
36*	0.07	0.11	12.31	36.78	0.00	0.08	0.69	0.00	3.35	

Modo	C	T	Diff.	Φx	Φy	Φz	%Mx	%My	%Mz	%Jpz
37	0.06	2.94	-1.69	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
38	0.06	2.25	3.94	-0.78	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
39	0.06	1.77	-3.00	0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
40	0.06	1.35	5.14	-1.26	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
41	0.06	1.35	-18.39	4.41	0.00	0.17	0.01	0.00	0.02	
42	0.06	1.98	-3.70	1.55	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
43	0.06	2.60	5.91	-1.48	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00
44	0.05	0.69	-1.90	-0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
45	0.05	0.69	-3.62	8.43	0.00	0.01	0.04	0.00	0.01	
46	0.05	0.52	-0.60	5.04	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00
47	0.05	0.52	-8.53	1.76	0.00	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00
48	0.05	0.52	-2.17	0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
49	0.05	1.25	4.21	-1.15	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
50	0.05	0.36	0.98	-0.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
51	0.05	0.36	-3.22	-0.86	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
52	0.05	0.09	34.51	-8.30	0.00	0.61	0.04	0.00	0.01	
53	0.05	0.09	-7.71	-5.73	0.00	0.03	0.02	0.00	0.00	0.00
54	0.05	0.25	0.94	-0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
55	0.05	0.25	-14.50	5.56	0.00	0.11	0.02	0.00	0.01	
56	0.05	1.90	2.22	8.84	0.00	0.00	0.04	0.00	0.00	0.00
57	0.05	0.57	0.73	-0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
58	0.05	0.57	-20.18	19.71	0.00	0.21	0.20	0.00	0.34	
59	0.05	0.21	-17.03	0.85	0.00	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00
60	0.05	0.21	12.56	3.50	0.00	0.08	0.01	0.00	0.00	0.00
61	0.05	0.69	-4.29	0.40	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
62*	0.05	1.14	146.60	-18.75	0.00	11.03	0.18	0.00	0.00	
63	0.04	1.14	47.37	-11.07	0.00	1.15	0.06	0.00	0.00	
64*	0.04	2.18	-74.39	11.96	0.00	2.84	0.07	0.00	0.00	
65	0.04	1.27	0.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
66	0.04	1.27	-3.27	0.66	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
67	0.04	0.34	10.24	-1.39	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00
68	0.04	0.34	-4.77	3.46	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00
69	0.04	0.82	0.54	-0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
70	0.04	0.31	-23.81	3.28	0.00	0.29	0.01	0.00	0.00	0.00
71	0.04	0.31	-0.06	0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
72	0.04	0.62	2.59	8.25	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	
73	0.04	0.62	-0.84	0.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
74	0.04	0.80	-1.26	-1.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
75	0.04	0.77	5.36	-8.14	0.00	0.01	0.03	0.00	0.01	
76	0.04	0.51	-0.71	0.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
77	0.04	0.47	-4.00	-28.20	0.00	0.01	0.41	0.00	0.22	
78	0.04	0.47	-0.94	15.63	0.00	0.00	0.13	0.00	0.04	
79*	0.04	0.91	-14.38	-153.48	0.00	0.11	12.08	0.00	5.15	
80	0.04	0.72	0.40	4.59	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	
81	0.04	0.69	-1.57	-14.63	0.00	0.00	0.11	0.00	0.06	
82	0.04	0.21	0.25	2.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
83	0.04	0.21	-2.47	-3.91	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	
84	0.04	0.10	4.04	1.76	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	
85	0.04	0.10	-2.49	-0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
86	0.04	0.32	0.17	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
87	0.03	0.38	-1.04	29.05	0.00	0.00	0.43	0.00	0.47	

Modo	C	T	Diff.	Φx	Φy	Φz	%Mx	%My	%Mz	%Jpz
88	0.03	0.38	1.18	-0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
89	0.03	0.24	-0.62	-0.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
90	0.03	0.24	1.92	1.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Tot.cons.							87.79	86.72	0.00	82.07

Tab 11 – Modi di vibrare propri fondamentali CORPO C

Modo	C	T	Diff.	Φx	Φy	Φz	%Mx	%My	%Mz	%Jpz
1*	0.06	53.38	2.59	-386.74	0.00	0.00	98.63	0.00	0.00	0.52
2*	0.04	7.88	-379.81	-0.44	0.00	95.13	0.00	0.00	0.00	0.02
3*	0.04	7.88	-7.61	-32.22	0.00	0.04	0.68	0.00	96.81	
4	0.02	21.29	32.31	31.33	0.00	0.69	0.65	0.00	1.79	
5	0.02	21.29	78.81	-5.92	0.00	4.10	0.02	0.00	0.02	
6	0.01	24.48	8.48	5.22	0.00	0.05	0.02	0.00	0.84	
Tot.cons.							95.17	99.31	0.00	97.35

C *=* indica che il modo è stato considerato

12 VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI (STR)

12.1 Verifiche per SLU e SLV

12.1.1 Criteri di verifica

Per quanto riguarda gli elementi in calcestruzzo armato, tutti gli elementi strutturali duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza mentre per gli elementi strutturali definiti "fragili" essi devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q = 1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi duttili o fragili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza.

12.1.2 Resistenza di calcolo del calcestruzzo

12.1.2.1 Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{cm} / (FC \cdot \gamma_c) \quad \text{per verifiche a taglio}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{cm} / FC$$

dove:

- $\alpha_{cc} = 0.85$ è il coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
- $f_{cm} = 20.00$ MPa è la resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls;
- $\epsilon_{cyd} = 0.2\%$ è la deformazione allo snervamento

- $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$ è la deformazione massima
- $\gamma_c = 1.5$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls
- FC è il fattore di confidenza per il livello di conoscenza assunto.

12.1.2.2 Resistenza di calcolo a trazione

La resistenza di calcolo a trazione f_{ctd} risulta:

$$f_{ctd} = f_{ctk}/(FC \cdot \gamma_c) \quad \text{dove:}$$

- $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm}$ è la resistenza caratteristica a trazione del cls
- $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$ è la resistenza media a trazione del cls
- $\gamma_c = 1.5$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls
- FC è il fattore di confidenza per il livello di conoscenza assunto.

Il metodo ipotizza per il calcestruzzo un legame costitutivo elasto-plastico a parabola rettangolare, ovvero si accetta l'ipotesi di rottura del calcestruzzo non a fronte del raggiungimento della resistenza a compressione di calcolo f_{cd} ma a fronte del raggiungimento del valore della deformazione di 0.35 %.

Si assume che dalla deformazione dello 0.2% fino a rottura, la tensione nel cls non abbia incrementi di resistenza e che la deformazione sia di tipo plastico, mentre nel tratto in cui la deformazione varia da 0 allo 0.2% la funzione $\sigma = f(\varepsilon)$ sia una parabola ad asse verticale con vertice nel punto di coordinate $\sigma = 0.85 f_{cd}$ ed $\varepsilon = 0.002$ passante per l'origine degli assi (vedi Fig. sottostante).

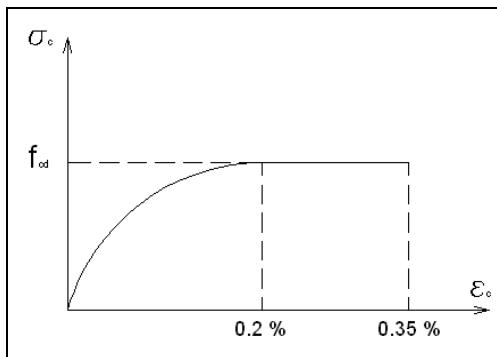


Figura 5: Diagramma tensioni- deformazioni nel calcestruzzo

12.1.3 Resistenza di calcolo dell'acciaio

La resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk}/(FC \cdot \gamma_s) \quad \text{resistenza di calcolo a trazione}$$

dove:

f_{tk}	tensione caratteristica a rottura
f_{yk}	tensione caratteristica allo snervamento
$\gamma_s = 1.15$	coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
FC	fattore di confidenza per il livello di conoscenza assunto.

Per l'acciaio il diagramma tensioni - deformazioni è una curva bilatera del tipo come quella riportata nella figura che segue:

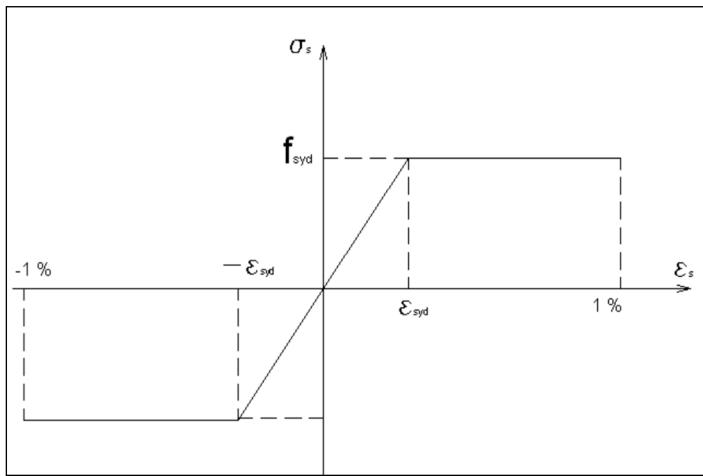


Figura 6: Diagramma tensioni- deformazioni nell'acciaio

12.1.4 Verifica a presso flessione

La verifica è stata eseguita controllando che fosse rispettata la seguente diseguaglianza:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Rd}) \geq M_{Ed}$$

dove:

M_{Rd} valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed}

N_{Ed} valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione

M_{Ed} valore di calcolo della componente flettente dell'azione

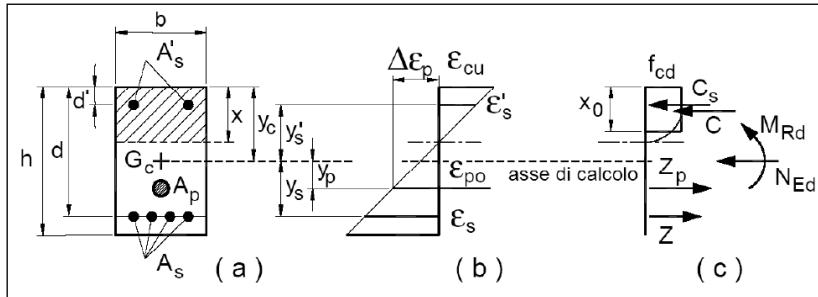


Figura 7: Sezione presso inflessa

Nel caso dei pilastri, non si è tenuto conto dell'eccentricità accidentale, in quanto quella dovuta alle azioni agenti è risultata sempre superiore.

12.1.5 Verifica a taglio di elementi sprovvisti di armature trasversali apposite

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio è stata valutata a mezzo della seguente espressione:

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 + \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

dove:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$\rho_l = A_{sl} / b_w \cdot d \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

$$A_c$$

$$b_w$$

$$d$$

rapporto geometrico di armatura longitudinale

tensione media di compressione nella sezione

sezione di calcestruzzo

larghezza minima della sezione

altezza utile della sezione (in mm)

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a 45°.

In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

12.1.6 Verifica a taglio di elementi provvisti di armature trasversali

Il taglio resistente di ciascuna sezione è stato calcolato ipotizzando la formazione di un traliccio resistente composto dalle armature longitudinali e trasversali e da bielle compresse di calcestruzzo. La verifica invece si è ridotta al rispetto della diseguaglianza seguente:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove:

$$V_{Ed}$$

valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

resistente a taglio dell'elemento

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} (\cotg\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$$

resistenza di calcolo per rottura dell'armatura

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \alpha_c \cdot f'_{cd} (\cotg\theta + \cot\alpha) / (1 + \cotg\theta^2)$$

resistenza di calcolo per rottura delle bielle compresse

$$b_w$$

larghezza minima della sezione

$$d$$

altezza utile della sezione

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$$

tensione media di compressione nella sezione

$$N_{Ed}$$

sforzo normale di compressione

$$A_c$$

sezione di calcestruzzo

$$A_{sw}$$

area dell'armatura trasversale

$$s$$

interasse tra due armature trasversali consecutivi

$$\alpha$$

angolo di inclin. dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

$$\theta$$

inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave con la limitazione (da ricerca con la rottura bilanciata): $1 \leq \cotg\theta \leq 2.5$

$$f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$$

resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$$f_{yd}$$

resistenza di calcolo a trazione delle armature

Il coefficiente α_c è assunto invece pari a:

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & \text{membrature non compresse} \\ 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} & 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & 0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \\ 2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) & 0.5 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases} \rightarrow$$

12.2 Verifiche per SLO

12.2.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

Per gli edifici in **classe d'uso III** vengono verificati gli spostamenti d'interpiano d_r per lo stato limite di operatività (SLO). In particolare:

$$d_r < (2/3) \cdot 0.005 \cdot h = 0.0033 \cdot h \quad (7.3.16 \text{ NTC}) \text{ dove } h \text{ rappresenta l'altezza di interpiano}$$

$$(d_r/h \cdot 1000 < 3.3)$$

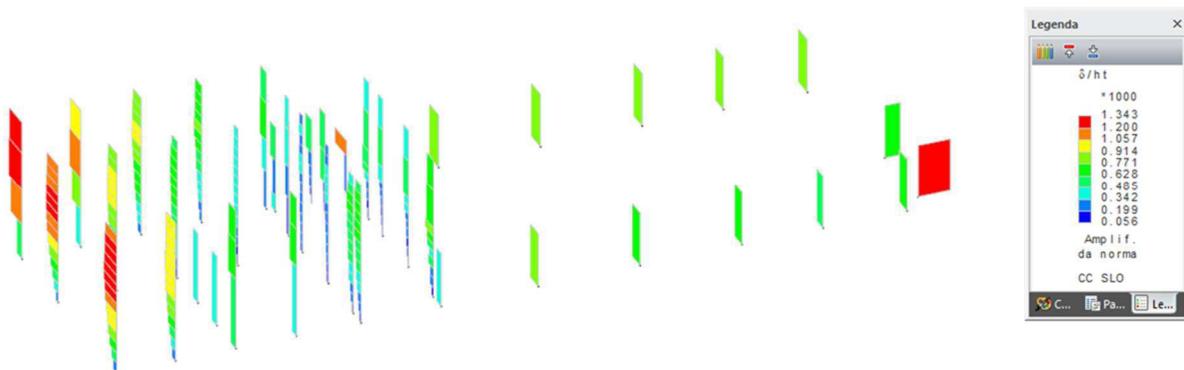


Figura 8: mappatura spostamenti relativi SLO – CORPO A e B

Si può notare che le verifiche risultano soddisfatte per tutte le aste.

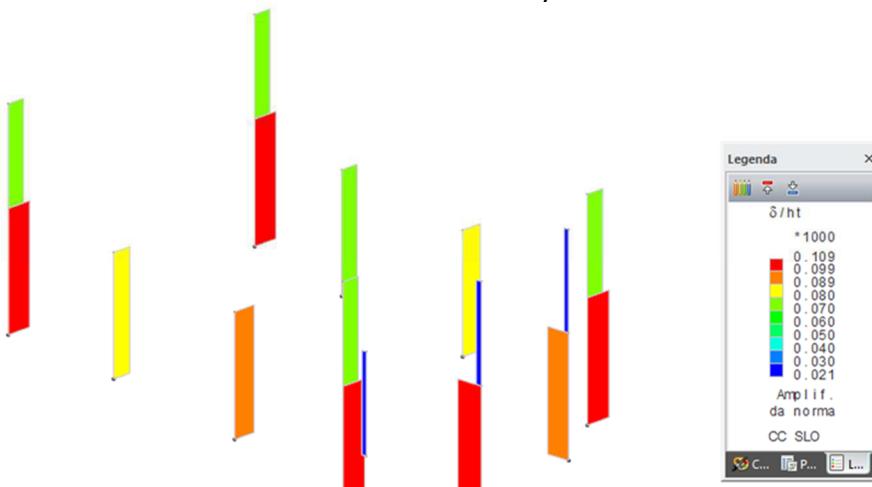


Figura 9: mappatura spostamenti relativi SLO – CORPO C

Si può notare che le verifiche risultano soddisfatte per tutte le aste.

12.3 VERIFICHE Corpo A e B

12.3.1 Verifica Travi e Pilastri in c.a.

La verifica relativa a travi e pilastri esistenti è effettuata nei soli confronti deli SLU statici e simici.

Gli interventi di consolidamento effettuati con FRP sono già stati verificati nel modello di calcolo, quindi presenti nei fascicoli dei calcoli strutturali. Viceversa gli interventi di consolidamento apportati con incremento di sezione in c.a. e/o angolari in acciaio incollati sono stati verificati singolarmente nei paragrafi a seguire per ogni elemento non verificato.

