



CITTA' METROPOLITANA DI ROMA CAPITALE

DIPARTIMENTO I - Direzione -

UOT Progetti Complessi

CITTA' DI COLLEFERRO - Realizzazione della nuova sede dell'Istituto P.I.A. "Parodi-Delfino"

CUP: F51B20000730001

PROGETTO ESECUTIVO



Co-Finanziato dall'Unione Europea - NextGenerationEU

STATO DI PROGETTO:
RELAZIONE DI CALCOLO OPERE
STRUTTURALI

TAV
23-018-E-ST-RC-001

FILE
23-018-E-ST-RC-001_R1.pdf

DATA APRILE 2024
REV. 01: VI/2024

REV
01

DIREZIONE DEL DIPARTIMENTO I

SCALA

--

PLOT

--

RUP

Ing. Paolo QUATTRUCCI



DIRETTORE DEI LAVORI

Arch. Gianfilippo LO MASTRO



PROGETTISTA



SQS Ingegneria s.r.l.
Via Flavio Domiziano, 10 - 00145 Roma
Tel. 0651605222 Fax 0651883655
www.sqsingegneria.it

Ing. Stefano Militello



CONSORZIO



Consorzio INNOVA
Via G. Papini, 18
40128 Bologna (BO)

IMPRESA ESECUTRICE



Conart Scarl
Via Toscana 11
00031 Artena (RM)

RELAZIONE DI CALCOLO CORPO E1 – E2

LOCALITA': COMUNE DI COLLEFERRO (RM)

OGGETTO: NUOVA SEDE DELL'ISTITUTO P.I.A. "PARODI-DELFINO" SITO IN VIA DEL PANTANACCIO
SNC, IN ADIACENZA A VIA FONTANA DELL'OSTE

INDICE

1	PREMESSA.....	6
2	CARATTERISTICHE DELL'OPERA	7
2.1	Descrizione generale.....	7
3	SPECIFICHE DI PROGETTO	10
3.1	Normativa di riferimento.....	10
3.2	Caratteristiche dei materiali	11
3.2.1	Calcestruzzi.....	11
3.2.2	Acciai.....	12
3.3	Criteri generali di analisi	14
3.4	Criteri generali di verifica.....	17
3.4.1	Criteri di verifica agli stati limite ultimo e di danno	17
3.4.2	Criteri di verifica agli stati limite di esercizio.....	17
3.4.3	Calcolo copriferro	18
4	AZIONI DI CALCOLO.....	20
4.1	Analisi dei carichi solai	20
4.1.1	Solai piano piano interrato	20
4.1.2	Solai piano piano terra zona laboratori	20
4.1.3	Solai piano tipo	20
4.1.4	Solai piano tipo WC	21
4.1.5	Locali tecnici	21
4.1.6	Solai piano tipo (atrio)	21
4.1.7	Solaio copertura	21
4.1.8	Solaio copertura torrino	22
4.1.9	Solaio esterno (campi assi Z-A).....	22
4.1.10	Rampa scala	22
4.1.11	pianerottololo	23
4.1.12	Carichi variabili.....	23
4.1.13	Coefficienti di combinazione adottati.....	23
4.2	Altri carichi permanenti	23
4.2.1	Tamponature esterne.....	23

4.2.2	Tamponature esterne con cortina.....	24
4.2.3	Parapetti in muratura.....	24
4.2.4	Tramezzature interne.....	24
4.3	Vento.....	25
4.4	Neve.....	26
4.5	Sisma.....	28
4.5.1	Parametri della struttura.....	28
4.5.2	Pericolosità sismica.....	29
4.5.3	Classificazione della tipologia di suolo.....	29
4.5.4	Parametri di pericolosità sismica NTC (spettri di norma).....	29
4.5.5	Parametri di pericolosità sismica RSL (spettri di risposta sismica locale).....	30
4.5.6	Confronto spettri.....	32
4.5.7	Spettri di progetto.....	34
4.5.8	Fattore di comportamento.....	36
5	COMBINAZIONI DI CARICO.....	38
6	SCHEMI RIEPILOGATIVI E VERIFICA ELEMENTI ED. E1.....	39
6.1	Premessa.....	39
6.2	Modello di calcolo.....	39
6.3	Schema input carichi.....	43
6.4	Configurazioni deformate.....	47
6.5	Verifica travi (elevazione).....	49
6.5.1	Schemi riepilogativi delle sollecitazioni massime.....	49
6.5.2	Verifica TRAVI – flessione SLU/SLV/SLD.....	55
6.5.3	Verifica TRAVI – taglio SLU/SLV/SLD.....	64
6.5.4	Verifica TRAVI – SLE.....	68
6.6	Verifica pilastri.....	71
6.6.1	Schemi riepilogativi delle sollecitazioni massime.....	71
6.6.2	Verifica pressoflessione SLU/SLV/SLD.....	74
6.6.3	Verifiche SLU – SLV Taglio (gerarchia) - SLD.....	78
6.6.4	Verifiche di Resistenza dei Nodi Trave – Pilastro.....	83
6.6.5	Verifiche duttilità (elementi verticali primari).....	84
6.6.6	Verifiche SLE – Tensione.....	86
6.7	Verifica diaframmi di piano.....	88
7	SCHEMI RIEPILOGATIVI E VERIFICA ELEMENTI ED. E2.....	100
7.1	Premessa.....	100

7.2	Modello di calcolo.....	100
7.3	Schema input carichi.....	105
7.4	Configurazioni deformate.....	110
7.5	Verifica travi (elevazione)	112
7.5.1	Schemi riepilogativi delle sollecitazioni massime	112
7.5.2	Verifica TRAVI – flessione SLU/SLV/SLD	118
7.5.3	Verifica TRAVI – taglio SLU/SLV/SLD	123
7.5.4	Verifica TRAVI – SLE.....	127
7.6	Verifica pilastri	130
7.6.1	Schemi riepilogativi delle sollecitazioni massime	130
7.6.2	Verifica pressoflessione SLU/SLV/SLD (con incremento 1.4)	136
7.6.3	Verifiche SLU – SLV Taglio (gerarchia) - SLD.....	140
7.6.4	Verifiche di Resistenza dei Nodi Trave – Pilastro	145
7.6.5	Verifiche duttilità (elementi verticali primari).....	146
7.6.6	Verifiche SLE – Tensione.....	148
7.7	Verifica diaframmi di piano	150
8	VERIFICHE DI RIGIDEZZA	158
9	VERIFICA DEL GIUNTO.....	160
10	VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO.....	161
10.1	Premessa.....	161
10.2	Metodo tabellare.....	161
10.3	Metodo analitico.....	164
10.3.1	Verifica elemento trave 50x70.....	164
10.3.2	Verifica elemento trave 50x80.....	165
10.3.3	Verifica elemento trave 90x30.....	166
10.3.4	Verifica elemento trave 60x30.....	167
10.3.5	Verifica elemento trave 40x60.....	168
10.3.6	Verifica elemento pilastro 60x60.....	169
10.3.7	Verifica elemento pilastro ad L 70x40.....	172
11	VERIFICA SOLAI	173
11.1.1	Solaio edificio E1 – piano seminterrato	173
11.1.2	Solaio edificio E2 – zona laboratori.....	180
11.1.3	Solaio edificio E1/E2 – piano tipo (3 campate)	186
11.1.4	Solaio edificio E1 – piano tipo (2 campate).....	192
11.1.5	Solaio edificio E2 – piano tipo (tra assi 7 e 8)	196

11.1.6	Solaio copertura E1/E2 – campo tipo	202
11.1.7	Solaio copertura piano interrato - campo tipo assi A-Z	208
11.1.8	Solaio edificio E1 – zona impianti.....	213
11.1.9	Solaio edificio E1 – zona impianti (due campate)	220
11.1.10	Rampa scala	225
12	VERIFICHE ELEMENTI NON STRUTTURALI.....	230
12.1	Tamponature esterne	230
12.2	Tramezzature interne	230
12.3	Collegamento frangisole	231
12.4	Impianti	237
13	ALLEGATI DI CALCOLO.....	238

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto l'analisi delle sollecitazioni e le conseguenti verifiche di sicurezza (strutturale in elevazione) relative al nuovo edificio sede dell'Istituto P.I.A. "Parodi-Delfino" sito in via del Pantanaccio snc, in adiacenza a Via Fontana dell'Oste nel comune di Colferro (RM) per conto della Città Metropolitana di Roma Capitale.

In linea generale il progetto prevede la demolizione del manufatto rustico dell'ex centro anziani comunale di "Colle dell'Elefante" e la realizzazione, nella stessa area di sedime, di un nuovo corpo di fabbrica, destinato ad uso scolastico, a telai in cemento armato gettato in opera su fondazioni di tipo profondo.



Figura 1.1 – Localizzazione del sito di costruzione

Il sito è individuato dalle seguenti coordinate geografiche:

- WGS84: Latitudine: 41.726676 Longitudine: 13.0149194
- ED 50: Latitudine: 41.72766 Longitudine: 13.015831

Il territorio del comune di Colferro, su cui sorge il sito, con Deliberazione della Giunta Regionale del Lazio n. 387/2009 è classificato in zona sismica 2B. Si precisa che la suddivisione in zone sismiche è solo di tipo amministrativo e che la valutazione dell'azione sismica e delle altre azioni ambientali viene fatta sulla base di quanto stabilito dal DM. 17-01-2018.

La **vita nominale** della nuova costruzione è assunta pari a 50 anni. La classe d'uso in cui ricade la tipologia di destinazione d'uso dell'opera è pari alla classe d'uso III.

2 CARATTERISTICHE DELL'OPERA

2.1 Descrizione generale

Il nuovo plesso è sito in un'area pianeggiante in Via del Pantanaccio a ridosso di Via Fontana dell'Oste in un ambito di recente sviluppo urbanistico denominato "Colle dell'Elefante"; la zona è adiacente all'abitato cittadino ed è posta ad un'altitudine di circa 238 m. s.l.m.

L'area è individuata catastalmente alla sezione A di Colleferro, foglio n.9 particelle n. 2906, 2968, 3060 e 3069 che è interessata dall'attuale fabbricato comunale.

Il fabbricato si presenta in pianta con una forma ad L compatta ed è diviso in due corpi di fabbrica, denominati E1 ed E2, attraverso un giunto strutturale. Le due porzioni strutturali, di forma rettangolare, hanno le seguenti dimensioni:

- blocco E1 di dimensioni in pianta pari 18.00x36.00m
- blocco E2 di dimensioni in pianta pari a 29.40x18.00m

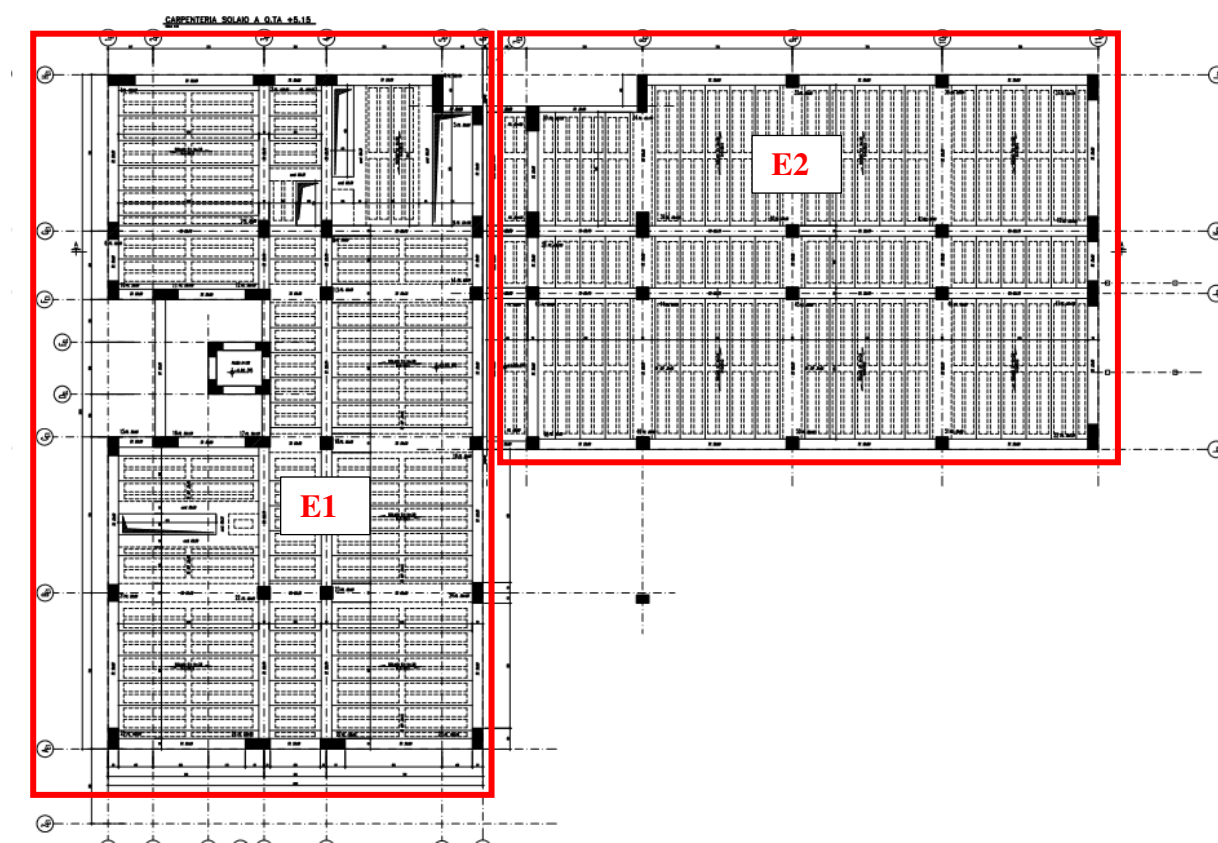


Figura 2.1 – Carpenteria di insieme dell'opera

Il corpo E1 si sviluppa altimetricamente su 5 livelli (S1 – T – P1 – P2 – Pcopertura) mentre il corpo E2 su 4 livelli (T – P1 – P2 – Pcopertura). Sul corpo E1, al di sopra del vano scala ed ascensore, è inoltre previsto un ulteriore livello di copertura (copertura torrino). L'interpiano è fissato in 4,20m per il piano seminterrato (S1), 4.10m per i piani superiori (T, P1, P2 e copertura).

Le quote altimetriche sono fissate in -2.93 m per il piano S1, +1.17m per il piano terra, +5.27m e +9.37 per i piani P1 e P2 e +13.59 per il piano copertura (+16.59 – copertura torrino). I piani sono serviti da un blocco scala ed ascensore centrale e da una scala di emergenza esterna in struttura metallica.

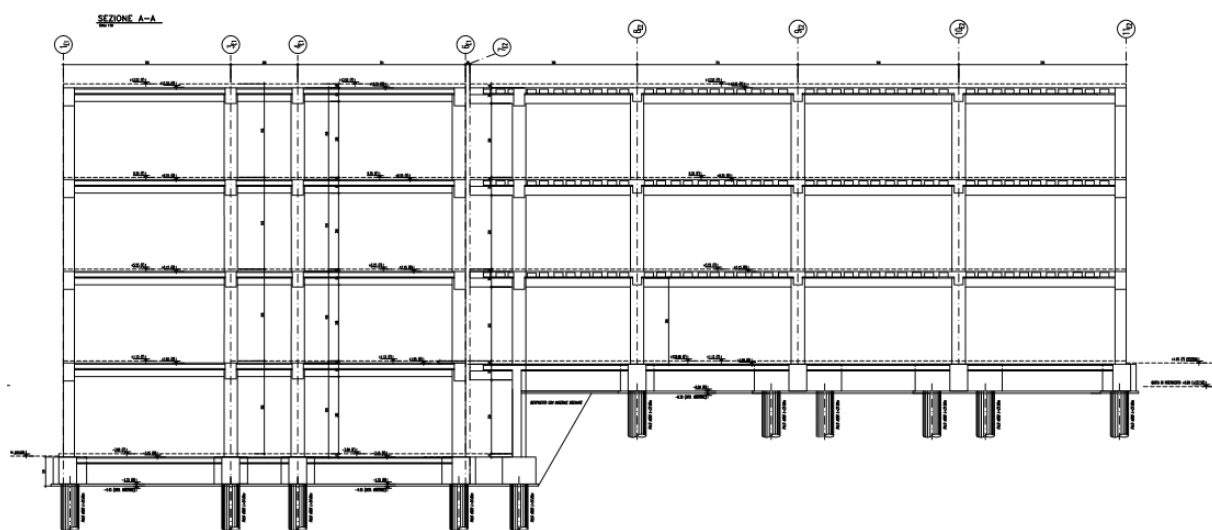


Figura 2.2 – Sezione longitudinale corpi E1 ed E2

La struttura resistente verticale è formata da telai in cemento armato gettato in opera orditi nelle due direzioni principali con maglie strutturali pressochè regolari di dimensioni circa 7.20x7.20m (zone laterali) e 7.20x3.00 zona centrale.

I solai sono realizzati con lastre tralicciate prefabbricate (predalles) di spessore pari a 5cm con alleggerimento in polistirolo ($h=20\text{cm}$) disposte ad interasse $i = 120\text{cm}$ e completate da una soletta in calcestruzzo di spessore 5 cm per un'altezza complessiva di 30 cm ($5+20+5$). I solai del piano terra (estradosso fondazione) del blocco E2, zona laboratorio meccanico, hanno altezza pari a 35 cm atti a sopportare sovraccarichi variabili più elevati.

Le tamponature esterne dell'edificio sono eseguite con blocchi termici di spessore totale 37 realizzati dall'accoppiamento di due blocchi di spessore 21+8cm con interposto strato di coibentazione di spessore 8cm. Le tramezzature interne sono costruite con lastre in cartongesso.

Dal punto di vista geologico la successione stratigrafica, dettagliatamente descritta nella relazione geologica, mostra alternanze di terreni con mediocri caratteristiche geomeccaniche legate principalmente alla compressibilità degli stessi. Il sistema fondazionale pertanto, riprendendo l'impostazione generale del progetto definitivo, è del tipo profondo costituito da plinti di fondazione su pali del diametro di 800mm che andranno ad intestarsi sullo strato di piroclastite tufacea marrone, terrosa addensata a comportamento granulare rinvenuta, nei successivi sondaggi, ad una profondità media di circa 27.00 dal piano campagna (vedi successione stratigrafica).

CARATTERI LITOSTRATIGRAFICI LOCALI				
Livello	Da (m)	A (m)	Spess. (m)	Descrizione litologica
1	0.00	1.60	1.60	Terreno di riporto sabbio-argilloso
2	1.60	11.8	10.2	Alternanza di limi argillosi e limi sabbiosi di colore marrone, da poco a moderatamente consistenti.
3	11.8	23.2	11.4	Argille debolmente sabbiose, debolmente limose di colore bruno, da poco a moderatamente consistenti fino a 17.2 m, maggiormente consistenti da 17.20 a 23.2 m.
4	23.2	26.7	3.50	Piroclastite tufacea marrone, granulare, livelli con sfumatura arancio, presenza di pomici.
5	26.7	30.0	3.3	Piroclastite tufacea marrone, terrosa, addensata, comportamento granulare.

La soluzione di fondazione su pali consente inoltre la risoluzione dello sfalsamento del piano di fondazione presente tra i corpi E1 ed E2. La fondazione del corpo E1 è infatti posta a quota - 4.35m dall'attuale piano campagna mentre il piano di posa del corpo E2 è attestato a quota -0.25m.

I pali pertanto, per raggiungere il banco di piroclastite, avranno lunghezze pari rispettivamente a 24.00m per il corpo E1 e 27.00m per il corpo E2.

I plinti, generalmente bipalo, hanno dimensioni 150x390x120 cm e sono collegati da travi di dimensioni 60x120cm che sorreggono i solai del piano interrato per l'E1 e terra per l'E2.

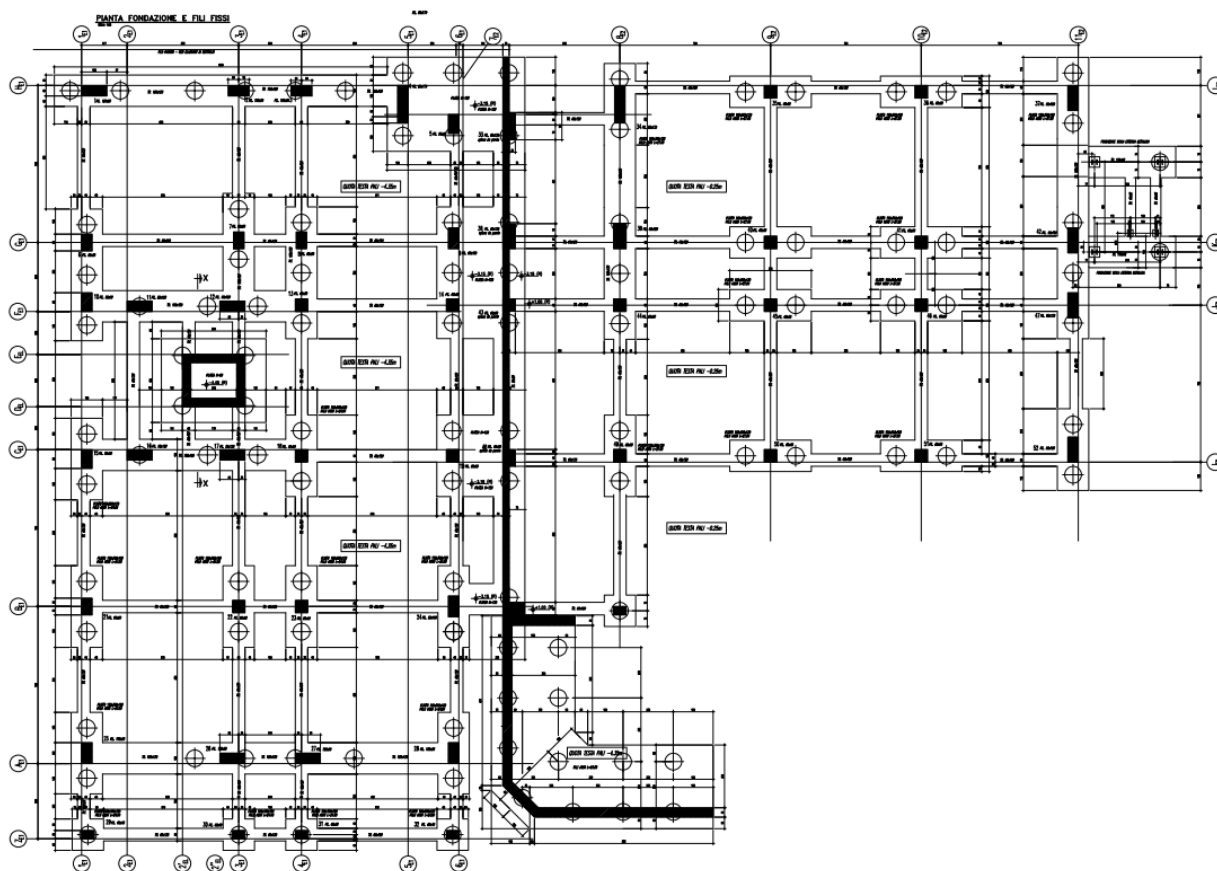


Figura 2.7 – pianta fondazioni

3 SPECIFICHE DI PROGETTO

3.1 Normativa di riferimento

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore e nel seguito elencate:

- Legge n°1086, 5 Novembre 1971- "Criteri di progettazione per strutture in cemento armato normale, precompresso ed in carpenteria metallica."
- Legge n°64 , 03 Febbraio 1974- "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- D.P.R. n°380, 06 Giugno 2001
- "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia".
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 Marzo 2003, n. 3274- "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica"(per la sola classificazione sismica del territorio).
- D.M. Min. delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP- Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- UNI EN 206:2016 – "Calcestruzzo- Specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- UNI EN 11104:2016 – "Calcestruzzo - Specificazione. prestazione. produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206;
- UNI EN 1990:2006 "Eurocodice- Criteri generali di progettazione strutturale;
- UNI EN 1991-1-1:2004 "Eurocodice 1- Azioni sulle strutture- Parte 1-1: Azioni in generale- Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici";
- UNI EN 1991-1-4:2010 "Eurocodice 1- Azioni sulle strutture- Parte 1-4: Azioni in generale- Azioni del vento";
- UNI EN 1992-1-1:2015 "Eurocodice 2- Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici";
- UNI EN 1998-1:2013 "Eurocodice 8- Progettazione delle strutture per la resistenza sismica- Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";
- UNI EN 1998-5:2005 "Eurocodice 8- Progettazione delle strutture per la resistenza sismica- Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".

3.2 Caratteristiche dei materiali

Per le strutture in oggetto, sono prescritti materiali di qualità certificata di cui di seguito si riportano le caratteristiche.

3.2.1 Calcestruzzi

Le prescrizioni di seguito dettate definiscono le condizioni operative per ottenere definite caratteristiche prestazionali del calcestruzzo. Il calcestruzzo di seguito definito è specificato come “miscela progettata” con riferimento alle proprietà richieste (calcestruzzo a prestazione).

Per “calcestruzzo a prestazione”, secondo le linee guida e la norma UNI 206-1, si intende il calcestruzzo per il quale il progettista ha la responsabilità di specificare le prestazioni richieste ed eventuali ulteriori caratteristiche e per il quale l'Appaltatore è responsabile della fornitura di una miscela conforme alle prestazioni richieste ed alle eventuali ulteriori caratteristiche.

Il calcestruzzo prescritto per il presente progetto, in condizioni di impiego, sia esso preconfezionato che eseguito in opera, deve rispondere ai seguenti requisiti e caratteristiche minime:

Opere in fondazione (travi – plinti)

Per la realizzazione delle fondazioni si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza **C28/35** ($R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$), che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza Caratteristica a Compressione (Cilindrica)	→ $f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 29 \text{ N/mm}^2$
Classe di Esposizione	→ XC2 (condizioni ambientali ordinarie)
Contenuto minimo di cemento	→ 320 kg/mc
Classe di Consistenza	→ S5
Diametro max aggregato	→ 32mm
Resistenza Media a Compressione	→ $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37 \text{ N/mm}^2$
Modulo Elastico	→ $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0,3} = 32.588 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Sicurezza	→ $\gamma_c = 1,5$
Resistenza di Calcolo a Compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 16,46 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a Trazione Media	→ $f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 2,80 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a Trazione	→ $f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 2,00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a Trazione di Calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a Compressione (Comb. Rara)	→ $\sigma_c = 0,60 \times f_{ck} = 17,40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a Compressione (Comb. Quasi Permanente)	→ $\sigma_c = 0,45 \times f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	→ $f_{bk} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk} = 3,15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	→ $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2,10 \text{ N/mm}^2$
Deformazione Ultima a Rottura	→ $\epsilon_{cu} = 0,0035$

Opere in fondazione (pali)

Per la realizzazione delle fondazioni si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza **C28/35** ($R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$), che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza Caratteristica a Compressione (Cilindrica)	→ $f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 29 \text{ N/mm}^2$
Classe di Esposizione	→ XC2 (condizioni ambientali ordinarie)
Contenuto minimo di cemento	→ 320 kg/mc
Classe di Consistenza	→ S4

Diametro max aggregato	→ 32mm
Resistenza Media a Compressione	→ $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37 \text{ N/mm}^2$
Modulo Elastico	→ $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0,3} = 32.588 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Sicurezza	→ $\gamma_c = 1,5$
Resistenza di Calcolo a Compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 16,46 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a Trazione Media	→ $f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 2,80 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a Trazione	→ $f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 2,00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a Trazione di Calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a Compressione (Comb. Rara)	→ $\sigma_c = 0,60 \times f_{ck} = 17,40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a Compressione (Comb. Quasi Permanente)	→ $\sigma_c = 0,45 \times f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	→ $f_{bk} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk} = 3,15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	→ $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2,10 \text{ N/mm}^2$
Deformazione Ultima a Rottura	→ $\epsilon_{cu} = 0,0035$

Opere in elevazione

Per la realizzazione della struttura in elevazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C30/37 ($R_{ck} \geq 37 \text{ N/mm}^2$), che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza Caratteristica a Compressione (Cilindrica)	→ $f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Classe di Esposizione	→ XC3 (condizioni ambientali ordinarie)
Contenuto minimo di cemento	→ 320 kg/mc
Classe di Consistenza	→ S5
Diametro max aggregato	→ 22mm
Resistenza Media a Compressione	→ $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38 \text{ N/mm}^2$
Modulo Elastico	→ $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0,3} = 33.019 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Sicurezza	→ $\gamma_c = 1,5$
Resistenza di Calcolo a Compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 17,40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a Trazione Media	→ $f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 2,94 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a Trazione	→ $f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 2,06 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a Trazione di Calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,37 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a Compressione (Comb. Rara)	→ $\sigma_c = 0,60 \times f_{ck} = 18,00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a Compressione (Comb. Quasi Permanente)	→ $\sigma_c = 0,45 \times f_{ck} = 13,50 \text{ N/mm}^2$
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	→ $f_{bk} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk} = 3,24 \text{ N/mm}^2$
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	→ $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2,16 \text{ N/mm}^2$
Deformazione Ultima a Rottura	→ $\epsilon_{cu} = 0,0035$

3.2.2 Acciai

Barre B450C

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_s = 1,15$
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a Trazione (Comb. Rara)	→ $\sigma_s = 0,80 \times f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

Modulo Elastico	→ $E_a = 210.000 \text{ N/mm}^2$
Deformazione di Snervamento di Progetto	→ $\epsilon_{yd} = 0,0019$
Densità	→ $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$

Acciaio da carpenteria

- Travi e piastre per giunzioni:	→ S275 UNI EN 10025
- Classe di esecuzione	→ EXC3

Unioni bullonate:

Viti	→ 8.8 UNI EN ISO 898-1 : 2001
Dadi	→ 8 UNI EN 20898-2 : 1994
Rosette	→ C50
Coppie di serraggio	→ secondo DM 17 Gennaio 2018

Unioni saldate: secondo DM 17 Gennaio 2018 e specifiche elaborati grafici

Il materiale sarà fornito in opera accompagnato da marcatura CE e dichiarazione di prestazione.

3.3 Criteri generali di analisi

L'analisi della struttura è condotta con il programma agli elementi finiti ProSap Versione 23.06, seguendo quanto specificato dalle NTC 2018 al § 7.2.6. In particolare, vengono realizzati due distinti modelli agli elementi finiti per l'individuazione delle sollecitazioni che interessano rispettivamente la struttura in elevazione e le fondazioni del fabbricato.

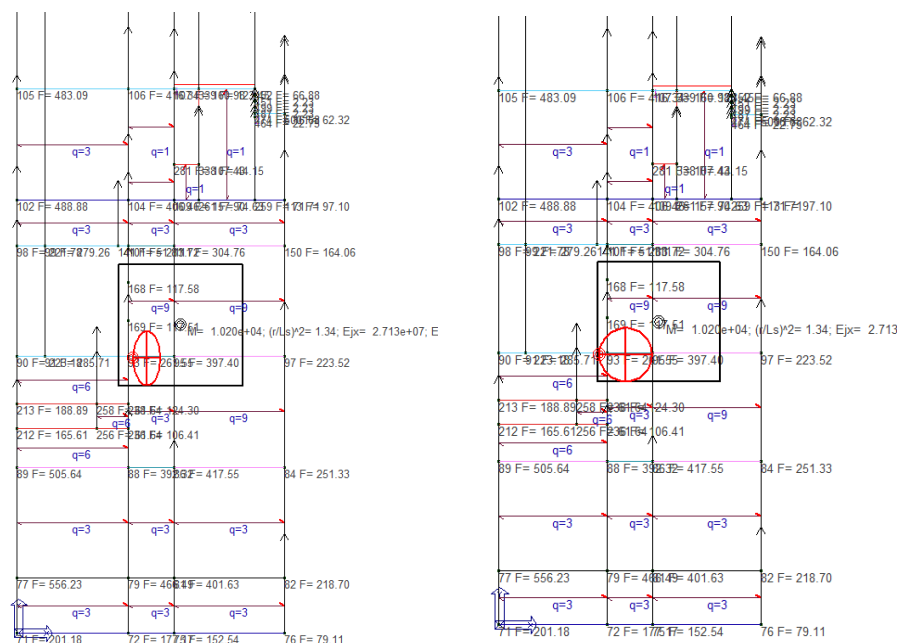
Per individuare le sollecitazioni che interessano la struttura in elevazione viene realizzato un modello tridimensionale in cui sono stati inseriti gli elementi strutturali in elevazione mentre le fondazioni non sono rappresentate ed i pilastri sono vincolati alla base con un vincolo di tipo incastro. Nel secondo modello viene invece rappresentata la struttura completa di tutte le strutture sia in elevazione che in fondazione. Le fondazioni sono state modellate come un grigliato di travi che collegano i plinti appoggiati ai pali di fondazione. In questo modo tutti i carichi gravanti direttamente sulle travi di fondazione sono stati trasferiti ai pali.

Ai modelli sono applicate le azioni di calcolo che, nel presente caso, sono costituite dai carichi verticali (pesi propri degli elementi strutturali, carichi permanenti, carichi variabili determinati dalla vigente normativa) e dall'azione sismica.

Gli elementi non strutturali autoportanti, come tamponature e tramezzi, sono stati rappresentati unicamente in termini di massa, considerando nullo il loro contributo alla rigidezza ed alla resistenza del sistema strutturale. I solai di piano sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano.

Per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico e di eventuali incertezze nella distribuzione delle masse, al centro di massa è stata attribuita una eccentricità accidentale pari a 0.05 volte la dimensione dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica e assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli impalcati.

Inoltre, in accordo con il par. 7.2.3, essendo la distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta (il valore dell'eccentricità accidentale viene incrementato, lungo la direzione X per l'edificio E1 e lungo la direzione X per l'edificio E2, di un fattore pari a 2 ($e = 0.05 \times 2 = 0.10$)).