12.3.1.1 Verifica Trave T207 e T307

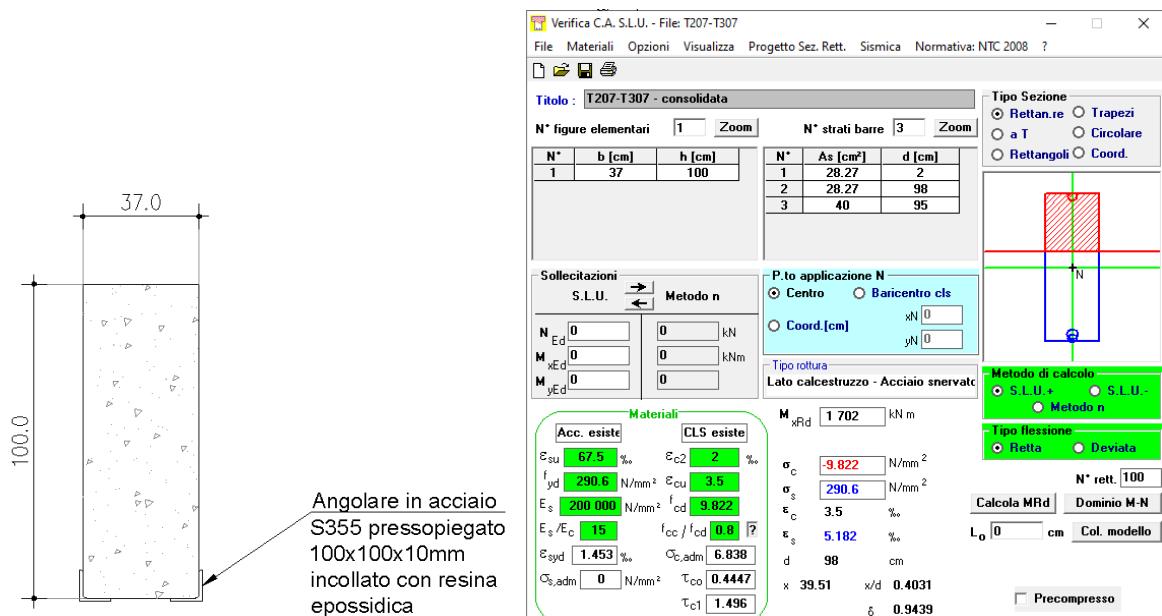
La trave in esame, per lo schema statico di appoggio-appoggio presenta vulnerabilità a flessione pertanto si rende necessario intervento di rinforzo con inserimento di 2 profili a L100x100x10 mm in acciaio all'intradosso al fine di incrementarne il momento resistente.

A favore della sicurezza il valore di resistenza dei nuovi profili metallici è stato assimilato agli stessi parametri attribuiti all'armatura esistente.

Si riporta a seguire la stringa di calcolo estrapolata dal fascicolo dei calcoli.

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Fcm <daN/cmq>	Fctm <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fcd (Tag) <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Fym <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>	Fyd (Tag) <daN/cmq>
10R		37.00	100.00	2.00	2.00	156.00	11.60	98.22	65.48	5.73	3923.00	2905.93	2526.89

Xg <cm>	CC	TCC	In	El	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.	σ_{fdd} <daN/cmq>	$\Delta\%$
5.06	17	SLU	a	1	505.62	28.27	28.27	28.27	28.27	118842.00	78940.80	0.664		---



$$M_{ed,max} = 1189 \text{ kNm} < M_{rd} = 1702 \text{ kNm}$$

verifica soddisfatta

12.3.1.2 Verifica Trave T208, T211 e T310

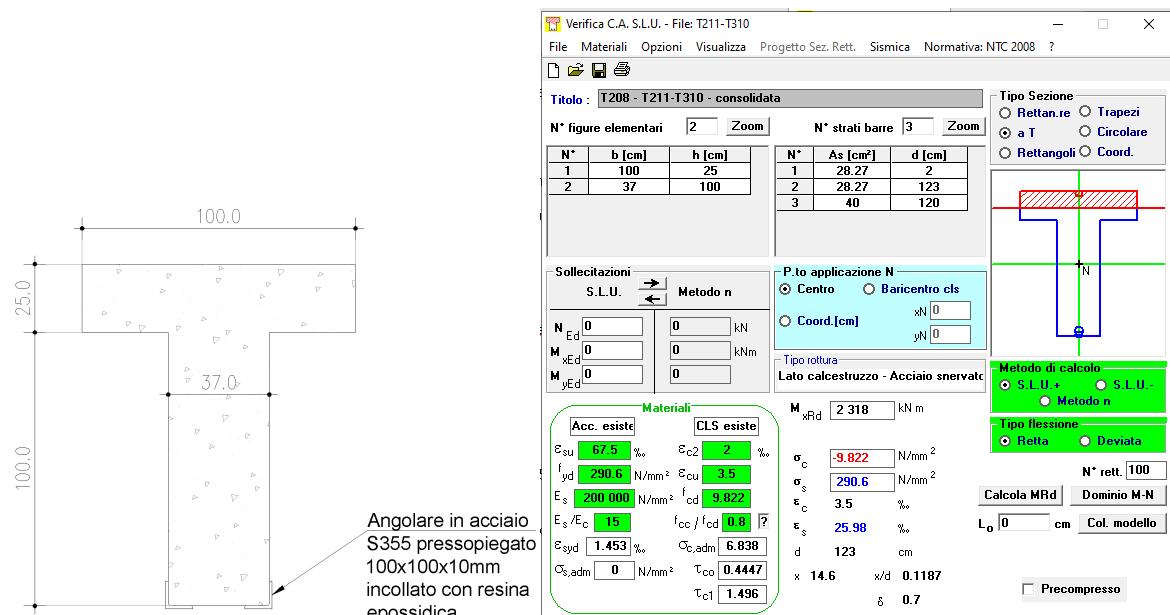
La trave in esame, per lo schema statico di appoggio-appoggio, presenta vulnerabilità a flessione pertanto si rende necessario intervento di rinforzo con inserimento all'intadossso di 2 profili a L100x100x10 mm in acciaio, al fine di incrementarne il momento resistente.

A favore della sicurezza il valore di resistenza dei nuovi profili metallici è stato assimilato agli stessi parametri attribuiti all'armatura esistente.

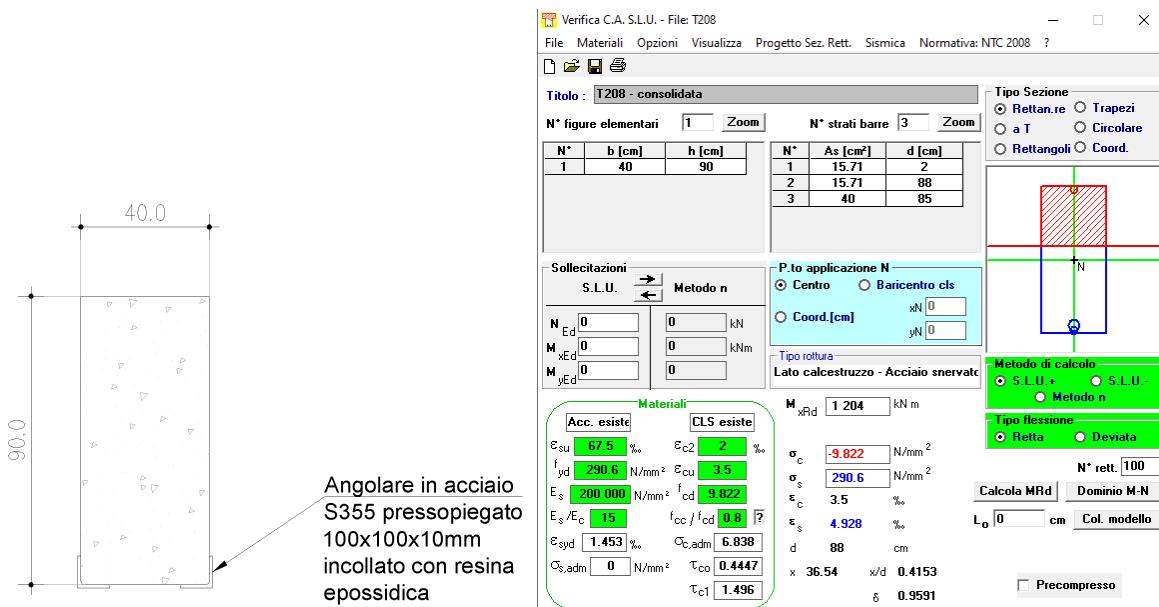
Si riporta a seguire la stringa di calcolo estrapolata dal fascicolo dei calcoli.

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Fcm <daN/cmq>	Fctm <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fcd (Tag) <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Fym <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>	Fyd (Tag) <daN/cmq>
10R		37.00	100.00	2.00	2.00	156.00	11.60	98.22	65.48	5.73	3923.00	2905.93	2526.89

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
4.75	17	SLU	1	475.27	28.27	28.27	28.27	28.27	135142.00	99601.80	0.737
14.48	17	SLU	2	275.45	15.71	15.71	15.71	15.71	44165.30	39327.60	0.890



$$M_{ed,max} = 1351 \text{ kNm} < M_{rd} = 2318 \text{ kNm} \quad \text{verifica soddisfatta}$$



$$M_{ed,max} = 442 \text{ kNm} < M_{rd} = 1204 \text{ kNm}$$

verifica soddisfatta

12.3.1.3 Verifica Trave T212, T213 e T313

Le travi in esame, presentano vulnerabilità a taglio pertanto si rende necessario intervento di rinforzo con ringrosso sezione resistente di altezza pari a 20 cm, al fine di incrementarne il taglio resistente.

Si riporta a seguire stringa di calcolo estrapolata dal fascicolo dei calcoli.

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Fcm <daN/cm²>	Fctm <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fcd (Tag) <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Fym <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>	Fyd (Tag) <daN/cm²>
8R		30.00	30.00	2.00	2.00	156.00	11.60	98.22	65.48	5.73	3923.00	2905.93	2526.89

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	In	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.
17 SLU	6.74	7.04	0.30	a	ø10/10 2 br.	15.71	0.30	17123.30	1.21	12146.30	12146.30	12146.30	0.709
17 SLU	7.04	11.23	4.19	a	ø10/20 2 br.	7.85	0.30	14997.50	1.99	9938.72	9938.72	9938.72	0.663
17 SLU	11.23	11.53	0.30	b	ø10/10 2 br.	15.71	0.30	16862.40	1.21	12146.30	12146.30	12146.30	0.720

DEFINIZIONE DEI MATERIALI**Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005**

Resistenza caratteristica cubica	R _{ck}	15	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f _{ck}	11.55556	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ _c	1.5	[\cdot]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α _{cc}	0.85	[\cdot]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f _{cm}	19.55556	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f _{ctm}	1.5	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	f _{ctk;0.05}	1.1	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	f _{ctk;0.95}	2.0	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E _{cm}	26903	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f _c	ε _{c1}	0.0020	[\cdot]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ε _{cu}	0.0035	[\cdot]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f _{cd}	6.55	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f _{ctd}	0.72	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	σ _{c,caratt.}	6.933333	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	σ _{c,q.p.}	5.2	[MPa]

Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005

Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk}	290.7407	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ _s	1.15	[\cdot]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E _s	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ε _{yd}	0.001264	[\cdot]
Deformazione ultima dell'acciaio	ε _{su}	0.01	[\cdot]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f _{yd}	252.8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ _s	232.5926	[MPa]

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA**SEZIONE TRASVERSALE**

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[mm]
Copriferro	d'	20	[mm]
Altezza utile della sezione	d	480	[mm]

ARMATURA TESA

Diametro dei ferri correnti	φ ₁	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n ₁	5	[\cdot]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	φ ₂	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n ₂	0	[\cdot]
Area dell'armatura tesa	A _s	1571	[mm ²]

ARMATURA COMPRESSA

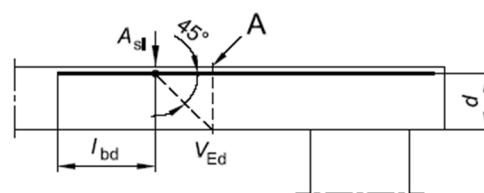
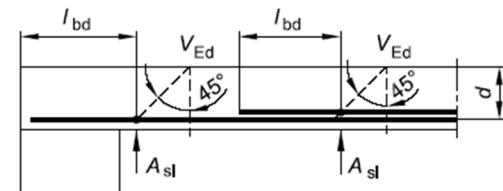
Diametro dei ferri correnti	φ ₁ '	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n ₁ '	5	[\cdot]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	φ ₂ '	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n ₂ '	0	[\cdot]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1571	[mm ²]

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE		
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V _{Ed}	171.5 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente C _{Rd,c}	C _{Rd,c}	0.12 [-]
Coefficiente k	k	1.65 [-] 1.65 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l _{bd} + d	p _I	0.0109083 [-] 0.0109083 [-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo tesio	V _{Rd,c}	66.17 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo tesio	V _{Rd,min}	36.16 [kN]

Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo tesio	V_{Rd}	66.17 [kN]
---	-----------------------	-------------------

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ _w	10 [mm]
Numero di braccia	n _b	2 [-]
Passo delle staffe	s	100 [mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45 [°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90 [°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A _{sw}	157 [mm ²]
Braccio della coppia interna	z	432 [mm]
Cotangente di θ	cotθ	1.00 [-] 1.00 [-]
Cotangente di α	cotα	0.00 [-]
Seno di α	sinα	1.00 [-]

Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	171.56 [kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f' _{cd}	3.27 [MPa]

Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	212.16 [kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per cotθ = 1	A _{sw,max}	233.11 [mm]

Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	171.56 [kN]
---	-----------------------	--------------------

§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE

Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	235.73 [kN]
--	-----------------------	--------------------

$$T_{ed,max} = 171.5 \text{ kNm} < V_{rd} = 235.7 \text{ kNm}$$

verifica soddisfatta

12.3.2 Verifica Pareti in C.A.

Le verifiche relative alle nuove pareti/placcaggi in c.a. è riportata in **Allegato 1 – Fascicolo dei calcoli Corpi A e B**.

12.3.3 Verifica Fondazioni in C.A.

Le verifiche relative alle fondazioni in c.a. è riportata in **Allegato 2 – Fascicolo dei calcoli Corpi A e B_Fondazioni**

12.3.4 Verifica Solai in Laterocemento

In questo allegato vengono riportati i calcoli effettuati per la verifica dei solai tipo per ciascuna unità strutturale. Le resistenze e le geometrie sono state ottenute visionando i progetti originali ed effettuando saggi specifici sulle strutture.

12.3.4.1 Verifica Solaio Laterocemento Blocco A – H=34+4 cm – (Rif. FS01)

Il solaio oggetto di verifica è quello indagato tramite saggio FS01 e costituisce la copertura della porzione di piano interrato; trattasi di solaio in laterocemento gettato in opera con spessore 34+4 cm e travetti ad interasse 50 cm.

Si decide di effettuare la verifica per il solaio di luce maggiore ($L=5.50m$), prendendo come resistenze dei materiali quelle ricavate dalle prove effettuate e riportate in relazione.

$$G_1 = 460 \text{ daN/mq}$$

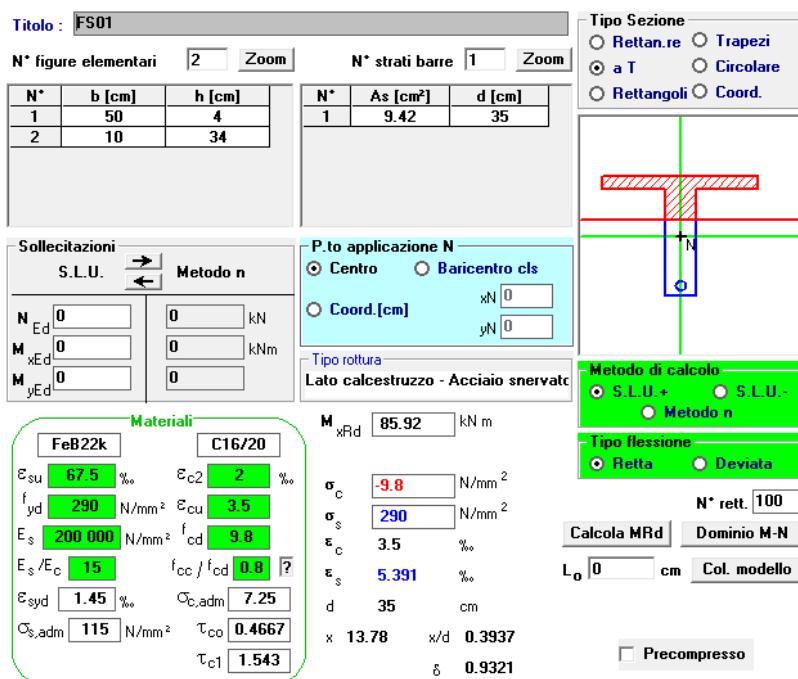
$$G_2 = 200 \text{ daN/mq}$$

$$Q_k = 300 \text{ daN/mq}$$

$$\text{Luce} = 5.50 \text{ m}$$

$$M = ql^2/8 = 24.57 \text{ kNm (positivo)}$$

Armatura intradosso mezzeria: 3Φ20



$$M_{ed,max} = 25.49 \text{ kNm} < M_{rd} = 85.92 \text{ kNm}$$

verifica soddisfatta

12.3.4.2 Verifica Solaio Laterocemento Blocco A – H=22+3 cm – (Rif. FS03)

Il solaio oggetto di verifica è quello indagato tramite saggio FS03 che conferma le armature presenti rilevate in un elaborato del progetto originario di ampliamento del 1973; trattasi di solaio in laterocemento gettato in opera con spessore 22+3 cm e travetti ad interasse 55 cm.

Si effettuare la verifica per il solaio di luce maggiore ($L=6.30m$), prendendo come resistenze dei materiali quelle ricavate dalle prove effettuate e riportate in relazione.

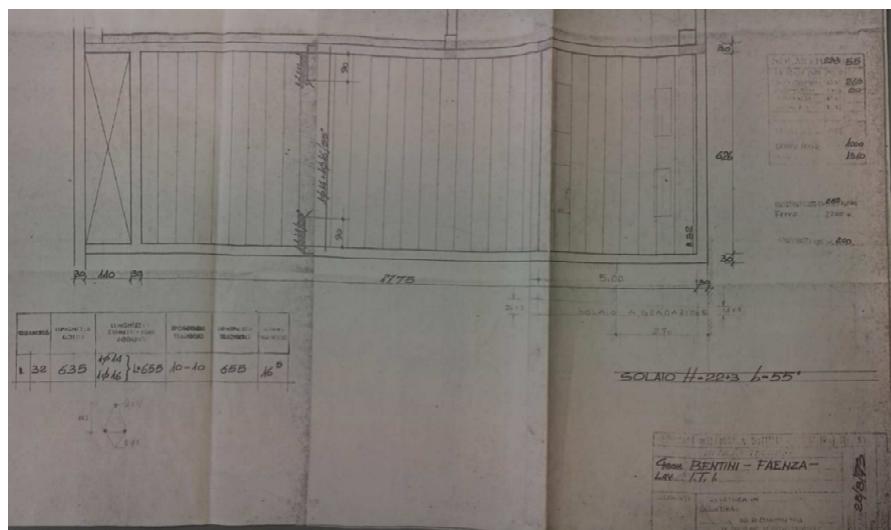


Figura 10: tavola progettuale ala nord Corpo A (ampliamento 1973)

$$G_1 = 300 \text{ daN/mq}$$

$$G_2 = 200 \text{ daN/mq}$$

$$Q_k = 300 \text{ daN/mq}$$

Luce = 6,30 m

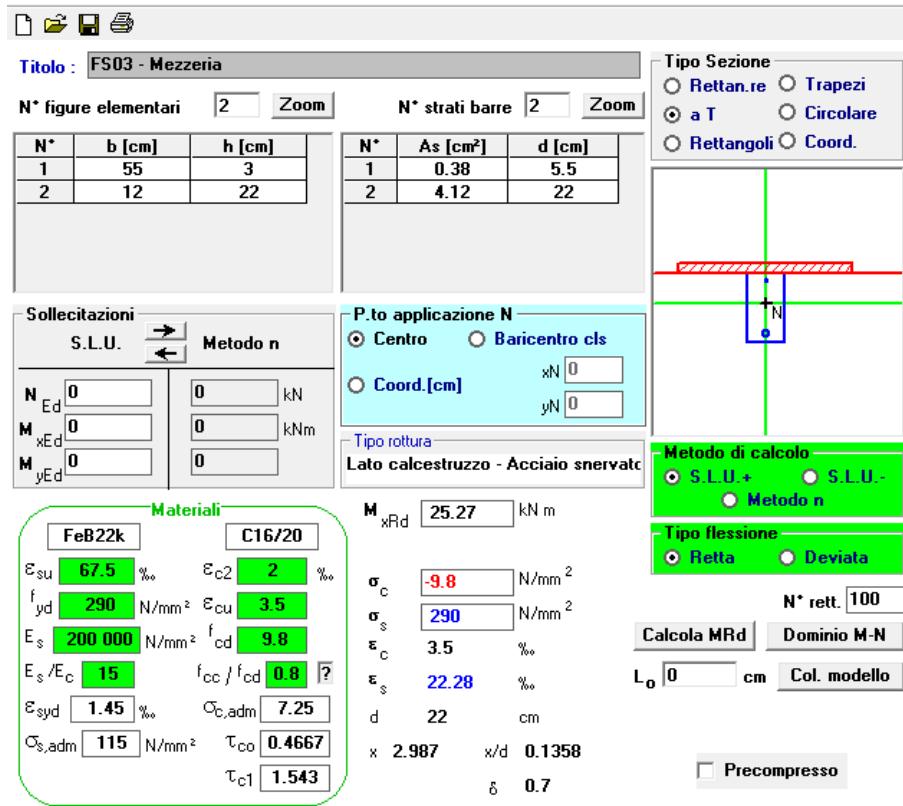
$$M = ql^2/16 = 15.55 \text{ kNm (positivo)}$$

$$M = ql^2/24 = -10.37 \text{ kNm (negativo)}$$

Armatura intradosso mezzeria: 2Φ6+1Φ14+1Φ16

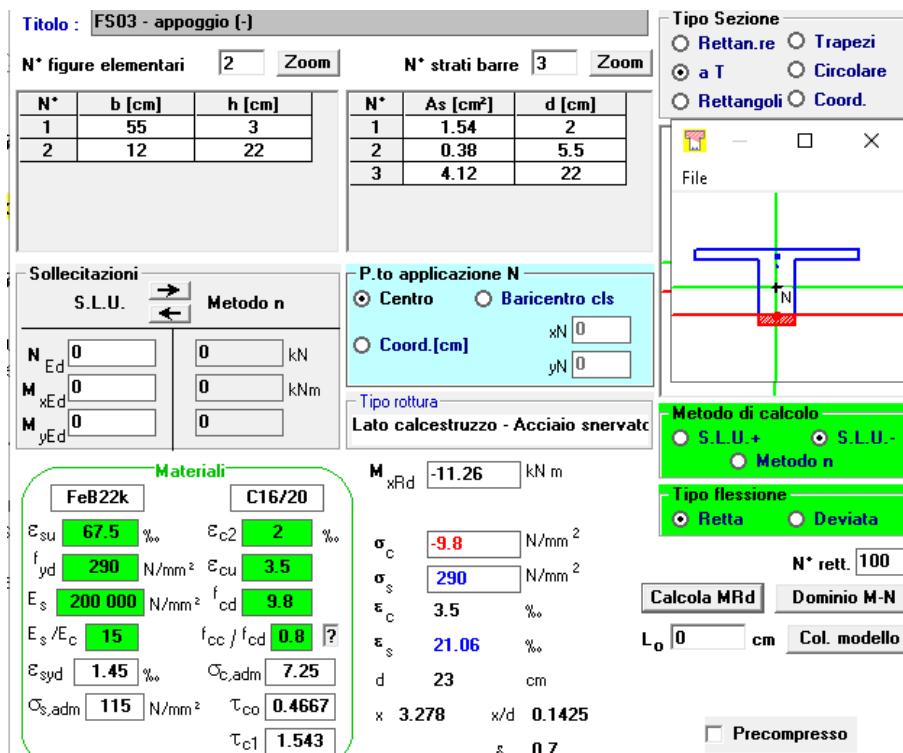
Armatura centrale: 1Φ7 (traliccio)

Armatura estradossa appoggio: 1Φ14



$$M_{ed,max} = 15.55 \text{ kNm} < M_{rd} = 25.27 \text{ kNm}$$

verifica soddisfatta



$$M_{ed,max} = -10.37 \text{ kNm} < M_{rd} = -11.26 \text{ kNm}$$

verifica soddisfatta

12.3.5 Verifiche Strutture in Acciaio

Gli elementi in acciaio che presentavano vulnerabilità appartenenti alla copertura del Corpo B, sono stati già schematizzati nel modello di calcolo con i consolidamenti apportati in fase di progettazione.

Per quanto non espressamente indicato, si rimanda al fascicolo dei calcoli **Allegato 1 – Fascicolo dei calcoli Corpi A e B.**

12.3.6 Verifiche Strutture in Acciaio Nuova Scala di Sicurezza

Per quanto non espressamente indicato, per le verifiche degli elementi in acciaio si rimanda al fascicolo dei calcoli **Allegato 5 – Fascicolo dei calcoli Nuova Scala in Acciaio di Sicurezza Corpo A.**

12.3.6.1 Verifica Collegamento Montanti a Terra

Il collegamento in esame è stato considerato ipotizzando un vincolo di cerniera alla base. I montanti HEB200 saranno vincolati alla testa della parete sottostante mediante n. 8 ancoraggi chimici tipo **HIT-RE 500 V4 + HIT-V (8.8) M16** o equivalente.

ProgettoArchimede Software - Siracusa - Italy
Giovanni Conticello & Sebastiano Floridia
ABCJoints - Design of Joints with EC3

Profilo principale = HE 200 B - Materiale: S275

Irrigidimenti

Irrigidimento flangia = $s \times h = 10 \times 200$ mm

Irrigidimento anima = $s \times h = 10 \times 200$ mm

Piatto di collegamento

$b = 350$ mm

$h = 350$ mm

$t = 15$ mm

Saldatura

Flangia inferiore e superiore della colonna (lato esterno alla flangia) - piatto di collegamento = $a \times L = 7 \times 200$ mm

Flangia inferiore e superiore della colonna (lato interno alla flangia) - piatto di collegamento = $a \times L = 7 \times 155$ mm

Anima della trave - piatto di collegamento = $a \times L = 7 \times 268$ mm

Rinforzo sull'anima - Saldatura sulla flangia = $a \times L = 7 \times 200$ mm

Rinforzo sull'anima - Saldatura sulla flangia = $a \times L = 7 \times 200$ mm

Tirafondi

Classe Tirafondi = 8.8

d (Diametro) = 16 mm

CONTROLLO GEOMETRIA POSIZIONAMENTO BULLONI - EC3 Parte 1-8 - Punto 3.5

Piatto - azione Vy

$IR = 0.1$ ---> SI

Piatto - azione Vz

$IR = 0.1$ ---> SI

Condizione di Carico n°1

$N_x = -2.6$ kN - $V_y = 2.81$ kN - $V_z = 23.3$ kN - $M_z = 0$ kNm

VERIFICA A TAGLIO BASE COLONNA - EC3 Parte 1-8 Punto 6.2.2

$IR = F_v, Ed < F_v, Rd = 2934 < 0 = NaN$ ---> SI

VERIFICA DELLA SALDATURA - EC3 Parte 1-8 - Punto 4.5.3.3

Colonna - piatto

Azione locale $V_x = V_z$

$IR = F_w, Ed < F_w, Rd = 0.03$ ---> SI

Azione locale $V_y = V_y$

$IR = F_w, Ed < F_w, Rd = 0.00$ ---> SI

VERIFICA A RIFOLLAMENTO - EC3 - Parte 1-8 - Punto 3.6 - Tab. 3.4

IR= F,Ed < F,Rd = 0.02 ---> SI

VERIFICA A COMPRESSIONE BASE COLONNA - EC3 Parte 1-8 - Punto 6.2.5

IR= F,Ed < F,Rd = 0.00 ---> SI

VERIFICA DELLA SALDATURA - EC3 Parte 1-8 - Punto 4.5.3.3

Rinforzi sulla colonna

IR= Fw,Ed < Fw,Rd = 0.00 ---> SI

VERIFICA DELLA SALDATURA - EC3 Parte 1-8 - Punto 4.5.3.3

Colonna - piatto

AzioneM - N

IR= Fw,Ed < Fw,Rd = 0.00 ---> SI

RESISTENZA DELLA PIATTABANDA E DELL'ANIMA DELL'ASTA A COMPRESSIONE - EC3 - Parte 1-8 - Punto 6.2.6.7

IR= Fc,fc,Ed < Fc,fc,Ed = 0.00 ---> SI

RESISTENZA DI ANCORAGGIO DELLE BARRE - EC3 - Parte 1-8 - Punto 6.2.6.12

IR= Ft,bolt,Ed < Ft,bolt,Rd = NaN ---> SI

Condizione di Carico n°2

Nx = 69 kN - Vy = 6.7 kN - Vz = 14.8 kN - Mz = 12 kNm

VERIFICA A TAGLIO BASE COLONNA - EC3 Parte 1-8 Punto 6.2.2

IR= Fv,Ed < Fv,Rd = 2031 < 0 = NaN ---> SI

VERIFICA DELLA SALDATURA - EC3 Parte 1-8 - Punto 4.5.3.3

Colonna - piatto

Azione locale Vx = Vz

IR= Fw,Ed < Fw,Rd = 0.02 ---> SI

Azione locale Vy = Vy

IR= Fw,Ed < Fw,Rd = 0.01 ---> SI

VERIFICA A RIFOLLAMENTO - EC3 - Parte 1-8 - Punto 3.6 - Tab. 3.4

IR= F,Ed < F,Rd = 0.01 ---> SI

VERIFICA A COMPRESSIONE BASE COLONNA - EC3 Parte 1-8 - Punto 6.2.5

IR= F,Ed < F,Rd = 0.16 ---> SI

VERIFICA DELLA SALDATURA - EC3 Parte 1-8 - Punto 4.5.3.3

Rinforzi sulla colonna

IR= Fw,Ed < Fw,Rd = 0.11 ---> SI

VERIFICA DELLA SALDATURA - EC3 Parte 1-8 - Punto 4.5.3.3

Colonna - piatto

AzioneM - N

IR= Fw,Ed < Fw,Rd = 0.07 ---> SI

RESISTENZA DELLA PIATTABANDA E DELL'ANIMA DELL'ASTA A COMPRESSIONE - EC3 - Parte 1-8 - Punto 6.2.6.7

IR= Fc,fc,Ed < Fc,fc,Ed = 0.10 ---> SI

RESISTENZA DI ANCORAGGIO DELLE BARRE - EC3 - Parte 1-8 - Punto 6.2.6.12

IR= Ft,bolt,Ed < Ft,bolt,Rd = NaN ---> SI

RESISTENZA DEL NODO - EC3 - Parte 1-8 - Punto 6.2.8

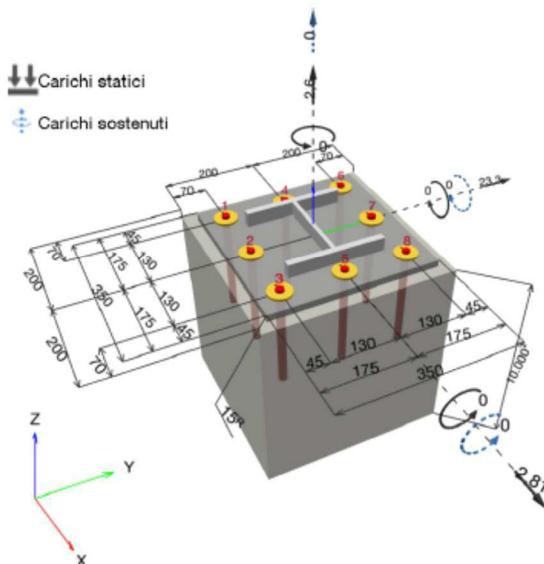
IR= F,Ed < F,Rd = 0.21 ---> SI

Si riporta a seguire il calcolo dell'ancoraggio

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V4 + HIT-V (8.8) M16
Periodo di ritorno (durata in anni):	50
Codice articolo:	2147194 HIT-V-8.8 M16x300 (inserire) / 2287552 HIT-RE 500 V4 (composto indurente)
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e ancorante.	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 200,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 20/0541
Emesso I Valido:	04/09/2021 -
Prova:	Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 15,0 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio ^R :	$I_x \times I_y \times t = 350,0 \text{ mm} \times 350,0 \text{ mm} \times 15,0 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	IPB/HEB, IPB 200 / HE 200 B; ($L \times W \times T \times FT$) = $200,0 \text{ mm} \times 200,0 \text{ mm} \times 9,0 \text{ mm} \times 15,0 \text{ mm}$
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, $f_{c,cube} = 40,20 \text{ N/mm}^2$; $h = 10.000,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: $0/0^\circ\text{C}$
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max.	Tassello [%]
1	<u>Combinazione 1</u>	<u>N = 2,600; V_x = 2,810; V_y = 23,300;</u> <u>M_x = 0,000; M_y = 0,000; M_z = 0,000;</u> <u>N_{sus} = 0,000; M_{x,sus} = 0,000; M_{y,sus} = 0,000;</u>	<u>no</u>	<u>no</u>	<u>98</u>	
2	Combinazione 2	N = -69,000; V _x = 6,700; V _y = 14,800; M _x = 0,000; M _y = 0,000; M _z = 0,000; N _{sus} = 0,000; M _{x,sus} = 0,000; M _{y,sus} = 0,000;	no	no	63	

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Controllo in corso del caso di carico: 1 Combinazione 1