Passo 4

Dati comuni per le analisi

Quota spiccato [cm] 0.0

Contributo carichi in fondazione

Eccentricità aggiuntiva X: 10 Y: 5

ex. muratura

Spost. relativo rapp. SLC/SLD 5

Dati per analisi dinamica

N. modi 20 N. modi rigidi 0

Dati per analisi statica lineare e non lineare

Altezza edificio [cm] 2110.0

Fatt. Lambda 0.85

Calcola periodi T1

Periodo T1 primo modo 0.497

Sd (T1) - SLU 0.163

Se (T1) - SLD 0.159

Rapp T1/TiZ 1.209

dir. x-x 0.474

dir. y-y 0.171

dir. z-z 0.084

suggesto: NO NO SI

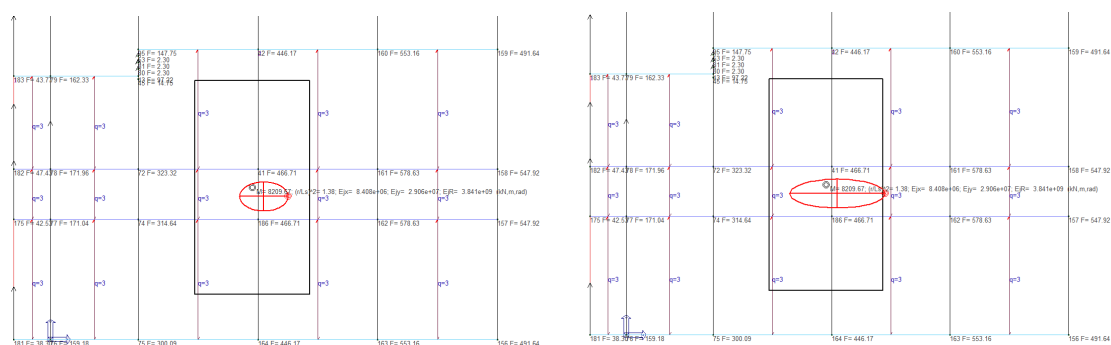
Accelerazione uniforme [F=FiH]

Eccentricità convenzionale con momenti Mz

Usa spostamenti medi di piano per pushover

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

Figura 3.1 – corpo E1: immagine del centro di rigidezza. A sinistra con valore di eccentricità acc. pari a 0.05 non modificata a sinistra con valore di ecc. acc. Modificata pari a 0.10 in dir.X adottata nel calcolo



Passo 4

Dati comuni per le analisi

Quota spiccato [cm] 0.0

Contributo carichi in fondazione

Eccentricità aggiuntiva X: 10 Y: 5

ex. muratura

Spost. relativo rapp. SLC/SLD 5

Dati per analisi dinamica

N. modi 20 N. modi rigidi 0

Dati per analisi statica lineare e non lineare

Altezza edificio [cm] 1230.0

Fatt. Lambda 0.85

Calcola periodi T1

Periodo T1 primo modo 0.563

Sd (T1) - SLU 0.144

Se (T1) - SLD 0.141

Rapp T1/TiZ 1.359

dir. x-x 0.507

dir. y-y 0.08

dir. z-z 0.157

suggesto: NO NO SI

Accelerazione uniforme [F=FiH]

Eccentricità convenzionale con momenti Mz

Usa spostamenti medi di piano per pushover

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

Figura 3.2 – corpo e2: immagine del centro di rigidezza. A sinistra con valore di eccentricità acc. pari a 0.05 non modificata a sinistra con valore di ecc. acc. modificata pari a 0.10 in dir. y adottata nel calcolo

Per il corpo E2 si è considerata inoltre la possibile attivazione di meccanismo di piano soffice al piano terreno dovuto alla presenza di vetrate continue sui lati lunghi dell'edificio e pertanto le azioni sui pilastri e pareti del piano terra vengono incrementate di un fattore 1.4 (lungo direzione X) così come previsto al p.to 7.2.3.

Tale incremento viene ottenuto nel programma di calcolo eseguendo prima la progettazione dell'intera struttura senza il fattore 1,4 e successivamente incrementando le sollecitazioni agenti ed eseguendo la progettazione dei pilastri del solo piano terra.

Definizione durata

Caso di carico: [11] CDC-Ed (dinamico SLD) alla=0.0 (ecc. =)

CDC

Durata

Valore eff.

Tabella delle combinazioni

Caso di carico selezionato: [3] CDC-Ed (dinamico SLD) alla=0.0 (ecc. =)

Tipi comb. SLU

Comb. SLU AT (SLU am.) 15

Combinazione	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC15	LC16	LC17	LC18	LC19	LC20
OMB 22	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
OMB 23	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	-1.00	-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
OMB 24	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
OMB 25	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
OMB 26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
OMB 27	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
OMB 28	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
OMB 29	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
OMB 30	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
OMB 31	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	-0.30	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
OMB 32	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	-0.30	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Aggiungi Rimuovi

Diagonale (*) N = 0

Generazione automatica

Impossibilità generali

Approccio 1

Approccio 2

Diagonale (*) N = 0

S.L.U. stat. S.L.E. use

S.L.U. din. S.L.E. use

S.L.U. eccez. S.L.E. perm.

Condizioni Ambientali per S.L.E.

Ordinate

Aggressivo

Molto aggressivo

Combina come PRD_SAP v. 2005.12.137 e precedenti

[*] Diagonale per generare N omb a parte dal caso selezionato: N=0 per tutti

OK Annulla

Definizione durata

Caso di carico:

CDC	Durata	Valore rf
[1] CDC-Qsk (breve prop.)	Permanente	1
[2] CDC-Qsk (permanente)	Permanente	1
[3] CDC-Qsk (permanente)	Permanente	1
[4] CDC-Qsk (permanente)	Permanente	1
[5] CDC-Qsk (variabile sol.)	Media durata	1
[6] CDC-Qsk (carico din.)	Media durata	1
[7] CDC-Qsk (transess. int.)	Permanente	1
[8] CDC-Qsk (transess. int.)	Permanente	1
[9] CDC-Qsk (transess. int.)	Permanente	1
[10] CDC-Qsk (transess. int.)	Permanente	1
[11] CDC-Qsk (transess. int.)	Permanente	1
[12] CDC-Qsk (transess. int.)	Permanente	1
[13] CDC-Qsk (transess. int.)	Permanente	1
[14] CDC-Qsk (transess. int.)	Permanente	1
[15] CDC-Qsk (transess. int.)	Permanente	1
[16] CDC-Qsk (transess. int.)	Permanente	1
[17] CDC-Qsk (transess. int.)	Permanente	1
[18] CDC-Qsk (transess. int.)	Permanente	1
[19] CDC-Qsk (transess. int.)	Permanente	1
[20] CDC-Qsk (transess. int.)	Permanente	1

Tabella delle combinazioni

Caso di carico selezionato: [9] CDC-Qsk (transess. int.) after 0.0 (ecc. +)

Tipi comb:

Combinato	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	LC13	LC14	LC15	LC16	LC17	LC18	LC19	LC20
CHB 22	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	1.40	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CHB 23	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	1.40	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CHB 24	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	1.40	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CHB 25	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	1.40	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CHB 26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	1.40	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CHB 27	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	1.40	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CHB 28	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	1.40	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CHB 29	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	1.40	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CHB 30	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	1.40	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CHB 31	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.42	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CHB 32	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.42	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Generazione automatica

Impostazioni generali

Approccio 1

Approccio 2

Diagonale [1] N = 0

Remuovi tutto

Legga file

Scivoli file

Condizioni Ambientali per S.L.E.

☒ Ordinate

☐ Aggressive

☐ Molto aggressive

☐ Combina come PRD_SAP vs. 2005-12-137 e precedenti

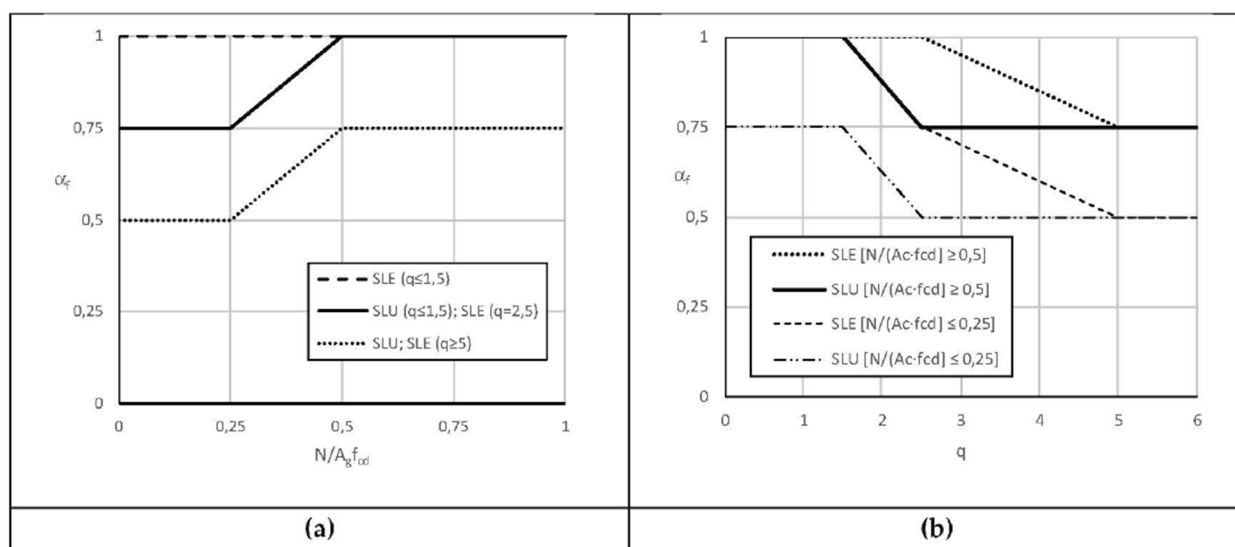
OK

Annulla

Per l'edificio si è adottato un comportamento strutturale dissipativo con fattore di comportamento esplicitato nei successivi paragrafi.

Ai fini di una corretta valutazione della risposta strutturale, nel rappresentare la rigidezza flessionale e a taglio dei singoli elementi strutturali è necessario tener conto della fessurazione. Secondo quanto suggerito dalle NTC 2018 al § 7.2.6, per tener conto della fessurazione dei materiali fragili, la rigidezza flessionale e a taglio degli elementi in cemento armato può essere abbattuta fino al 50%. Più precisamente, tenendo conto delle prescrizioni contenute al § C7.2.6 della Circolare n. 7, per gli elementi in calcestruzzo armato si può, in maniera semplificata, adottare un coefficiente riduttivo della rigidezza denominato coefficiente di fessurazione α_f , da applicare sia alla rigidezza flessionale sia alla rigidezza a taglio di ciascun elemento. Tale coefficiente è espresso in funzione del carico assiale N e del fattore di comportamento q adottati per progettazione allo SLV.

Nel caso in esame si è fatto riferimento alla Figura C7.2.5 (b). Considerando che il valore del rapporto $N/A_c f_{cd}$ è compreso tra 0.25 e 0.50 ed avendo assunto $q_{SLV}=2.76$ (valore di q medio) è possibile utilizzare un valore pari a $E_{prog} = 0,75 * E_{cls}$.



Dipendenza del coefficiente α_f dal carico assiale N e dal fattore q

3.4 Criteri generali di verifica

3.4.1 Criteri di verifica agli stati limite ultimo e di danno

Le verifiche nei confronti degli stati limite degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti sono state effettuate sia in termini di resistenza che di rigidezza. In particolare le verifiche di resistenza vengono svolte secondo gli stati limite SLU, SLV, SLD mentre quelli di rigidezza secondo lo SLO.

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondarie e per gli elementi non strutturali si è verificato che il valore di ciascuna domanda di progetto definita, definito dalla tabella 7.3.III delle NTC 2018 per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

Nel presente, caso per la classe d'uso III, si ha:

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza degli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, è stato verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d), calcolato in generale comprendendo gli effetti delle non linearità geometriche e le regole di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d). La resistenza di progetto delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole definite nel D.M. 17 gennaio 2018.

Per quanto riguarda le verifiche di duttilità sono state applicate le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive.

Le verifiche di resistenza allo SLD, trattandosi di stato limite di tipo reversibile, vengono condotte considerando un legame costitutivo dei materiali sostanzialmente elastico.

3.4.2 Criteri di verifica agli stati limite di esercizio

Nei confronti degli stati limite di esercizio devono essere effettuate le verifiche volte a garantire dei limiti di deformabilità congruenti con le prestazioni richieste e assicurare la funzionalità e la durata delle strutture. Le verifiche nei confronti della deformabilità degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti vengono effettuate in termini di contenimento del danno e di mantenimento della funzionalità.

Secondo quanto riportato dalle NTC 2018 in Tab. 7.3.III, per le costruzioni ricadenti in Classe d'Uso III è necessario operare una verifica di rigidezza degli elementi strutturali, riferendosi allo Stato Limite di Operatività. In particolare, secondo la norma, la verifica in termini di rigidezza sulla struttura si può ritenere soddisfatta qualora la deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla C_u considerati siano inferiori ai limiti indicati.

In particolare, dunque, per costruzioni ricadenti in Classe d'Uso III, la norma prescrive che gli spostamenti

interpiano valutati per lo SLO siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati per le costruzioni ricadenti in Classe d'Uso I e II al § 7.3.6.1. In definitiva si può considerare che il caso in esame ricada nel punto a) descritto in normativa, che riguarda gli edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa, per i quali nel caso di tamponamenti fragili è previsto di contenere gli spostamenti interpiano entro il 5‰ dell'altezza di piano. Tenendo conto che l'edificio in esame è in Classe d'Uso III, le prescrizioni descritte a tale punto della normativa si modificano come segue:

$$q \cdot d_r \leq 2/3 (0,005 h)$$

Le verifiche per assicurare la durata dell'opera vengono effettuate limitando sia l'apertura delle fessure, attraverso verifiche a fessurazione, che le tensioni in esercizio.

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- Realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- Non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Per quanto riguarda la scelta degli stati limite di fessurazione, si fa riferimento a quanto riportato nella Tabella 4.1.IV delle NTC 2018, assumendo di trovarsi in condizioni ambientali ordinarie (vedi Tab. 4.1.III NTC 2018) con armatura poco sensibile; i limiti adottati per la verifica nei confronti di tale stato limite sono riportati di seguito:

Combinazione delle Azioni Frequente $\rightarrow w_d \leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$

Combinazione delle Azioni Quasi Permanente $\rightarrow w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$

3.4.3 Calcolo copriferro

In accordo con l'Eurocodice 2, il copriferro da utilizzare si definisce come copriferro nominale (c_{NOM}) dato da:

$$c_{NOM} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

dove:

- c_{min} = valore del copriferro minimo
- Δc_{dev} = tolleranza di esecuzione relativa al copriferro

Lo spessore minimo del copriferro sarà il valore massimo tra quelli minimi imposti per soddisfare le esigenze di durabilità, di aderenza e di resistenza al fuoco, secondo la relazione:

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; c_{min,f}; 10\text{mm})$$

dove:

- $c_{min,b}$ = copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature
- $c_{min,dur}$ = copriferro minimo necessario per la durabilità dell'opera
- $\Delta c_{dur,\gamma}$ = valore aggiuntivo del copriferro legato alla sicurezza
- $\Delta c_{dur,st}$ = riduzione del copriferro quando si utilizza acciaio inossidabile
- $\Delta c_{dur,add}$ = riduzione del copriferro minimo quando si ricorre a protezioni aggiuntive
- $c_{min,f}$ = copriferro minimo necessario per la resistenza al fuoco dell'opera

Nello specifico, per quanto attiene alla scelta del copriferro minimo per il rispetto delle condizioni di durabilità, ($c_{min,dur}$), l'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1) fornisce, in forma tabellare i valori del copriferro minimo in funzione del tipo di armatura (lenta o da precompressione), della classificazione strutturale e delle classi di esposizione ambientale cui l'elemento in calcestruzzo ricade (Tabella 2). Nel draft dell'Appendice nazionale dell'Eurocodice 2 si stabilisce che le costruzioni, con vita nominale di 50 anni, ricadano in classe strutturale S4 e, pertanto, i valori minimi del copriferro sia per c.a. che c.a.p., possono essere dedotti direttamente dalla Tabella 2 alla riga corrispondente a tale classe strutturale (S4) in funzione della classe di esposizione ambientale (X0, XC, XD e XS).

CLASSE STRUTTURALE	CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE SECONDO UNI 11104						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10 (10)	10(15)	10(20)	15(25)	20(30)	25(35)	30(40)
S2	10 (10)	10(15)	15(25)	20(30)	25(35)	30(40)	35(45)
S3	10 (10)	10(20)	20(30)	25(35)	30(40)	35(45)	40(50)
S4	10 (10)	15(25)	25(35)	30(40)	35(45)	40(50)	45(55)
S5	15 (15)	20(30)	30(40)	35(45)	40(50)	45(55)	50(60)
S6	20 (20)	25(35)	35(45)	40(50)	45(55)	50(60)	55(65)

Pilastri e travi

Sulla base della precedente classificazione (pr.4.3N) si adotta la seguente classe strutturale: **S4**

Definita la classe strutturale il valore del copriferro minimo "C_{min,dur}" si ricava attraverso il prospetto 4.4N per acciai ad armatura ordinaria; ovvero al prospetto 4.5N per acciai da precompressione. Di seguito il valore ricavato dalla tabella:

Copriferro minimo per requisiti con riferimento alla durabilità: **C_{min,dur} = 25 mm**

Sulla base della formula 1.4-2 si definisce il copriferro minimo che soddisfi i requisiti di durabilità e trasmissione degli sforzi

Copriferro minimo adottato: **C_{min} = 28 mm**

Il copriferro nominale si ricava dalla formula 1.4-1, esso rappresenta il valore di progetto necessario per la definizione dell'altezza utile della sezione, riportato anche sui disegni strutturali.

Copriferro nominale: **C_{nom} = 38 mm**

Resoconto		
Classe strutturale e classe di esposizione	S4	XC3
Tolleranza di esecuzione relativa al copriferro ΔC_{dev}	10 mm	
Copriferro minimo per garantire l'aderenza C_{min,b}	28 mm	
Copriferro minimo per garantire la durabilità C_{min,dur}	25 mm	
Copriferro minimo adottato C_{min}	28 mm	
Copriferro nominale C_{nom}	38 mm	

Per gli elementi della struttura in elevazione si assume un copriferro di:

- 40 mm (valutato al netto della staffa).

Fondazioni travi/plinti

Sulla base della precedente classificazione (pr.4.3N) si adotta la seguente classe strutturale: **S4**

Definita la classe strutturale il valore del copriferro minimo "C_{min,dur}" si ricava attraverso il prospetto 4.4N per acciai ad armatura ordinaria; ovvero al prospetto 4.5N per acciai da precompressione. Di seguito il valore ricavato dalla tabella:

Copriferro minimo per requisiti con riferimento alla durabilità: **C_{min,dur} = 25 mm**

Sulla base della formula 1.4-2 si definisce il copriferro minimo che soddisfi i requisiti di durabilità e trasmissione degli sforzi

Copriferro minimo adottato: **C_{min} = 25 mm**

Il copriferro nominale si ricava dalla formula 1.4-1, esso rappresenta il valore di progetto necessario per la definizione dell'altezza utile della sezione, riportato anche sui disegni strutturali.

Copriferro nominale: **C_{nom} = 35 mm**

Resoconto		
Classe strutturale e classe di esposizione	S4	XC2
Tolleranza di esecuzione relativa al copriferro ΔC_{dev}	10 mm	
Copriferro minimo per garantire l'aderenza C_{min,b}	24 mm	
Copriferro minimo per garantire la durabilità C_{min,dur}	25 mm	
Copriferro minimo adottato C_{min}	25 mm	
Copriferro nominale C_{nom}	35 mm	

Per gli elementi strutturali della fondazione si assume un copriferro di:

- 40 mm (valutato al netto della staffa).

4 AZIONI DI CALCOLO

4.1 Analisi dei carichi solai

4.1.1 Solai piano piano interrato

Il solaio è realizzato con predalle $h=5+20+5$

peso proprio G1	- Peso proprio solaio ($H=5+20+5$ cm)	=	4.20	kN/m ²
		totale peso proprio =	4.20	kN/m²
Permanenti G2	- Isolante termico+barriera	=	0.10	kN/m ²
	- Riscaldamento a pavimento	=	0.25	kN/m ²
	- Allettamento pavimento sp cm. 6+1	$(0.06+0.020/2)\times 10.00=$	0.70	kN/m ²
	- Pavimento gres	=	0.35	kN/m ²
	- Incidenza tramezzi	=	1.20	kN/m ²
		totale permanenti =	2.60	kN/m²

4.1.2 Solai piano piano terra zona laboratori

Il solaio è realizzato con predalle $h=5+25+5=30$

peso proprio G1	- Peso proprio solaio ($H=5+25+5$ cm)	=	4.60	kN/m ²
		totale peso proprio =	4.65	kN/m²
Permanenti G2	- Isolante termico	=	0.10	kN/m ²
	- Riscaldamento a pavimento	=	0.25	kN/m ²
	- Allettamento pavimento sp cm. 6+1	$(0.06+0.020/2)\times 10.00=$	0.70	kN/m ²
	- Pavimento gres	=	0.35	kN/m ²
	- Incidenza tramezzi	=	1.20	kN/m ²
		totale permanenti =	2.60	kN/m²

N.B. incidenza tramezzi calcolata ai fini del carico globale. Le tramezzature insistono sulle travi di fondazione.

4.1.3 Solai piano tipo

Il solaio è realizzato con predalle $h=5+20+5$

peso proprio G1	- Peso proprio solaio ($H=5+20+5$ cm)	=	4.20	kN/m ²
		totale peso proprio =	4.20	kN/m²
Permanenti G2	- Isolante acustico	=	0.05	kN/m ²
	- Riscaldamento a pavimento	=	0.25	kN/m ²
	- Allettamento pavimento sp cm. 6+1	$(0.06+0.020/2)\times 10.00=$	0.70	kN/m ²
	- Pavimento pvc	=	0.20	kN/m ²
	- inc. impianti (canali – illuminaz. – etc)	=	0.15	kN/m ²
	- controsoffitto/intonaco	=	0.30	kN/m ²
	- Incidenza tramezzi	=	1.20	kN/m ²
		totale permanenti =	2.85	kN/m²

4.1.4 Solai piano tipo WC

Il solaio è realizzato con predalle $h=5+20+5$

peso proprio G1	- Peso proprio solaio ($H=5+20+5$ cm)	=	4.20	kN/m ²
		totale peso proprio =	4.20	kN/m²
Permanenti G2	- Isolante acustico	=	0.05	kN/m ²
	- Riscaldamento a pavimento	=	0.25	kN/m ²
	- Allettamento pavimento sp cm. 5+1	$(0.05+0.020/2)\times 10.00=$	0.60	kN/m ²
	- Pavimento gres	=	0.35	kN/m ²
	- inc. impianti (illuminaz. – etc)	=	0.10	kN/m ²
	- controsoffitto/intonaco	=	0.30	kN/m ²
	- Incidenza tramezzi	=	1.20	kN/m ²
		totale permanenti =	2.85	kN/m²

4.1.5 Locali tecnici

Il solaio è realizzato con predalle $h=5+20+5$

peso proprio G1	- Peso proprio solaio ($H=5+20+5$ cm)	=	4.20	kN/m ²
		totale peso proprio =	4.20	kN/m²
Permanenti G2	- Isolante acustico	=	0.05	kN/m ²
	- Riscaldamento a pavimento	=	0.00	kN/m ²
	- Allettamento pavimento sp cm. 8	$0.08\times 10.00=$	0.80	kN/m ²
	- Pavimento gres	=	0.35	kN/m ²
	- inc. impianti (canali – illuminaz. – etc)	=	0.15	kN/m ²
	- controsoffitto/intonaco	=	0.30	kN/m ²
	- Incidenza tramezzi	=	1.20	kN/m ²
		totale permanenti =	2.85	kN/m²

4.1.6 Solai piano tipo (atrio)

Il solaio è realizzato con predalle $h=5+20+5$

peso proprio G1	- Peso proprio solaio ($H=5+20+5$ cm)	=	4.20	kN/m ²
		totale peso proprio =	4.20	kN/m²
Permanenti G2	- Isolante acustico	=	0.15	kN/m ²
	- Riscaldamento a pavimento	=	0.25	kN/m ²
	- Allettamento pavimento sp cm. 5	$(0.05+0.025/2)\times 10.00=$	0.65	kN/m ²
	- Pavimento PVC+colla	=	0.15	kN/m ²
	- inc. impianti (canali – illuminaz. – etc)	=	0.15	kN/m ²
	- controsoffitto (pannelli leggeri)	=	0.30	kN/m ²
		totale permanenti =	1.65	kN/m²

4.1.7 Solaio copertura

Il solaio è realizzato con predalle $h=5+20+5$

peso proprio G1	- Peso proprio solaio ($H=5+20+5$ cm)	=	4.20	kN/m ²
		totale peso proprio =	4.20	kN/m²
Permanenti G2	- Massetto alleggerito sp. medio 6/7	0.65 (sp. medio) $\times 10.00 =$	0.65	kN/m ²

	- Pannello isolante	=	0.05	kN/m ²
	- Doppia guaina	0.045x20.00=	0.10	kN/m ²
	- Pavimento in cls sp 35mm	=	0.85	kN/m ²
	- inc. impianti (canali – illuminaz. – etc)	=	0.15	kN/m ²
	- controsoffitto/intonaco	=	0.30	kN/m ²
	totale permanenti =		2.10	kN/m²

4.1.8 Solaio copertura torrino

Il solaio è realizzato con predalle h=5+20+5

peso proprio G1	- Peso proprio solaio (H=5+20+5 cm)	=	4.20	kN/m ²
	totale peso proprio =		4.20	kN/m²
Permanenti G2	- Massetto alleggerito ($\gamma=10.00$ kN/mc)	0.10 (sp. medio)x10.00 =	1.00	kN/m ²
	- Pannello isolante	=	0.05	kN/m ²
	- Doppia guaina	0.045x20.00=	0.10	kN/m ²
	- Pavimento in gres	=	0.35	kN/m ²
	- controsoffitto/intonaco	=	0.30	kN/m ²
	totale permanenti =		1.80	kN/m²

4.1.9 Solaio esterno (campi assi Z-A)

Il solaio è realizzato con predalle h=5+20+5

peso proprio G1	- Peso proprio solaio (H=5+20+5 cm)	=	4.20	kN/m ²
	totale peso proprio =		4.20	kN/m²
Permanenti G2	- Massetto alleggerito ($\gamma=10.00$ kN/mc)	0.05 (sp. medio)x10.00 =	0.50	kN/m ²
	- Pannello isolante	=	0.05	kN/m ²
	- Doppia guaina	0.045x20.00=	0.10	kN/m ²
	- Pavimento industriale	0.05x25=	1.25	kN/m ²
	- controsoffitto/intonaco	=	0.30	kN/m ²
	totale permanenti =		2.20	kN/m²

4.1.10 Rampa scala

peso proprio G1	- Peso proprio soletta	0.16x25/0.86=	4.65	kN/m ²
	- Gradini in c.a.	0.5*(0.30x0.165)*25/0.3	2.06	kN/m ²
	totale peso proprio =		≈6.75	kN/m²
Permanenti G1	- Intonaco		0.30	kN/m ²
	- Allettamento pedata	0.03x0.30x20/0.30 =	0.60	kN/m ²
	- Rivestimento pedata	0.02x0.30x27/0.30 =	0.54	
	- Allettamento alzata	0.01x0.165x20/0.30 =	0.11	
	- Rivestimento alzata	0.02x0.145x27/0.30 =	0.26	
	- Intonaco	0.03x0.30x20/0.30 =	0.30	
	totale permanenti =		≈1.85	kN/m²

4.1.11 pianerottolo

peso proprio G1	- Peso proprio soletta	0.20x25=	5.00	kN/m ²
		totale peso proprio =	5.00	kN/m²
Permanenti G2	- pavimento+allettamento	0.02x20+0.03x27	1.21	kN/m ²
	- intonaco	=	0.30	kN/m ²
		totale permanenti =	≅1.25	kN/m²

4.1.12 Carichi variabili

In relazione alla tabella 3.1. Il valore dei carichi di esercizio è stabilito in:

SOLAIO TIPO	q _k (kN/mq)	Q _k (kN)	H _k (kN/m)
Piano tipo	3.00	3.00	1.00
Aule laboratori e biblioteca (ed. E2)	6.00	7.00	1.00
Piano copertura (zona tipo)	3.00+0.52neve	3.00	1.00
Piano copertura (zona impianti)	4.00+0.52neve	4.00	1.00
Piano copertura torrino scale	0.50+0.52neve	1.20	1.00
Scale, balconi e ballatoi	4.00	4.00	2.00

4.1.13 Coefficienti di combinazione adottati

I coefficienti di combinazione delle azioni variabili sono in questo caso pari a:

	ψ _{0j}	ψ _{1j}	ψ _{2j}
Aule/piano tipo (Cat. C)	0.7	0.7	0.6
Scale, balconi e ballatoi (Cat. C)	0.7	0.7	0.6
Copertura torrino	0.0	0.0	0.0
Copertura piano tipo	0.7	0.7	0.6
laboratori (Cat. E)	1.0	0.9	0.8
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

4.2 Altri carichi permanenti

4.2.1 Tamponature esterne

Le tamponature esterne dell'edificio sono realizzate con blocchi tipo T2D spessore totale 37 cm

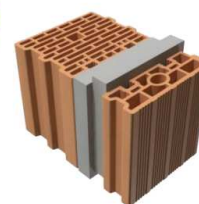
TRIS® TAMPONAMENTO 37X25X25 - ART. 569

CARATTERISTICHE DEL BLOCCO

CARATTERISTICHE GENERALI		
Dimensioni (S x L x H)	cm	37x25x25
Peso cad.	kg	14,5
Pezzi pacco	N°	32
Pezzi al m ²	N°	15,4
Pezzi al m ³	N°	43
Peso pacco	kg	464
Conducibilità del blocco "λ _{10,dry} "	W/mK	0,071
Composizione del blocco (laterizio+isolante+laterizio)	cm	8+8+21*



Stabilimento: Todi



*Prodotto in categoria I CE

Il peso del singolo blocco è pari a 14.5 kg/mq. Il peso per unità di superficie di parete (15.4 pezzi/mq) è pari a $14.5 \times 15.4 = 223.3$ kg/mq. Il peso assunto per il calcolo è pari a: 240 kg/mq.

Il peso della parete compreso isolante ed intonaco interno/est. (peso = 240 kg/mq blocco +60 kg/mq intonaco):

Nel programma di calcolo il peso delle tamponature viene inserito come carico lineare agente pari a:

$$G_{mur} = 3.00 \times 3.30 \text{ (altezza netta sotto trave)} = 9.90 \text{ kNm}$$

A tale carico si aggiunge il tratto di tamponatura (blocco 8cm; peso blocco 62 kg/mq+30 kg/mq intonaco= 92 kg/mq – assunto pari a 100 kg/mq) passante davanti alle travi di piano

$$G_{mur} = 1.00 \times 0.80 \text{ (altezza trave)} = 0.80 \text{ kNm}$$

Il carico complessivo è pari a

$$G_{mur} = 9.90 + 0.80 = 10.70 \text{ kNm} \cong 11.00 \text{ kN/m}$$

A favore di sicurezza, nel valore del carico lineare, non si tiene conto della presenza dei vuoti legati alla presenza degli infissi. I vuoti degli infissi, inoltre, compensano, ove presenti, la presenza dei frangisole in scatolari di alluminio.

Sulla parete filo A viene imputato (piano da primo a copertura) un ulteriore carico di 50 kg/mq per tener conto di una eventuale installazione di rivestimento esterno e distanziato in lamiera stirata (peso lamiera stirata \cong 20 kg/mq – peso sottostruttura = 30 kg/mq)

$$G_{agg} = 0.50 \times 4.10 \text{ (h interpiano)} = 2.05 \text{ kNm}$$

4.2.2 Tamponature esterne con cortina

Le tamponature esterne dell'edificio sono realizzate con blocchi tipo T2D spessore totale 37 cm compreso isolante ed intonaco interno/est. (peso = 240 blocco +60 kg/mq intonaco+cortina 30 kg/mq):

Nel programma di calcolo il peso delle tamponature viene inserito come carico lineare agente pari a:

$$G_{mur} = 3.30 \times 3.30 = 10.89 \text{ kNm}$$

A tale carico si aggiunge il tratto di tamponatura (blocco 8cm; peso blocco 48 kg/mq+30 kg/mq intonaco+cortina 30 kg/mq = 1.08 kg/mq – assunto pari a 130 kg/mq) passante davanti alle travi di piano

$$G_{mur} = 1.30 \times 0.80 = 1.04 \text{ kNm}$$

Il carico complessivo è pari a

$$G_{mur} = 10.89 + 1.04 = 11.93 \text{ kNm} \cong 12.00 \text{ kN/m}$$

Tale tipologia di carico viene anche utilizzata per le pareti che presentano non un rivestimento in cortina ma un rivestimento in lamiera stirata accoppiata alla parete del peso di 15 kg/m² oltre profili ad omega 5 kg/m².

4.2.3 Parapetti in muratura

Nel programma di calcolo il peso dei parapetti viene inserito come carico lineare agente pari a:

$$G_{mur} = 3.00 \times 1.50 = 4.50 \text{ kNm}$$

A tale carico si aggiunge il tratto di tamponatura passante davanti alle travi di piano

$$G_{mur} = 1.00 \times 0.80 = 0.80 \text{ kNm}$$

Il carico complessivo è pari a

$$G_{mur} = 4.50 + 0.80 = 5.30 \text{ kNm}$$

4.2.4 Tramezzature interne

Tipologia 1:

Le tramezzature interne dell'edificio sono realizzate con pareti in cartongesso doppia lastra e saranno considerate, in accordo con il punto 3.1.3.1, attraverso un carico uniformemente distribuito g_2 .