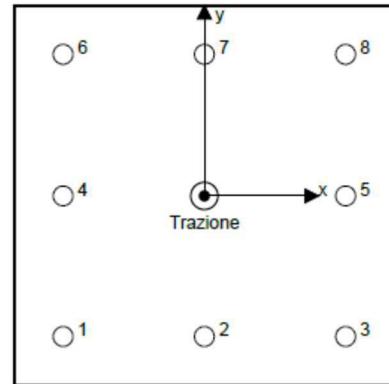
Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,325	2,934	0,351	2,913
2	0,325	2,934	0,351	2,913
3	0,325	2,934	0,351	2,913
4	0,325	2,934	0,351	2,913
5	0,325	2,934	0,351	2,913
6	0,325	2,934	0,351	2,913
7	0,325	2,934	0,351	2,913
8	0,325	2,934	0,351	2,913

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0,0/0,0): 2,600 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0,0/0,0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	0,325	83,733	1	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	2,600	164,050	2	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	2,600	101,102	3	OK
Fessurazione**	2,600	264,035	1	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
125,600	1,500	83,733	0,325

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
152,665	30,400	17,00	481,8	240,9	70,0
h_{ef} [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$s_{cr,Np}$ [mm]			
58,1	87,2	174,4			
ψ_c	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,049	17,83	3,200	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0,0	1,000	0,0	1,000	0,941	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
52,079	246,075	1,500	164,050	2,600	

ID gruppo ancoranti

1-8

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]
145,600	19,600	300,0	600,0
h_{ef} [mm]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	
46,7	70,0	140,0	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]
10,100	20,415	1,500	101,102
$N_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
37,504	1,500	264,035	2,600

ID gruppo ancoranti

1-8

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$
145,600	19,600	200,0	400,0	1,422
h_{ef} [mm]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]		
70,0	70,0	140,0		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	k_1
37,504	1,500	264,035	2,600	10,100

ID gruppo ancoranti

1-8

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	2,934	50,240	6	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per prout**	23,469	202,203	12	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	23,324	23,863	98	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
62,800	1,250	50,240	2,934

4.2 Rottura per prout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor
145.600	19.600	300,0	600,0	2,000
h_{ef} [mm]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
46,7	70,0	140,0		
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,pp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	
20,415	1,500	202,203	23,469	

ID gruppo ancoranti

1-8

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β
192,0	16,00	2,400	0,166	0,074
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]		
70,0	42,000	22,050		
$\psi_{s,V}$	$\psi_{n,V}$	$\psi_{a,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$
0,900	1,000	1,001	0,0	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	
20,862	1,500	23,863	23,324	

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,026	0,977	1,000	84	OK

$(\beta_N + \beta_V) / 1,2 \leq 1,0$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

$$\begin{aligned} N_{sk} &= 0,241 \text{ [kN]} & \delta_N &= 0,0014 \text{ [mm]} \\ V_{sk} &= 5,759 \text{ [kN]} & \delta_V &= 0,2304 \text{ [mm]} \\ & & \delta_{NV} &= 0,2304 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

Carichi a lungo termine:

$$\begin{aligned} N_{sk} &= 0,241 \text{ [kN]} & \delta_N &= 0,0031 \text{ [mm]} \\ V_{sk} &= 5,759 \text{ [kN]} & \delta_V &= 0,3455 \text{ [mm]} \\ & & \delta_{NV} &= 0,3456 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

7 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Il metodo SOFA (fori riempiti) assume l'assenza di spazi anulari tra gli ancoranti e la piastra di ancoraggio. Questo può essere ottenuto mediante il riempimento con resina di sufficiente resistenza a compressione (p.e. usando il sistema Hilti Seismic/Filling set) o attraverso altri mezzi idonei.
- L'utente è responsabile della conformità alle norme correnti (e.g. EC3, AS 4100, ecc.)
- Una verifica agli Stati Limite d'Esercizio non è eseguita da SOFA e deve essere effettuata dall'utente!
- L'adesione chimica caratteristica dipende dal periodo di ritorno (durata in anni): 50

L'ancoraggio risulta verificato!

12.3.6.2 Verifica Collegamento Trave HEA200 -Montante HEB200

Profilo principale = HE 200 B - Materiale : S275

Profilo secondario = HE 200 A - Materiale : S275

Piatto = 10 x 200 x 350 - Materiale : S275

Bulloni = n. file2 - n. righe3 - Diametro M16 - classe 8.8

Saldatura a = 5 mm

CONTROLLO GEOMETRIA POSIZIONAMENTO BULLONI - EC3 Parte 1-8 - Punto 3.5

Per azione Vy

IR = 0.1 --> SI

Per azione Vz

IR = 0.1 --> SI

Condizione di Carico n°1

Nx = 25 kN - Vy = -45 kN - Vz = 28.5 kN - Mt = 0 kNm - My = 0 kNm - Mz = 35 kNm

RESISTENZA DI PROGETTO ANIMA A TAGLIO - EC3 Parte 1-8 - Punto 6.2.6.1

Profilo primario

IR = Vwp,Ed < Vwp,Rd = 106061 < 381532 = 0.28 --> SI

VERIFICA DELLA SALDATURA RINFORZI TRASVERSALI ANIMA COLONNA - EC3 Parte 1-8 - Punto 4.5.3.3

Profilo primario

Saldatura sulla flangia

IR= Fw,Ed < Fw,Rd = 0.05 --> SI

Saldatura sull'anima

IR= Fw,Ed < Fw,Rd = 0.08 --> SI

RESISTENZA DI PROGETTO ANIMA DELLA COLONNA A COMPRESSIONE - EC3 Parte 1-8 - Punto 6.2.6.2

Profilo primario

IR = Fc,wc,Ed < Fc,wc,Rd = 93561 < 340009 = 0.28 --> SI

VERIFICA A RIFOLLAMENTO - EC3 - Parte 1-8 - Punto 3.6 - Tab. 3.4

Profilo primario - Piatto

IR= F,Ed < F,Rd = 0.06 --> SI

VERIFICA SALDATURA PIATTO DI COLLEGAMENTO - TRAVE - EC3 Parte 1-8 - Punto 4.5.3.3

Piatto

Saldatura sulla flangia della trave

IR= Fw,Ed < Fw,Rd = 0.40 --> SI

Saldatura sull'anima della trave

IR= Fw,Ed < Fw,Rd = 0.10 --> SI

RESISTENZA DELLA PIATTABANDA E DELL'ANIMA DELL'ASTA A COMPRESSIONE - EC3 - Parte 1-8 - Punto 6.2.6.7

Profilo secondario

IR = Fc,fb,Ed < Fc,fb,Rd = 93561 < 745275 = 0.13 --> SI

RESISTENZA DI PROGETTO ANIMA DELLA TRAVE A TAGLIO - EC3 Parte 1-8 - Punto 6.2.6.1

Profilo secondario

IR = Vwpbeam,Ed < Vwpbeam,Rd = 70170 < 285423 = 0.25 --> SI

RESISTENZA DI PROGETTO A TAGLIO DEL NODO - EC3 Parte 1-8 - Punto 6.2.2

IR = V,Ed < V,Rd = 45000 < 103238 = 0.44 --> SI

RESISTENZA DI PROGETTO A TRAZIONE DEL NODO - EC3 Parte 1-8 - Punto 6.2.7.1 (3) - 6.2.7.2 (6)

IR = N,Ed < N,Rd = 25000 < 350075 = 0.07 --> SI

RESISTENZA DI PROGETTO A FLESSIONE - EC3 Parte 1-8 - Punto 6.2.7.1

IR = M,Ed < M,Rd = 35000000 < 64410080 = 0.54 --> SI

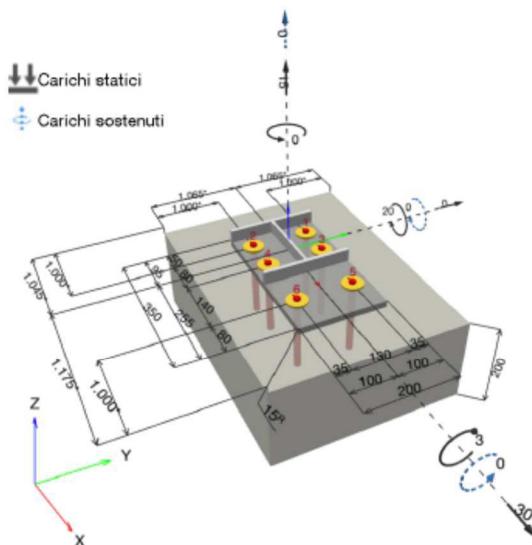
12.3.6.3 Verifica Collegamento Trave HEA200 -Parete C.A.

Il collegamento in esame è stato considerato ipotizzando un vincolo di cerniera alla base. I montanti HEB200 saranno vincolati alla testa della parete sottostante mediante n. 6 ancoraggi chimici tipo **HIT-RE 500 V4 + HIT-V (8.8) M16** o equivalente.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V4 + HIT-V (8.8) M16	
Periodo di ritorno (durata in anni):	50	
Codice articolo:	413619 HIT-V-8.8 M16X200 (inserire) / 2287552 HIT-RE 500 V4 (composto indurente)	
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e ancorante.		
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 160,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	ETA 20/0541	
Emesso I Valido:	04/09/2021 -	
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, chimica	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 15,0 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio ^R :	$I_x \times I_y \times t = 350,0 \text{ mm} \times 200,0 \text{ mm} \times 15,0 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	IPB/I/HEA, IPB/I 200 / HE 200 A; ($L \times W \times T \times FT$) = 190,0 mm x 200,0 mm x 6,5 mm x 10,0 mm	
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C30/37, $f_{c,cyl} = 30,00 \text{ N/mm}^2$, $h = 200,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C, Coefficiente parziale di sicurezza materiale definito dall'utente $\gamma_c = 1,500$	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



1.1 Combinazione carichi

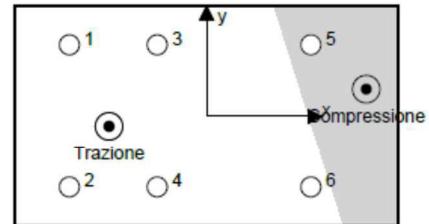
Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]	Tassello [%]
1	Combinazione 1	$N = 15,000; V_x = 30,000; V_y = 0,000;$ $M_x = -3,000; M_y = 20,000; M_z = 0,000;$ $N_{sus} = 0,000; M_{x,sus} = 0,000; M_{y,sus} = 0,000;$	no	no	89	

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	26,917	5,000	5,000	0,000
2	32,488	5,000	5,000	0,000
3	16,073	5,000	5,000	0,000
4	21,644	5,000	5,000	0,000
5	0,000	5,000	5,000	0,000
6	2,667	5,000	5,000	0,000



Compressione max. nel calcestruzzo: 0,46 [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 13,87 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-88,9/-9,0): 99,788 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(145,4/24,8): 84,788 [kN]

3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	32,488	83,733	39	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	99,788	142,046	71	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	99,788	123,306	81	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
125,600	1,500	83,733	32,488

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{M,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec1,Np} \cdot \Psi_{ec2,Np} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.13)}$$

$$\begin{aligned} N_{Rk,p}^0 &= \Psi_{sus} \cdot \tau_{RK} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \\ \Psi_{sus} &= 1 \end{aligned} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14)}$$

$$\begin{aligned} \Psi_{sus} &= 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\Psi_{sus} \cdot \tau_{RK}} \leq 3 \cdot h_{ef} \\ \Psi_{g,Np} &= \Psi_{g,Np}^0 \cdot \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\Psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00 \end{aligned} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.17)}$$

$$\begin{aligned} \Psi_{g,Np}^0 &= \sqrt{n} \cdot (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{RK}}{\tau_{RK,c}} \right)^{1,5} \geq 1,00 \\ \tau_{RK,c} &= \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} \end{aligned} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.18)}$$

$$\Psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.19)}$$

$$\Psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{ct,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.20)}$$

$$\Psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{RK,ucr,20}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
408.800	230.400	17,00	480,0	240,0	1.000,0	30,00
ψ_c	$\tau_{RK,ucr}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{RK,c}$ [N/mm ²]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,041	17,70	11,000	15,16	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
39,9	0,857	4,0	0,984	1,000	1,000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0,880	0,000	1,000				
$N_{RK,p}^0$ [kN]	$N_{RK,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]		
142,380	213,069	1,500	142,046	99,788		

ID gruppo ancoranti

1-4, 6

3.3 Rotta conica del calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{RK,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{RK,c} = N_{RK,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{RK,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 2,0 \cdot \frac{z}{1,5 \cdot h_{ef}} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
408.800	230.400	240,0	480,0	30,00	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
39,9	0,857	4,0	0,984	1,000	1,000
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{RK,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]
236,7	1,014	11,000	121,936	1,500	123,306
					N_{Ed} [kN]
					99,788

ID gruppo ancoranti

1-4, 6

4 Carico di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rotta dell'acciaio (senza braccio di leva)*	5,000	50,240	10	OK
Rotta dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rotta per pryout**	30,000	301,313	10	OK
Rotta del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	30,000	104,698	29	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rotta dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{RK,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{RK,s} = k_7 \cdot V_{RK,s}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35)}$$

$V_{RK,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{RK,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
62,800	1,000	62,800	1,250	50,240	5,000

4.2 Rotta per prout (cono del calcestruzzo)

$$\begin{aligned}
 V_{Ed} &\leq V_{Rd,c,p} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{M,C,p}} && \text{EN 1992-4, Tabella 7.2} \\
 V_{Rk,c,p} &= k_8 \cdot \min\{N_{Rk,c}, N_{Rk,p}\} && \text{EN 1992-4, Eq. (7.39c)} \\
 N_{Rk,c} &= N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} && \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)} \\
 N_{Rk,c}^0 &= k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} && \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)} \\
 A_{c,N}^0 &= s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} && \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)} \\
 \psi_{s,N} &= 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 && \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)} \\
 \psi_{ec1,N} &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{V,1}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 && \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)} \\
 \psi_{ec2,N} &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{V,2}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 && \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)} \\
 \psi_{M,N} &= 1 && \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}
 \end{aligned}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$s_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_8	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
427.000	230.400	240,0	480,0	2,000	30,00	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,C,p}$	$V_{Rd,c,p}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
11,000	121,936	1,500	301,313	30,000		

ID gruppo ancoranti

1-6

4.3 Rotta del bordo del calcestruzzo in direzione x+

$$\begin{aligned}
 V_{Ed} &\leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{M,C}} && \text{EN 1992-4, Tabella 7.2} \\
 V_{Rk,c} &= k_T \cdot V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{a,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V} && \text{EN 1992-4, Eq. (7.40)} \\
 V_{Rk,c}^0 &= k_9 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1.5} && \text{EN 1992-4, Eq. (7.41)} \\
 \alpha &= 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0.5} && \text{EN 1992-4, Eq. (7.42)} \\
 \beta &= 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0.2} && \text{EN 1992-4, Eq. (7.43)} \\
 A_{c,V}^0 &= 4,5 \cdot c_1^2 && \text{EN 1992-4, Eq. (7.44)} \\
 \psi_{s,V} &= 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1,00 && \text{EN 1992-4, Eq. (7.45)} \\
 \psi_{h,V} &= \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0.5} \geq 1,00 && \text{EN 1992-4, Eq. (7.46)} \\
 \psi_{ec,V} &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_V}{3 \cdot c_1}\right)} \leq 1,00 && \text{EN 1992-4, Eq. (7.47)} \\
 \psi_{a,V} &= \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1,00 && \text{EN 1992-4, Eq. (7.48)} \\
 c_1 &= \max\left(\frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{h}{1,5}, \frac{s_{2,max}}{3}\right) && \text{EN 1992-4, Eq. (7.50)}
 \end{aligned}$$

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_9	α	β	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
160,0	16,00	2,400	0,049	0,047	30,00
c_1 [mm]	c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]		
1.000,0	666,7	426.000	2.000.000		
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{a,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	2,236	1,000	0,0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	k_T	$\gamma_{M,C}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	
329,734	1,0	1,500	104,698	30,000	

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.3)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,388	0,100	2,000	17	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,809	0,287	1,500	89	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

L'ancoraggio risulta verificato!

12.3.6.4 Verifica Grigliato Metallico Piano Calpestio

La chiusura delle botole previste sul nuovo solaio sarà realizzata in grigliato elettroforgiato con piatto portante 25x2 mm e maglia 15x76 mm (antitacco).

Carichi

$$G_1 = 0 \text{ kg/mq}$$

$$G_2 = 50 \text{ kg/mq}$$

$$Q_{a1} = 400 \text{ kg/mq}$$

$$Q_{a2} = 120 \text{ kg/mq}$$

$$Q_{slu} = 765 \text{ kg/mq}$$

$$Q_{sle} = 510 \text{ kg/mq}$$

Tipologia Grigliato

$$[25] \times [2] - [15] \times [76]$$

$$L_n = 1200 \text{ mm} \quad luce di calcolo$$

$$W = 208 \text{ mm}^3$$

$$J = 2604 \text{ mm}^4$$

$$E = 21000 \text{ kg/mmq}$$

N = 66.7 Numero barre portanti in 1 metro di larghezza

q1 = 13.8 kg Carico su una barra portante per il calcolo di Sigma

M = 2066 Momento flettente

$$\sigma_{rd} = 22.4$$

$$S = 9.9 < \sigma_{rd} \quad \text{Sigma} \quad \text{Verificato} \quad \text{Soll. unitaria a fl es.}$$

$$q = 9.2 \text{ kg} \quad \text{Carico su una barra portante per il calcolo di Sigma}$$

$$f = 3.8 \text{ mm} = L / 318 \quad \text{Verificato}$$

12.3.6.5 Verifica Parapetto

Nel paragrafo seguente tratteremo la verifica del parapetto costituito da montanti del tipo quadro 50x50x6.3 mm considerati ad interesse max di 1.2 m collegati in sommità da

corrimano tubolare $\phi 48.3$ sp. 3.2 mm.

In base all'analisi dei carichi svolta precedentemente il sistema strutturale sarà soggetto ai seguenti carichi orizzontali applicati sul corrimano posto ad un'altezza massima di calcolo pari a 1.10 m

$$Q_o = 200 \text{ kg/m} \text{ carico orizzontale applicato sul corrimano}$$

In questa sede affronteremo il calcolo del corrimano e dei montanti direttamente saldati agli scialoni UNP 220 costituente la rampa e i pianerottoli.

12.3.6.6 Verifica Corrimano – Tubolare $\phi 48.3 \times 3.2$ mm

Tale elemento sarà costituito da un tubolare in acciaio di diametro 48.3 mm e sp. 3.2 mm. Sarà calcolato in semplice appoggio su luce massima di 1.2 m.

Si tratta di un elemento prevalentemente inflesso, che richiede verifiche di resistenza a flessione monoassiale, a taglio, ed eventualmente a flessione combinata con il taglio.

DATI GEOMETRICI E STATICI DELLA SEZIONE		
Tipologia e designazione del profilato		
Tipologia della sezione	:	cava f. caldo
Designazione del profilato	:	$\text{Ø } 48.3 \times 3.2$
Opere sicuramente protette contro la corrosione o non esposte agli agenti atmosferici	:	SI
Spessore minimo del profilato	:	3.0 mm
Descrizione della tipologia di profilato	:	Profili tondi cavi finiti a caldo
Caratteristiche geometriche principali		
Diametro della sezione trasversale	D =	48.3 mm
Spessore della sezione trasversale	t =	3.2 mm
Area della sezione trasversale	A =	4.53 cm ²
Caratteristiche statiche rispetto ad un asse qualsiasi		
Momento d'inerzia	I _y =	11.59 cm ⁴
Modulo di resistenza elastico	W _{el,y} =	4.80 cm ³
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,y} =	6.52 cm ³
Raggio d'inerzia	i _y =	1.60 cm
Altre caratteristiche statiche		
Area della sezione resistente al taglio	A _{vz} =	2.89 cm ²
Momento d'inerzia torsionale	I _t =	23.17 cm ⁴
Modulo di torsione	C _t =	9.59 cm ³

CLASSIFICAZIONE DELLE PARTI DELLA SEZIONE		
Parametri di calcolo		
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk} =	275 N/mm ²
Coefficiente $\varepsilon = (235/f_{yk})^{0.5}$	$\varepsilon =$	0.92 -
CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE		
Diametro	D =	48.3 mm
Spessore	t =	3.2 mm
Rapporto tra diametro e spessore	D/t =	15.1 -
Classificazione della sezione per flessione	Classe :	1 -

La sezione risulta di classe 1 per quanto riguarda la flessione, può quindi raggiungere la piena plasticizzazione prima che si manifestino fenomeni di instabilità locale.

In base all'analisi dei carichi svolta precedentemente, la verifica dei profilati viene condotta considerando i seguenti carichi:

$$Q_a = 200 \text{ kg/m} \text{ azione orizzontale applicata al corrimano}$$

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU)

Considerando a favore di sicurezza uno schema di trave in semplice appoggio, si ha un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q_a = 1.5 \times (Q_a) = 300 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{tot}} = q_a = 300 \text{ kg/m} \quad \text{carico lineare totale agente allo SLU}$$

Pertanto, considerando una luce di calcolo massima di 1.20 m, le sollecitazioni massime di taglio e momento flettente risultano:

$$V_{Ed} = q_{\text{tot}} L/2 = 180 \text{ kg} \quad M_{Ed} = q_{\text{tot}} L^2/8 = 54 \text{ kgm}$$

• Verifica a taglio:

$$A_v = 2A/\pi = 2.88 \text{ cm}^2$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{2.88 \cdot 2750}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 4365 \text{ kg}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{180}{4365} = 0.051 < 1 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

Inoltre, dato che $V_{Ed} < 0.5 V_{c,Rd,\text{red}}$, l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione può essere trascurata.

• Verifica a flessione:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{6.52 \cdot 2750}{1.05} = 17076 \text{ kgcm} = 170 \text{ kgm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{54}{170} = 0.32 < 1 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

12.3.6.7 Verifica Montanti – Scatolare Quadro 50x50x6.3 mm

Trattasi di profilati in acciaio del tipo quadro 50x50x6.3 mm posizionati ad interasse max i = 1 m saldati alla base agli scialoni costituenti le varie scale.

Lo schema statico considerato è quello di mensola incastrata di h = 1.1 m.

DATI GEOMETRICI E STATICI DELLA SEZIONE		
Tipologia e designazione del profilato		
Tipologia della sezione	: cava f. caldo	
Designazione del profilato	: 50x50x6.3	
Opere sicuramente protette contro la corrosione o non esposte agli agenti atmosferici	: SI	NTC 4.2.9.1

Spessore minimo del profilato	: 3.0 mm	VERIFICA
Descrizione della tipologia di profilato	: Profili quadrati cavi finiti a caldo	

Caratteristiche geometriche principali		
Altezza della sezione trasversale	$h = 50.0 \text{ mm}$	
Larghezza della sezione trasversale	$b = 50.0 \text{ mm}$	
Spessore della sezione trasversale	$t_w = 6.3 \text{ mm}$	
Raggio di raccordo esterno	$r_0 = 9.45 \text{ mm}$	
Raggio di raccordo interno	$r_1 = 6.30 \text{ mm}$	
Area della sezione trasversale	$A = 10.59 \text{ cm}^2$	

Caratteristiche statiche rispetto all'asse y-y		
Momento d'inerzia	$I_y = 32.76 \text{ cm}^4$	
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,y} = 13.10 \text{ cm}^3$	
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,y} = 17.01 \text{ cm}^3$	
Raggio d'inerzia	$i_y = 1.76 \text{ cm}$	

Caratteristiche statiche rispetto all'asse z-z		
Momento d'inerzia	$I_z = 32.76 \text{ cm}^4$	
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,z} = 13.10 \text{ cm}^3$	
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,z} = 17.01 \text{ cm}^3$	
Raggio d'inerzia	$i_z = 1.76 \text{ cm}$	

Altre caratteristiche statiche		
Area della sezione resistente al taglio lungo z	$A_{vz} = 5.29 \text{ cm}^2$	NTC 4.2.4.1.2
Area della sezione resistente al taglio lungo y	$A_{vy} = 5.29 \text{ cm}^2$	NTC 4.2.4.1.2
Momento d'inerzia torsionale	$I_t = 54.27 \text{ cm}^4$	
Modulo di torsione	$C_t = 18.51 \text{ cm}^3$	

CLASSIFICAZIONE DELLE PARTI DELLA SEZIONE

Parametri di calcolo		
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$	NTC 11.3.4.1 - Tab. 11.3.IX
Coefficiente $\epsilon = (235/f_{yk})^{0.5}$	$\epsilon = 0.92$	NTC 4.2.3.1 - Tab. 4.2.I e 4.2.II

Classificazione delle anime		
Lunghezza del lato più lungo depurato da racc.	$c = 31.1 \text{ mm}$	NTC 4.2.3.1 - Tab. 4.2.I e 4.2.II
Spessore	$t_w = 6.3 \text{ mm}$	NTC 4.2.3.1 - Tab. 4.2.I e 4.2.II
Rapporto tra larghezza e spessore	$c/t_w = 4.9$	NTC 4.2.3.1 - Tab. 4.2.I e 4.2.II
Classificazione dell'anima per flessione	Classe : 1	NTC 4.2.3.1 - Tab. 4.2.I e 4.2.II

Classificazione delle ali		
Larghezza del lato più corto depurato da racc.	$c = 31.1 \text{ mm}$	NTC 4.2.3.1 - Tab. 4.2.I e 4.2.II
Spessore	$t_f = 6.3 \text{ mm}$	NTC 4.2.3.1 - Tab. 4.2.I e 4.2.II
Rapporto tra larghezza e spessore	$c/t_f = 4.9$	NTC 4.2.3.1 - Tab. 4.2.I e 4.2.II
Classificazione delle ali per flessione	Classe : 1	NTC 4.2.3.1 - Tab. 4.2.I e 4.2.II

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE		
Classificazione della sezione per flessione	Classe : 1	NTC 4.2.3.1 - Tab. 4.2.II e 4.2.III

L'azione a cui risulta soggetto è quella già definita precedentemente che ricordiamo essere un carico di 200 kg/m che in base all'interesse fornisce il seguente valore:

$$F_p = Q_a \times i = 200 \times 1.2 = 200 \text{ kg} \quad \text{carico concentrato in sommità montante}$$

In definitiva quindi l'asta risulterà caricata in punta da una forza concentrata:

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU)

Considerando uno schema di trave a mensola incastrata alla base, si ha un carico concentrato pari a:

$$F_{\text{tot}} = 1.5 \times F_p = 300 \text{ kg}$$

carico concentrato totale agente allo SLU

Pertanto, considerando una luce di calcolo massima di 1.1 ml, le sollecitazioni massime di taglio e momento flettente risultano:

$$V_{\text{Ed}} = F_{\text{tot}} = \mathbf{300 \text{ kg}} \quad M_{\text{Ed}} = F_{\text{tot}} L = \mathbf{396 \text{ kgm}}$$

• Verifica a taglio:

$$A_v = 5.29 \text{ cmq}$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{5.29 \cdot 2750}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 8000 \text{ kg}$$

$$\frac{V_{\text{Ed}}}{V_{c,Rd}} = \frac{360}{8000} = 0.038 < 1 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

Inoltre, dato che $V_{\text{Ed}} < 0.5 V_{c,Rd,\text{red}}$, l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione può essere trascurata.

• Verifica a flessione:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{17.01 \cdot 2750}{1.05} = 44550 \text{ kgcm} = 445 \text{ kgm}$$

$$\frac{M_{\text{Ed}}}{M_{c,Rd}} = \frac{396}{445} = 0.89 < 1 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

VERIFICA DI DEFORMAZIONE (SLE R)

Per l'elemento e per la verifica in esame non ci sono particolari prescrizioni normative che impongano limiti di deformabilità. Pertanto ci limiteremo a fare un controllo della freccia risultante onde evitare la sorpresa di eccessive deformazioni.

$$F_{\text{tot}} = F_p = 240 \text{ kg}$$

carico concentrato totale agente allo SLE rara

Le deformazioni che si riscontrano sul profilato in esame nello Stato Limite di Esercizio in combinazione rara, risultano essere:

$$\delta_{\max} = \frac{F_{\text{tot}} \cdot L^3}{3 \cdot EJ} = 1.42 \text{ cm} < 2.20 \text{ cm (2% di L)}$$

La deformazione sopra calcolata si può ritenere accettabile per la tipologia di elemento e di verifica effettuata.

12.3.6.8 Verifica Travi 308 e 311 – HEB450

Il modello di calcolo schematizza le travi in oggetto non considerando la collaborazione della trave in c.a. soprastante, ipotizzando uno schema statico di doppio appoggio.

Le verifiche evidenziano una vulnerabilità riguardante la verifica a stabilità; considerando l'effettiva collaborazione la verifica risulta soddisfatta come da calcoli riportati a seguire.

Asta n. 311 (304 315) - Sez. 6 (Trave - HEB450) - Crit. 3

- Verifica a taglio Dir. Z [4.2.16] - CC 17 SLU $X_I=11.63$ - Classe 1

Sollecitazioni: $T_z=-35052.10$

$V,Ed=-35052.10$ $V_c,Rd=120461.00$ $V,Ed/V_c,Rd=0.29$

- Verifica a flessione YY [4.2.12] - CC 17 SLU $X_I=5.92$ - Classe 1

Sollecitazioni: $M_y=-100161.00$

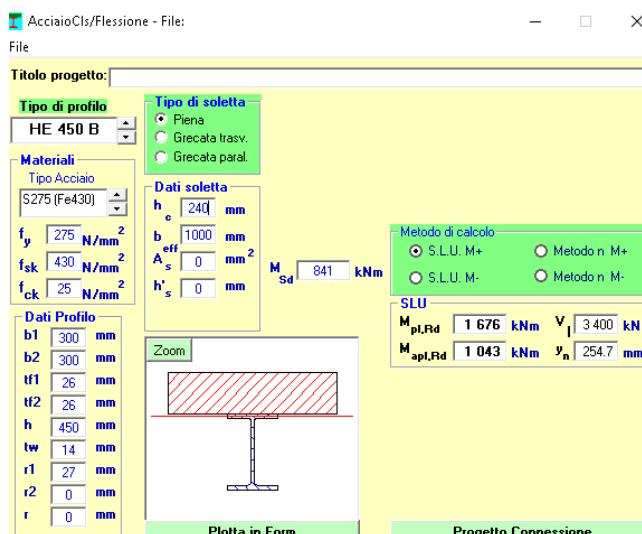
$M_y,Ed=-100161.00$ $M_y,c,Rd=104589.00$ $M_y,Ed/M_y,c,Rd=0.96$

- Verifica di stabilità aste inflesse (4.2.4.1.3.2) CC 17 SLU - Classe 1

$L_{cr}=11.73$ Curva b: $a_{imp}=0.34$ $k_c=0.94$ $y=1.75$ $M_{cr}=146454.00$ $I_{LT}=0.87$

$I_{LT,0}=0.40$ $b_{LT}=0.75$ $F_{LT}=0.86$ $b_{LT}=0.75$ $f=0.97$ $C_{LT}=0.80$

$M_y,Ed=-100161.00$ $M_y,b,Rd=84070.90$ $M_y,Ed/M_y,b,Rd=1.19$



12.3.6.9 Verifica Connessione Nuovi Controventi L45x3

Si riporta a seguire la verifica del collegamento dei nuovi controventi di copertura fissati alle strutture esistenti mediante saldature realizzate direttamente in opera. Si considera un carico di trazione valutato dal modello di calcolo e incrementato a favore della sicurezza pari a 1100 kg.