Il peso proprio per unità di lunghezza delle pareti risulta pari a:

$$G_2 = 0.60 \times 3.80 = 2.30 \text{ kN/m} \Rightarrow g_2 = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

Tipologia 2:

A favore di sicurezza si considera la presenza di tramezzature interne dell'edificio (divisori aule speciali-tamponature bagni su cavedi) realizzate con blocchi di cemento alleggerito (Iecablocco 2 fori) di spessore 20cm:

- peso blocco /mq = 1.60 kN/mq
- rasatura int/est = $0.02 \times 20.00 = 0.40$ kN/mq

Il peso proprio per unità di lunghezza delle pareti risulta pari a:

$$G_2 = (1.60 + 0.40) \times 3.80 = 7.60 \text{ kN/m}$$

Essendo il peso superiore a 5.00 kN/m gli elementi divisori interni saranno considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sulle travi.

4.3 Vento

La velocità del vento è calcolata in relazione ai seguenti parametri:

Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale (NTC- Tab. 3.3.I);

Vb,0: velocità base della zona (NTC- Tab. 3.3.I);

a0: altitudine base della zona (NTC- Tab. 3.3.I);

ks: parametro in funzione della zona in cui sorge la costruzione (NTC- Tab. 3.3.I);

as: altitudine del sito;

TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;

Vb: velocità di riferimento calcolata come segue:

$$Vb = Vb,0 \text{ per } as \leq a0$$

$$Vb = Vb,0 (1 + ks ((as / a0) - 1)) \text{ per } a0 < as \leq 1500 \text{ m}$$

per $as > 1500 \text{ m}$ vanno ricavati da opportuna documentazione o da indagini comprovate

Tali valori non dovranno essere minori di quelli previsti per $as = 1500 \text{ m}$

Cr: coefficiente di ritorno in funzione del periodo di ritorno TR

Vr: velocità di riferimento riferita al periodo di ritorno TR

Zona	Vb,0	a0	ks	as	TR	Vb	Cr	Vr
3	27 m/s	500 m	0,37	238 m	50 anni	27,00 m/s	1,000	27,00 m/s

$$\text{Pressione cinetica di riferimento, } q_r = \rho V_r^2 / 2 = 46 \text{ daN/mq}$$

dove: ρ è la densità dell'aria (assunta convenzionalmente costante = 1,25 kg/mc)

Esposizione: Cat. III- Entroterra fino a 500 m di altitudine

Da cui i parametri della tabella 3.3.II delle NTC

Kr	z0	z min
0,20	0,10 m	5 m

Classe di rugosità del terreno: C (NTC- Tab. 3.3.III)

Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

L'azione del vento sulle costruzioni è determinata dai seguenti parametri:

Cp: coefficiente di pressione;

Cd: coefficiente dinamico;

Ct: coefficiente di topografia;

Ce: coefficiente di esposizione (funzione di z, z0 e Ct);

z: altezza sul suolo.

Cp	Cd	Ct	Ce	z
1,00	1,00	1,00	2,28	12,40 m

Pressione del vento

$$p = q_r C_e C_p C_d = 104 \text{ daN/mq}$$

Essendo i carichi dati dall'azione del vento inferiori alle aliquote di forze sismiche agenti sugli impalcati vengono trascurati ai fini del dimensionamento generale dell'edificio.

4.4 Neve

Il carico della neve sulle coperture è calcolato in relazione ai seguenti parametri:

Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale;

Esp.: zona topografica di esposizione al vento;

Ce: coefficiente di esposizione al vento;

TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;

as: altitudine del sito;

qsk: valore caratteristico del carico della neve al suolo (per Tr = 50 anni);

Zona	Esposizione	Ce	TR	as	qsk
III	Zona normale	1,00	50 anni	240 m	64.00

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 0,0^\circ$

- Copertura piana W = 10.0 m, L = 50.0 m => Lc = 18.0, Cef = 1.000

$$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 0,8 \times 64 = 51,20 \text{ daN/mq}$$

Neve con accumulo solaio piano terra fili A-Z

Lunghezza terrazzo 3.60m – 32.40m

Dislivello: 12.30m

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 0,0^\circ$

b1 = 32,4 m, b2 = 3,6 m, h = 12,3 m

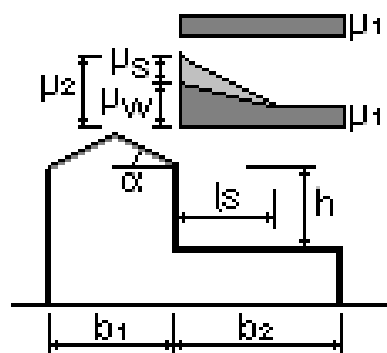
2 H > 15 => ls = 15,0 m

$$\mu_1 = 0,80$$

$$b_2 < l_s \Rightarrow \mu_1^* = 1,30 \Rightarrow Q_1^* = 83 \text{ daN/mq}$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w = 0,00 + 1,46 = 1,46 \Rightarrow Q_2 = 93 \text{ daN/mq}$$

Schema di carico:



4.5

Sisma

4.5.1 Parametri della struttura

L'azione sismica di progetto viene definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito, in termini di accelerazione massima attesa con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Il periodo di riferimento V_R viene valutato moltiplicando la vita nominale della costruzione per il coefficiente d'uso C_U che dipende dalla classe d'uso della costruzione.

La vita nominale V_N della struttura viene assunta pari a 50 anni.

La classe d'uso in cui ricade la tipologia di destinazione d'uso dell'opera è pari alla Classe III.

Il valore del coefficiente d'uso C_U , definito al variare della classe d'uso, è pari a 1.5

Parametri della struttura			
Classe d'uso	Vita V_N [anni]	Coeff. Uso	Periodo V_R [anni]
III	50.0	1.5	75

Il sito di costruzione dell'edificio è ubicato nel Comune di Colferro (RM) ed è individuato dalle seguenti coordinate geografiche:

- WGS84: Latitudine: 41.726676 Longitudine: 13.0149194
- ED 50: Latitudine: 41.72766 Longitudine: 13.015831



Figura 4.1 – Localizzazione del sito di costruzione

Il 22 Maggio 2009, con l'approvazione in Giunta Regionale della DGR n. 387 recante "Nuova Classificazione Sismica della Regione Lazio", il comune di Colferro secondo quanto indicato dal Servizio Geologico Regionale dell'Area Difesa del Suolo in collaborazione con l'ENEA, è stato classificato **in zona sismica "2B"**. Per il comune di Colferro è stato inoltre validato lo studio di Microzonazione Sismica di 1° Livello secondo il quale il sito in esame risulta essere censito come "Zona stabile suscettibile di amplificazioni locali".

4.5.2 Pericolosità sismica

La valutazione dell'azione sismica viene fatta sulla base della pericolosità sismica definita dal DM. 17-01-2018 con raffronto dello studio di Risposta Sismica Locale condotto in situ.

4.5.3 Classificazione della tipologia di suolo

L'indagine geologica ha identificato terreni ricadenti nella **categoria "B"**. Considerata l'orografia dell'area si è assunto un coefficiente di **condizione topografica T1**: zone pianeggianti, pendii con inclinazione media $\leq 15^\circ$.

4.5.4 Parametri di pericolosità sismica NTC (spettri di norma)

I parametri di pericolosità sismica derivanti dallo spettro semplificato NTC 2018 con categoria di sottosuolo B e condizione topografica T1 sono di seguito descritti:

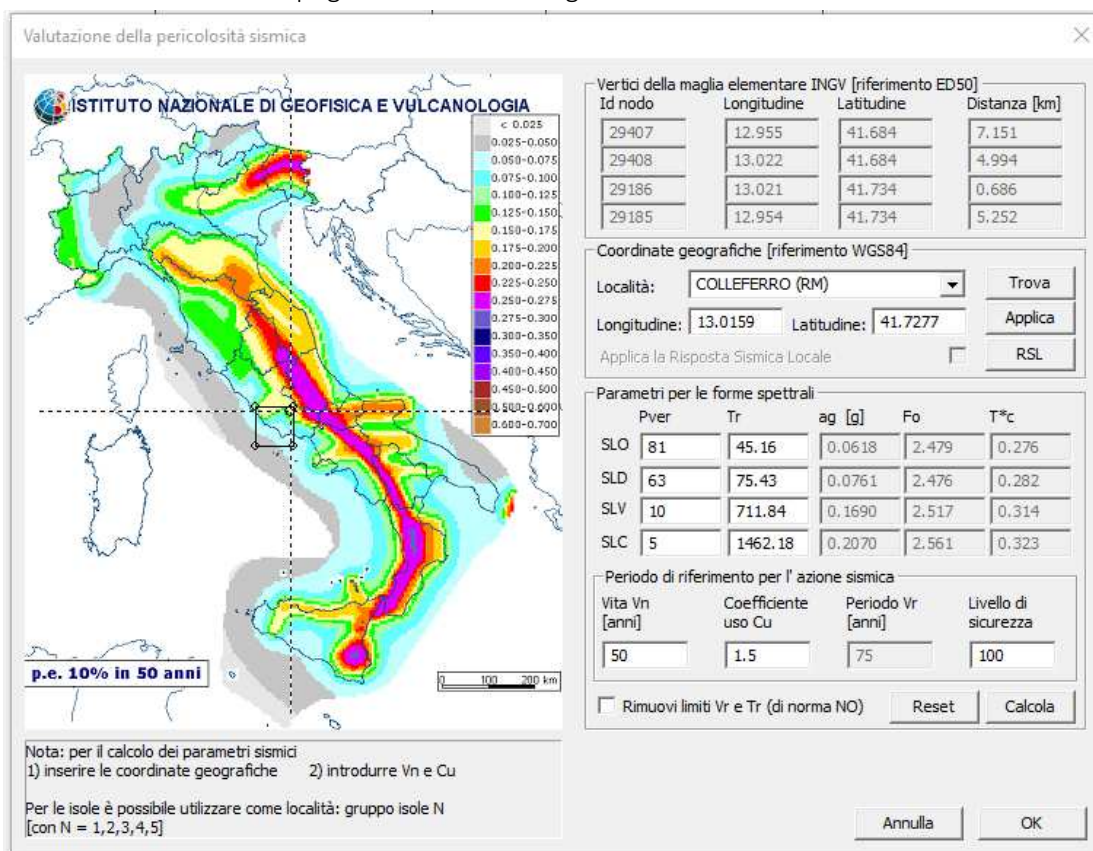


Figura 4.2 – Tabella spettri da norma

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B
 Categoria topografica: T1
 Periodo di riferimento: 75anni
 Coefficiente c_u : 1,5

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
 T_r : 45 [anni]
 a_g : 0,062 g
 F_0 : 2,482
 T_c^* : 0,273 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
 T_r : 75 [anni]
 a_g : 0,076 g
 F_0 : 2,474
 T_c^* : 0,285 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
 T_r : 712 [anni]
 a_g : 0,169 g
 F_0 : 2,518
 T_c^* : 0,316 [s]

4.5.5 Parametri di pericolosità sismica RSL (spettri di risposta sismica locale)

Nel presente paragrafo vengono riportati, per ogni analisi, i parametri degli spettri parametrizzati per i vari punti di controllo presenti nella sezione oggetto di studio. Lo studio di RSL è ampiamente documentato all'interno dell'elaborato relazione geologica.

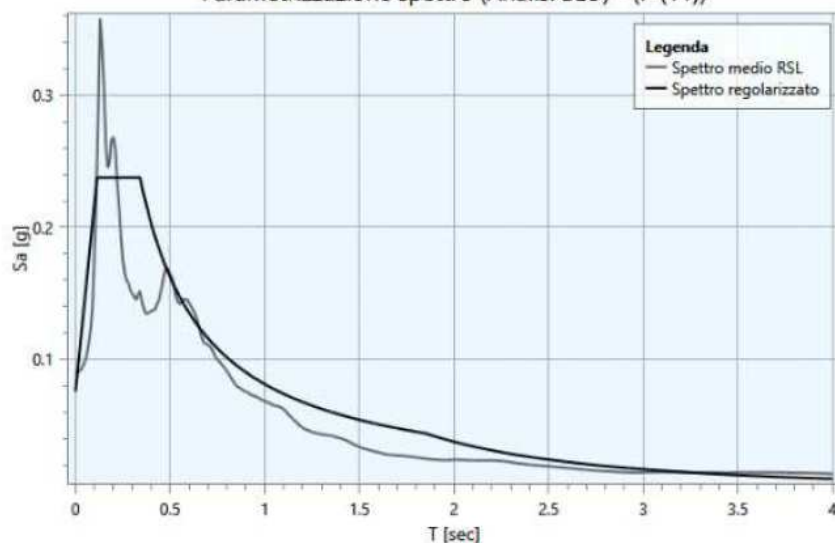
Analisi SLO

Punto di controllo	A_g [g]	F_0	S	A_{max} [g]	T_b [sec]	T_c [sec]	T_d [sec]
P (11)	0.062	3.143	1.220	0.076	0.114	0.341	1.848

dove:

- A_g : punto di ancoraggio a $T=0$ dello spettro output di Normativa;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro output parametrizzato;
- S : coefficiente che tiene conto degli effetti di amplificazione (stratigrafici e/o topografici);
- A_{max} : punto di ancoraggio a $T=0$ dello spettro parametrizzato di output;
- T_b : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro parametrizzato ad accelerazione costante;
- T_c : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro parametrizzato a velocità costante;
- T_d : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro parametrizzato a spostamento costante.

Parametrizzazione spettro (Analisi SLO) - (P (11))



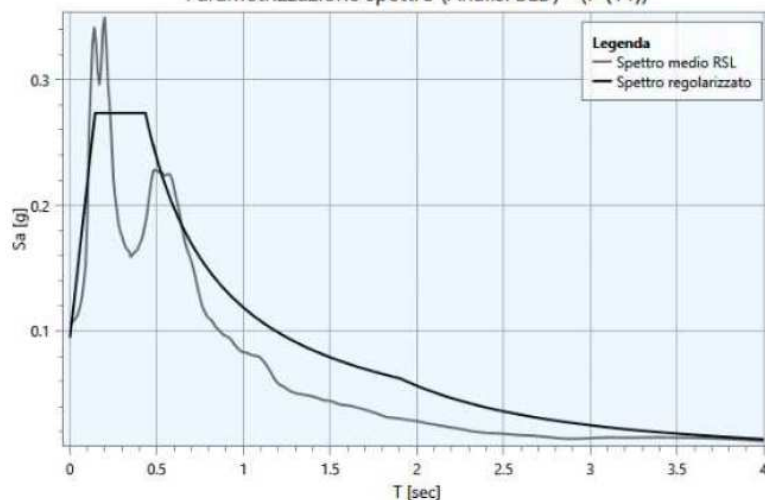
Analisi SLD

Punto di controllo	A_g [g]	$F0$	S	A_{max} [g]	T_b [sec]	T_c [sec]	T_d [sec]
P (11)	0.076	2.886	1.248	0.095	0.145	0.434	1.904

dove:

- A_g : punto di ancoraggio a $T=0$ dello spettro output di Normativa;
- $F0$: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro output parametrizzato;
- S : coefficiente che tiene conto degli effetti di amplificazione (stratigrafici e/o topografici);
- A_{max} : punto di ancoraggio a $T=0$ dello spettro parametrizzato di output;
- T_b : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro parametrizzato ad accelerazione costante;
- T_c : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro parametrizzato a velocità costante;
- T_d : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro parametrizzato a spostamento costante.

Parametrizzazione spettro (Analisi SLD) - (P (11))



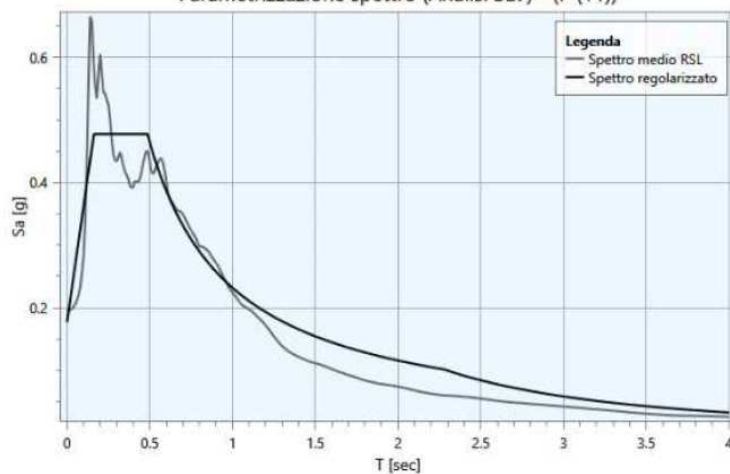
Analisi SLV

Punto di controllo	A_g [g]	$F0$	S	A_{max} [g]	T_b [sec]	T_c [sec]	T_d [sec]
P (11)	0.169	2.694	1.048	0.177	0.162	0.486	2.276

dove:

- A_g : punto di ancoraggio a $T=0$ dello spettro output di Normativa;
- $F0$: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro output parametrizzato;
- S : coefficiente che tiene conto degli effetti di amplificazione (stratigrafici e/o topografici);
- A_{max} : punto di ancoraggio a $T=0$ dello spettro parametrizzato di output;
- T_b : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro parametrizzato ad accelerazione costante;
- T_c : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro parametrizzato a velocità costante;
- T_d : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro parametrizzato a spostamento costante.

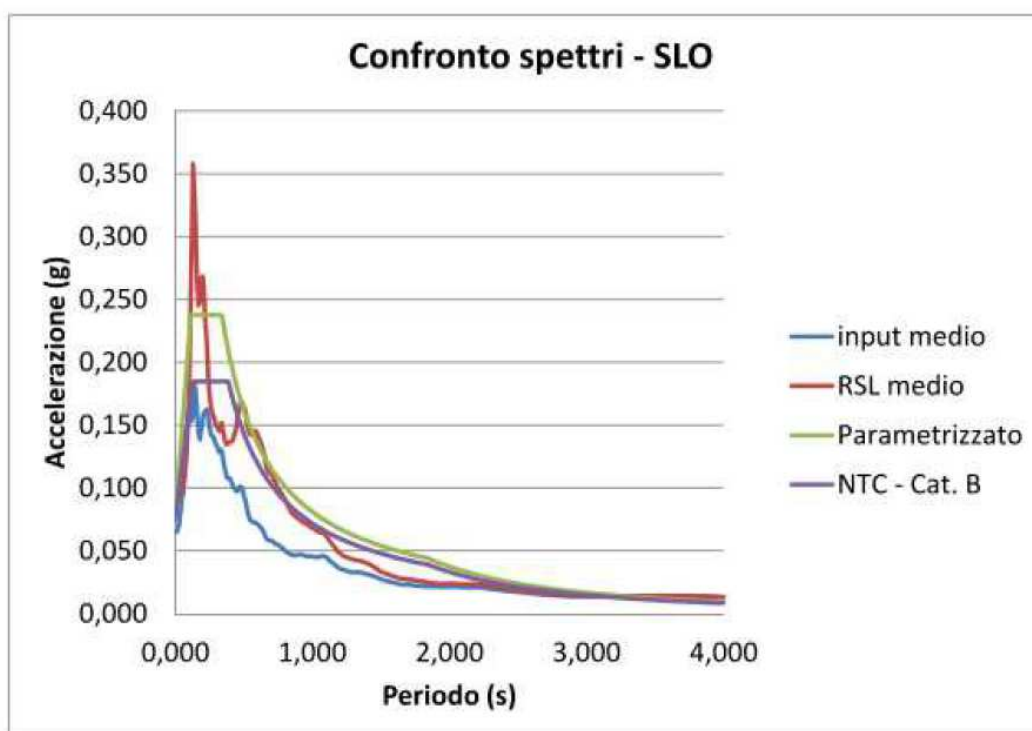
Parametrizzazione spettro (Analisi SLV) - (P (11))

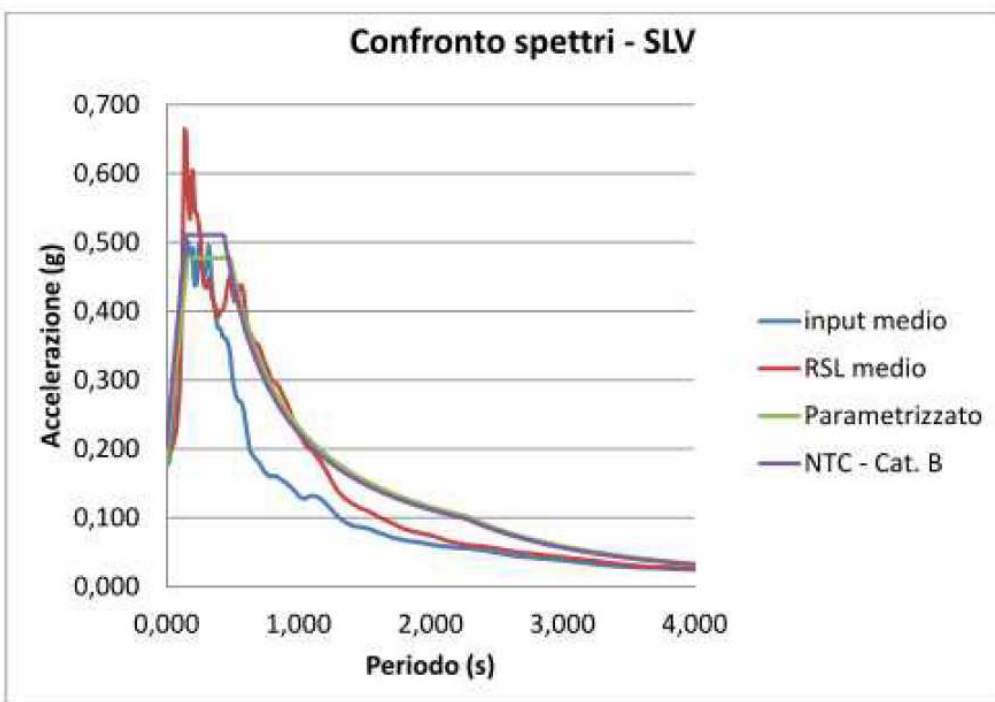
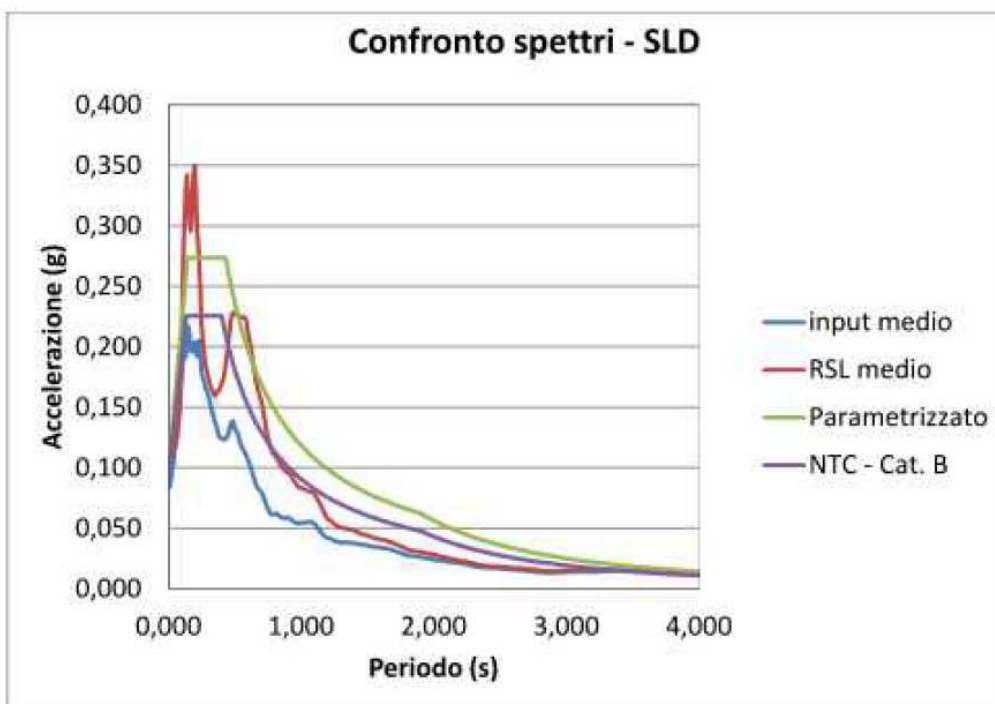


4.5.6 Confronto spettri

Nel presente paragrafo viene riportato, per ogni analisi, il confronto tra lo spettro di RSL e quello semplificato di normativa per categoria B, T1. Vengono graficizzati, per ciascun stato limite, il confronto tra i seguenti spettri:

- Spettro di normativa ottenuto col metodo semplificato;
- Spettro medio di input;
- Spettro medio di output, ottenuto con lo studio di RSL;
- Spettro normalizzato, ottenuto applicando i suggerimenti dagli “Indirizzi e criteri per la Microzonazione Sismica” (GdL MS, 2008 – parti I e II – punto 2.5.4.3.1 pag 92).





Come si evince dal confronto grafico i valori di spettro RSL risultano maggiori per gli stati limite SLO ed SLD di quelli di norma, mentre per lo stato limite SLV lo spettro di norma risulta maggiore di quello di RSL. Per il periodo compreso tra TB e TC si ottiene un valore di accelerazione spettrale (spettro elastico- $(a_g/g \cdot S \cdot F_0)$) pari a:

	SLO	SLD	SLV
Se/g RSL	0.2374	0.2737	0.4771
Se/g Norma	0.1846	0.2256	0.5106

Figura 4.3 – Tabella di di raffronto accelerazioni massime spettrali RLS-Spettri da norma

4.5.7 Spettri di progetto

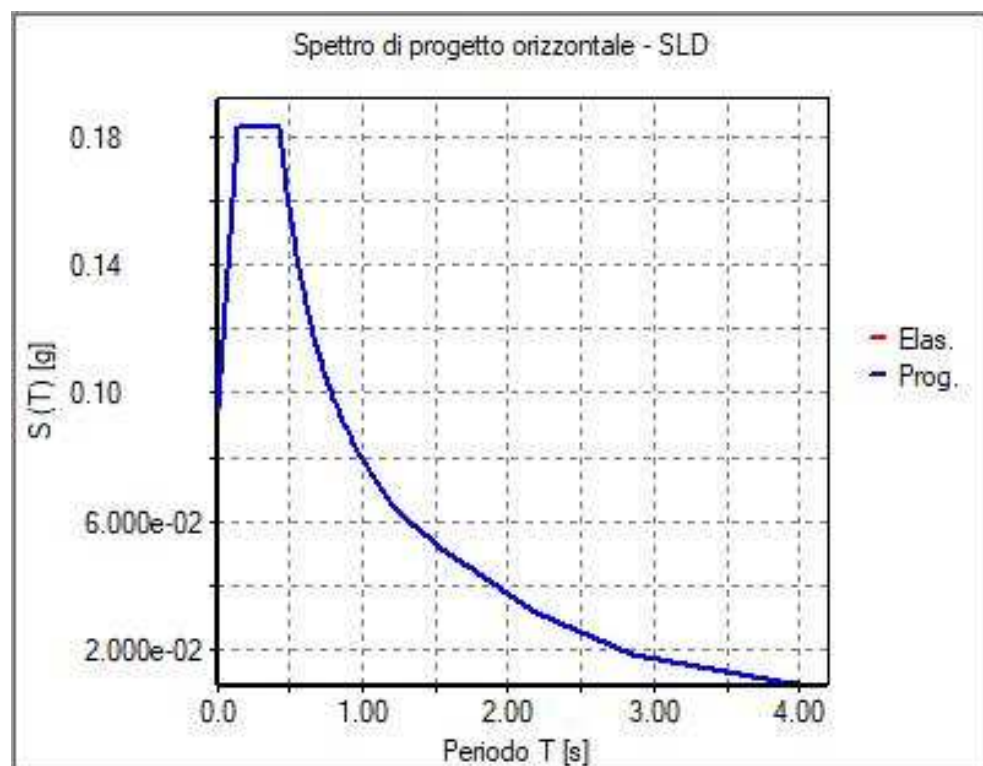
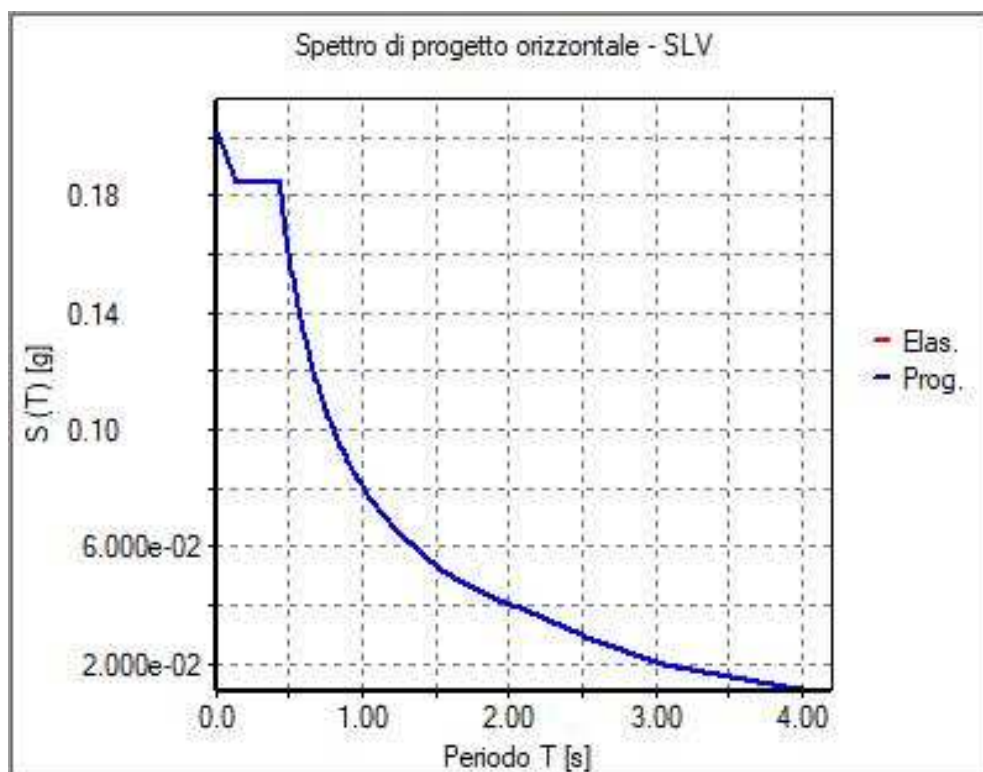
A favore di sicurezza, per il dimensionamento dell'opera, si adotteranno gli spettri di RSL per gli stati limite SLO ed SLD, mentre per lo stato limite SLV si adotterà lo spettro di norma.