- Verifica saldature:

si considerano resistenti solo i cordoni paralleli alla direzione del varico

$N_{ed} = 11000 \text{ N}$
 $b = 50 \text{ mm}$
 $a = 3 \text{ mm}$
 $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
 $\beta_1 = 0.70$
 $\beta_2 = 0.85$
 $n = 2$

sforzo agente sulla saldatura
lunghezza saldatura
altezza cordone saldatura
tensione caratteristica snervamento saldatura
coefficiente funzione tipo acciaio
coefficiente funzione tipo acciaio
numero cordoni saldatura

$$\tau_{\parallel} = \frac{N_{ed}}{n \cdot b \cdot a} = 36,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} = 36,7 \text{ N/mm}^2 \leq 0.70 \cdot f_{yk} = 192.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

$$|\sigma_{\perp}| = 36,7 \text{ N/mm}^2 < 0,85 f_{yk} = 233,7 \text{ N/mm}^2 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

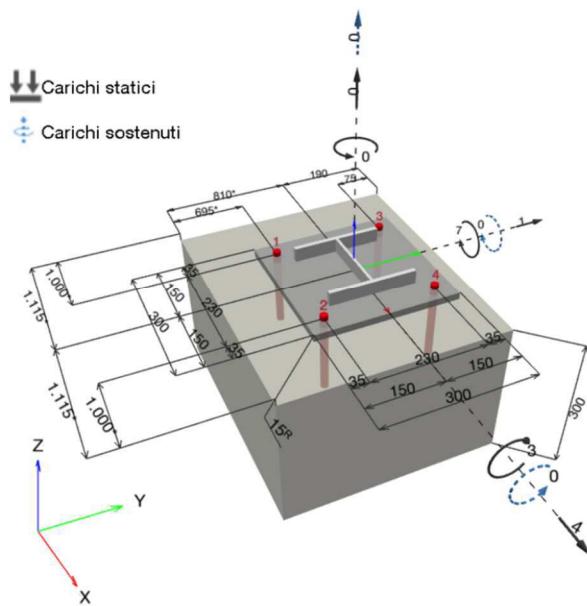
12.3.6.10 Verifica Collegamento Montante HEA180 Portale Corpo B

Il collegamento in esame è stato considerato ipotizzando un vincolo di incastro alla base. I montanti HEA180 saranno vincolati alla nuova trave di fondazione 100x30 cm sottostante mediante n. 4 ancoraggi chimici tipo **HIT-RE 500 V4 + HIT-V (8.8) M16** o equivalente.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V4 + HIT-V (8.8) M16	
Periodo di ritorno (durata in anni):	50	
Codice articolo:	413619 HIT-V-8.8 M16X200 (inserire) / 2287552	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 150,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	ETA 20/0541	
Emesso l'Valido:	04/09/2021 -	
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, chimica	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 15,0 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio ^R :	$l_x \times l_y \times t = 300,0 \text{ mm} \times 300,0 \text{ mm} \times 15,0 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	IPBi/HEA, IPBi 180 / HE 180 A; ($L \times W \times T \times FT$) = 171,0 mm x 180,0 mm x 6,0 mm x 9,5 mm	
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,cyl} = 25,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 300,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C, Coefficiente parziale di sicurezza materiale definito dall'utente $\gamma_c = 1,500$	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max.	Tassello [%]
1	Combinazione 1	$N = 0,000; V_x = 4,000; V_y = 1,000;$ $M_x = -3,000; M_y = 7,000; M_z = 0,000;$ $N_{sus} = 0,000; M_{x,sus} = 0,000; M_{y,sus} = 0,000;$	no	no	46	

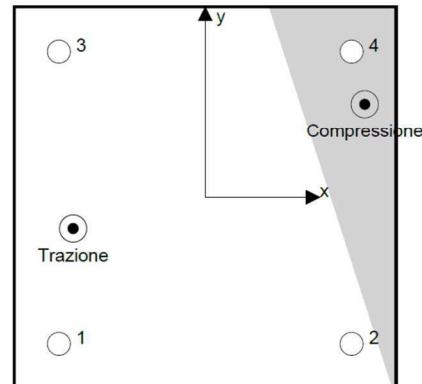
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	17,048	1,031	1,000	0,250
2	1,485	1,031	1,000	0,250
3	12,016	1,031	1,000	0,250
4	0,000	1,031	1,000	0,250

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,20 [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 6,08 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-103,8/-24,5): 30,550 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(125,3/73,7): 30,550 [kN]



Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	17,048	83,733	21	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	30,550	86,161	36	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	30,550	66,421	46	OK
Fessurazione**	30,550	104,856	30	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}}$$

EN 1992-4, Tabella 7.1

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
125,600	1,500	83,733	17,048

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{M,p}}$	EN 1992-4, Tabella 7.1
$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np}$	EN 1992-4, Eq. (7.13)
$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef}$	EN 1992-4, Eq. (7.14)
$\psi_{sus} = 1$	EN 1992-4, Eq. (7.14a)
$s_{cr,Np} = 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} \leq 3 \cdot h_{ef}$	EN 1992-4, Eq. (7.15)
$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 \cdot \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right) \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00$	EN 1992-4, Eq. (7.17)
$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} \cdot (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}} \right)^{1,5} \geq 1,00$	EN 1992-4, Eq. (7.18)
$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}}$	EN 1992-4, Eq. (7.19)
$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,00$	EN 1992-4, Eq. (7.20)
$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00$	EN 1992-4, Eq. (7.21)
$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00$	EN 1992-4, Eq. (7.21)

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,uor,20}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	f_{cyl} [N/mm ²]
342.000	202.500	17,00	450,0	225,0	75,0	25,00
ψ_c	$\tau_{Rk,uor}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,023	17,38	11,000	13,40	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
65,5	0,775	13,8	0,942	0,800	1,000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0,880	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]		
131,069	129,241	1,500	86,161	30,550		

ID gruppo ancoranti

1-3

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}}$	EN 1992-4, Tabella 7.1					
$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N}$	EN 1992-4, Eq. (7.1)					
$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5}$	EN 1992-4, Eq. (7.2)					
$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$	EN 1992-4, Eq. (7.3)					
$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00$	EN 1992-4, Eq. (7.4)					
$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00$	EN 1992-4, Eq. (7.6)					
$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00$	EN 1992-4, Eq. (7.6)					
$\psi_{M,N} = 1$	EN 1992-4, Eq. (7.7)					
$A_{c,N} [\text{mm}^2]$	$A_{c,N}^0 [\text{mm}^2]$	$c_{cr,N} [\text{mm}]$	$s_{cr,N} [\text{mm}]$	$f_{c,cyl} [\text{N/mm}^2]$		
342.000	202.500	225,0	450,0	25,00		
$e_{c1,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
65,5	0,775	13,8	0,942	0,800	1,000	
$z [\text{mm}]$	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0 [\text{kN}]$	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c} [\text{kN}]$	$N_{Ed} [\text{kN}]$
249,3	1,000	11,000	101,041	1,500	66,421	30,550

ID gruppo ancoranti

1-3

3.4 Fessurazione

$N_{Ed} \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{M,sp}}$	EN 1992-4, Tabella 7.1					
$N_{Rk,sp} = N_{Rk,sp}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{h,sp}$	EN 1992-4, Eq. (7.23)					
$N_{Rk,sp}^0 = \min(N_{Rk,p}^0, N_{Rk,c}^0)$	EN 1992-4, Eq. (7.3)					
$A_{c,N}^0 = s_{cr,sp} \cdot s_{cr,sp}$	EN 1992-4, Eq. (7.4)					
$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,sp}} \leq 1,00$	EN 1992-4, Eq. (7.4)					
$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,sp}} \right)} \leq 1,00$	EN 1992-4, Eq. (7.6)					
$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,sp}} \right)} \leq 1,00$	EN 1992-4, Eq. (7.6)					
$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \leq \max \left\{ 1; \left(\frac{h_{ef} + 1,5 \cdot c_1}{h_{min}} \right)^{2/3} \right\} \leq 2,00$	EN 1992-4, Eq. (7.24)					
$A_{c,N} [\text{mm}^2]$	$A_{c,N}^0 [\text{mm}^2]$	$c_{cr,sp} [\text{mm}]$	$s_{cr,sp} [\text{mm}]$	$\psi_{h,sp}$	$f_{c,cyl} [\text{N/mm}^2]$	
205.500	90.000	150,0	300,0	1,258	25,00	
$e_{c1,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
65,5	0,696	13,8	0,916	0,850	1,000	11,000
$N_{Rk,sp}^0 [\text{kN}]$	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp} [\text{kN}]$	$N_{Ed} [\text{kN}]$			
101,041	1,500	104,856	30,550			

ID gruppo ancoranti

1-3

4 Carico di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	1,031	50,240	3	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	4,123	191,817	3	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	4,031	42,000	10	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}}$$

EN 1992-4, Tabella 7.2

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0$$

EN 1992-4, Eq. (7.35)

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
62,800	1,000	62,800	1,250	50,240	1,031

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,sp} = \frac{V_{Rk,sp}}{\gamma_{M,c,p}}$$

EN 1992-4, Tabella 7.2

$$V_{Rk,sp} = k_8 \cdot \min\{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\}$$

EN 1992-4, Eq. (7.39c)

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N}$$

EN 1992-4, Eq. (7.1)

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

EN 1992-4, Eq. (7.2)

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$$

EN 1992-4, Eq. (7.3)

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00$$

EN 1992-4, Eq. (7.4)

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{V,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00$$

EN 1992-4, Eq. (7.6)

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{V,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00$$

EN 1992-4, Eq. (7.6)

$$\psi_{M,N} = 1$$

EN 1992-4, Eq. (7.7)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_8	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
360.400	202.500	225,0	450,0	2,000	25,00	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	0,800	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,sp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
11,000	101,041	1,500	191,817	4,123		

ID gruppo ancoranti

1-4

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.3)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,204	0,021	2,000	5	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,460	0,096	1,500	35	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{sk}	=	12,628 [kN]	δ_N	=	0,1005 [mm]
V_{sk}	=	0,764 [kN]	δ_V	=	0,0305 [mm]

$$\delta_{NV} = 0,1050 \text{ [mm]}$$

Carichi a lungo termine:

N_{sk}	=	12,628 [kN]	δ_N	=	0,2177 [mm]
V_{sk}	=	0,764 [kN]	δ_V	=	0,0458 [mm]

$$\delta_{NV} = 0,2225 \text{ [mm]}$$

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo!
Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

L'ancoraggio risulta verificato!

12.3.6.11 Verifica Giunto Sismico Scala Acciaio – Edificio Esistente

Per la verifica del giunto sismico tra la nuova scala in acciaio e l'edificio esistente sono stati valutati gli spostamenti massimi delle singole strutture

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche del giunto sismico previsto, nel rispetto normativo, tra la nuova scala in acciaio e l'edificio esistente al fine di escludere la possibilità di martellamento tra le costruzioni.

In particolare la valutazione è stata affrontata considerazione degli spostamenti rilevati nei modelli di calcolo nel due direzioni principali da cui si ha:

$$d_{scala,x}^{(*)} = 3.1 \text{ cm}$$

$$d_{edificio,x} = 1.6 \text{ cm}$$

$$d_{scala,y}^{(*)} = 2.3 \text{ cm}$$

$$d_{edificio,y} = 0.9 \text{ cm}$$

(*) A favore della sicurezza per gli spostamenti massimi della scala sono stati considerati quelli del modello appositamente dedicato e non di quello globale, avendo rilevato in quest'ultimo spostamenti minori in valore assoluto.

Avendo disposto un giunto sismico maggiore della somma degli spostamenti determinati della struttura nuova e di quella esistente, la distanza fra le costruzioni contigue è tale da impedire il martellamento, infatti:

$$D_{disp,x} = 10.0 \text{ cm} \geq d_{scala,x} + d_{edificio,x} = 3.1 + 1.6 = 4.7 \text{ cm}$$

$$D_{disp,y} = 5.0 \text{ cm} \geq d_{scala,y} + d_{edificio,y} = 2.3 + 0.9 = 3.2 \text{ cm}$$

12.4 VERIFICHE Corpo C

12.4.1 Verifica Travi e Pilastri in C.A.

La verifica relativa a travi e pilastri esistenti è effettuata nei soli confronti deli SLU statici e simici.

Gli interventi di consolidamento apportati con incremento di sezione in c.a. sono stati verificati singolarmente nei paragrafi a seguire per ogni elemento non verificato.

12.4.1.1 Verifica Trave T114

Le travi in esame, presentano vulnerabilità a taglio pertanto si rende necessario intervento di rinforzo con ringrosso sezione resistente di altezza pari a 10 cm, al fine di incrementarne il taglio resistente.

Si riporta a seguire stringa di calcolo estrapolata dal fascicolo dei calcoli.

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Fcm <daN/cmq>	Fctm <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fcd (Tag) <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Fym <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>	Fyd (Tag) <daN/cmq>
7 R		40.00	30.00	4.10	4.10	178.00	13.74	112.07	74.72	6.78	4841.00	3585.93	3118.20

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.
25 SLU	0.18	2.48	2.30	ø8/10 2 br.	10.05	0.40	21821.10	1.94	14182.10	14182.10	14182.10	0.650
25 SLU	4.86	7.34	2.48	ø8/10 2 br.	10.05	0.40	20835.60	1.94	14182.10	14182.10	14182.10	0.681
25 SLU	13.38	15.42	2.04	ø8/10 2 br.	10.05	0.40	17319.80	1.94	14182.10	14182.10	14182.10	0.819

DEFINIZIONE DEI MATERIALI

Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005

Resistenza caratteristica cubica	Rck	15 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	fck	13.18519 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γc	1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	αcc	0.85 [-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	fcm	21.18519 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	fctm	1.7 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	fctk,0,05	1.2 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	fctk,0,95	2.2 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	Ecm	27557 [MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f _c	εc1	0.0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	εcu	0.0035 [-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	fcd	7.47 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	fctd	0.78 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	σc,caratt.	7.911111 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	σc,q.p.	5.933333 [MPa]

Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005

Resistenza a snervamento dell'acciaio	fyk	358.5926 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γs	1.15 [-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E _s	200000 [MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	εyd	0.001559 [-]
Deformazione ultima dell'acciaio	εsu	0.01 [-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	fyd	311.8 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ _s	286.8741 [MPa]

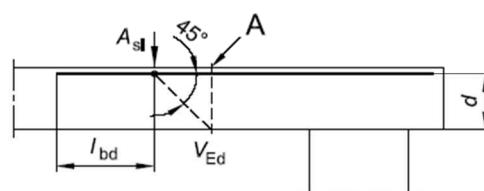
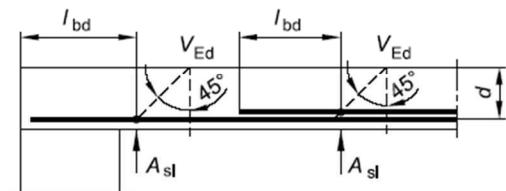
DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA		
SEZIONE TRASVERSALE		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	400 [mm]
Copriferro	d'	20 [mm]
Altezza utile della sezione	d	380 [mm]
ARMATURA TESA		
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	20 [mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	11 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	3456 [mm ²]
ARMATURA COMPRESSA		
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	20 [mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	11 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0 [mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0 [-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	3456 [mm ²]

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE		
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	218.21 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$		0.12 [-]
Coefficiente k	k	1.73 [-] 1.73 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0227352 [-] 0.0227352 [-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo tesio

 $V_{Rd,c}$ 97.77 [kN]

Resistenza minima del calcestruzzo tesio

 $V_{Rd,min}$ 43.78 [kN]**Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo tesio** **V_{Rd} 97.77 [kN]**

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	8 [mm]
Numero di braccia	n_b	2 [-]
Passo delle staffe	s	100 [mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45 [°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90 [°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	101 [mm ²]
Braccio della coppia interna	z	342 [mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00 [-] 1.00 [-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00 [-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00 [-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	107.21 [kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	3.74 [MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	255.53 [kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	287.54 [mm]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	107.21 [kN]
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE		
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	283.92 [kN]

$$T_{ed,max} = 218.21 \text{ kNm} < V_{rd} = 283.92 \text{ kNm}$$

verifica soddisfatta

12.4.2 Verifica Pareti in C.A.

Le verifiche relative alle nuove pareti/placcaggi in c.a. è riportata in **Allegato 3 – Fascicolo dei calcoli Corpo C.**

12.4.3 Verifica Fondazioni in C.A.

Le verifiche relative alle fondazioni in c.a. è riportata in **Allegato 4 – Fascicolo dei calcoli Corpo C_Fondazioni**

12.4.4 Verifica Solai in Laterocemento

In questo allegato vengono riportati i calcoli effettuati per la verifica dei solai tipo per ciascuna unità strutturale. Le resistenze e le geometrie sono state ottenute visionando i progetti originali ed effettuando saggi sulle strutture.

12.4.4.1 Verifica Solaio Laterocemento al P.1 - H=20+4 cm – (Rif. FS02)

Il solaio oggetto di verifica è quello indagato tramite saggio FS02; trattasi di solaio in laterocemento gettato in opera con spessore 20+4 cm e travetti ad interasse 50 cm.