Di seguito si riportano i dati numerici di input dei parametri sismici adottati nel software di calcolo:

SLU ELASTICO		SLU DI PROGETTO q=2.76		SLD ELASTICO		SLD DI PROGETTO q=1.50		SLO DI PROGETTO q=1	
0	0.2028	0	0.2028	0	0.094827	0	0.094827	0	0.075642
0.145889	0.51065	0.145889	0.185018	0.144703	0.273631	0.144703	0.18242	0.113801	0.237773
0.437666	0.51065	0.437666	0.185018	0.43411	0.273631	0.43411	0.18242	0.341403	0.237773
0.437666	0.51065	0.437666	0.185018	0.43411	0.273631	0.43411	0.18242	0.341403	0.237773
0.446997	0.49999	0.446997	0.181156	0.441572	0.269007	0.441572	0.179338	0.34905	0.232563
0.456329	0.489765	0.456329	0.177451	0.449033	0.264537	0.449033	0.176358	0.356698	0.227577
0.46566	0.479951	0.46566	0.173895	0.456495	0.260213	0.456495	0.173476	0.364346	0.2228
0.474992	0.470522	0.474992	0.170479	0.463956	0.256028	0.463956	0.170686	0.371993	0.218219
0.484324	0.461456	0.484324	0.167194	0.471417	0.251976	0.471417	0.167984	0.379641	0.213823
0.493655	0.452733	0.493655	0.164034	0.478879	0.24805	0.478879	0.165367	0.387289	0.209601
0.502987	0.444334	0.502987	0.16099	0.48634	0.244245	0.48634	0.16283	0.394936	0.205542
0.512319	0.43624	0.512319	0.158058	0.493801	0.240554	0.493801	0.160369	0.402584	0.201638
0.52165	0.428437	0.52165	0.155231	0.501263	0.236973	0.501263	0.157982	0.410232	0.197879
0.530982	0.420907	0.530982	0.152503	0.508724	0.233498	0.508724	0.155665	0.41788	0.194257
0.540314	0.413638	0.540314	0.149869	0.516185	0.230123	0.516185	0.153415	0.425527	0.190766
0.549645	0.406615	0.549645	0.147324	0.523647	0.226844	0.523647	0.151229	0.433175	0.187398
0.558977	0.399827	0.558977	0.144865	0.531108	0.223657	0.531108	0.149104	0.440823	0.184147
0.568309	0.393262	0.568309	0.142486	0.53857	0.220558	0.53857	0.147039	0.44847	0.181007
0.57764	0.386909	0.57764	0.140184	0.546031	0.217544	0.546031	0.14503	0.456118	0.177972
0.586972	0.380758	0.586972	0.137956	0.553492	0.214612	0.553492	0.143074	0.463766	0.175037
0.596304	0.374799	0.596304	0.135797	0.560954	0.211757	0.560954	0.141171	0.471414	0.172197
0.605635	0.369024	0.605635	0.133704	0.568415	0.208977	0.568415	0.139318	0.479061	0.169448
0.614967	0.363425	0.614967	0.131676	0.575876	0.20627	0.575876	0.137513	0.486709	0.166786
0.624298	0.357992	0.624298	0.129707	0.583338	0.203631	0.583338	0.135754	0.494357	0.164206
0.63363	0.35272	0.63363	0.127797	0.590799	0.20106	0.590799	0.13404	0.502004	0.161704
0.642962	0.347601	0.642962	0.125942	0.598261	0.198552	0.598261	0.132368	0.509652	0.159278
0.652293	0.342628	0.652293	0.124141	0.605722	0.196106	0.605722	0.130738	0.5173	0.156923
0.661625	0.337796	0.661625	0.12239	0.613183	0.19372	0.613183	0.129147	0.524947	0.154637
0.670957	0.333098	0.670957	0.120688	0.620645	0.191391	0.620645	0.127594	0.532595	0.152416
0.680288	0.328528	0.680288	0.119032	0.628106	0.189118	0.628106	0.126078	0.540243	0.150529
0.68962	0.324083	0.68962	0.117421	0.635567	0.186897	0.635567	0.124598	0.547891	0.148161
0.698952	0.319756	0.698952	0.115854	0.643029	0.184729	0.643029	0.123153	0.555538	0.146122
0.708283	0.315543	0.708283	0.114327	0.65049	0.18261	0.65049	0.12174	0.563186	0.144137
0.717615	0.31144	0.717615	0.112841	0.657951	0.180539	0.657951	0.120359	0.570834	0.142206
0.726947	0.307442	0.726947	0.111392	0.665413	0.178515	0.665413	0.11901	0.578481	0.140326
0.736278	0.303546	0.736278	0.10998	0.672874	0.176535	0.672874	0.11769	0.586129	0.138495
0.74561	0.299747	0.74561	0.108604	0.680336	0.174599	0.680336	0.116399	0.593777	0.136712
0.754942	0.296042	0.754942	0.107261	0.687797	0.172705	0.687797	0.115137	0.601424	0.134973
0.764273	0.292427	0.764273	0.105952	0.695258	0.170852	0.695258	0.113901	0.609072	0.133278
0.773605	0.2889	0.773605	0.104674	0.70272	0.169037	0.70272	0.112692	0.61672	0.131626
0.782936	0.285456	0.782936	0.103426	0.710181	0.167261	0.710181	0.111508	0.624368	0.130013
0.792268	0.282094	0.792268	0.102208	0.717642	0.165522	0.717642	0.110348	0.632015	0.12844
0.8016	0.27881	0.8016	0.101018	0.725104	0.163819	0.725104	0.109213	0.639663	0.126905
0.810931	0.275602	0.810931	0.099856	0.732565	0.162151	0.732565	0.1081	0.647311	0.125405
0.820263	0.272466	0.820263	0.09872	0.740027	0.160516	0.740027	0.107011	0.654958	0.123941
0.829595	0.269402	0.829595	0.097609	0.747488	0.158914	0.747488	0.105942	0.662606	0.12251
0.838926	0.266405	0.838926	0.096524	0.754949	0.157343	0.754949	0.104895	0.670254	0.121113
0.848258	0.263474	0.848258	0.095462	0.762411	0.155803	0.762411	0.103869	0.677901	0.119746
0.85759	0.260607	0.85759	0.094423	0.769872	0.154293	0.769872	0.102862	0.685549	0.11841
0.866921	0.257802	0.866921	0.093407	0.777333	0.152812	0.777333	0.101875	0.693197	0.117104
0.876253	0.255057	0.876253	0.092412	0.784795	0.151359	0.784795	0.100906	0.700845	0.115826
0.885585	0.252369	0.885585	0.091438	0.792256	0.149934	0.792256	0.099956	0.708492	0.114576
0.894916	0.249737	0.894916	0.090485	0.799717	0.148535	0.799717	0.099023	0.71614	0.113352
0.904248	0.24716	0.904248	0.089551	0.807179	0.147162	0.807179	0.098108	0.723788	0.112155
0.91358	0.244636	0.91358	0.088636	0.81464	0.145814	0.81464	0.097209	0.731435	0.110982
0.922916	0.242133	0.922916	0.087722	0.822107	0.144521	0.822107	0.096321	0.739086	0.109823
0.932248	0.23963	0.932248	0.086807	0.829569	0.143228	0.829569	0.095433	0.746737	0.108664
0.94158	0.23713	0.94158	0.085888	0.837031	0.141935	0.837031	0.094545	0.754388	0.107505
0.950916	0.23463	0.950916	0.084969	0.844493	0.140642	0.844493	0.093774	0.762039	0.106346
0.960248	0.232129	0.960248	0.084050	0.851955	0.139349	0.851955	0.092953	0.769674	0.105187
0.96958	0.230509	0.96958	0.083131	0.859408	0.138218	0.859408	0.092146	0.777322	0.104031
0.978901	0.228311	0.978901	0.082271	0.86687	0.137029	0.86687	0.091352	0.784969	0.103413
0.987564	0.22404	0.987564	0.081174	0.881793	0.13471	0.881793	0.089806	0.800265	0.101437
1.053554	0.212133	1.053554	0.07686	0.928561	0.128201	0.928561	0.085467	0.846151	0.095936
1.072218	0.208441	1.072218	0.075522	0.941483	0.126169	0.941483	0.084113	0.861446	0.094232
1.230856	0.181576	1.230856	0.065788	1.068327	0.111189	1.068327	0.074126	0.991457	0.081876
1.408157	0.158714	1.408157	0.057505	1.210093	0.098163	1.210093	0.065442	1.136764	0.07141
1.548132	0.144364	1.548132	0.052306	1.322013	0.098952	1.322013	0.059902	1.251479	0.064864
1.725433	0.129529	1.725433	0.046931	1.463779	0.08115	1.463779	0.0541	1.396786	0.058116
1.828081	0.122256	1.828081	0.044296	1.545854	0.076842	1.545854	0.051228	1.48091	0.054815
2.042709	0.109411	2.042709	0.039642	1.717466	0.093163	1.717466	0.046109	1.656807	0.048996
2.05204	0.108913	2.05204	0.039461	1.724927	0.068864	1.724927	0.04591	1.664455	0.04877
2.061372	0.10842	2.061372	0.039283	1.732389	0.068568	1.732389	0.045712	1.672103	0.048547
2.070704	0.107931	2.070704	0.039106	1.73985	0.068274	1.73985	0.045516	1.679751	0.048326
2.080035	0.107447	2.080035	0.03893	1.747311	0.067982	1.747311	0.045321	1.687398	0.048107
2.098699	0.106492	2.098699	0.038584	1.762234	0.067406	1.762234	0.044938	1.702694	0.047675
2.10803	0.10602	2.10803	0.038413	1.769695	0.067122	1.769695	0.044748	1.710341	0.047462
2.117362	0.105553	2.117362	0.038244	1.777157	0.066884	1.777157	0.04456	1.717989	0.047251
2.493677	0.088181	2.493677	0.029638	2.168646	0.04809	2.168646	0.03206	2.119717	0.033387
2.511091	0.08067	2.511091	0.029228	2.189818	0.047165	2.189818	0.031443	2.141455	0.032712
3.059636	0.054337	3.059636	0.019687	2.856727	0.027714	2.856727	0.018476	2.826182	0.018782
3.973879	0.032211	3.973879	0.011671	3.968242	0.014363	3.968242	0.009575	3.96	

	SLO	SLD	SLV
Se/g RSL	0.2374	0.2737	0.4771
Se/g Norma	0.1846	0.2256	0.5106

Figura 4.4 – Tabella di di raffronto accelerazioni spettrali: in rosso, a favore di sicurezza, i valori adottati



4.5.8 Fattore di comportamento

Per la determinazione dello spettro di risposta di progetto è necessario precisare il valore adottato per il Fattore di Comportamento q nell'ambito di ciascuno stato limite considerato. Secondo quanto riportato al § 7.3 delle NTC 2018, nel caso di analisi lineare, infatti, la domanda sismica per le strutture può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q che tiene implicitamente conto della capacità dissipativa delle stesse. I valori attribuibili a q variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerato, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

Il valore del fattore di comportamento q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende pertanto dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale.

Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_R$$

ove

- q_0 è il valore massimo del fattore di comportamento che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione.

L'edificio viene progettato secondo le regole relative alla classe di duttilità bassa (CD"B").

La verifica se l'unità strutturale è deformabile torsionalmente è stata fatta valutando il rapporto Ω tra i periodi dei modi di vibrare traslazionale e rotazionale disaccoppiati attraverso la seguente formula:

$$\Omega = \frac{T}{T_\theta} \quad [C7.4.2]$$

The screenshot shows the 'Passo 4' window of the Ed. E1 software. It contains several input fields and a table of calculated values. The 'Rapp T1/TrZ' row is highlighted with a red box, showing values of 1.209 and 1.196. To the right, there are two graphs: 'S (oriz.)' and 'Sv (vert.)'.

Dati comuni per le analisi		Dati per analisi statica lineare e non lineare			
Quota spiccato [cm]	0.0	Altezza edificio [cm]	2110.0	Calcola periodi T1	
Contributo carichi in fondazione	<input type="checkbox"/>	Fatt. Lambda [0.85 - 1]	0.85		
Eccentricità aggiuntiva X:	10 Y: 5	Periodo T1 [primo modo]	0.497	dir. x-x	dir. y-y
Spost. relativo rapp. SLC/SLD	5	Sd (T1) - SLU	0.163	0.474	0.084
		Se (T1) - SLD	0.159	0.171	0.157
		Rapp T1/TrZ	1.209	0.167	0.07
			1.196		
Dati per analisi dinamica		Accelerazione uniforme [Fi=Fh]			
N. modi	20	<input type="checkbox"/> NO			
N. modi rigidi	0	Eccentricità convenzionale con momenti Mz			
		<input type="checkbox"/> NO			
		Usa spostamenti medi di piano per pushover			
		<input checked="" type="checkbox"/> SI			

Figura 4.5 – Ed. E1 Input sismico programma di calcolo con verifica rapporto formula C7.4.2

Per edificio E1 il valore di Ω è risultato ≥ 1 e pertanto la struttura non è deformabile torsionalmente.

Passo 4

Dati comuni per le analisi

Quota spiccato [cm]

Contributo carichi in fondazione ☐

Eccentricità aggiuntiva X: Y:

Spost. relativo rapp. SLC/SLD ex. muratura

Dati per analisi dinamica

N. modi N. modi rigidi

Dati per analisi statica lineare e non lineare

Altezza edificio [cm]

Fatt. Lambda [0.85 - 1]

Periodo T1 [primo modo]

Sd (T1) - SLU

Se (T1) - SLD

Rapp T1/TrZ

Calcola periodi T1

dir. x-x dir. y-y dir. z-z

dir. x-x dir. y-y dir. z-z

Accelerazione uniforme [Fi=Fh] ☐ NO

Eccentricità convenzionale con momenti Mz ☐ NO

Usa spostamenti medi di piano per pushover ☒ SI

suggerito:

S (oriz.)

Sv (vert.)

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

Figura 4.6 – Ed. E2 Input sismico programma di calcolo con verifica rapporto formula C7.4.2

Per edificio E2 il valore di Ω è risultato ≥ 1 e pertanto la struttura non è deformabile torsionalmente.

La struttura sismo-resistente è pertanto classificata come:

edificio E1: dir. X ed Y: struttura a telaio in calcestruzzo, composta da telai con più piani e più campate non regolare in pianta e non regolare in altezza:

$$q_0 = 3 \alpha_u / \alpha_1$$

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.3 \text{ (costruzione non regolare in pianta)} \Rightarrow \alpha_u / \alpha_1 = (1 + 1.3) / 2 = 1.15$$

$$K_R = 0.80 \text{ (costruzione non regolare in altezza)}$$

$$q = 3 \times 1.15 \times 0.80 = 2.76$$

edificio E2: dir. X ed Y: struttura a telaio in calcestruzzo, composta da telai con più piani e più campate non regolare in pianta e non regolare in altezza:

$$q_0 = 3 \alpha_u / \alpha_1$$

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.3 \text{ (costruzione non regolare in pianta)} \Rightarrow \alpha_u / \alpha_1 = (1 + 1.3) / 2 = 1.15$$

$$K_R = 0.80 \text{ (costruzione non regolare in altezza)}$$

$$q = 3 \times 1.15 \times 0.80 = 2.76$$

Pertanto il fattore di comportamento, per la struttura in elevazione dei corpi E1 ed E2, è stato adottato pari a:

Corpi E1 ed E2

- SLV: orizzontale $q=2.76$; in entrambe le direzioni
- SLD: orizzontale $q=1.5$; in entrambe le direzioni
- SLO: orizzontale $q=1.0$; in entrambe le direzioni

5 COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche nei confronti dei diversi stati limite si adottano le combinazioni delle azioni tratte dal § 2.5.3 NTC 2018:

- Combinazione fondamentale SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3}..$$

- Combinazione caratteristica (rara):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si adotta l'Approccio Progettuale 2, in cui si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I delle NTC 2018, di seguito riportata.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali relativi alle azioni per le verifiche agli sl

Azione		Coefficiente γ_F	A1 STR	A2 GEO
Carichi Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevoli		1,30	1,00
Carichi Permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00
	Sfavorevoli		1,50	1,30
Carichi Variabili+	Favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevoli		1,50	1,30

6 SCHEMI RIEPILOGATIVI E VERIFICA ELEMENTI ED. E1

6.1 Premessa

Nel presente paragrafo ai fini della leggibilità dei risultati di calcolo vengono riportati:

- Schemi grafici dei dati di input
- Schemi grafici dell'input dei carichi al fine del controllo della corretta applicazione degli stessi;
- Schemi delle configurazioni deformate di output
- Schemi riepilogativi delle sollecitazioni massime ottenute per le diverse combinazioni di carico e per i diversi Stati Limite di verifica considerati nel calcolo (generalmente verranno riportati i valori massimi delle sollecitazioni ottenuti dall'involuppo delle diverse combinazioni di carico distinte per i diversi stati limite e per elemento strutturale)
- Verifiche elementi strutturali

6.2 Modello di calcolo

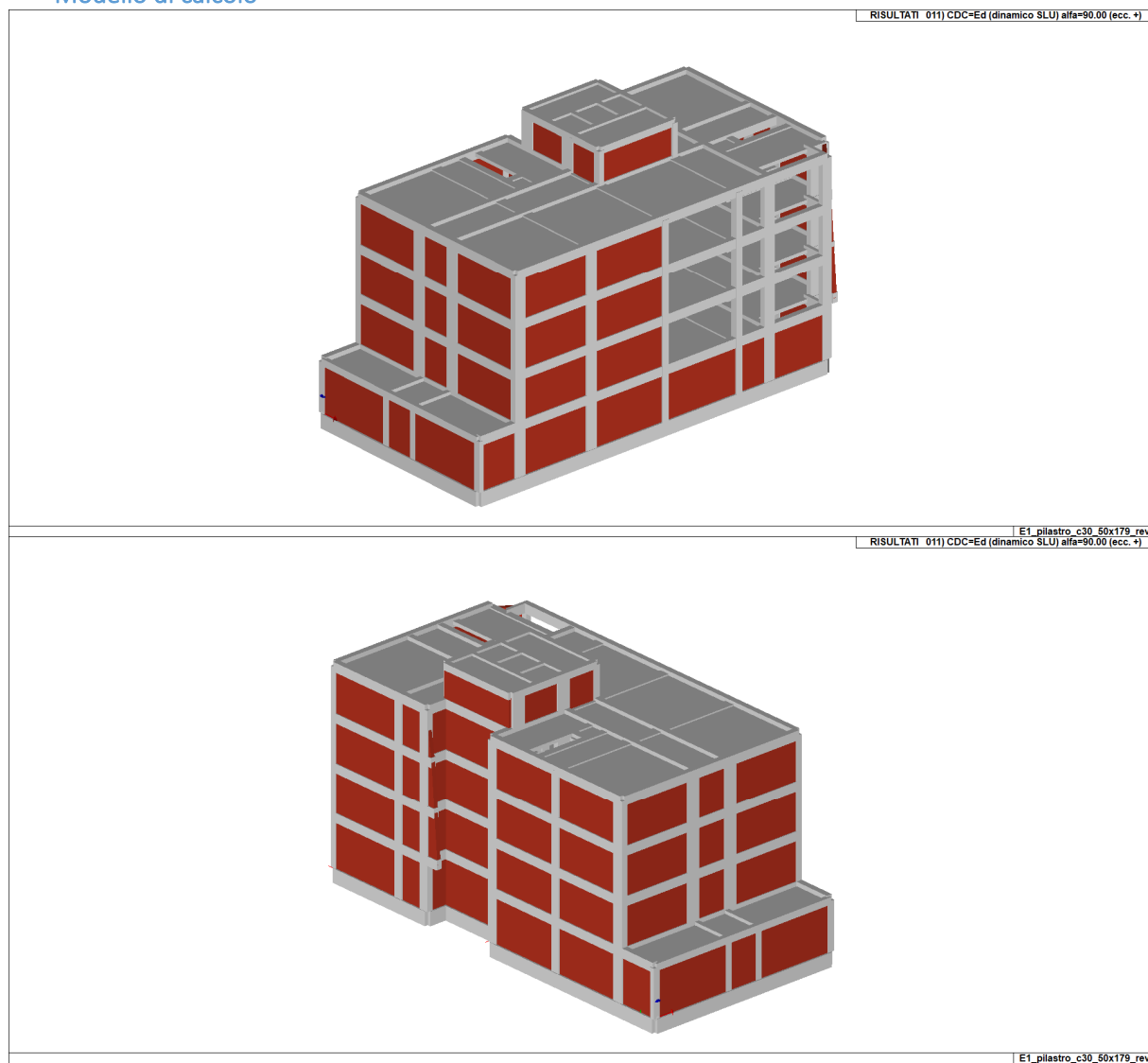


Figura 6.1 - Vista assonometrica modello struttura in elevazione – comprensivo di solai e pannelli di tamponatura

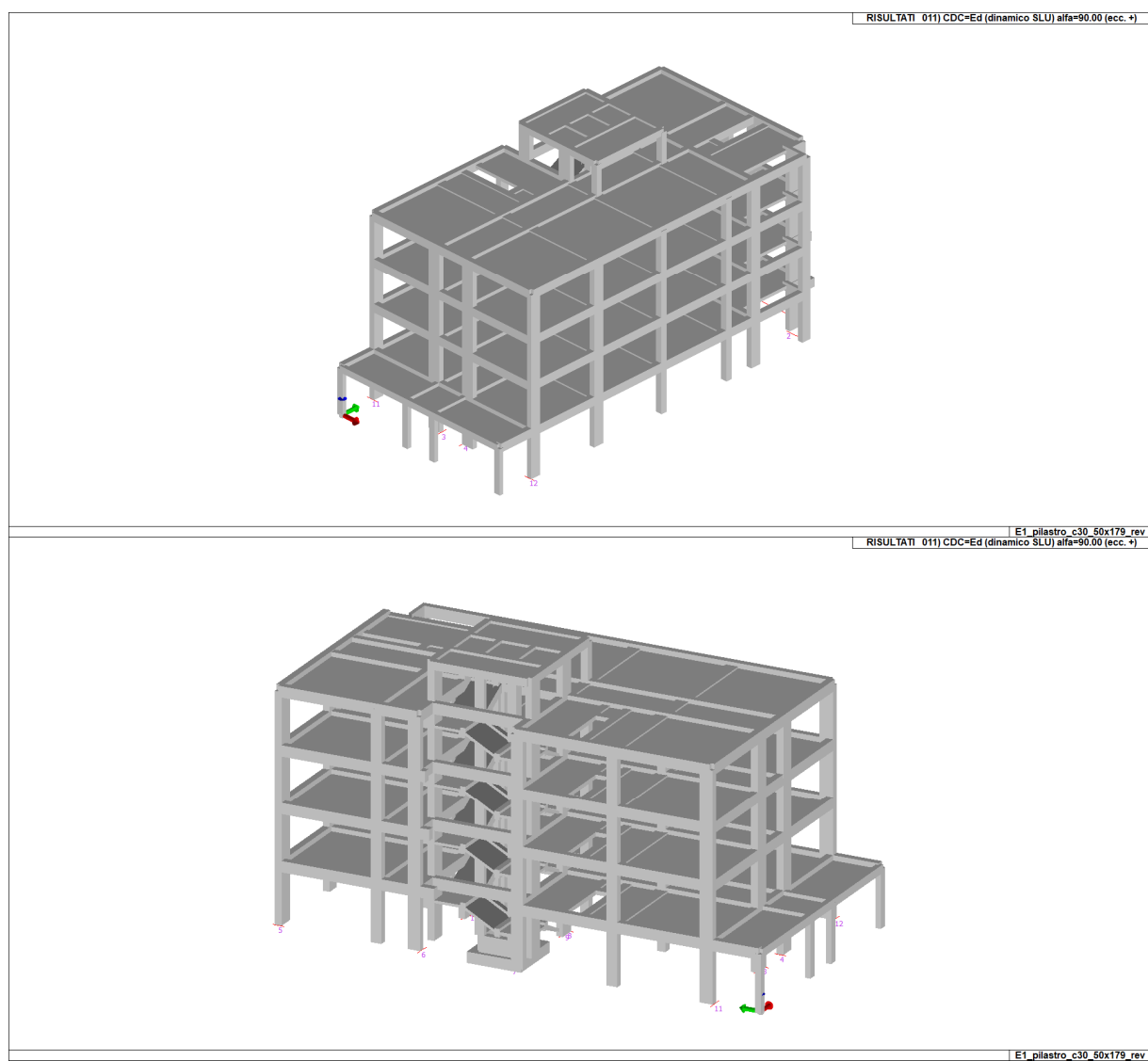
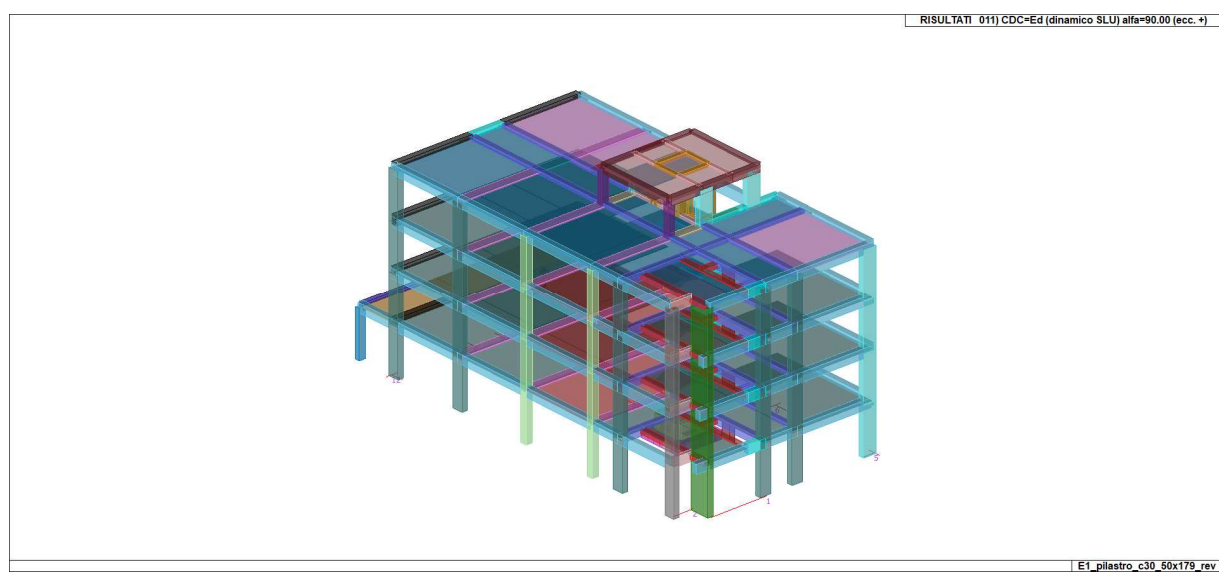


Figura 6.2 - Vista assonometrica modello struttura in elevazione – comprensivo di solai



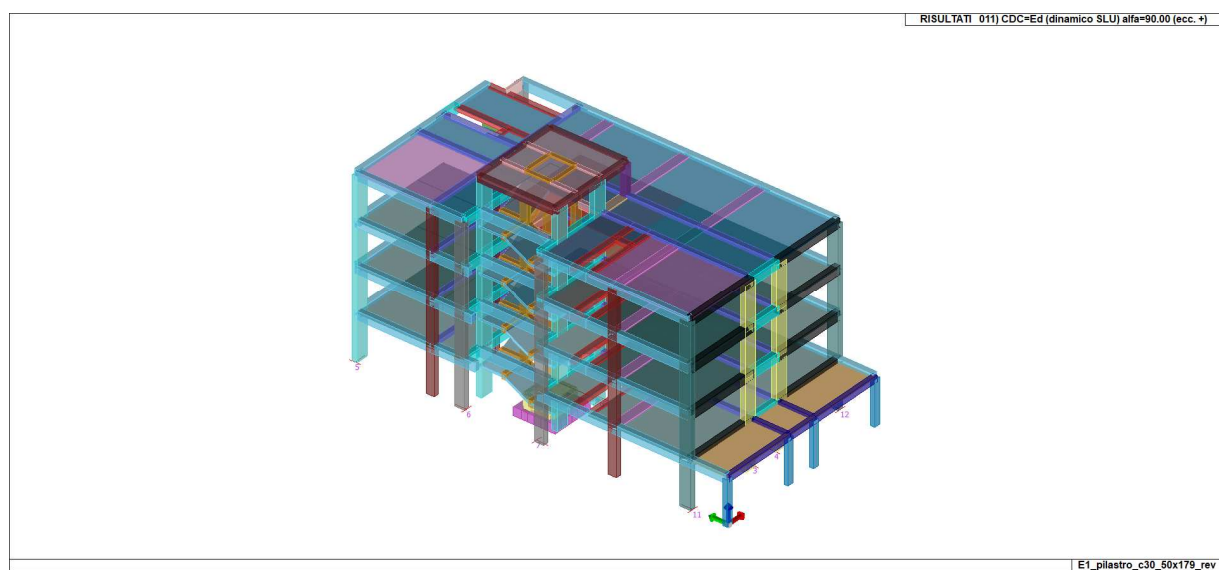
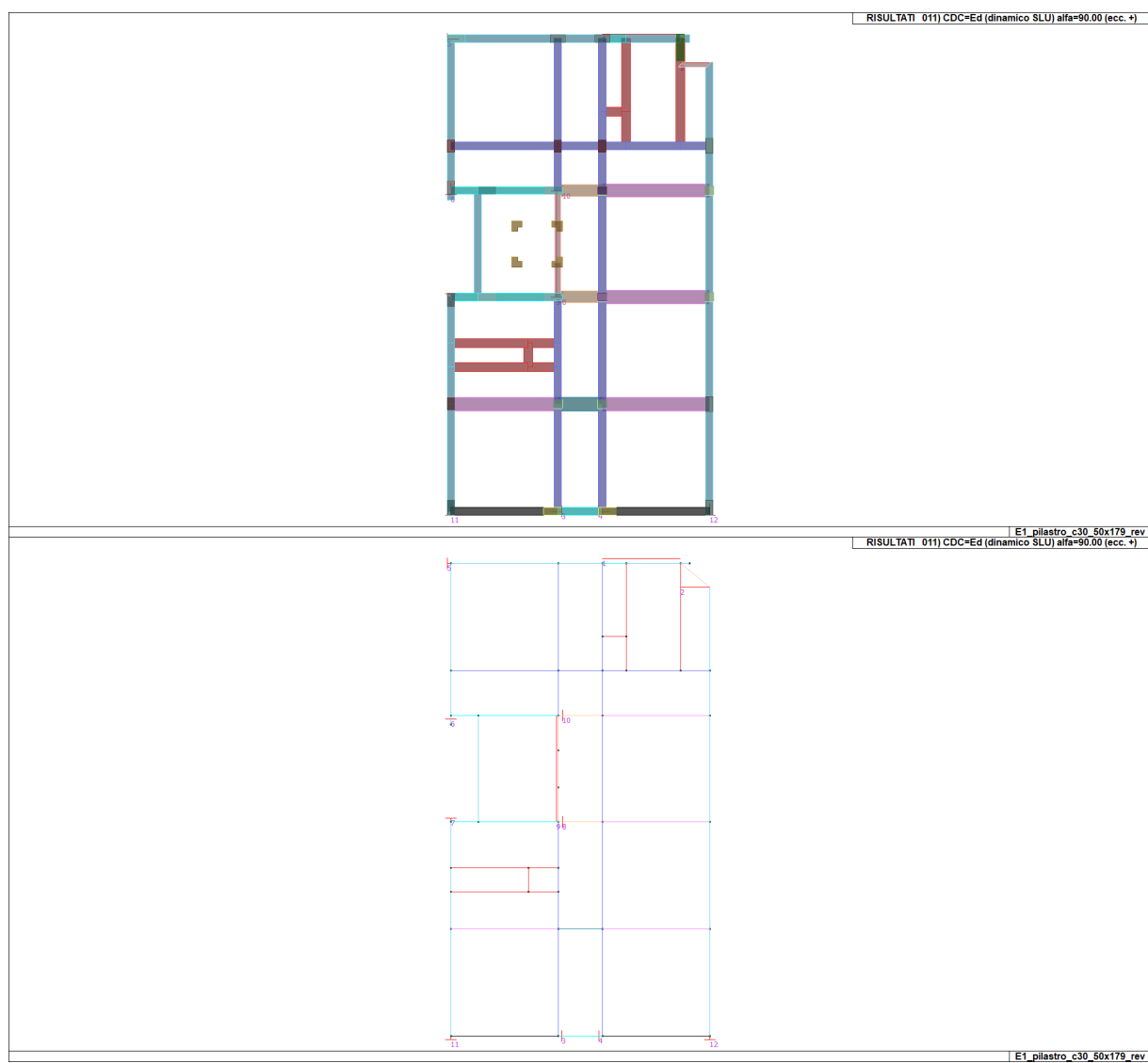
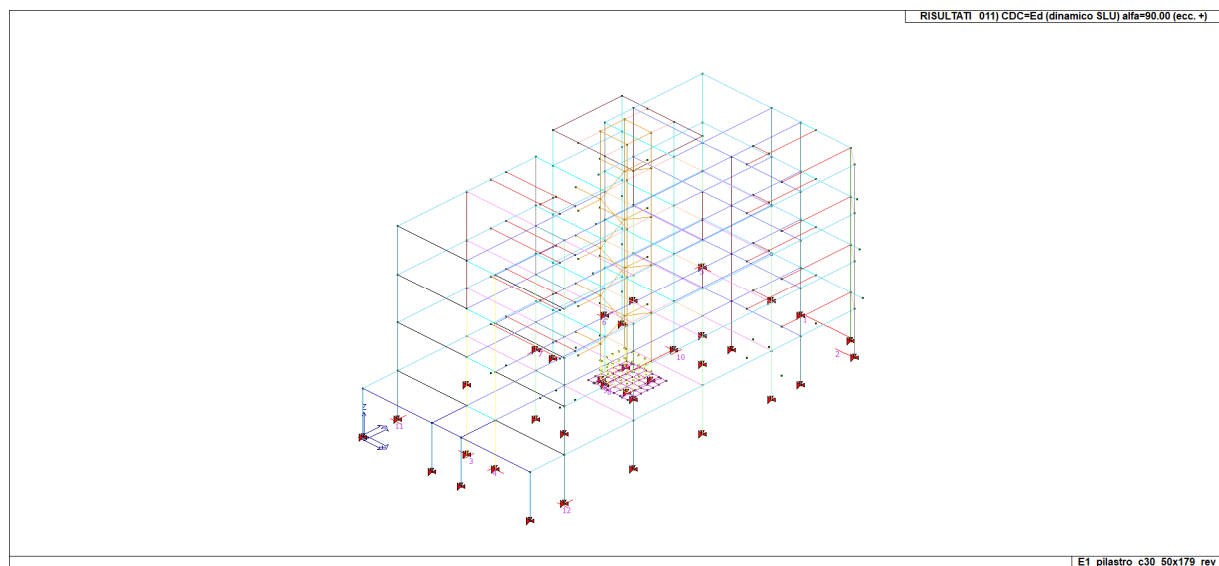


Figura 6.3 - Vista assonometrica modello struttura in elevazione – solo travi/pilastri





Il programma consente, attraverso l'introduzione di fili fissi, di gestire le eccentricità presenti tra trave e pilastro (§7.4.6.1.3 delle NTC 2018) attraverso la creazione automatica di link rigidi. Nell'immagine precedente sono evidenziati i fili impostati.

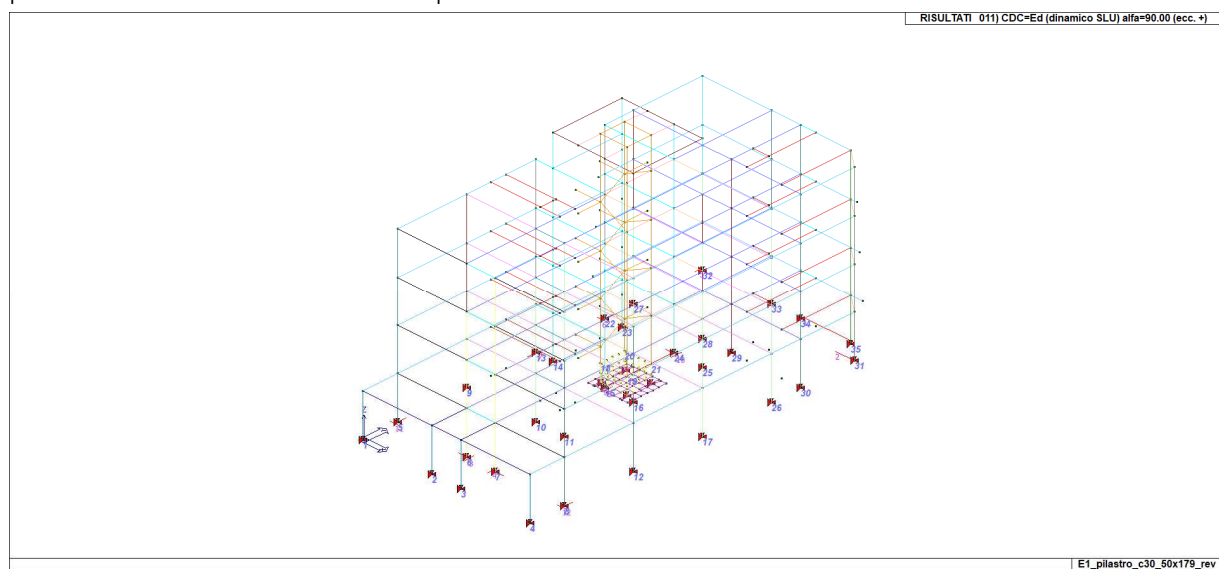


Figura 6.4 - Vista assonometrica unifilare con numerazione pilastri

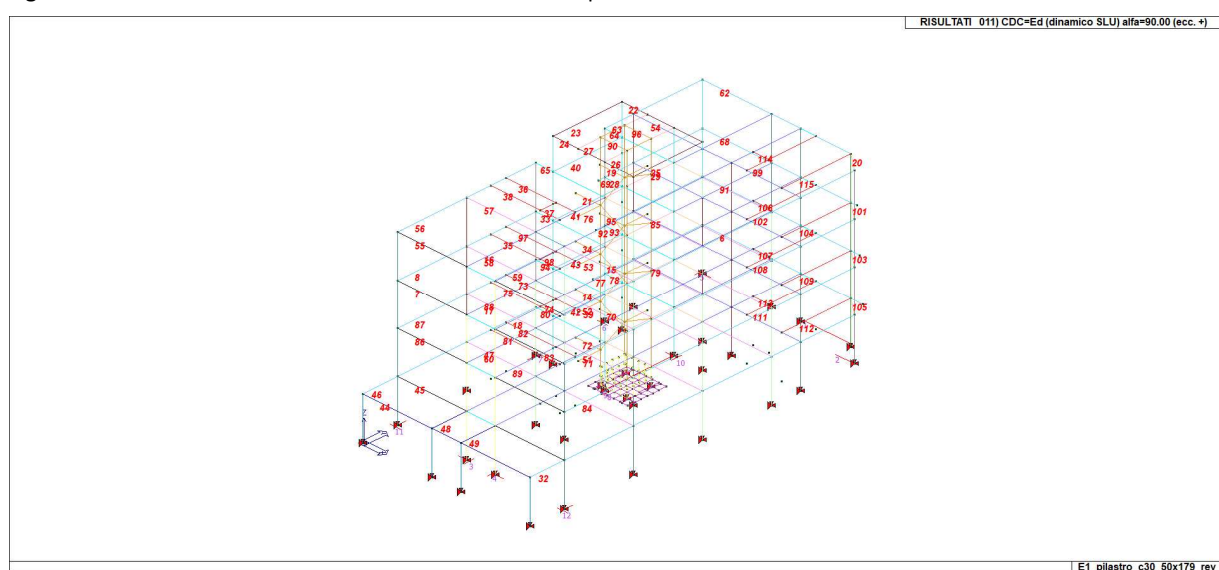


Figura 6.5 - Vista assonometrica unifilare con numerazione travi

6.3 Schema input carichi

Nel presente paragrafo si riporta l'input dei carichi utilizzati per il dimensionamento dell'edificio. In particolare si allega la tabella riepilogativa dei carichi sui solai e, in formato grafico, l'individuazione delle tipologie di carico.

TABELLA_CARICHI_SOLAI

ID Arch.		Tipo SOL	G1	G2	Q	Fatt. A	s sis.	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Psi S 2	Fatt. Fi
-	-	-	kN/ m2	kN/ m2	kN/ m2	-	-	-	-	-	-	-
1		Variab.	4.20	2.60	3.00		1.00	0.70	0.70	0.60	0.60	1.00
2		Neve	4.20	2.10	0.52		1.00	0.50	0.20	0.0	0.0	1.00
		Variab.			3.00			0.70	0.70	0.60		
3		Variab.	4.20	2.85	3.00		1.00	0.70	0.70	0.60	0.60	1.00
4		Variab.	4.20	2.85	6.00		1.00	1.00	0.90	0.80	0.80	1.00
5		Variab.	6.75	1.85	4.00		1.00	0.70	0.70	0.60	0.60	1.00
7		Neve	4.20	2.10	0.52		1.00	0.50	0.20	0.0	0.0	1.00
		Variab.			4.00			1.00	0.90	0.80		
8		Neve	4.20	1.80	0.52		1.00	0.50	0.20	0.0	0.0	1.00
		Variab.			0.50			0.0	0.0	0.0		
9		Variab.	4.20	1.65	3.00		1.00	0.70	0.70	0.60	0.60	1.00
10		Variab.	4.20	2.20	4.00		1.00	0.70	0.70	0.60	0.60	1.00

Legenda

Tipo SOL	Indica la destinazione d'uso sulla base del carico variabile
G1	Carichi permanenti
G2	Carichi permanenti non strutturali
Q	Carichi variabili e neve
Fatt. A	Fattore di riduzione dell'area caricata (solo per solai speciali)
s sis.	Coefficiente di riduzione del sovraccarico accidentale -(DM 96)-
Psi 0	Coefficiente di combinazione -(tab. 2.5.I NTC2018)-
Psi 1	Coefficiente di combinazione -(tab. 2.5.I NTC2018)-
Psi 2	Coefficiente di combinazione -(tab. 2.5.I NTC2018)-

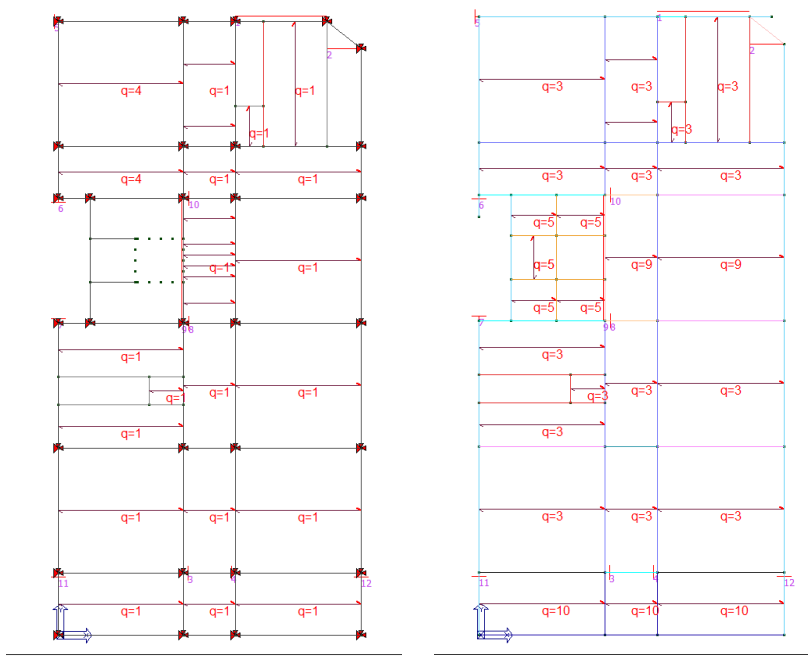


Figura 6.6 – pianta solaio con indicazione tipologia solaio – pianta piano seminterrato e terra

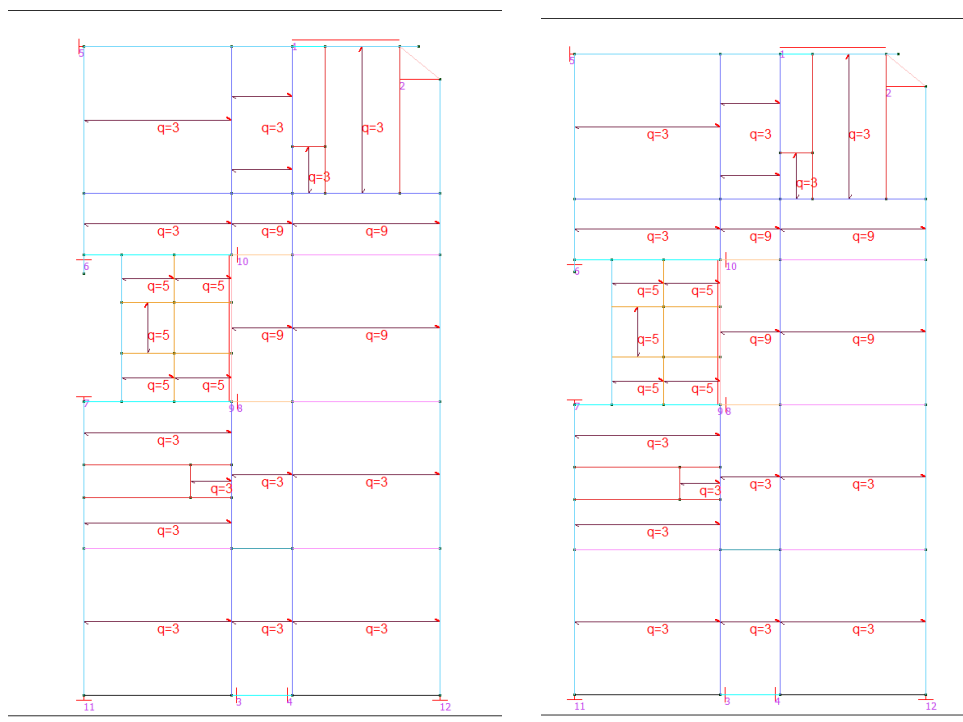


Figura 6.7 – pianta solaio con indicazione tipologia solaio – pianta piano primo e secondo

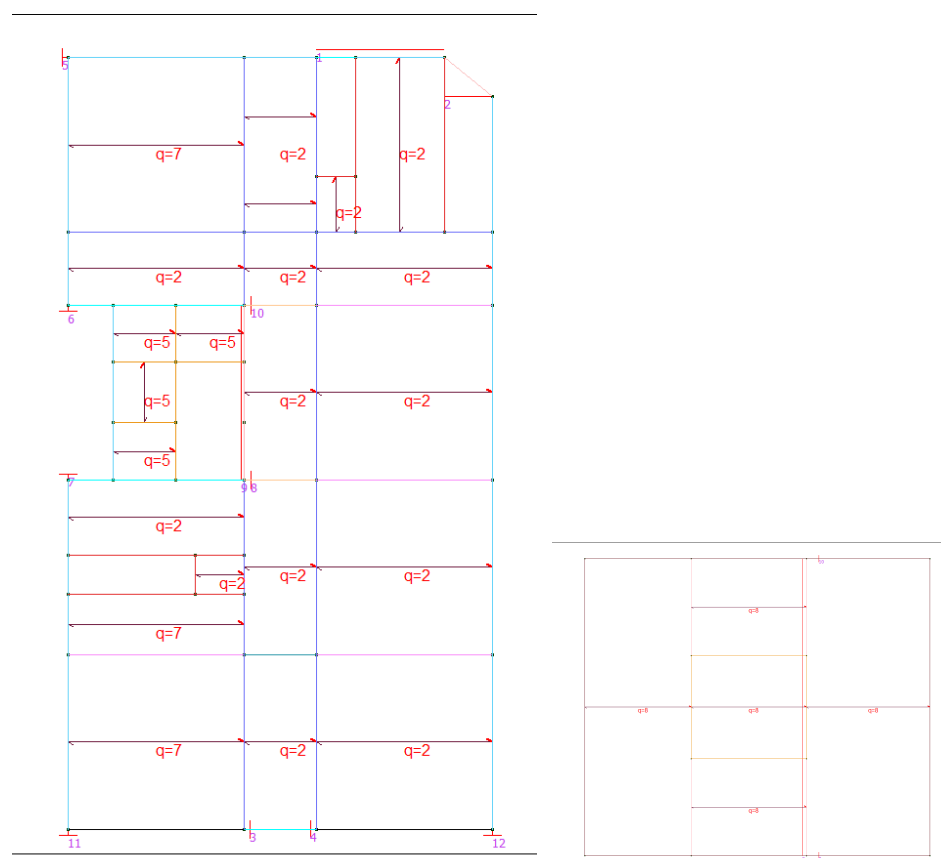


Figura 6.8 – pianta solaio con indicazione tipologia solaio – pianta piano copertura e copertura torrino

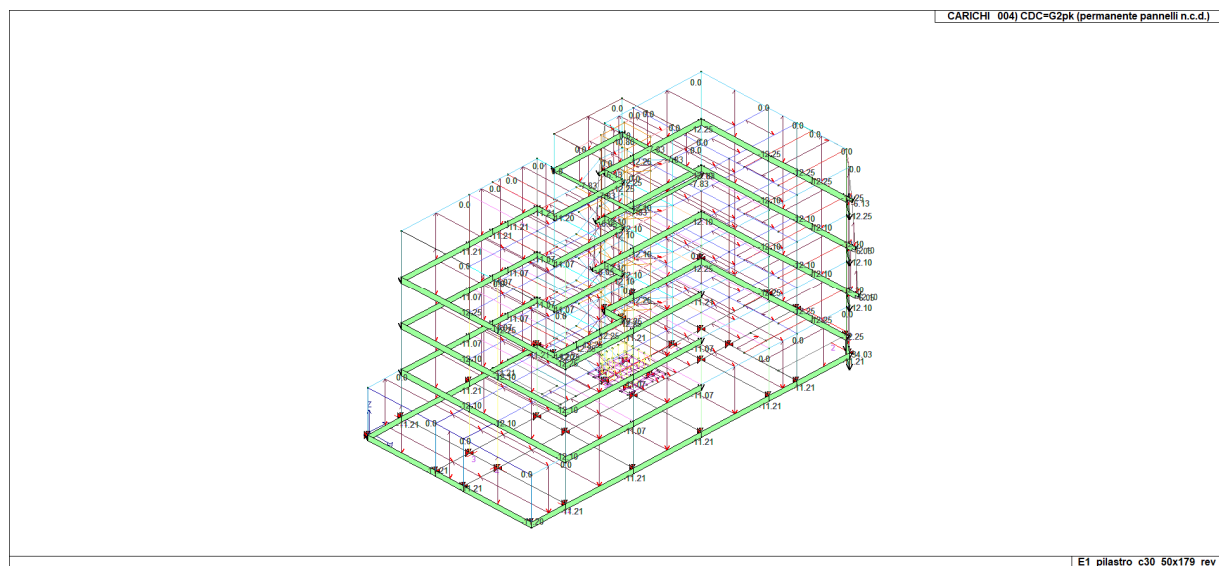


Figura 6.9 – Input carichi temponature esterne

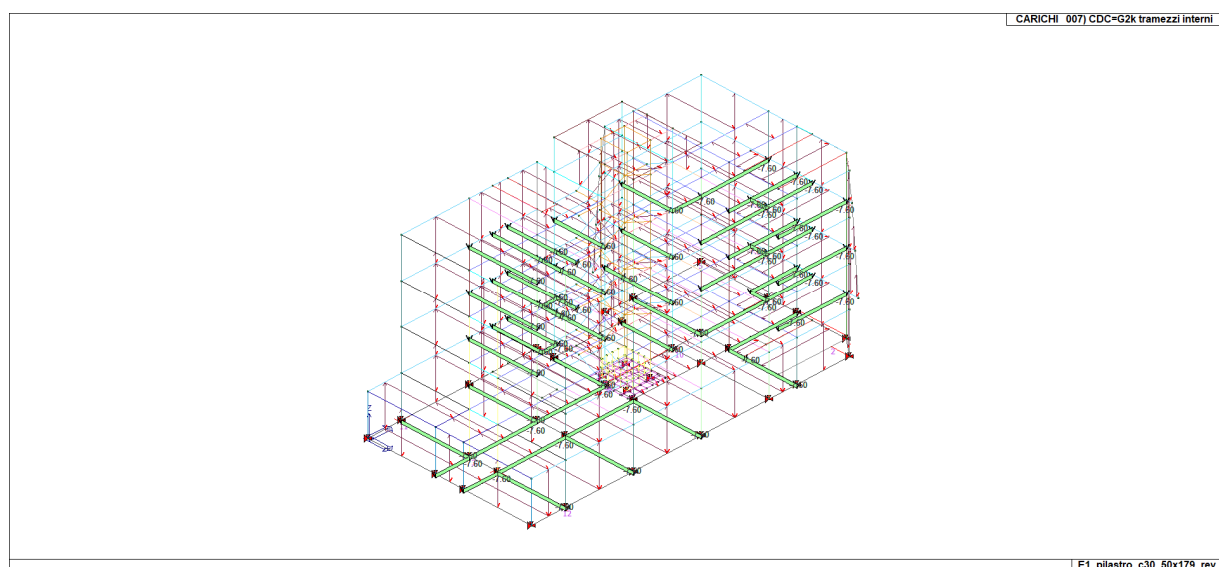


Figura 6.10 – Input carichi tramezzature interne (tipologia 2) carichi lineari. Si è supposta la presenza di tamponature del tipo pesante gravante linearmente sulle travi.

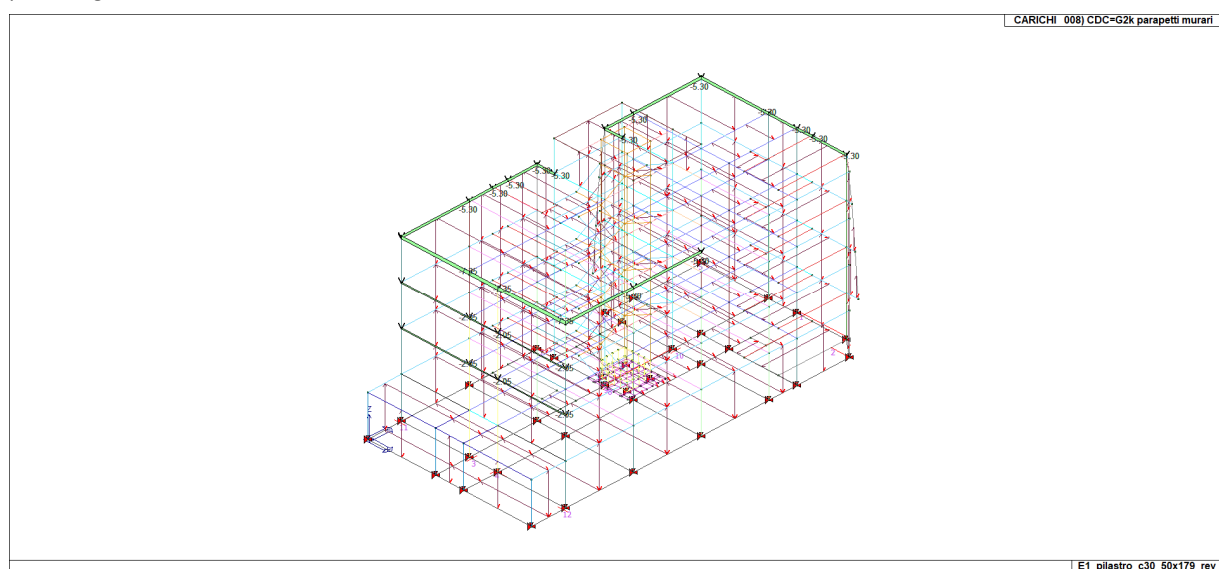


Figura 6.11 – Input carichi parapetto + carico aggiuntivo

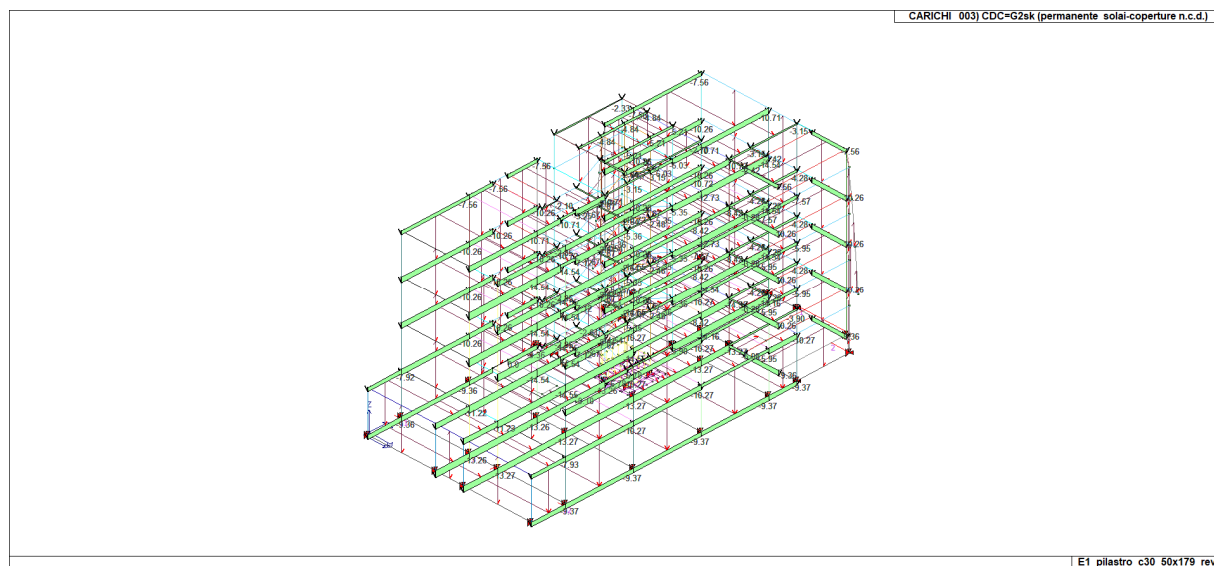


Figura 6.12 – Schema carichi permanenti G2 (carichi automatici da solaio)

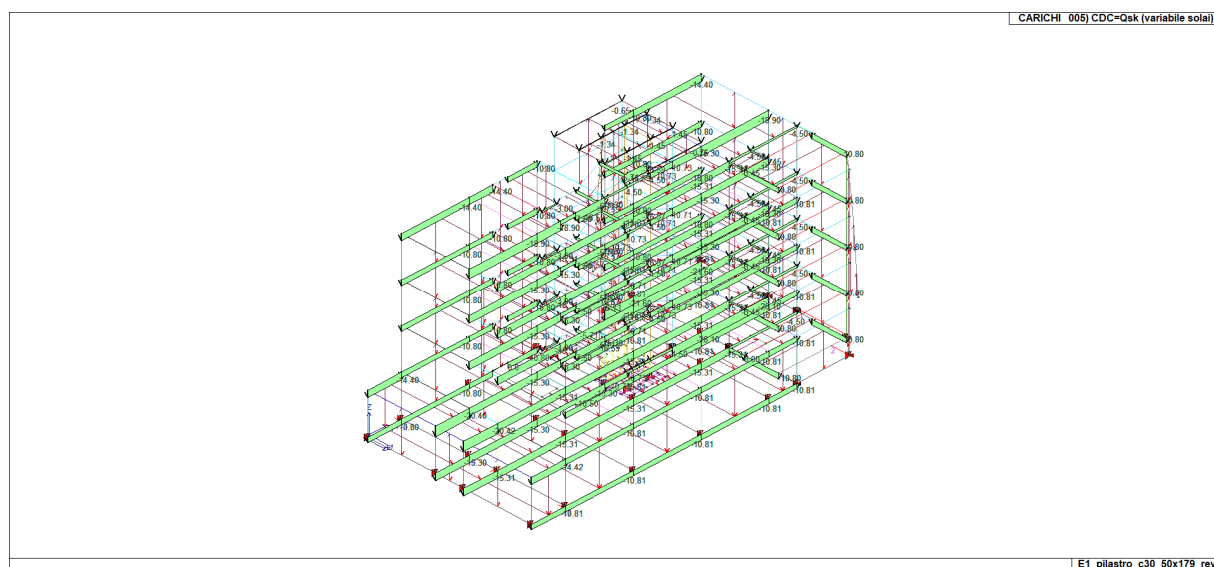


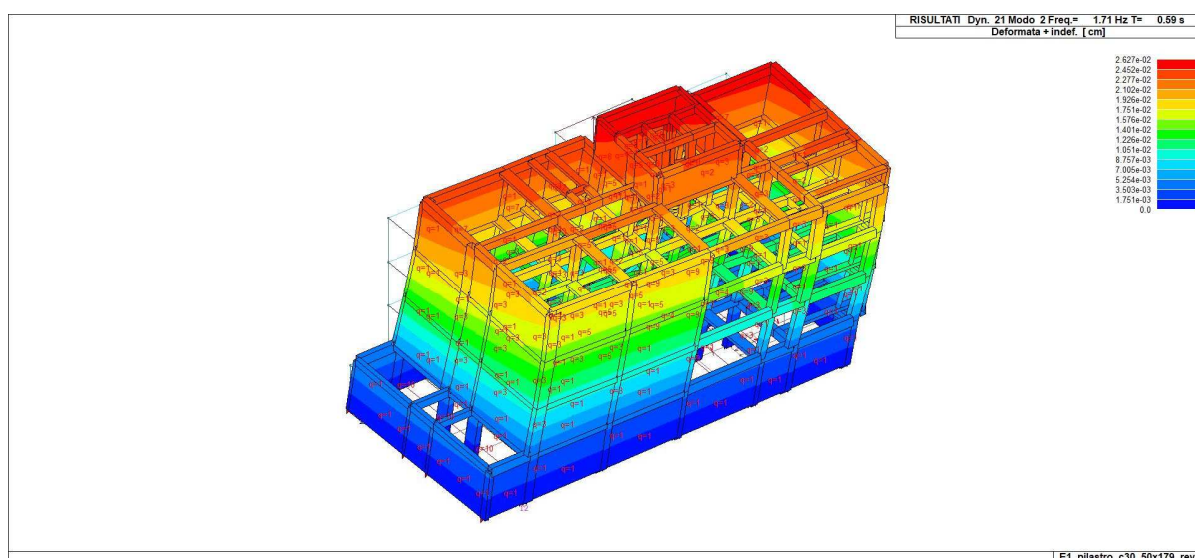
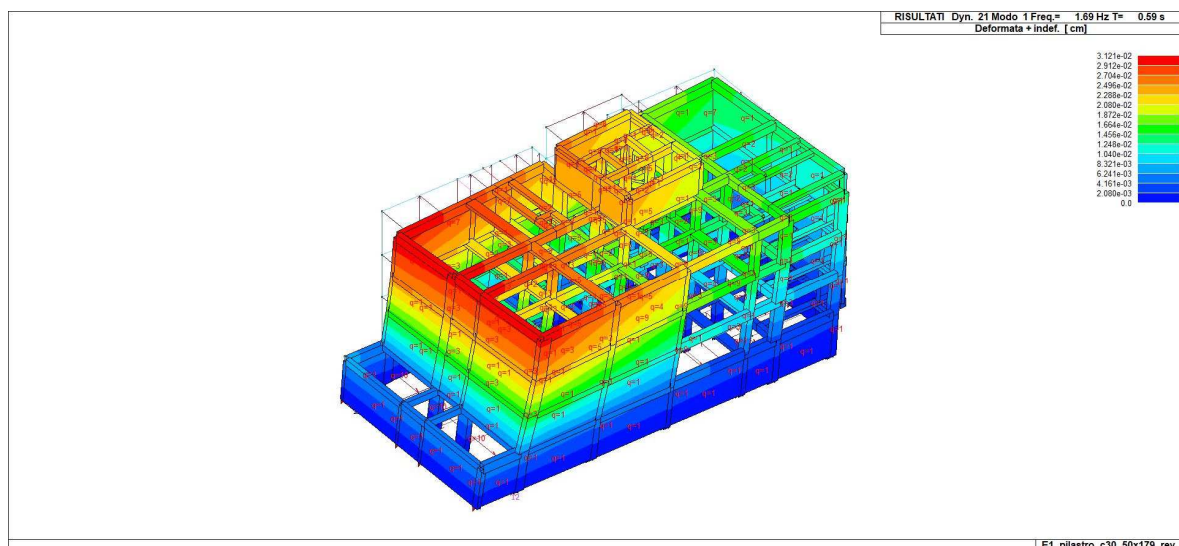
Figura 6.13 – Schema carichi variabili (carichi automatici da solaio)

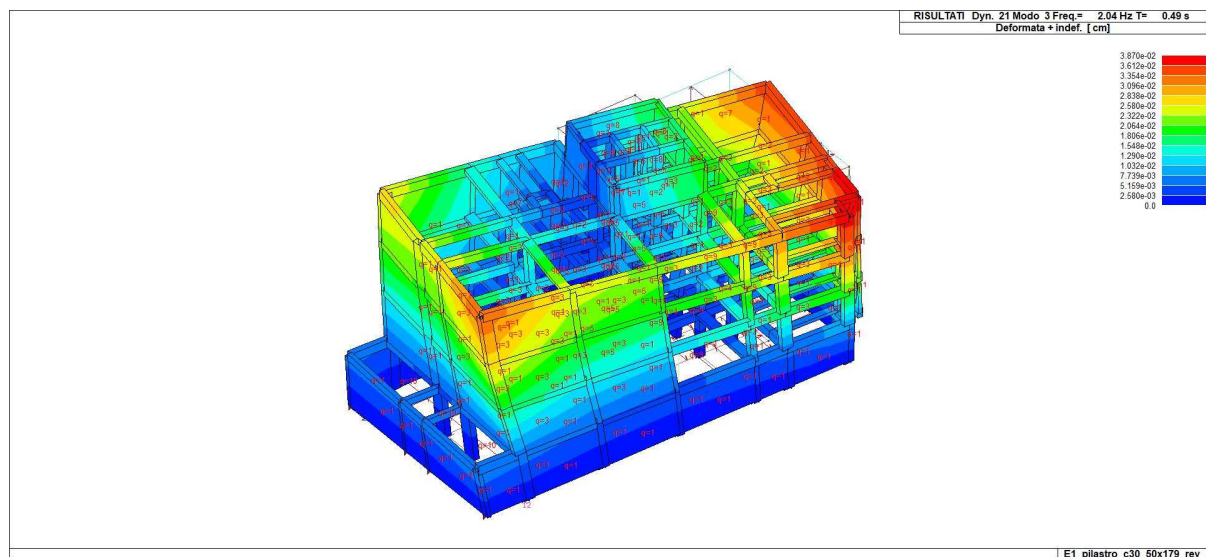
6.4 Configurazioni deformate

L'analisi modale consente di individuare i modi propri di vibrare della struttura, indipendentemente dalle forzanti che agiscano sulla stessa. Essa permette inoltre di conoscere, per ogni modo di vibrare della struttura, il periodo e la massa partecipante, ovvero la percentuale di massa attivata nella i-esima forma modale. Secondo quanto riportato al § 7.3.3 delle NTC 2018, devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Si riportano di seguito la tabella riassuntiva di periodo e masse partecipanti relative ai primi 20 modi di vibrare e le immagini relative ai primi tre modi di vibrare della struttura.

Modo	Frequenza	Periodo	X M efficace x g	%	Y M efficace x g	%	Z M efficace x g	%	RZ M efficace x g	%
-	Hz	sec	kN	-	kN	-	kN	-	kN m2	-
1	1.69	0.59	2.850e+04	71	1152.3	2	0.3	0	8.0	1
2	1.71	0.59	1829.5	4	2.958e+04	73	3.37e-06	0	27.7	4
3	2.04	0.49	1701.1	4	1646.4	4	0.4	0	420.7	73
4	5.28	0.19	2737.9	6	1852.4	4	4.70e-02	0	7.8	1
5	5.38	0.19	2276.8	5	2921.7	7	0.2	0	0.6	0
6	6.33	0.16	226.6	0	330.2	0	0.5	0	69.4	12





6.5 Verifica travi (elevazione)

Nel presente paragrafo vengono riportati:

- Schemi riepilogativi delle sollecitazioni massime ottenute per la combinazione di carico più gravosa;
- Schemi riepilogativi per tipologia di travi del valore di involucro delle sollecitazioni.
- Verifiche di sicurezza degli elementi. Le verifiche di sicurezza sono riportate in forma grafica riportando il valore massimo del rapporto tra la sollecitazione di calcolo e la corrispondente resistenza.