Si effettuare la verifica per il solaio di luce maggiore ($L=3.90m$), prendendo come resistenze dei materiali quelle ricavate dalle prove effettuate e riportate in relazione.

$$G_1 = 300 \text{ daN/mq}$$

$$G_2 = 150 \text{ daN/mq}$$

$$Q_k = 500 \text{ daN/mq}$$

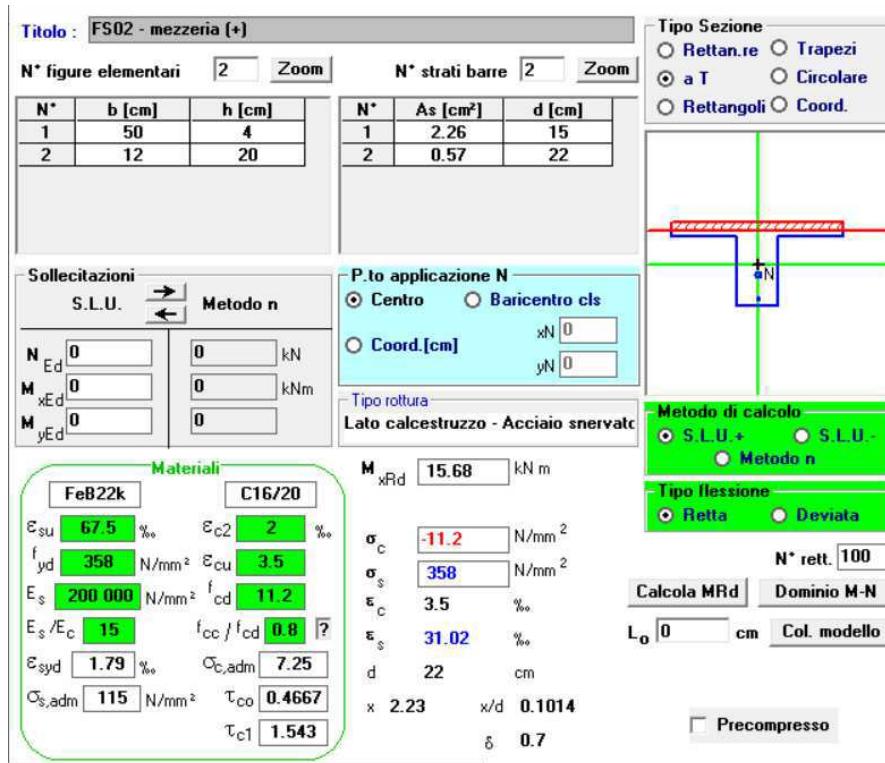
$$\text{Luce} = 3.90 \text{ m}$$

$$M = ql^2/16 = 6.49 \text{ kNm (positivo)}$$

$$M = ql^2/24 = -4.33 \text{ kNm (negativo)}$$

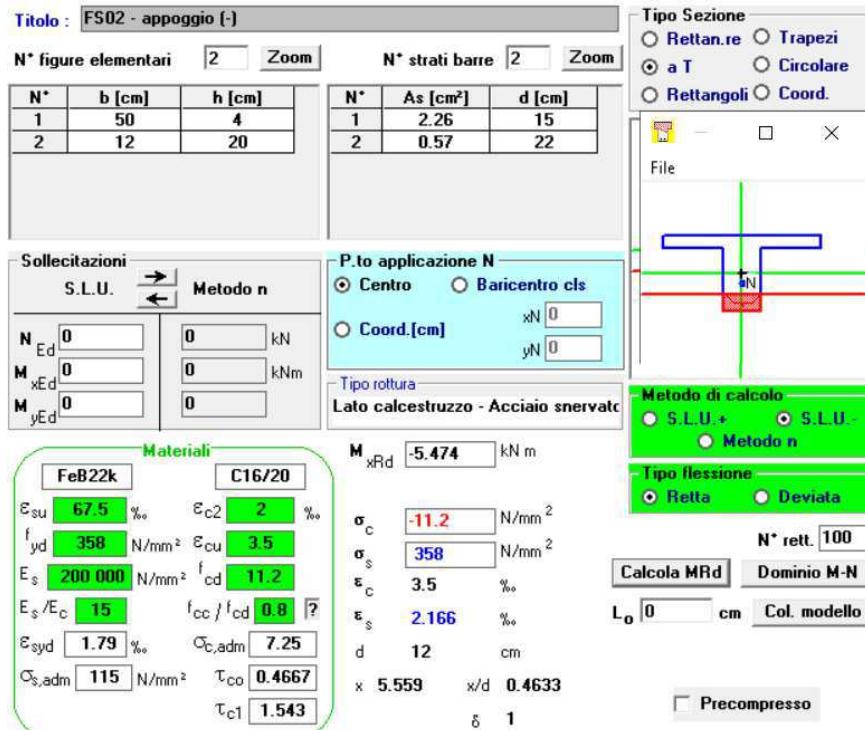
Armatura appoggio: 2Φ6+2Φ12 centrali

Armatura mezzeria: si considera quella verificata in appoggio



$$M_{ed,max} = 6.49 \text{ kNm} < M_{rd} = 15.68 \text{ kNm}$$

verifica soddisfatta



$$M_{ed,max} = -4.33 \text{ kNm} < M_{rd} = -5.47 \text{ kNm}$$

verifica soddisfatta

12.4.5 Verifiche Strutture in Acciaio

Per quanto non espressamente indicato, per le verifiche degli elementi in acciaio si rimanda al fascicolo dei calcoli **Allegato 3 – Fascicolo dei calcoli Corpo C**.

13 VERIFICHE DI SICUREZZA GEOTECNICHE (GEO)

Per quanto attiene alla relazione geologica, si rimanda a quanto in allegato redatto dal Dr. Geol. Fabio Luparelli, secondo cui la stratigrafia di riferimento è stata delineata sulla base delle risultanze dirette del sondaggio a carotaggio continuo, denominato S2, eseguito per la realizzazione della Carta Geologica (sondaggi del Progetto CARG).

Nello specifico, la stratigrafia del sottosuolo di fondazione dell'edificio scolastico in esame, in accordo con la cartografia, si può riassumere come di seguito:

- da 0 a 6.5 metri alternanza di livelli argillosi-limosi di consistenza da media a compatta e di livelli sabbiosi-limosi;
- da 6.5 a 8/9 metri strato di argilla compatta sovraconsolidata (probabile paleosuolo) con presenza di acqua di falda;
- da 8/9 a 12 metri argilla limosa da molle a mediamente consistente con livelletti limo-sabbiosi;
- oltre i 12 metri banco di alluvioni sabbiose-ghiaiose.

CARATTERI GEOTECNICI		Livello argilloso-limoso	Livello sabbioso-limoso
- Peso unità di volume	kN/m ³	18,80	18,00
- Umidità naturale	%	20	15
- Passante 200	%	80	70
- Limite Liquido	%	38	33
- Limite Plastico	%	22	26
- Indice Plastico	%	16	7
- Coesione non drenata	daN/cm ²	0,90-1,20	0,35-0,45
- Angolo attrito interno	gradi	16°-18°	21°-23°

Sulla base dei valori forniti in tabella soprastante, si assumerà un'unica stratigrafia con valori mediati tra i due livelli indicati.

STRATO 1:

- Peso di volume: $\gamma = 1840 \text{ kg/mc}$
 Peso di volume saturo: $\gamma_{\text{sat}} = 1900 \text{ kg/mc}$
 Angolo di attrito efficace: $\phi' = 19.5^\circ$
 Coesione: $c' = 0.1 \text{ kg/cmq} (*)$
 Coesione non drenata: $c_u = 0.725 \text{ kg/cmq}$

(*) valutato cautelativamente da archivio programma per terreni simili

Relativamente all'individuazione della categoria del terreno di sottosuolo per la definizione dell'azione sismica di progetto (NTC 2018), si assume un terreno di **categoria C**.

13.1 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Nei confronti delle azioni agenti (statiche e sismiche), in base a quanto indicato al par. 7.11.5.3 del D.M. 17/01/2018, per la verifica del carico limite delle fondazioni la capacità portante è stata determinata mediante la formula di Terzaghi:

$$q_u = c N_c s_c + q N_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma$$

- B è la larghezza della fondazione;
- c è il valore della coesione;
- γ peso proprio del terreno all'interno alla superficie di scorrimento;
- N_γ , N_c e N_q sono quantità adimensionali, detti fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di resistenza al taglio ϕ e della forma della superficie di rottura considerata;
- s_c , s_q e s_γ sono i fattori di forma.

13.1.1 CORPO A e B

Si riportano a seguire gli output di calcolo da cui si rilevano i coefficienti di sicurezza minimi sia per la platea che per le travi di fondazione.

Platea n. 500

$B=15.16 \text{ m}$ $L=19.68 \text{ m}$ $D=0.50 \text{ m}$ $\beta=0.00 \text{ grad}$ $\eta=0.00 \text{ grad}$ $\gamma_r=1840.00 \text{ daN/mc}$
 $\sigma_{v0,f}=920.00 \text{ daN/mq}$

Verifiche in condizioni non drenate

$c_{ur}=7249.89 \text{ daN/mq}$
 $N_q=1.00 \text{ N}_c=5.14 \text{ s}_c=1.30$

CC	N <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	q _{lim} <daN/mq>	R _d <daN>	Sic.
25	1892490.00	4065370.00	2525810.00	10.87	17.01	49378.80	3968430.00	2.10

Platea n. 600

$B=4.46 \text{ m}$ $L=6.15 \text{ m}$ $D=3.80 \text{ m}$ $\beta=0.00 \text{ grad}$ $\eta=0.00 \text{ grad}$ $\gamma_r=1840.00 \text{ daN/mc}$
 $\sigma_{v0,f}=6992.00 \text{ daN/mq}$

Verifiche in condizioni non drenate

$c_{ur}=7249.89 \text{ daN/mq}$
 $N_q=1.00 \text{ N}_c=5.14 \text{ s}_c=1.30$

CC	N <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	q _{lim} <daN/mq>	R _d <daN>	Sic.
25	227109.00	3408.06	43101.70	4.43	5.77	55451.60	616308.00	2.71

Travata 505

$B=2.20 \text{ <m>} L=17.42 \text{ <m>} D=3.85 \text{ <m>} \beta=0.00 \text{ <grad>} \eta=0.00 \text{ <grad>} \gamma_r=1840.00 \text{ <d aN/mc>} \sigma_{v0,f}=7084.00 \text{ <daN/mq>}$

Verifiche in condizioni non drenate

$c_{ur}=7250.01 \text{ <daN/mq>} N_q=1.00 \text{ N_c}=5.14 \text{ s_c}=1.00$

CC	N <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	q _{lim} <daN/mq>	R _d <daN>	Sic.
25	418402.00	-3027.55	172038.00	2.19	16.60	44360.60	699637.00	1.67

Si precisa inoltre che, nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi geotecnici (GEO), si è utilizzato l' **approccio 2**, considerando un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni, per i parametri geotecnici e per le resistenze globali, così come definito al par.6.4.2.1 del D.M. 17/01/2018.

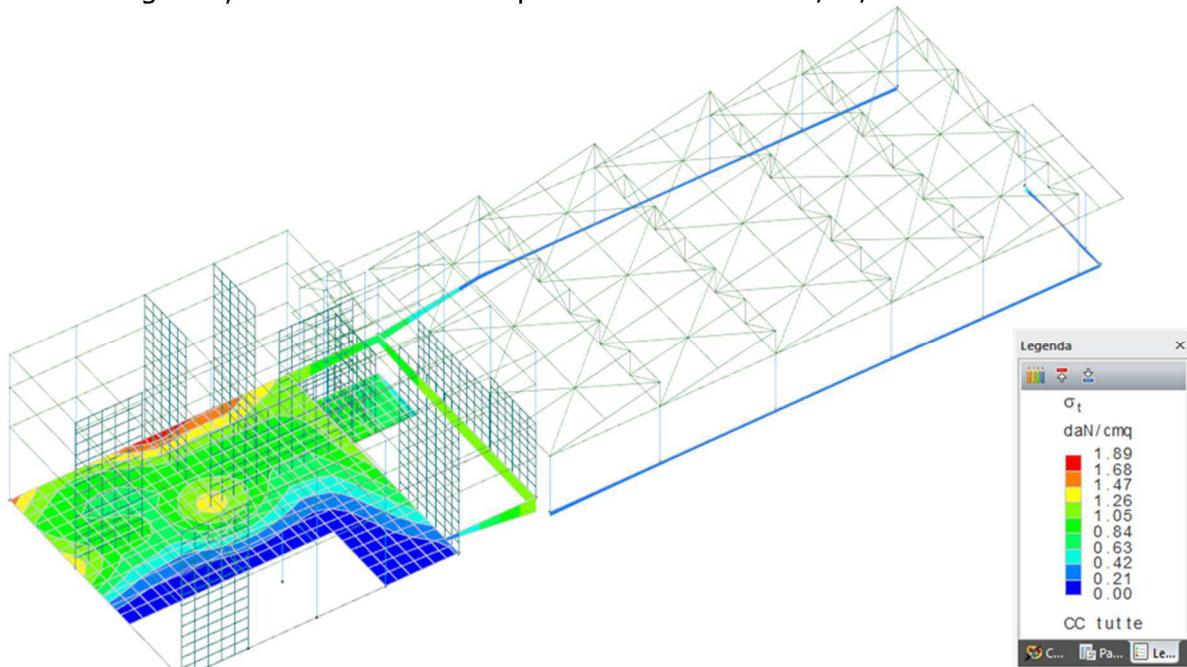


Figura 11: mappatura massime tensioni sul terreno Corpo A e B

La tensione massima agente sul terreno risulta pari a **1.89 kg/cm²**.

Per tutte le altre verifiche e per quanto non espressamente riportato si rimanda al fascicolo dei calcoli allegato (**Allegato 2 – Fascicolo dei calcoli Corpi A e B_Fondazioni**).

13.1.2 CORPO C

Si riportano a seguire gli output di calcolo da cui si rilevano i coefficienti di sicurezza minimi sia per la platea che per le travi di fondazione.

Platea n. 500

B=19.58 <m> L=22.74 <m> D=0.50 <m> $\beta=0.00$ <grad> $\eta=0.00$ <grad> $\gamma_r=1840.00$ <daN/mc>

$\sigma_{v0,f}=920.00$ <daN/mq>

Verifiche in condizioni non drenate

$c_{ur}=7249.88$ <daN/mq>

$N_q=1.00$ $N_c=5.14$ $s_c=1.30$

CC	N <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	q _{lim} <daN/mq>	R _d <daN>	Sic.
7	2011430.00	5485610.00	-4645620.00	14.13	18.12	49378.70	5495860.00	2.73

Si precisa inoltre che, nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi geotecnici (GEO), si è utilizzato l' **approccio 2**, considerando un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni, per i parametri geotecnici e per le resistenze globali, così come definito al par.6.4.2.1 del D.M. 17/01/2018.

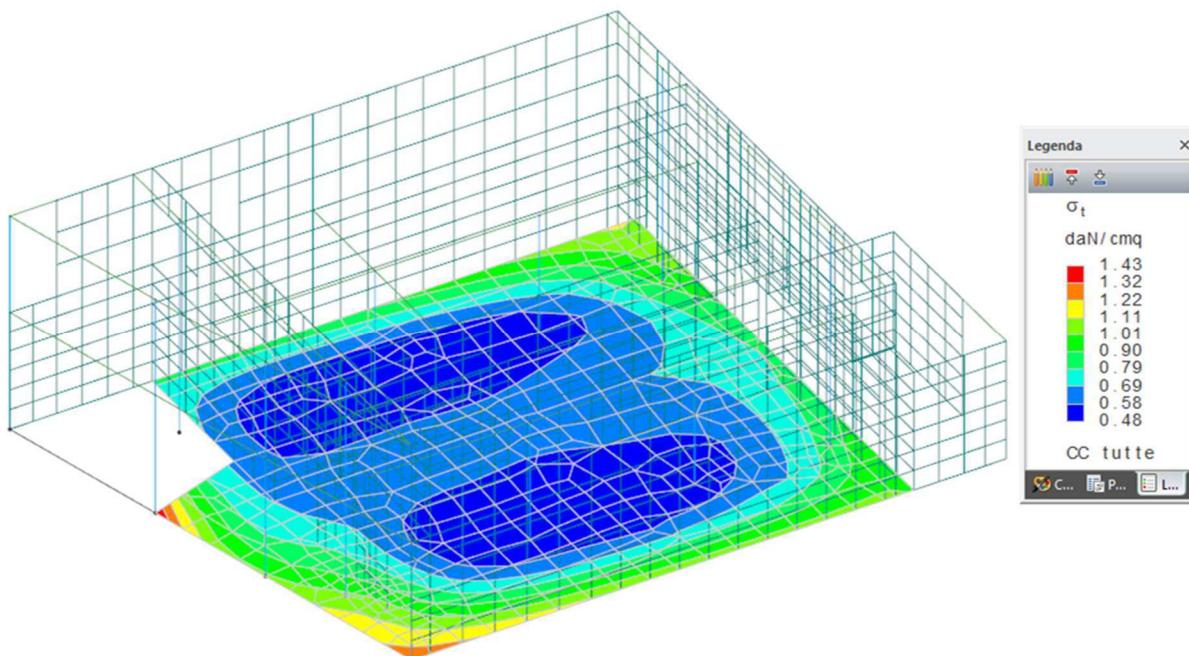
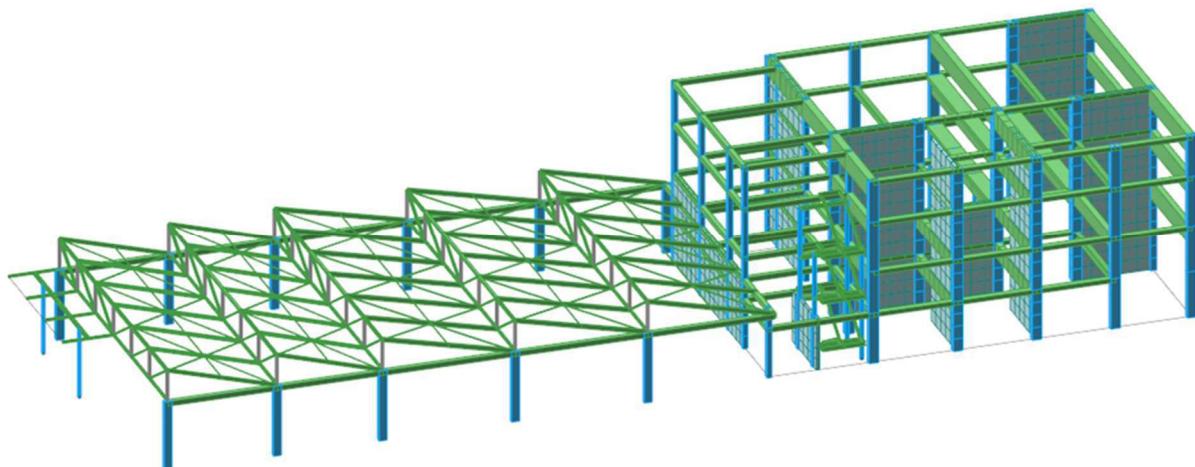
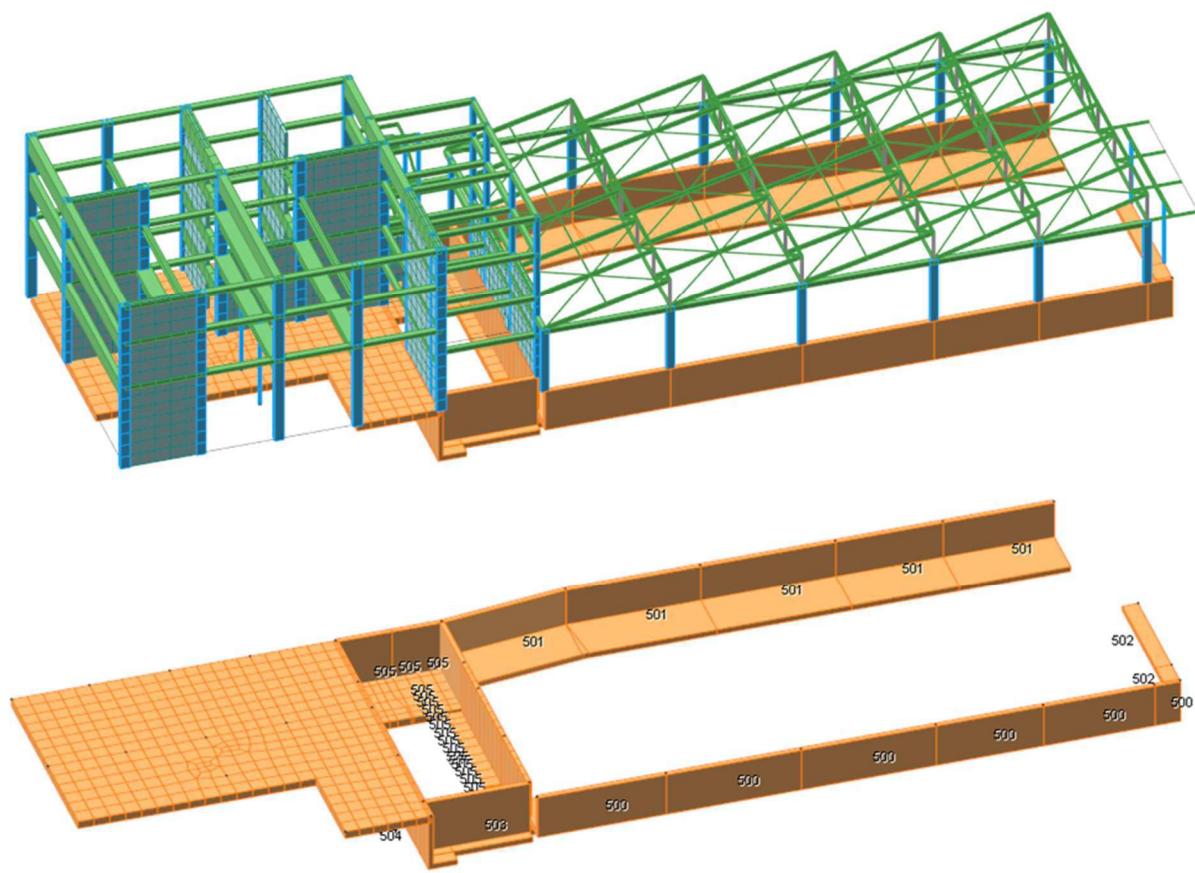