6.5.1 Schemi riepilogativi delle sollecitazioni massime

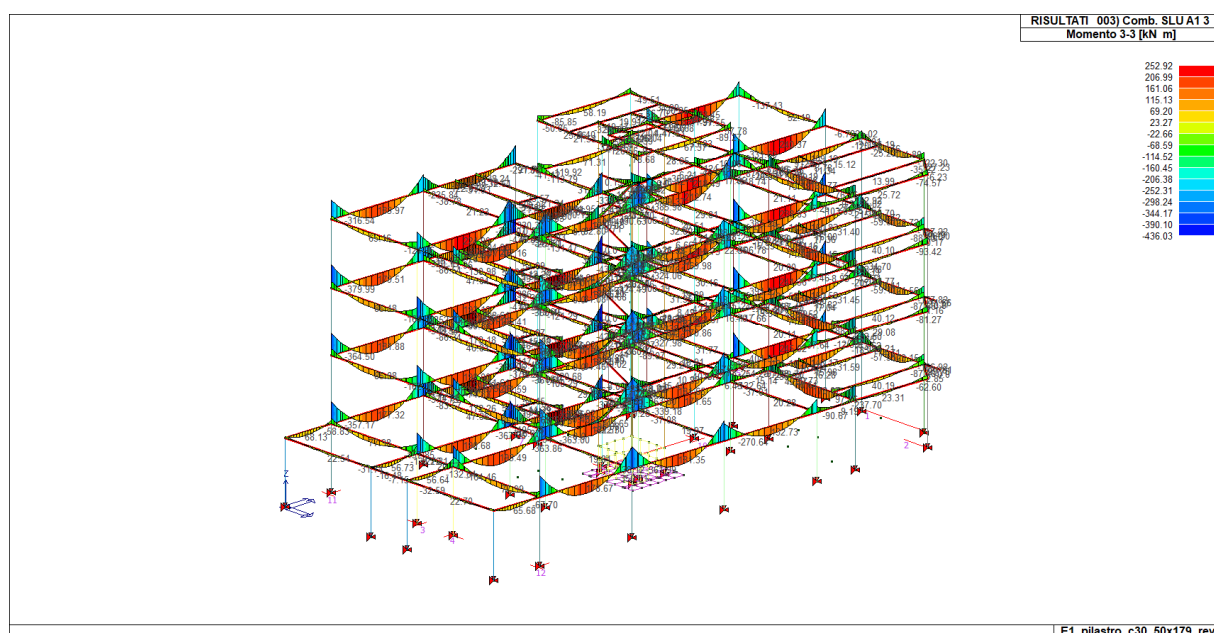


Figura 6.14 - Combinazione SLU – Valori di Momento Flettente max M3

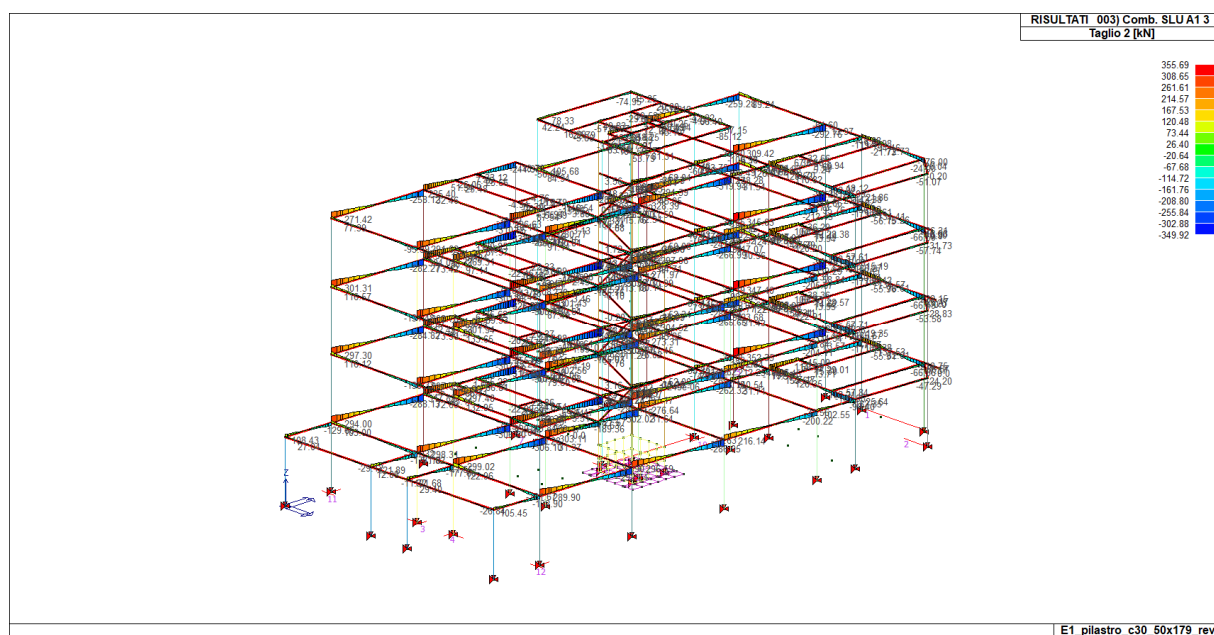


Figura 6.15 - Combinazione SLU – Valori di Sforzo di Taglio V2

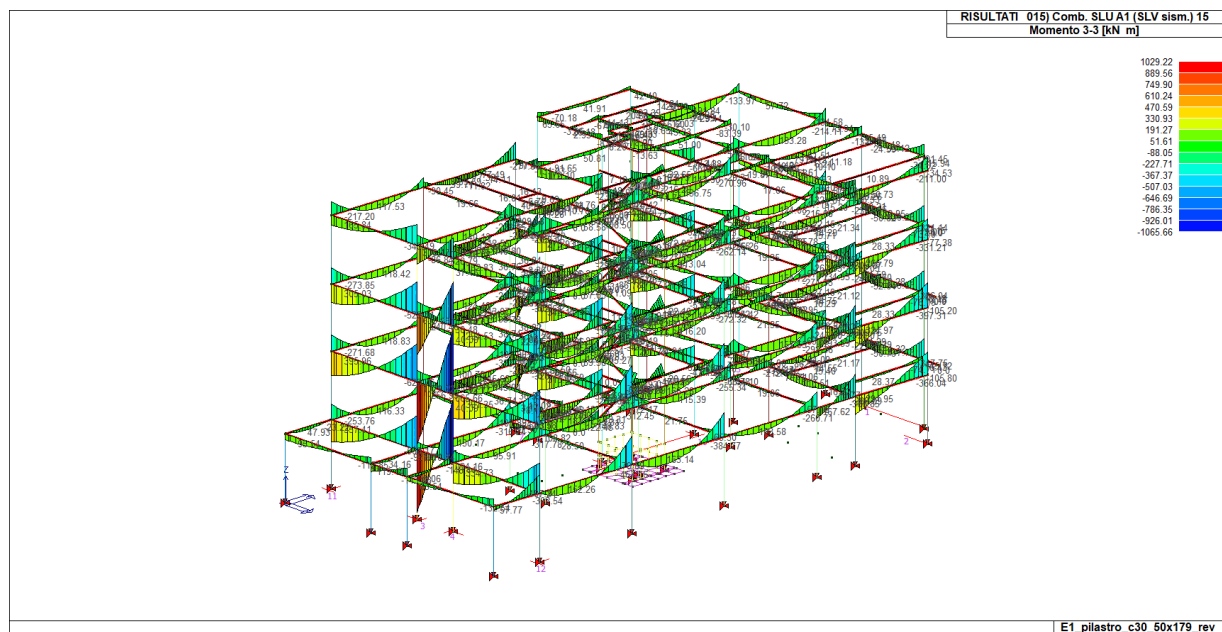


Figura 6.16 - Combinazione SLV (sisma) – Valori di Momento Flettente max M33 in asse ai pilastri

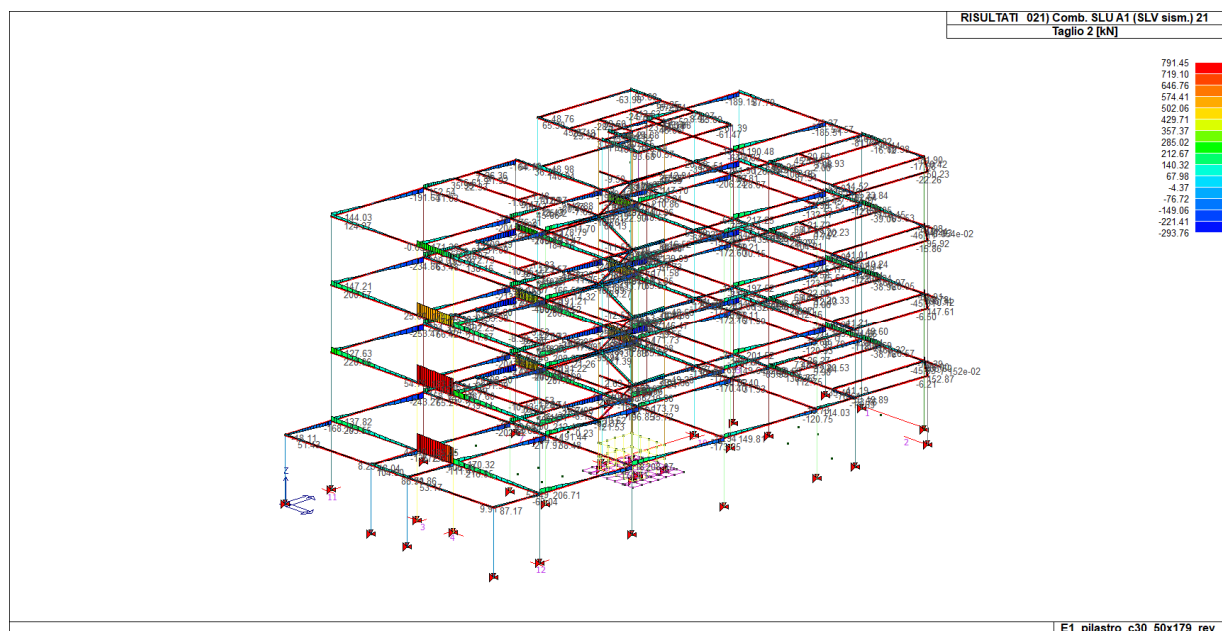


Figura 6.17 - Combinazione SLV (sisma) – Valori di Sforzo di Taglio V2

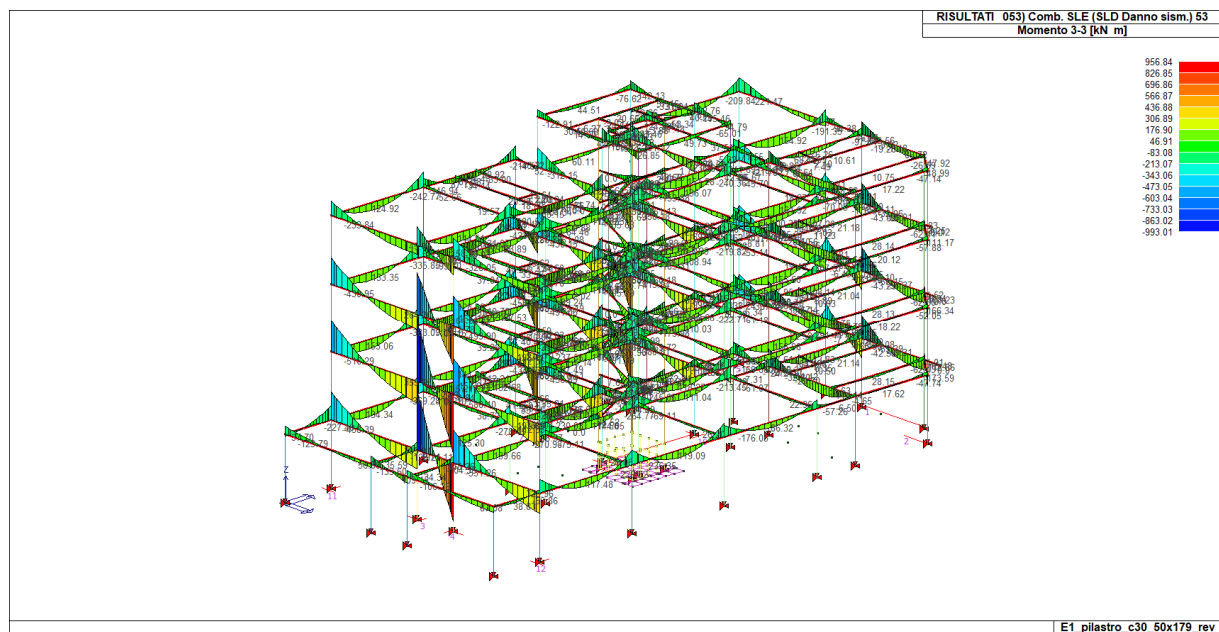


Figura 6.18 - Combinazione SLD – Valori di Momento Flettente max M33

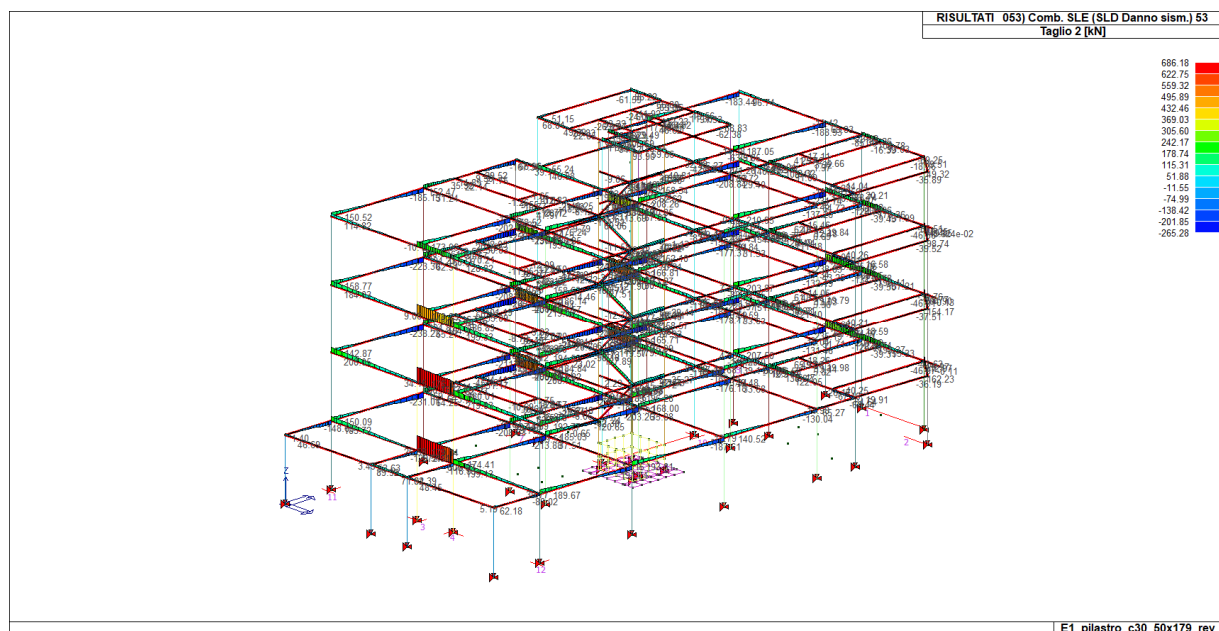


Figura 6.19 - Combinazione SLD – Valori di Sforzo di Taglio V2

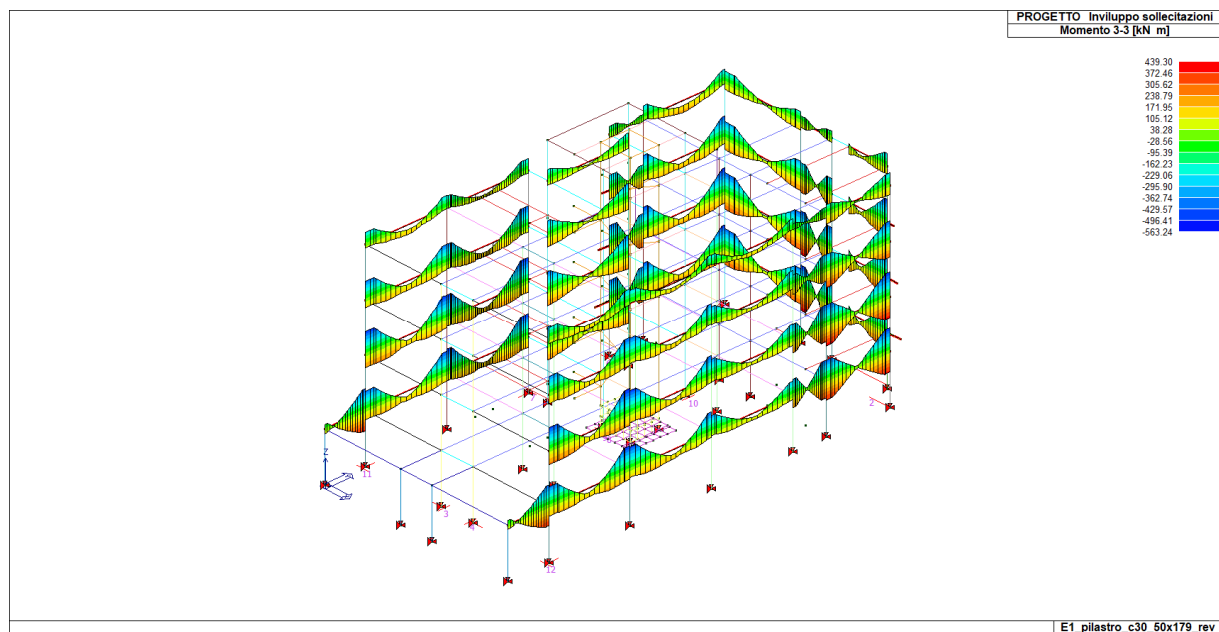


Figura 6.20 – Involuppo combinazioni – Valori di Momento flettente travi di bordo (i valori di involucro tengono conto della dimensione effettiva degli elementi verticali – il valore è pertanto considerato a filo pilastro)

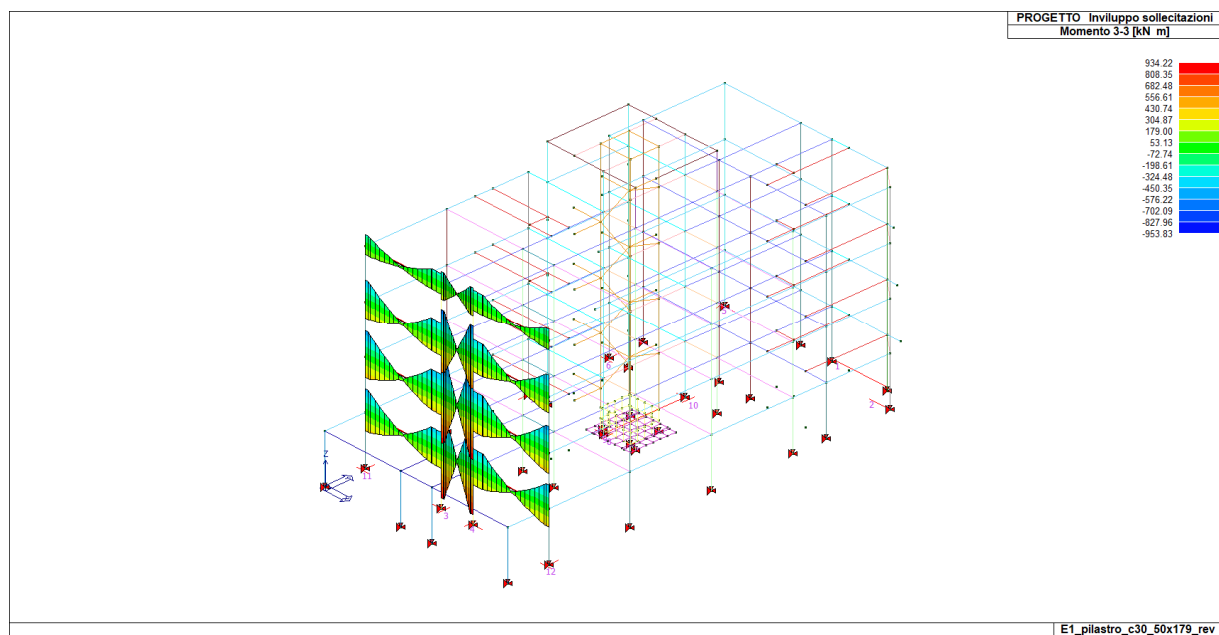


Figura 6.21 – Involuppo combinazioni – Valori Momento flettente travi di bordo (i valori di involucro tengono conto della dimensione effettiva degli elementi verticali – il valore è pertanto considerato a filo pilastro)

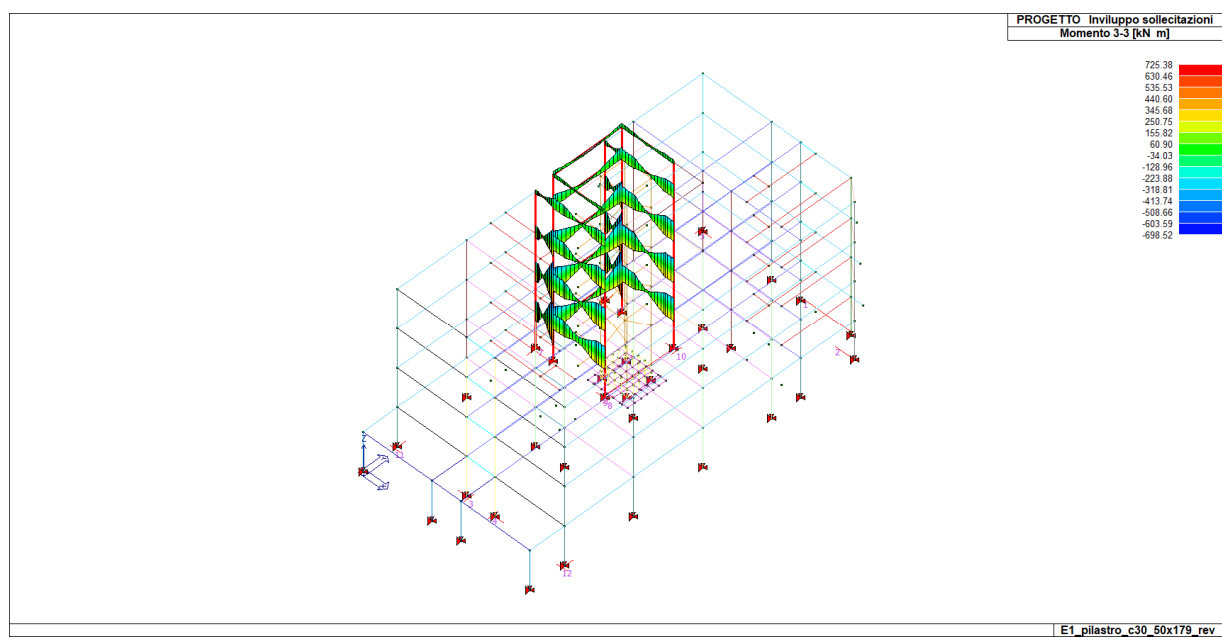


Figura 6.22 – Involuppo combinazioni – Valori di Sforzo di Momento flettente travi di bordo (i valori di involucro tengono conto della dimensione effettiva degli elementi verticali – il valore è pertanto considerato a filo pilastro)

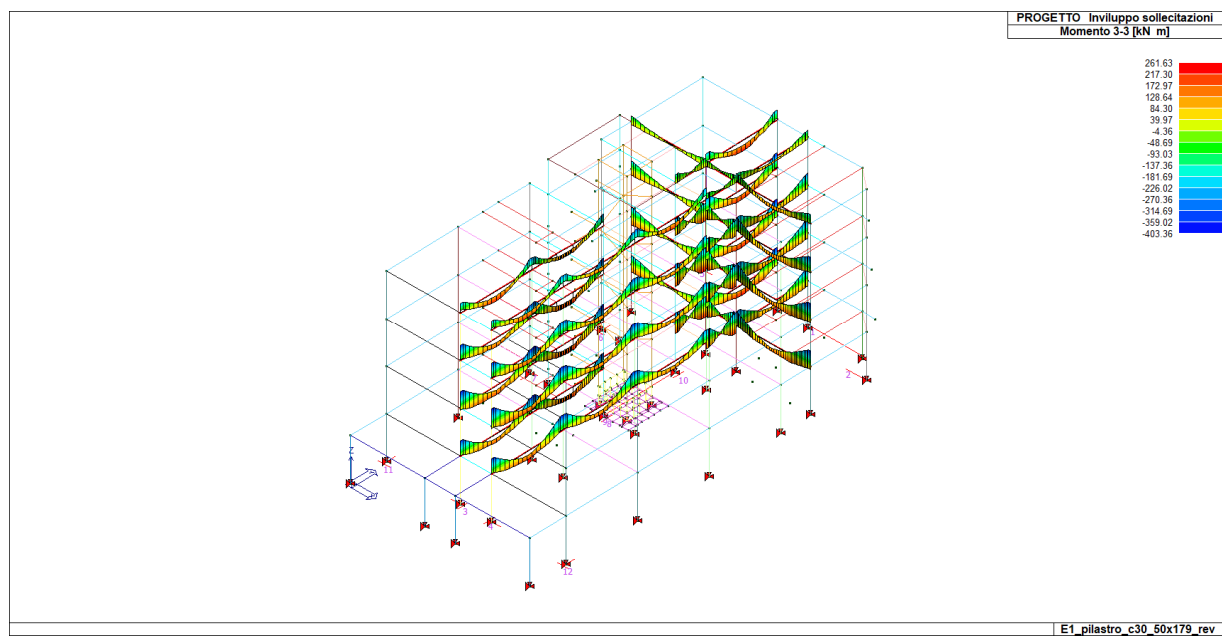


Figura 6.23 – Involuppo combinazioni – Valori di Momento flettente travi centrali (i valori di involucro tengono conto della dimensione effettiva degli elementi verticali – il valore è pertanto considerato a filo pilastro)

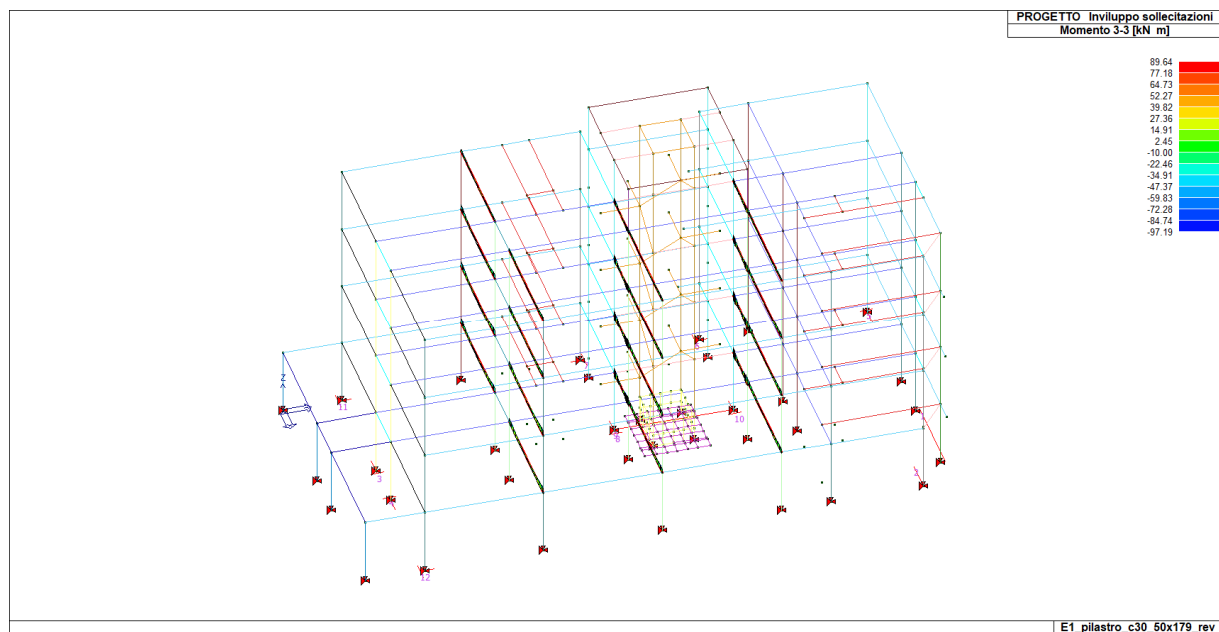


Figura 6.24 – Involuppo combinazioni – Valori di Momento flettente travi a spessore (i valori di involucro tengono conto della dimensione effettiva degli elementi verticali – il valore è pertanto considerato a filo pilastro)

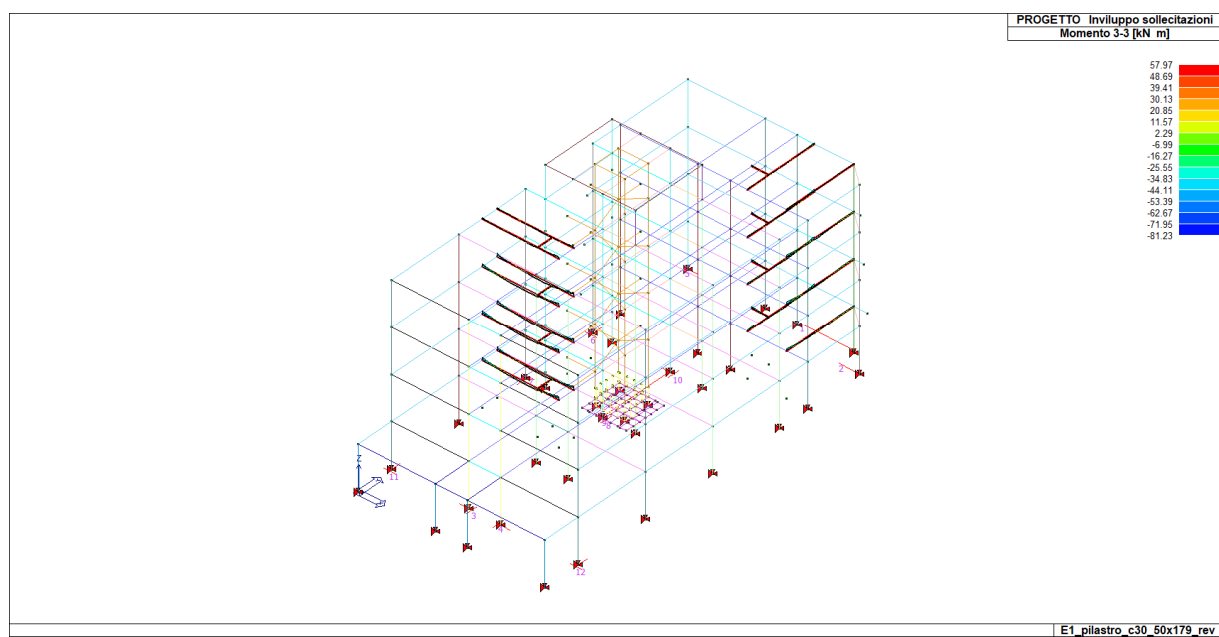


Figura 6.25 – Involuppo combinazioni – Valori di Momento flettente cordoli (i valori di involucro tengono conto della dimensione effettiva degli elementi verticali – il valore è pertanto considerato a filo pilastro)

6.5.2 Verifica TRAVI – flessione SLU/SLV/SLD

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche svolte in automatico dal programma di calcolo ed alcune verifiche eseguite manualmente per il controllo dei risultati.

Le verifiche di resistenza e gerarchia, così come il controllo tensione e fessurazione per gli stati limite di esercizio, vengono condotte in automatico dal programma di calcolo.

Le verifiche di resistenza allo SLU ed SLV vengono condotte in campo plastico mentre le verifiche di resistenza allo SLD vengono eseguite con la sezione in campo sostanzialmente elastico.

Essendo la struttura in Classe di Duttilità Bassa (CDB) la zona critica della trave si estende per una lunghezza pari a 1 volta l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro (§ 7.4.6.1.1 NTC 2018). In definitiva dunque si assume un'Altezza Critica di 800/700 mm.

Per quanto riguarda le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi (limitazioni geometriche e di armatura) definite ai § 4.1.6 e 7.4.6 delle NTC 2018, anch'esse sono verificate dal programma di calcolo. In particolare, per garantire l'ancoraggio delle armature longitudinali e prevenire una crisi di aderenza, si prevedono i seguenti accorgimenti:

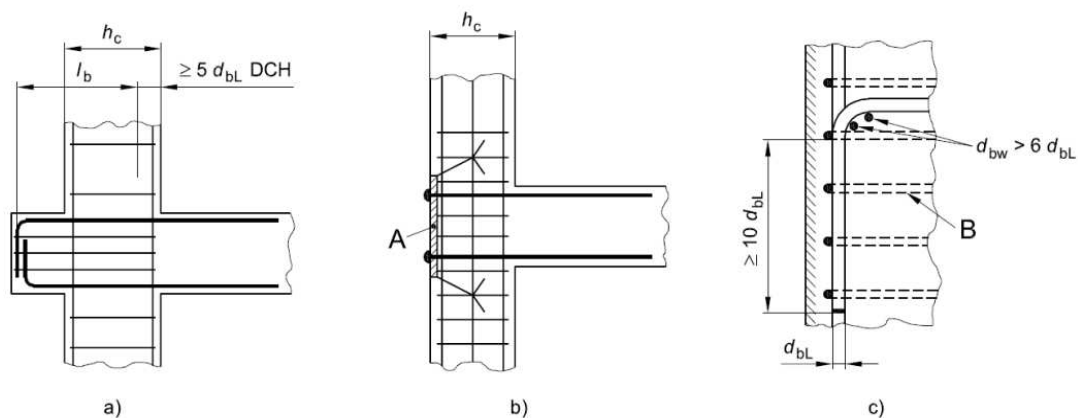
- nei *nodi trave-colonna interni* le armature sono prolungate al di fuori della zona critica e si ancorano dunque oltre il nodo;
- nei *nodi trave-colonna esterni* le armature longitudinali sono piegate con una lunghezza di 25 cm ($>10\phi_{bL} = 24$ cm) disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura, in analogia a quanto riportato nella Fig. 5.13 c) di UNI EN 1998-1:2005, di seguito riportata:

figura 5.13 Misure aggiuntive per ancoraggi realizzati in collegamenti trave-colonna esterni

Legenda

A Piastra di ancoraggio

B Staffe attorno alle barre della colonna



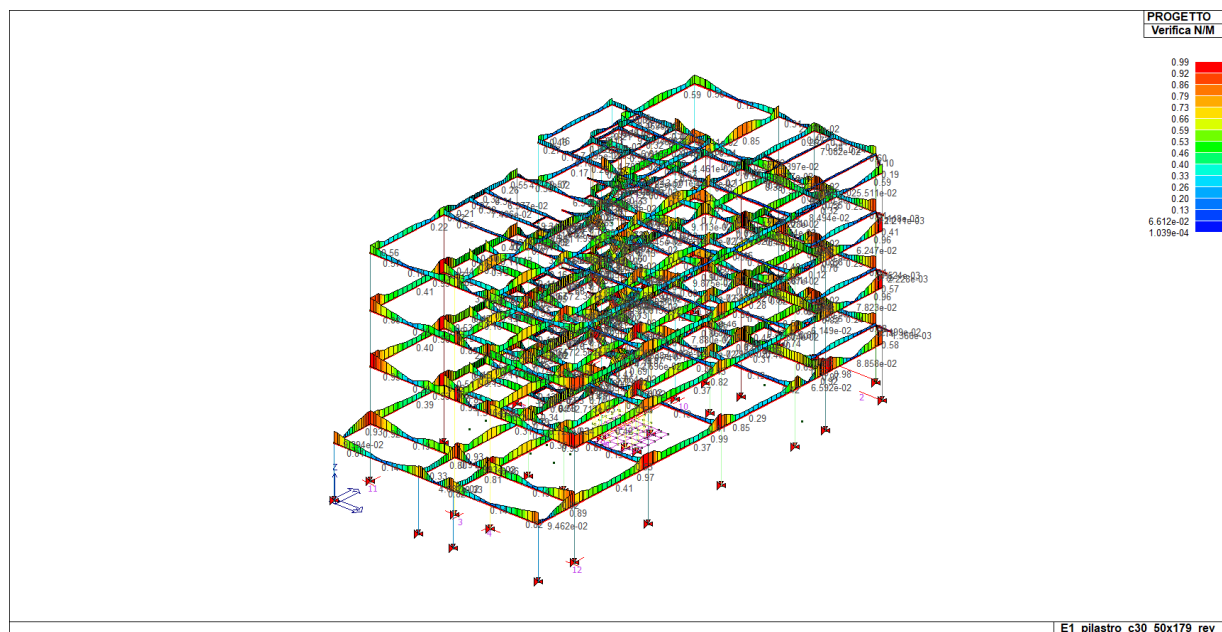


Figura 6.26 – Rapporto Domanda/Capacità - verifica di resistenza a flessione delle travi in esame SLU/SLV (verifica se $D/C < 1$)

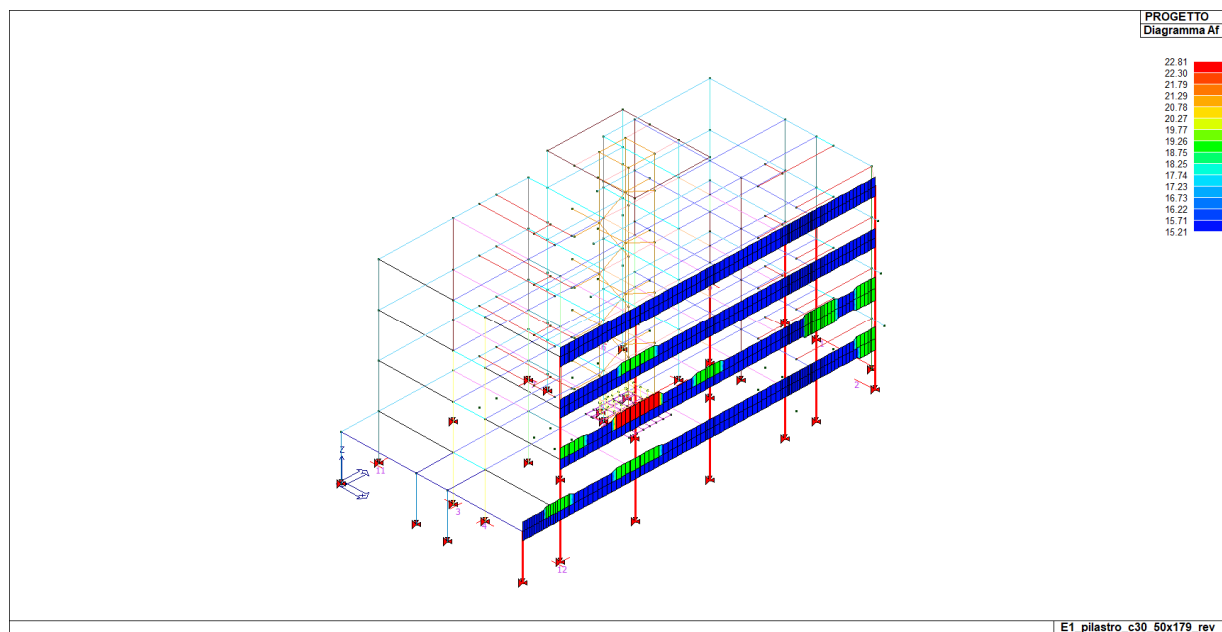


Figura 6.27 – quantitativi di armatura richiesti per il soddisfacimento delle verifiche – travi di bordo 50x80

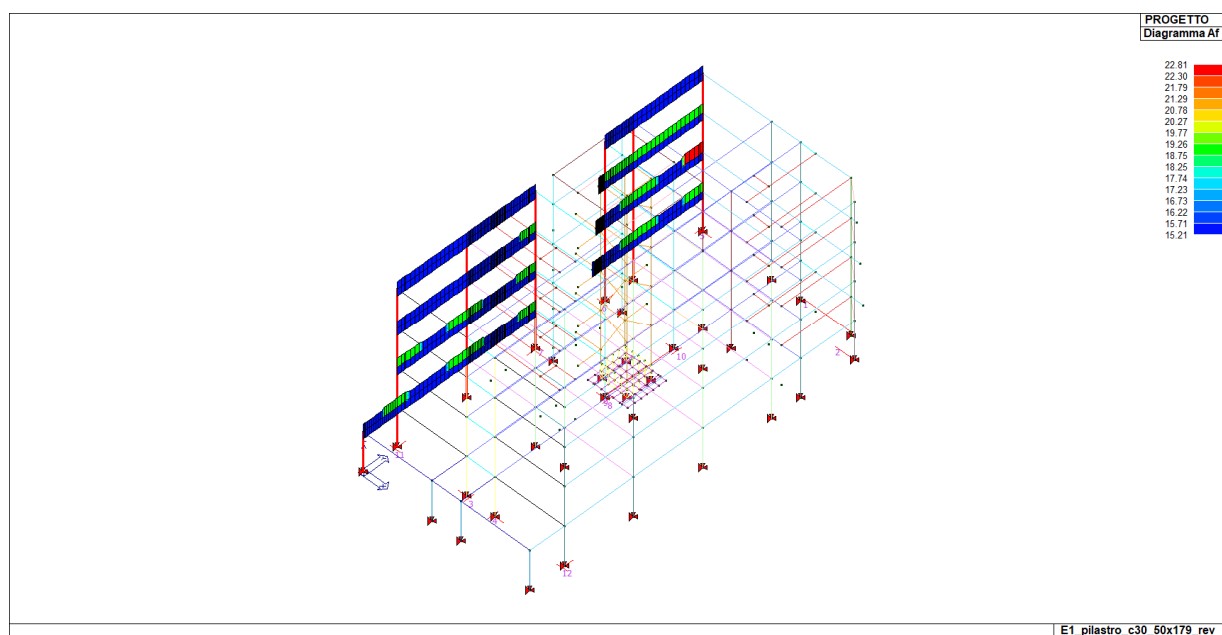


Figura 6.28 – quantitativi di armatura richiesti per il soddisfacimento delle verifiche – travi di bordo 50x80

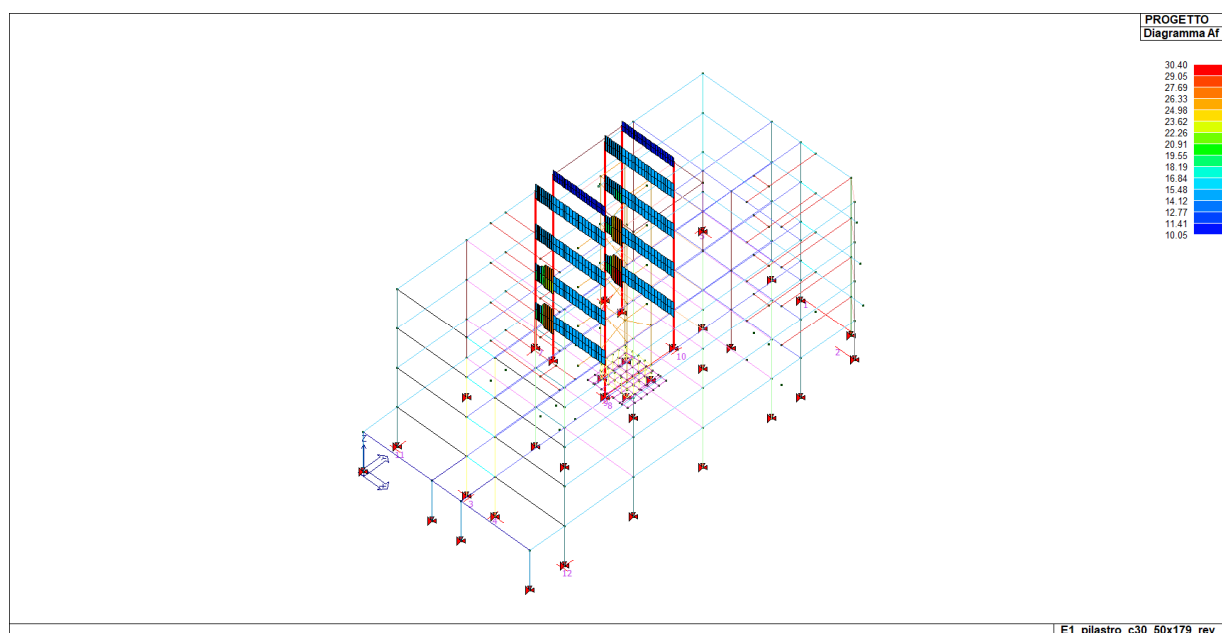


Figura 6.29 – quantitativi di armatura richiesti per il soddisfacimento delle verifiche – travi di bordo 50x80

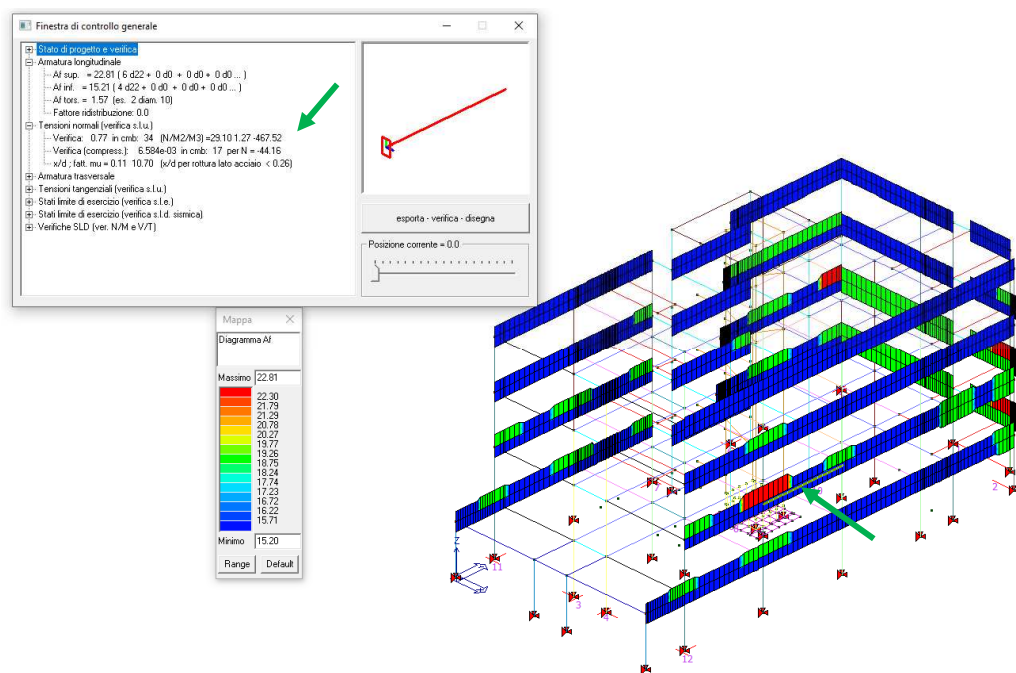


Figura 6.30 – Dettaglio rapporto di verifica SLV: N=29.10 kN - M2=1.27 kNm M3=-467.52 kNm

Verifica C.A. S.L.U. - File

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

Titolo: _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	80	1	22.81	6.10
			2	15.21	73.90

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -29.10 0 kN

M_{Ed} 467.52 0 kNm

M_{yEd} 1.27 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -610.3 kN m

Materiali

B450C C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰

E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?

ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933

τ_{c1} 2.029

σ_c -17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

ε_s 27.45 ‰

d 73.9 cm

x 8.357 x/d 0.1131

δ 0.7

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

DXF

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U. -

Metodo n

Tipo flessione

Retta Devia

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Figura 6.31 – verifica manuale Momento resistente di resistenza della sezione in maggiormente sollecitata. Rapporto Domanda/Capacità 467.52/610.3=0.76 - (verifica se D/C< 1)

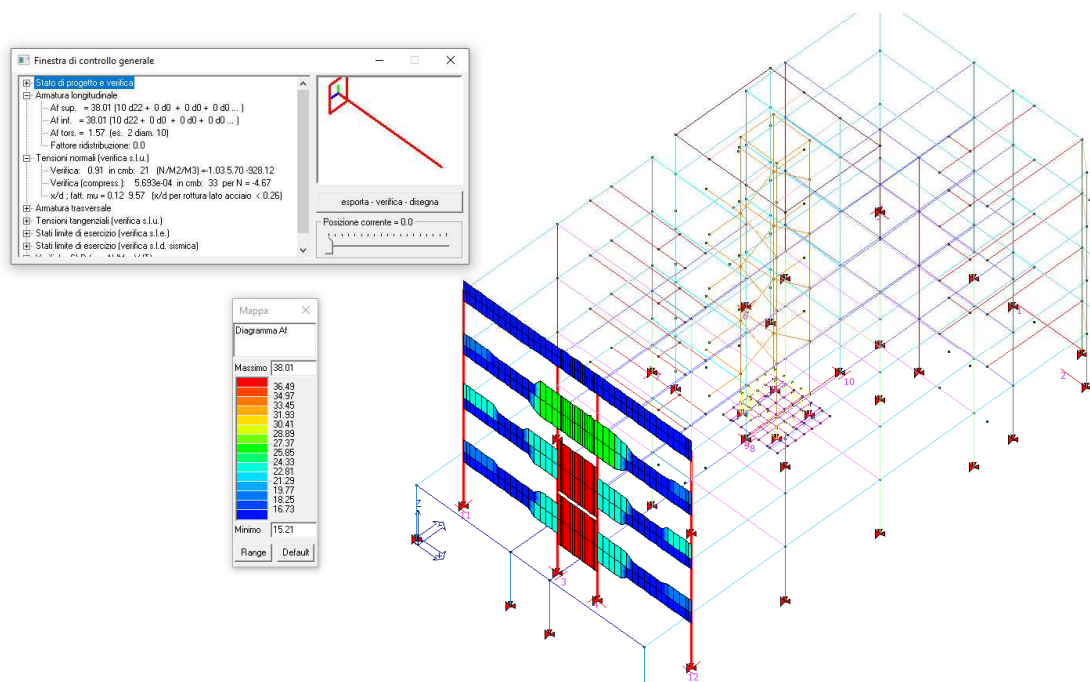


Figura 6.32 – quantitativi di armatura richiesti per il soddisfacimento delle verifiche e dettaglio numerico di verifica – travi di testata 50x80

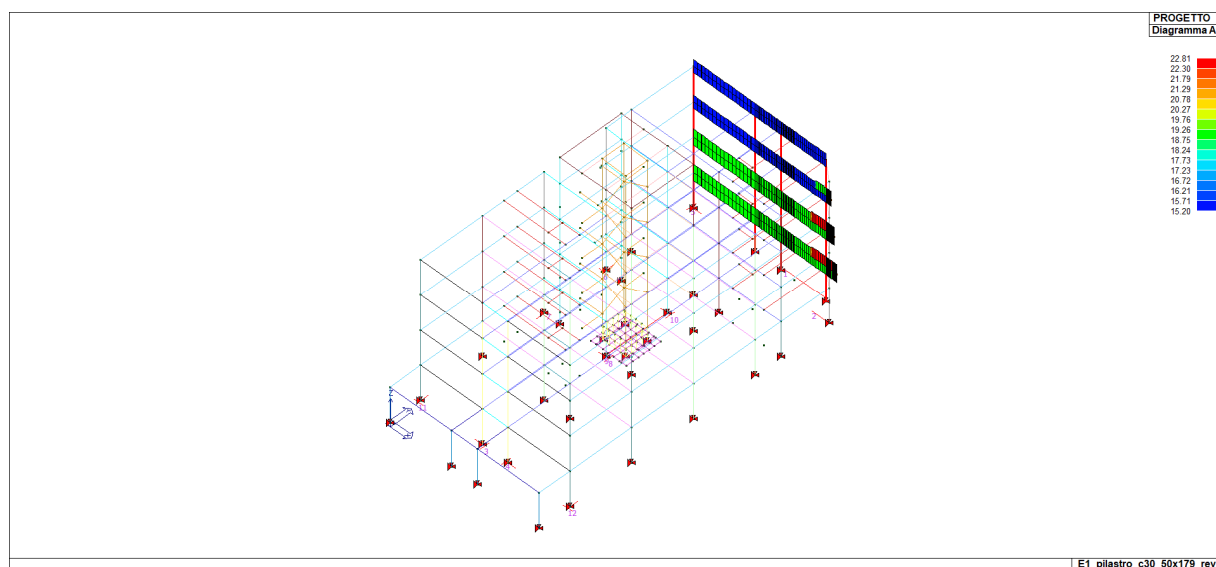


Figura 6.33 – quantitativi di armatura richiesti per il soddisfacimento delle verifiche– travi di testata 50x80

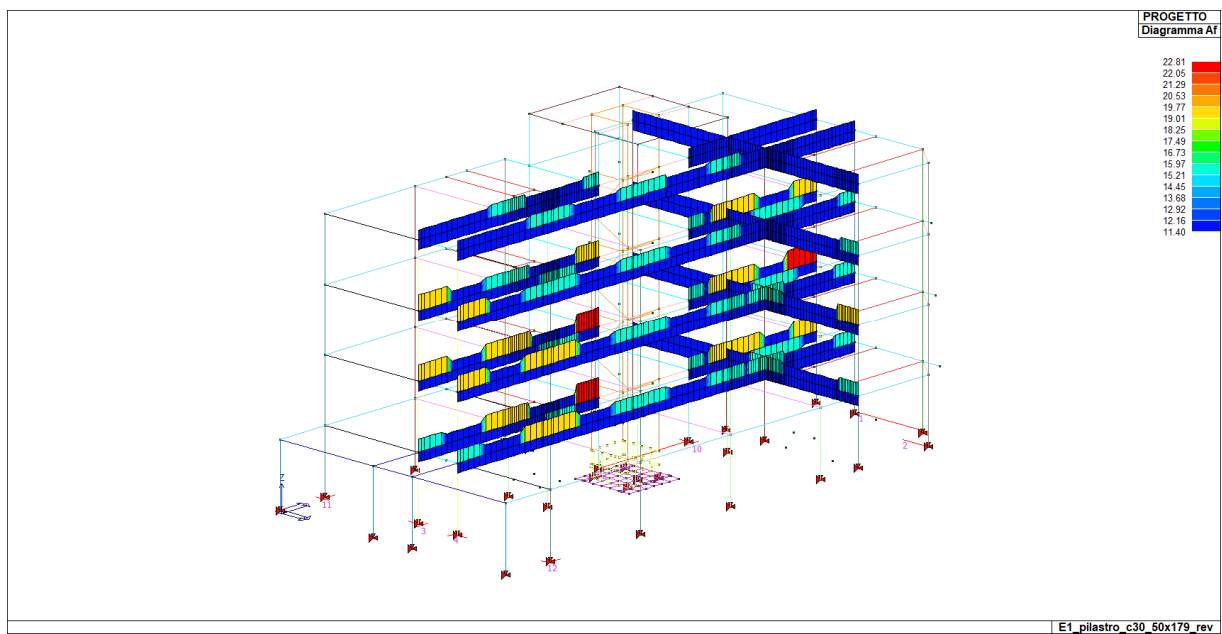
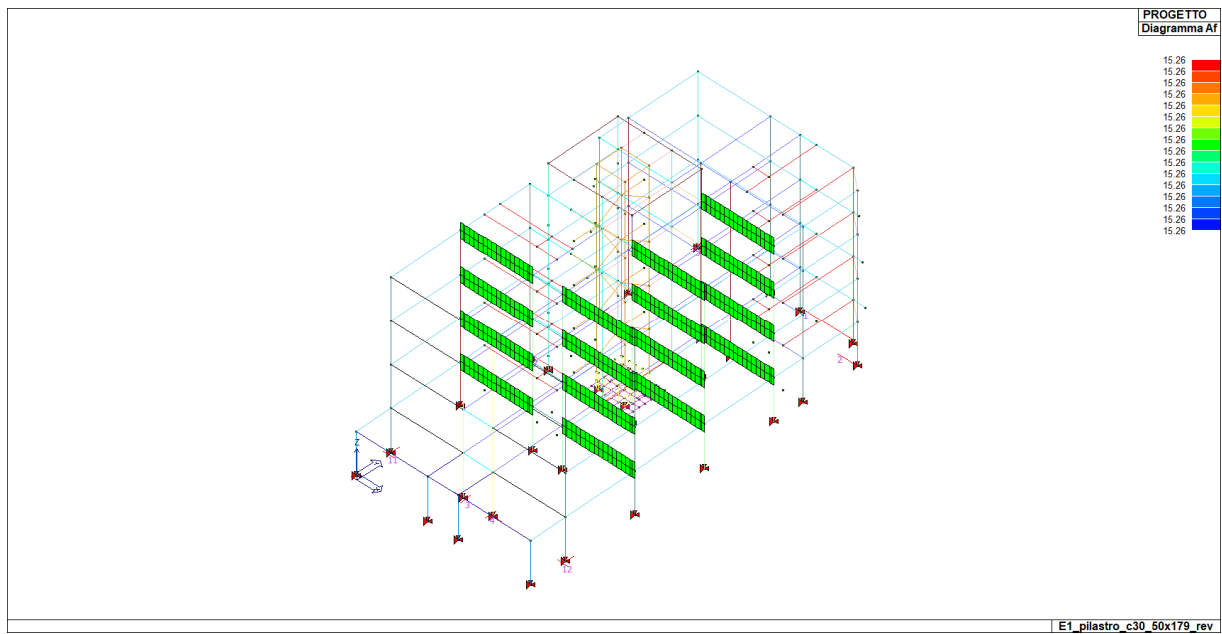


Figura 6.34 – quantitativi di armatura richiesti per il soddisfacimento delle verifiche e dettaglio numerico di verifica – travi centrali 50x70



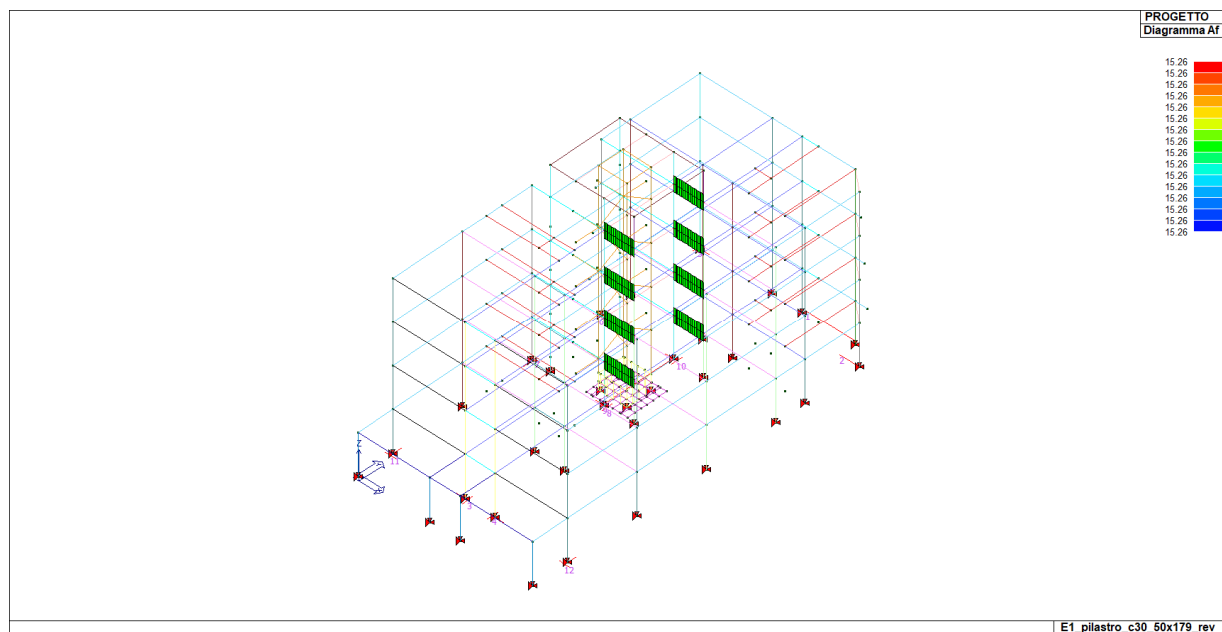


Figura 6.35 – quantitativi di armatura richiesti per il soddisfacimento delle verifiche e dettaglio numerico di verifica – travi a spessore 90x30 – 80x30

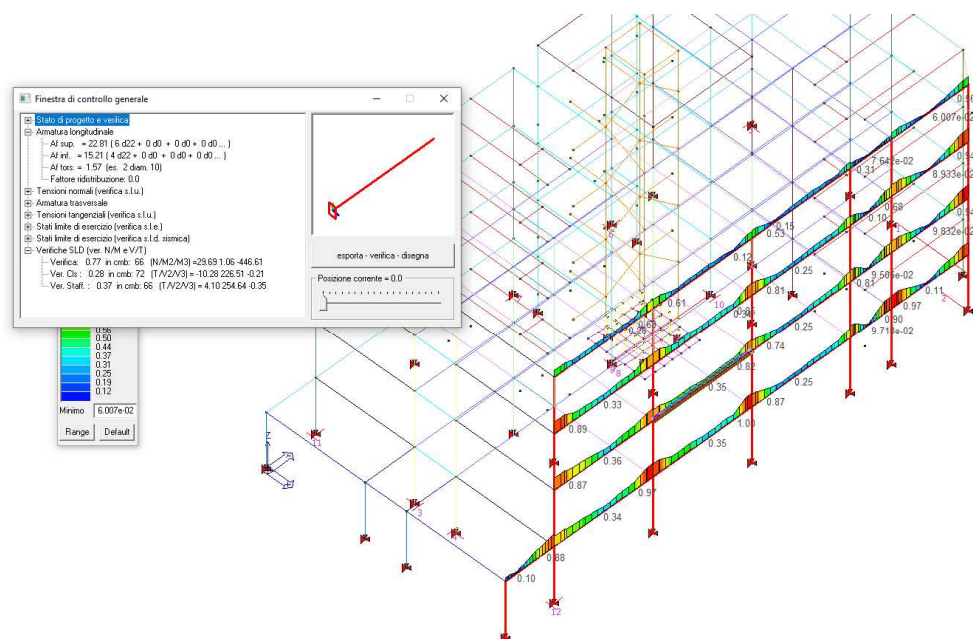
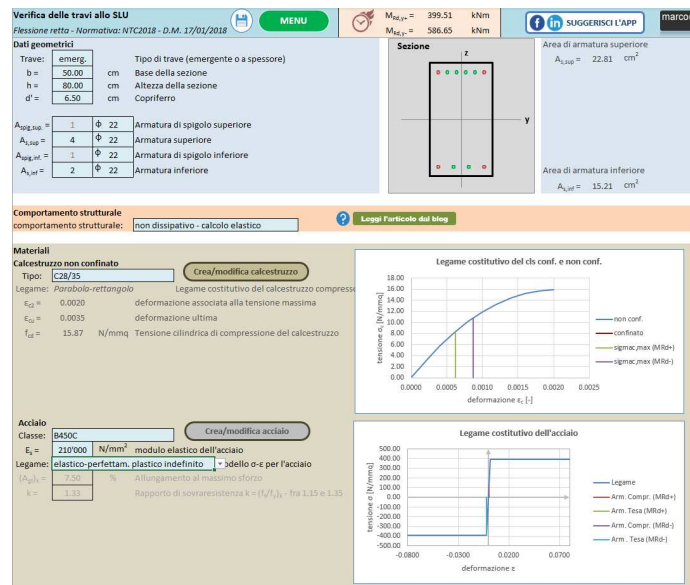


Figura 6.36 – Dettaglio rapporto di verifica di resistenza a flessione delle travi in esame SLD (verifica se $D/C < 1$)

Verifica sezione in campo sostanzialmente elastico: armatura 6 ϕ 22 sup – 4 ϕ 22 inf.



Momento resistente positivo		
$M_{Rd, y+} = 399.51 \text{ kNm}$	$M_{Rd, y+} = 586.65 \text{ kNm}$	Momento resistente positivo (tende le fibre inferiori)
$y_c = 183.29 \text{ mm}$		Profondità dell'asse neutro dal lembo compresso della sezione
$\sigma_{c, max} = 8.30 \text{ N/mm}^2$		Tensione di compressione massima nel calcestruzzo
$\epsilon_{c, max} = 0.0006$		Deformazione massima nel calcestruzzo compresso
$\sigma_{s, sup} = 83.90 \text{ N/mm}^2$		Tensione nell'armatura superiore
$\sigma_{s, inf} = -391.30 \text{ N/mm}^2$		Tensione nell'armatura inferiore
$\epsilon_{s, sup} = 0.0004$		Deformazione nell'armatura inferiore
$\epsilon_{s, inf} = -0.0019$		Deformazione nell'armatura superiore

Momento resistente negativo		
$M_{Rd, y-} = 586.65 \text{ kNm}$	$M_{Rd, y-} = 446.61 \text{ kNm}$	Momento resistente negativo (tende le fibre superiori)
$y_c = 234.14 \text{ mm}$		Profondità dell'asse neutro dal lembo compresso della sezione
$\sigma_{c, max} = 10.81 \text{ N/mm}^2$		Tensione di compressione massima nel calcestruzzo
$\epsilon_{c, max} = 0.0009$		Deformazione massima nel calcestruzzo compresso
$\sigma_{s, sup} = -391.30 \text{ N/mm}^2$		Tensione nell'armatura superiore
$\sigma_{s, inf} = 132.14 \text{ N/mm}^2$		Tensione nell'armatura inferiore
$\epsilon_{s, sup} = -0.0019$		Deformazione nell'armatura inferiore
$\epsilon_{s, inf} = 0.0004$		Deformazione nell'armatura superiore

Risulta $446.61 \text{ kNm} < 586.65 \text{ kNm}$

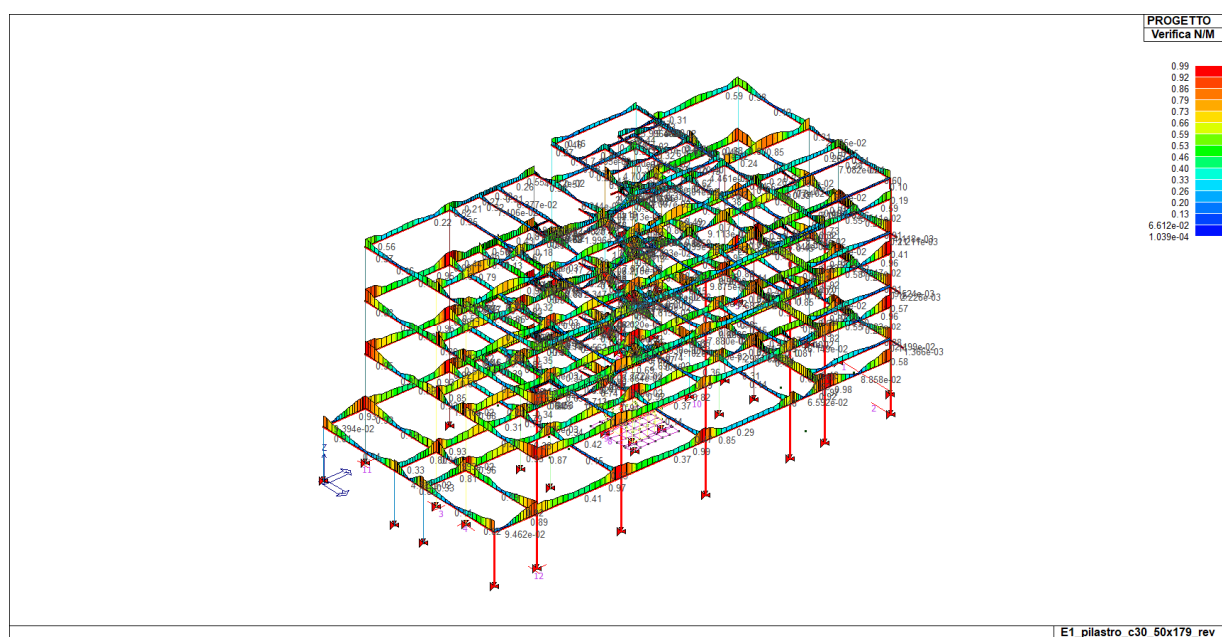


Figura 6.37 – Dettaglio rapporto di verifica di resistenza a flessione delle travi in esame SLD (verifica se $D/C < 1$)

6.5.3 Verifica TRAVI – taglio SLU/SLV/SLD

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche svolte in automatico dal programma di calcolo.

Le verifiche di resistenza e gerarchia vengono condotte in automatico dal programma di calcolo.

Secondo quanto specificato dalla normativa, per le strutture in CD" B", la verifica resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate dall'analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Secondo quanto rappresentato nella figura C7.4.1, l'espressione del taglio sollecitante di calcolo è la seguente:

$$V_{Ed} = \pm \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{b,Rd,1} + M_{b,Rd,2}}{l} + \bar{G}_k \cdot \frac{l}{2}$$

dove:

γ_{Rd} = Coefficiente di sovrarresistenza, pari a 1,10 per strutture in CD" B";

$M_{b,Rd,1}$ e $M_{b,Rd,2}$ = momenti resistenti delle sezioni di plasticizzazione, sempre concordi;

l = luce della campata di trave considerata;

$\bar{G}_k = g + \Psi_2 q$, sono i carichi gravitazionali agenti sulla trave

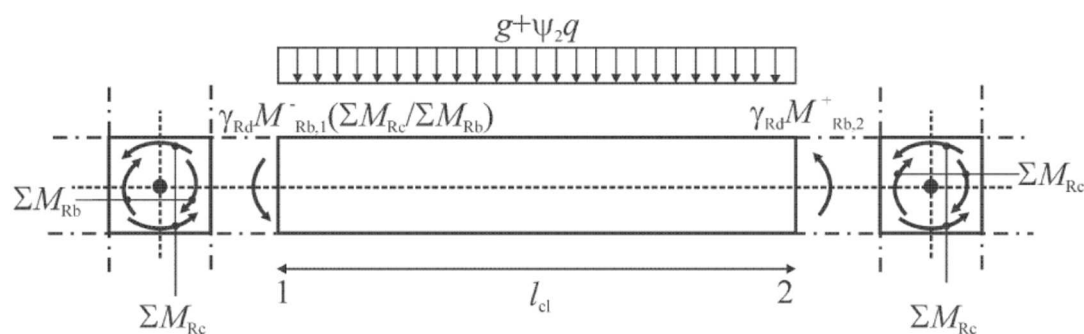


Figura 6.38 – Immagine estratta dalla Circolare n.7/2019 §C7.4.1

V_{Ed} , secondo le regole della gerarchia delle resistenti, è pertanto il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente, determinato sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} .