Figura 12: mappatura massime tensioni sul terreno Corpo C

La tensione massima agente sul terreno risulta pari a **1.43 kg/cmq**.

Per tutte le altre verifiche e per quanto non espressamente riportato si rimanda al fascicolo dei calcoli allegato (**Allegato 4 – Fascicolo dei calcoli Corpo C_Fondazioni**).

14 APPENDICE 1 – OUTPUT GRAFICI DEL MODELLO FEM**Figura 13: immagine modello Corpo A e B****Figura 14: immagine modello Corpo A e B con Fondazioni**

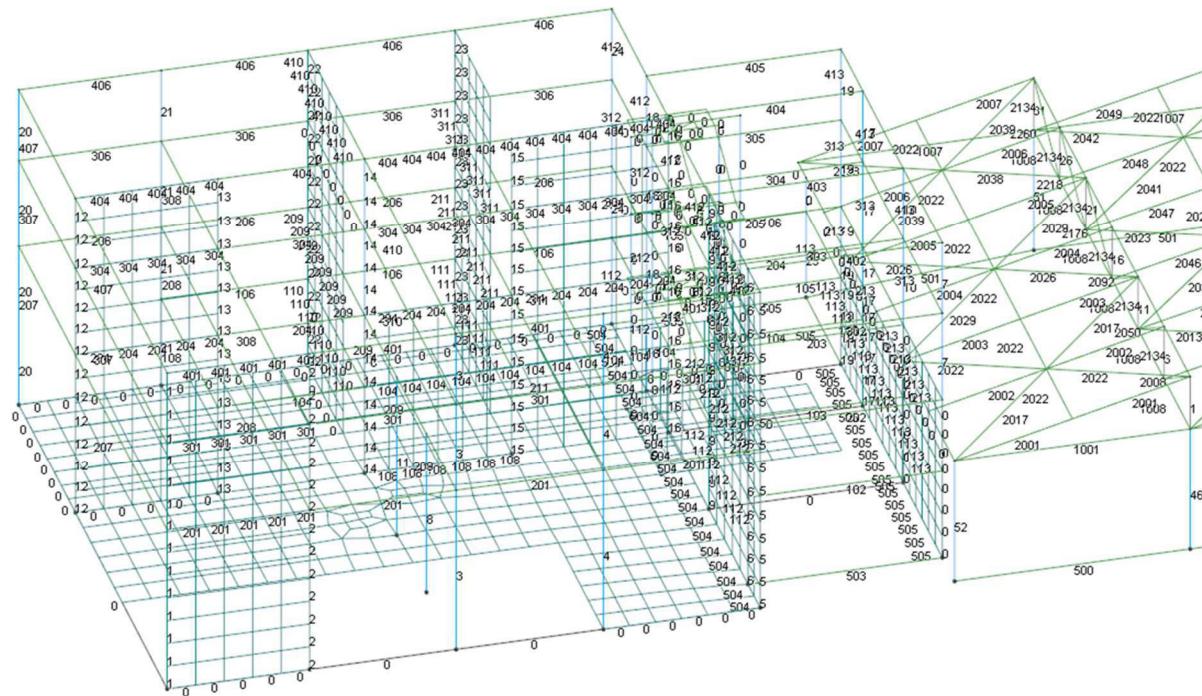


Figura 15: immagine modello Corpo A con numerazione aste

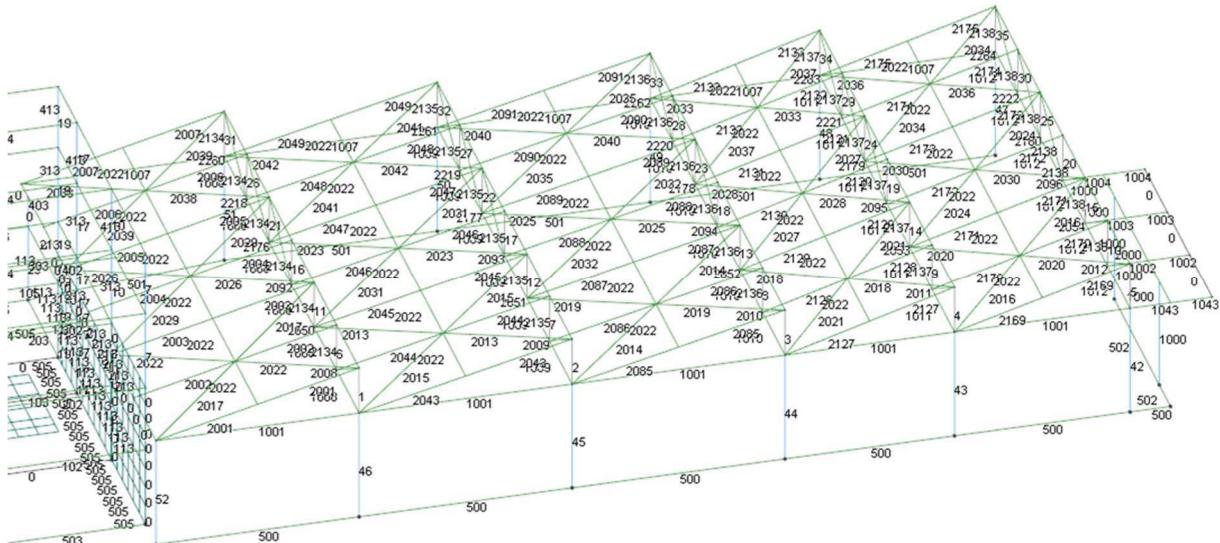


Figura 16: immagine modello Corpo C con numerazione aste

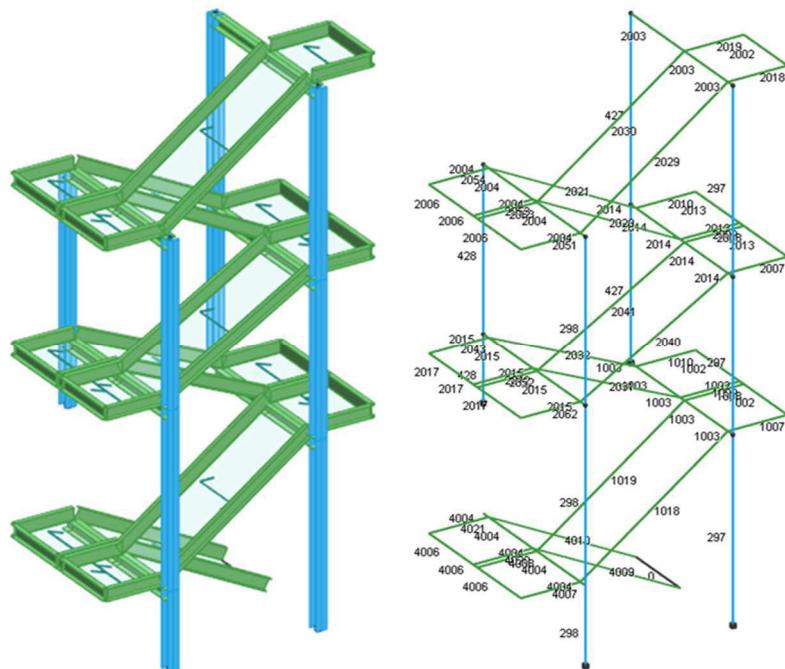


Figura 17: immagine modello Scala Sicurezza in acciaio Corpo A e numerazione aste

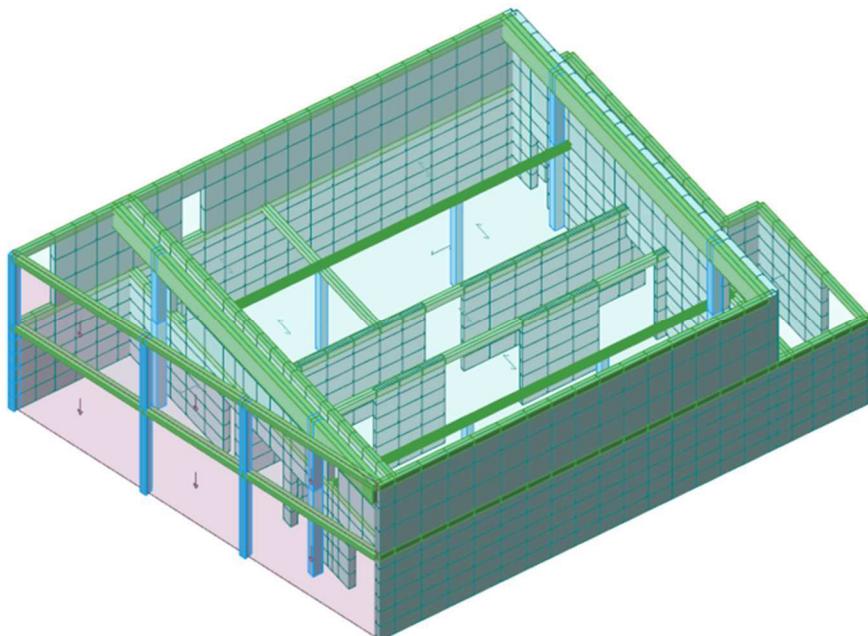


Figura 18: immagine modello Corpo C

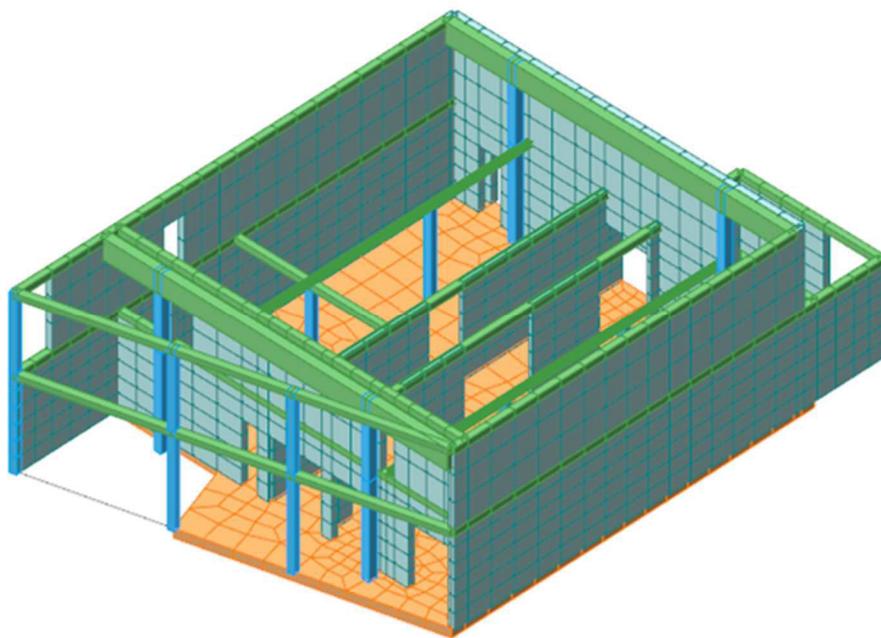


Figura 19: immagine modello Corpo C con Platea Fondazione

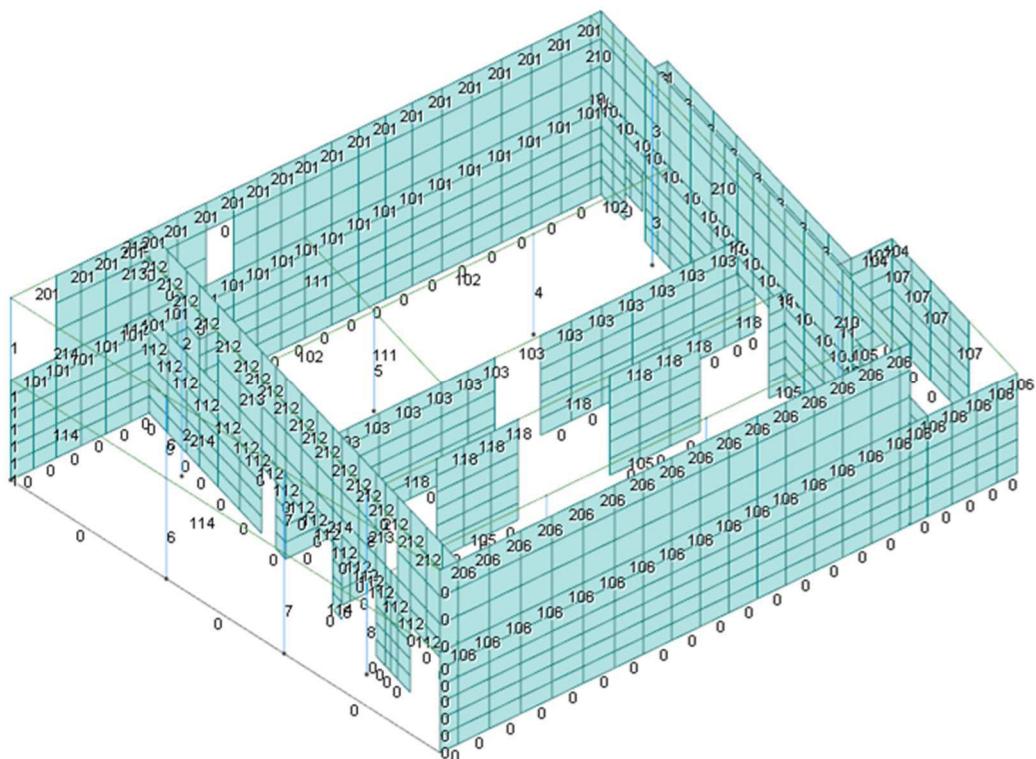


Figura 20: immagine modello Corpo C con numerazione aste