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione ϑ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg} \vartheta \leq 2,5$$

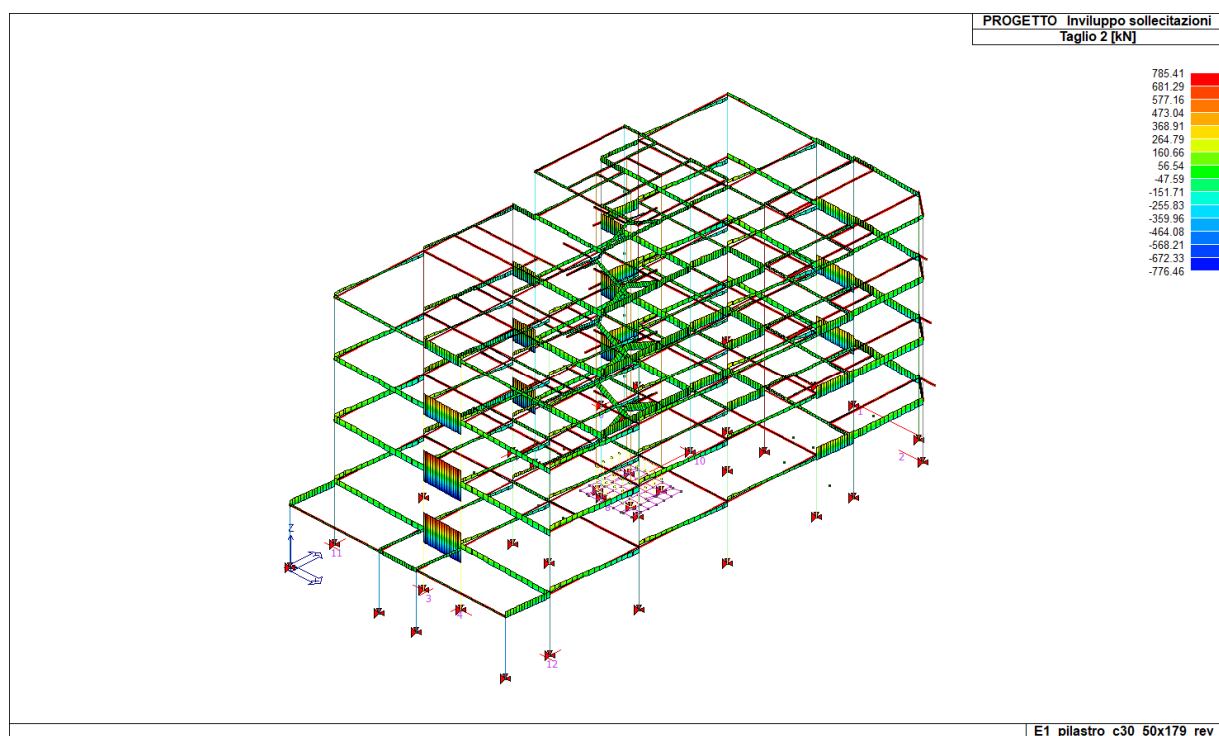


Figura 6.39 – Involuppo sforzo di taglio SLU/SLV/SLD

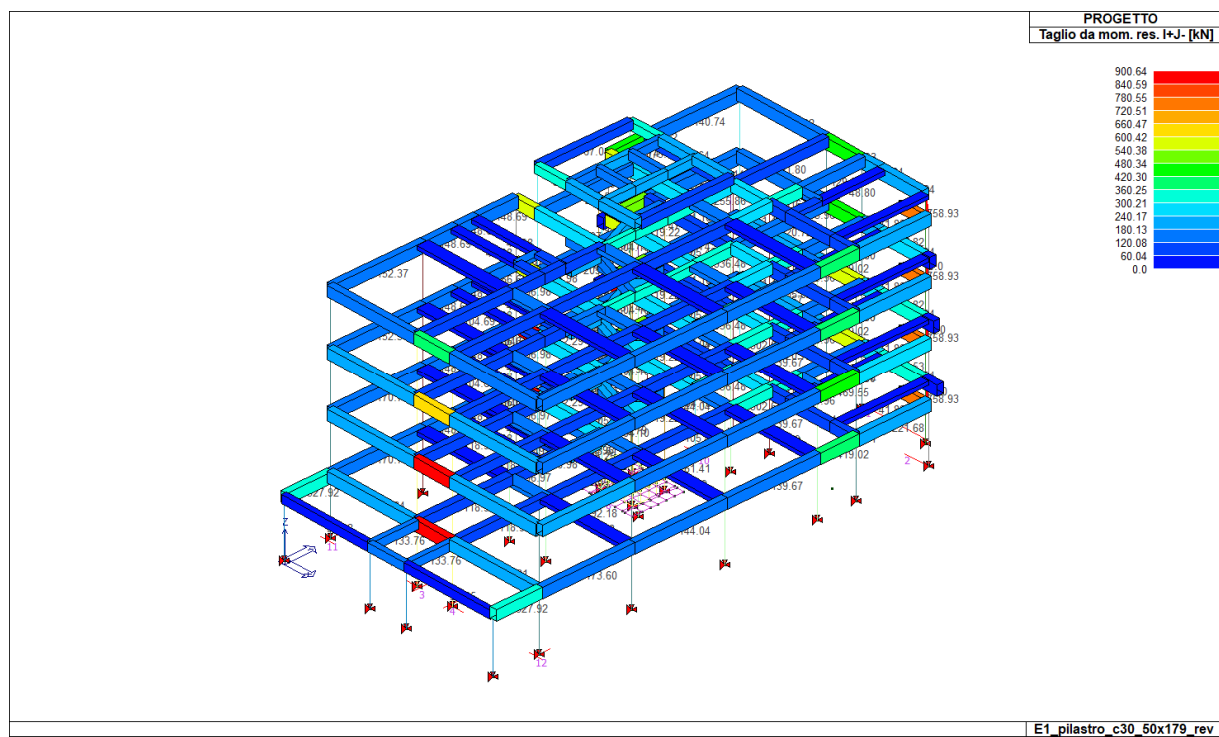


Figura 6.40 – Taglio da gerarchia delle resistenze

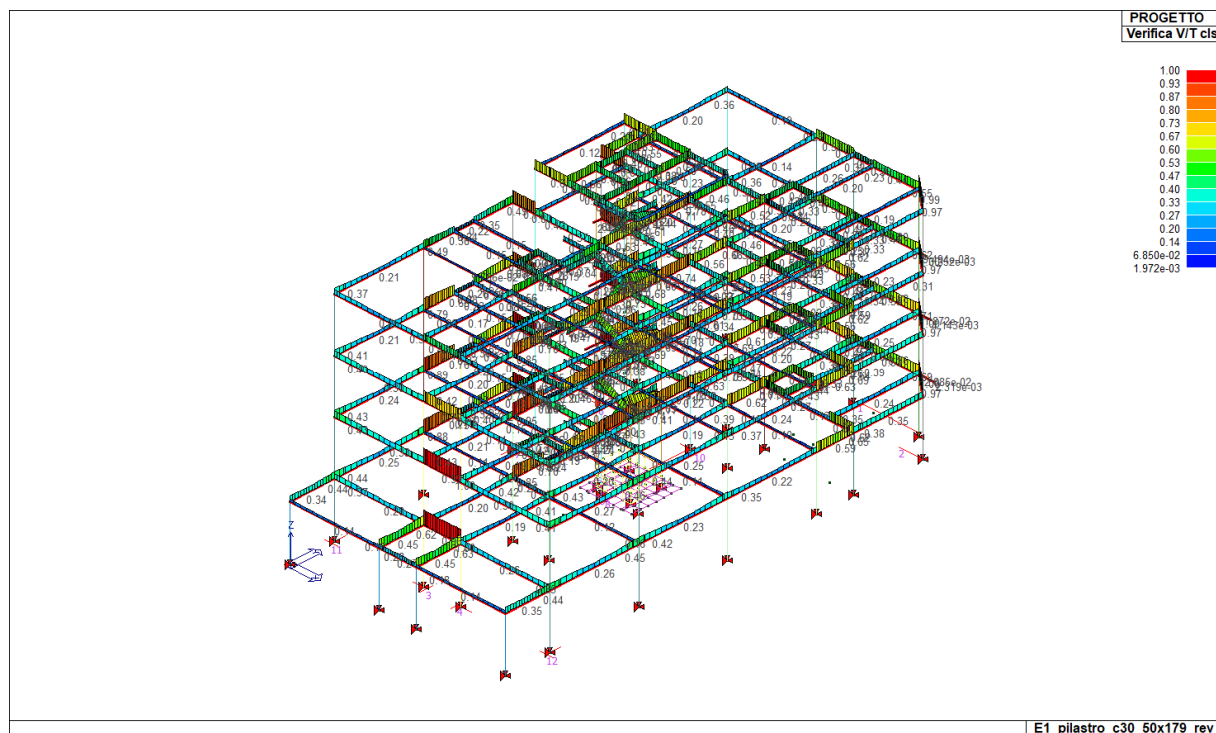


Figura 6.41 – Rapporto Domanda/Capacità per la verifica di resistenza a taglio (lato cls) - (verifica se $D/C < 1$)

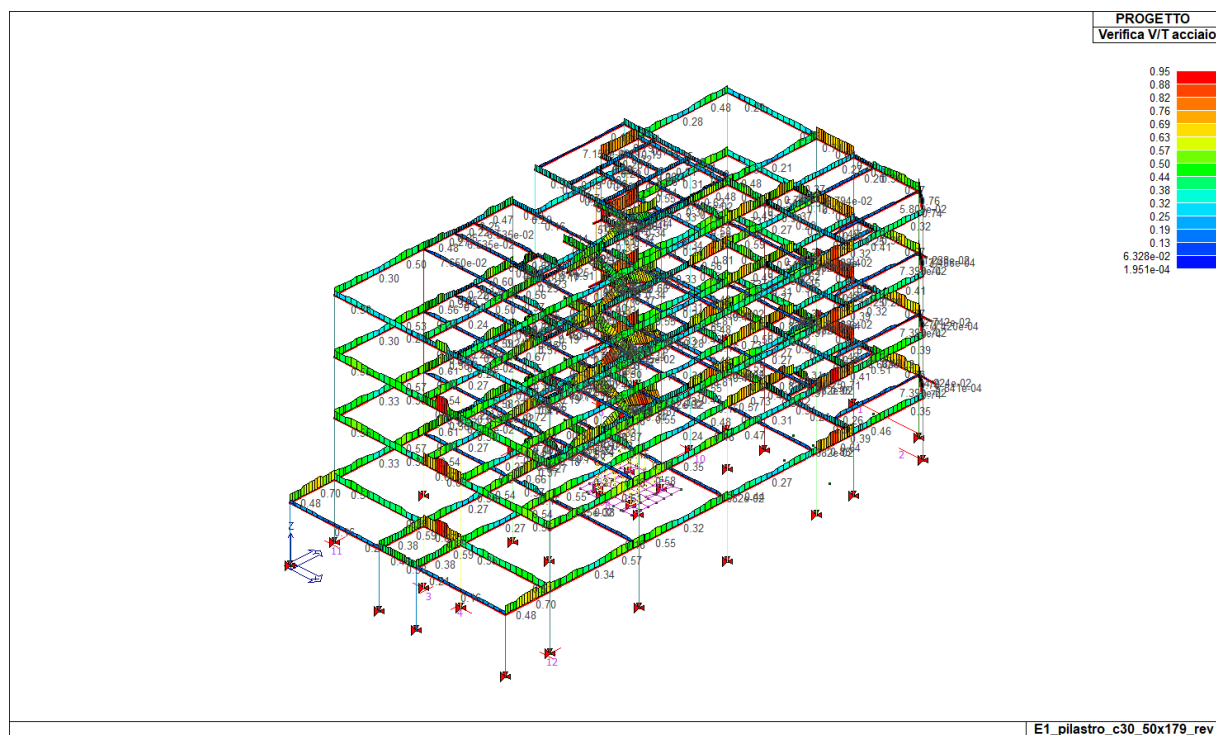


Figura 6.42 – Rapporto Domanda/Capacità per la verifica di resistenza a taglio (lato acciaio) - (verifica se $D/C < 1$)

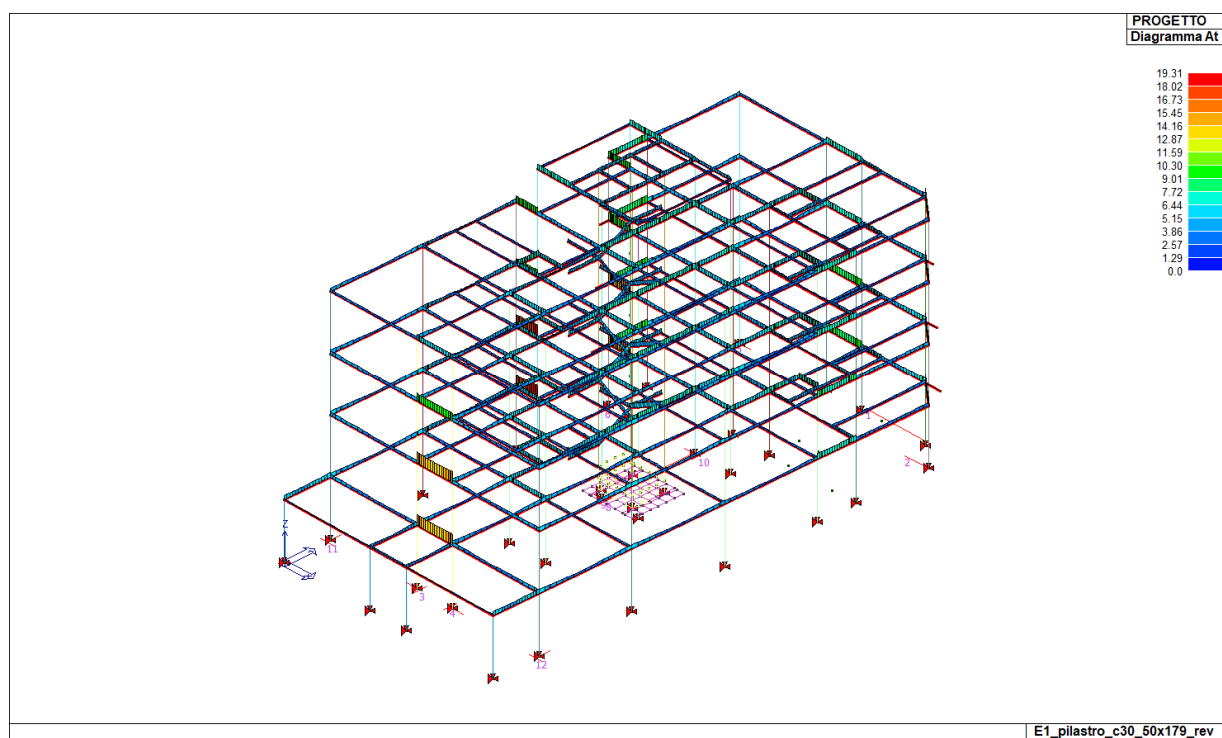


Figura 6.43 – Mappa della domanda di armatura a taglio espressa in cm^2/m .

6.5.4 Verifica TRAVI – SLE

Si riportano nel seguito i grafici di output delle verifiche delle tensioni allo SLE

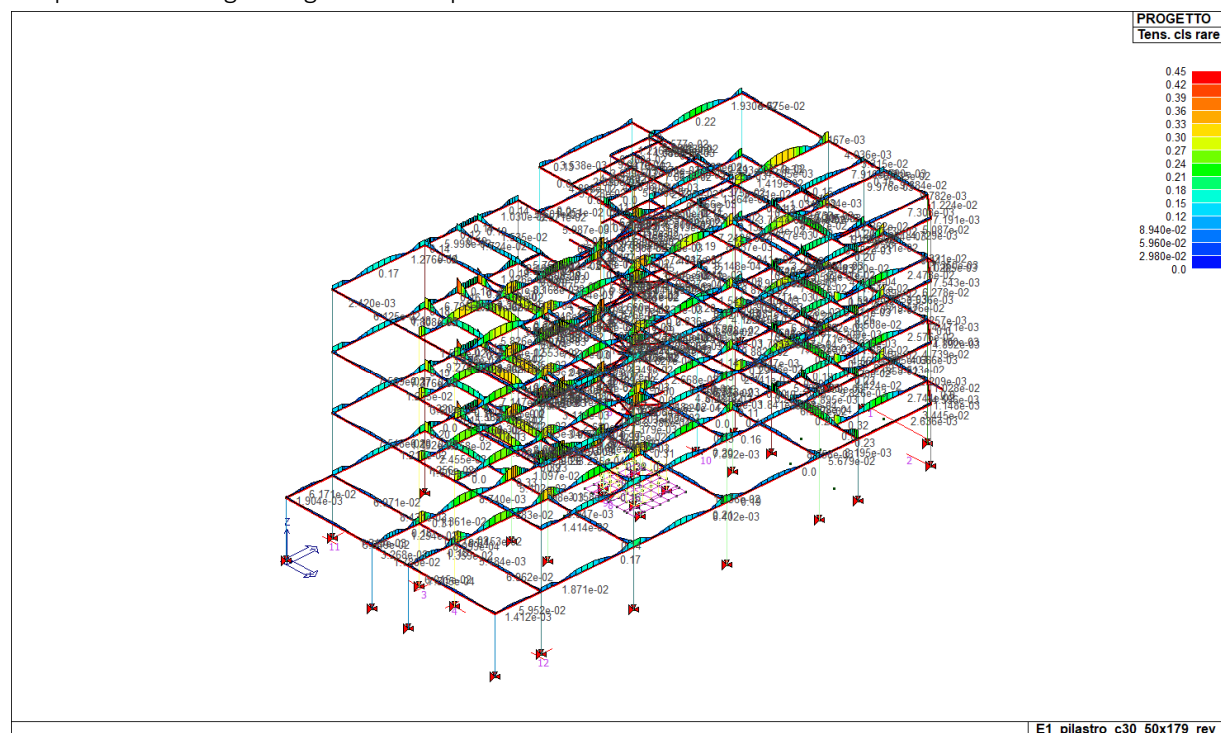


Figura 6.44 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di tensione agli stati limite di esercizio tensioni cls per la combinazione rara (verifica se $D/C < 1$ rapporto normalizzato).

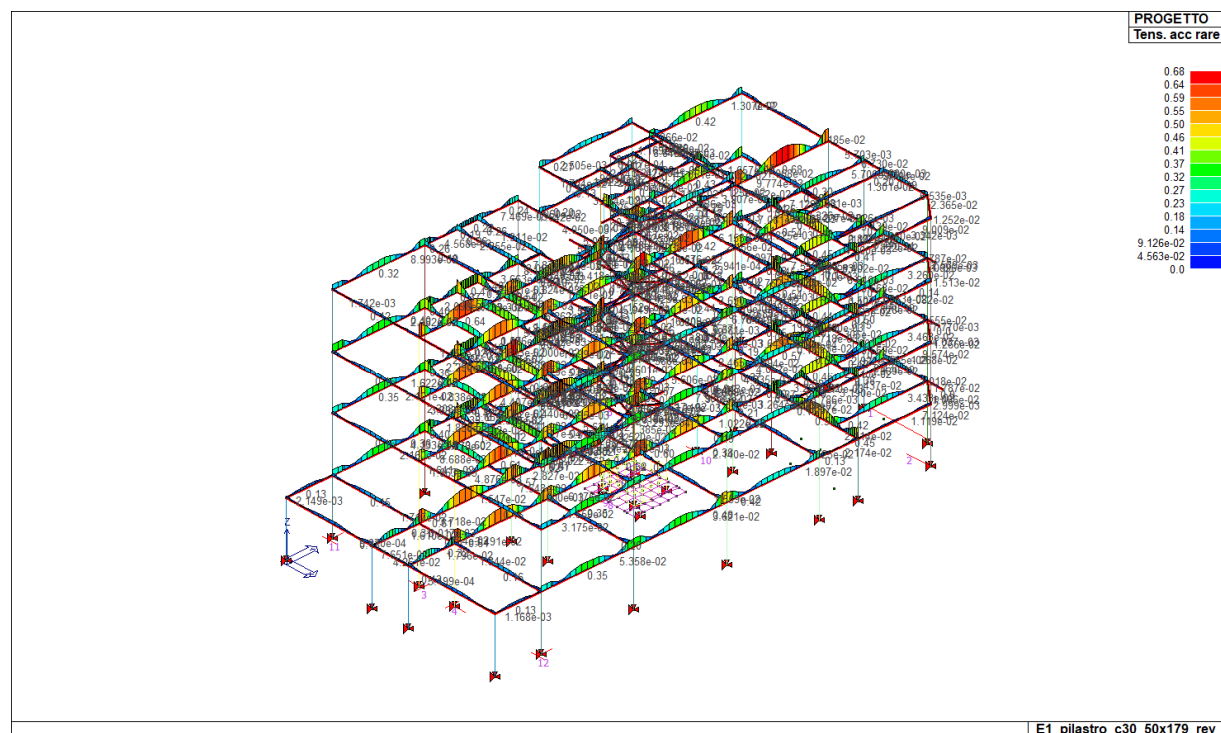


Figura 6.45 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di tensione agli stati limite di esercizio tensioni acciaio per la combinazione rara (verifica se $D/C < 1$ rapporto normalizzato).

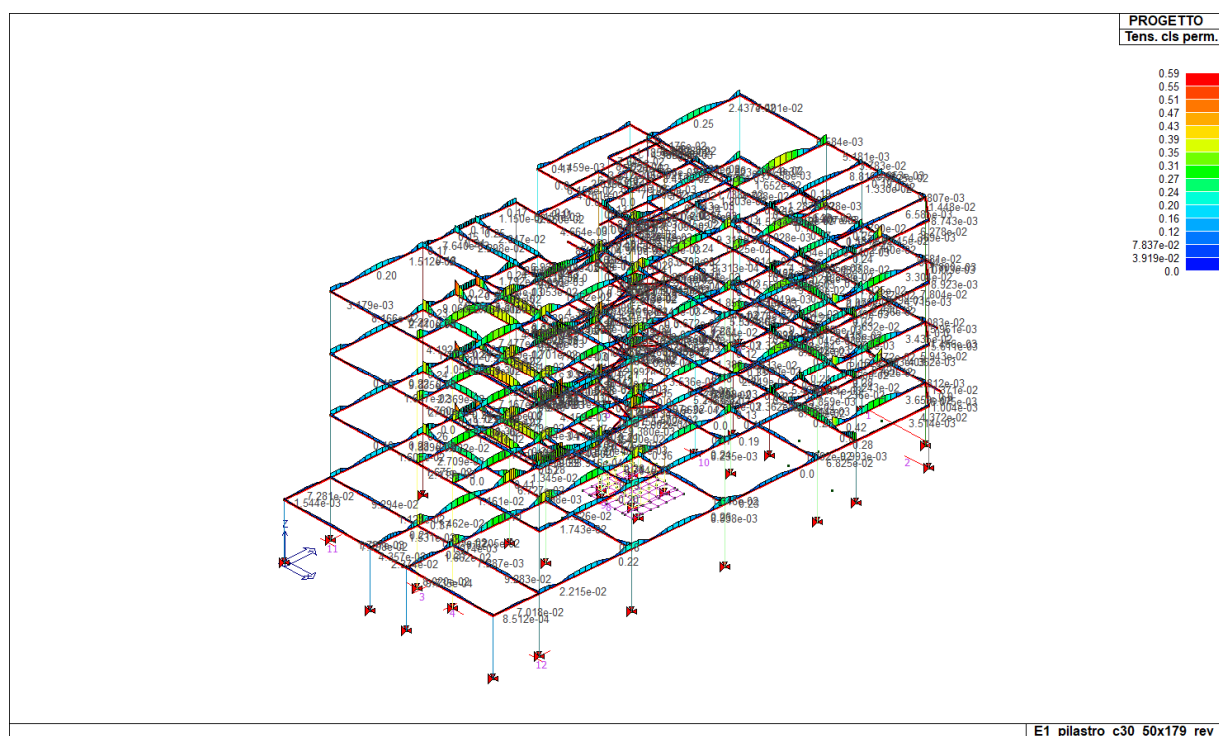


Figura 6.46 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di tensione agli stati limite di esercizio tensioni cls per la combinazione quasi permanente (verifica se $D/C < 1$ rapporto normalizzato).

Si riportano nel seguito i grafici di output delle verifiche dei valori di apertura delle fessure

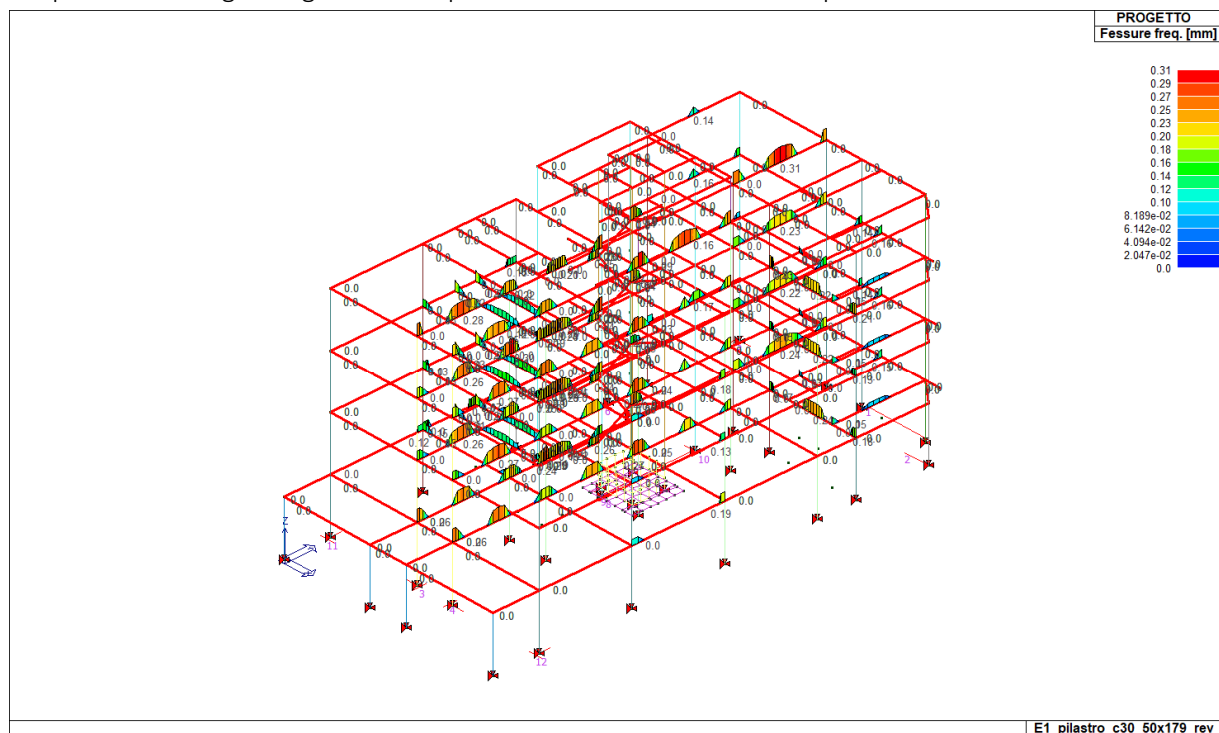


Figura 6.47 - Valori di apertura delle fessure per la sezione maggiormente sollecitata per la combinazione di carico frequente (apertura fessure $< w_3 = 0.40\text{mm}$)

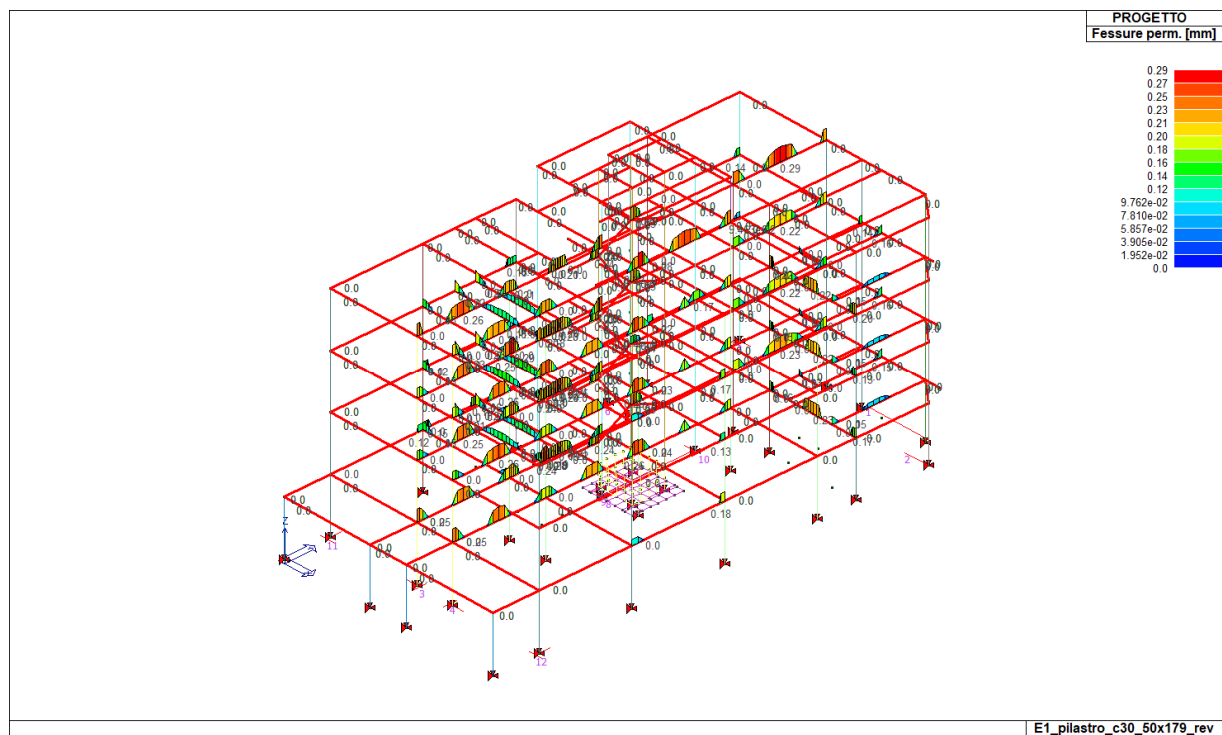


Figura 6.48 - Valori di apertura delle fessure per la sezione maggiormente sollecitata per la combinazione di carico quasi permanente (apertura fessure $< w_2 = 0.30\text{mm}$)

6.6 Verifica pilastri

La struttura è in Classe di Duttilità Bassa (CDB) e pertanto la zona critica del pilastro è la maggiore fra le seguenti (§ 7.4.6.1.2 NTC 2018):

- $1/6$ altezza libera del pilastro = $3500/6 = 583$ mm
- 45 cm
- Altezza della Sezione Trasversale del Pilastro = $600/1200$ mm

Le verifiche di resistenza e gerarchia, così come il controllo tensione e fessurazione per gli stati limite di esercizio, vengono condotte in automatico dal programma di calcolo.

Le verifiche di resistenza allo SLU ed SLV vengono condotte in campo plastico mentre le verifiche di resistenza allo SLD vengono eseguite con la sezione in campo sostanzialmente elastico.

Nel presente paragrafo vengono riportati:

- Schemi riepilogativi delle sollecitazioni massime ottenute per la combinazione di carico più gravosa;
- Schemi riepilogativi per tipologia di travi del valore di involuppo delle sollecitazioni.
- Verifiche di sicurezza degli elementi. Le verifiche di sicurezza sono riportate in forma grafica riportando il valore massimo del rapporto tra la sollecitazione di calcolo e la corrispondente resistenza.

6.6.1 Schemi riepilogativi delle sollecitazioni massime

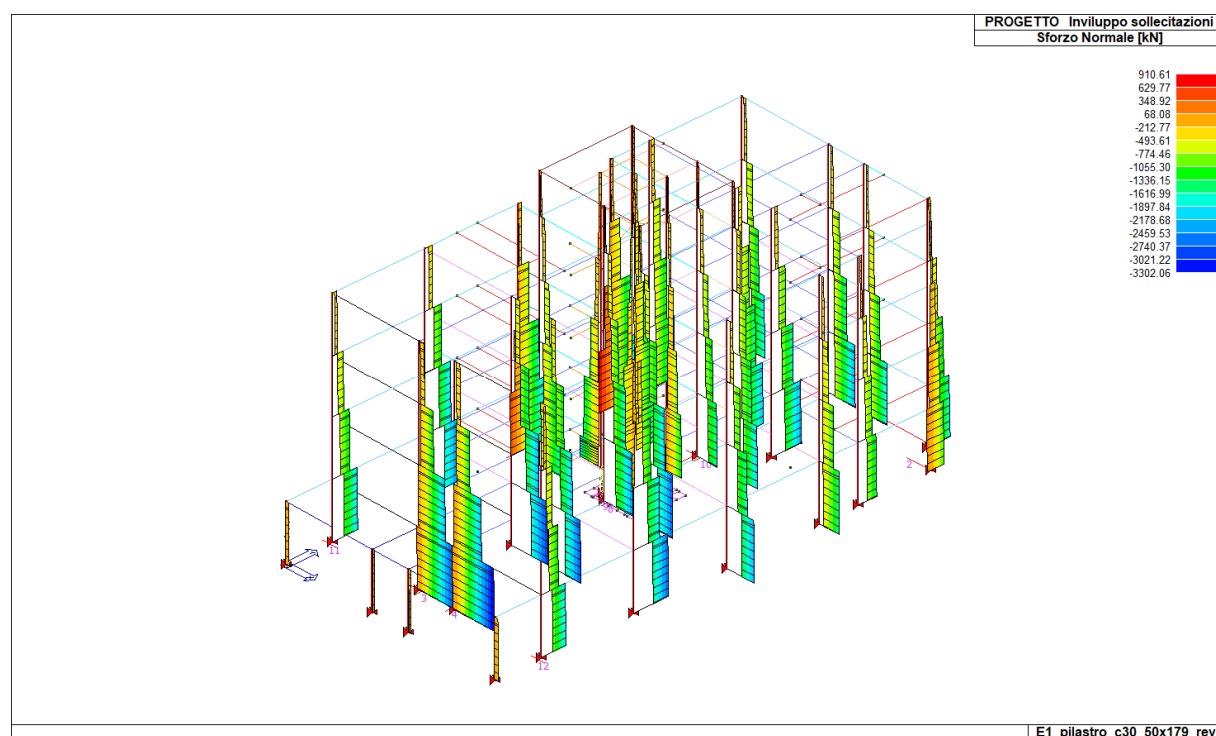


Figura 6.49 – Involuppo sforzo normale

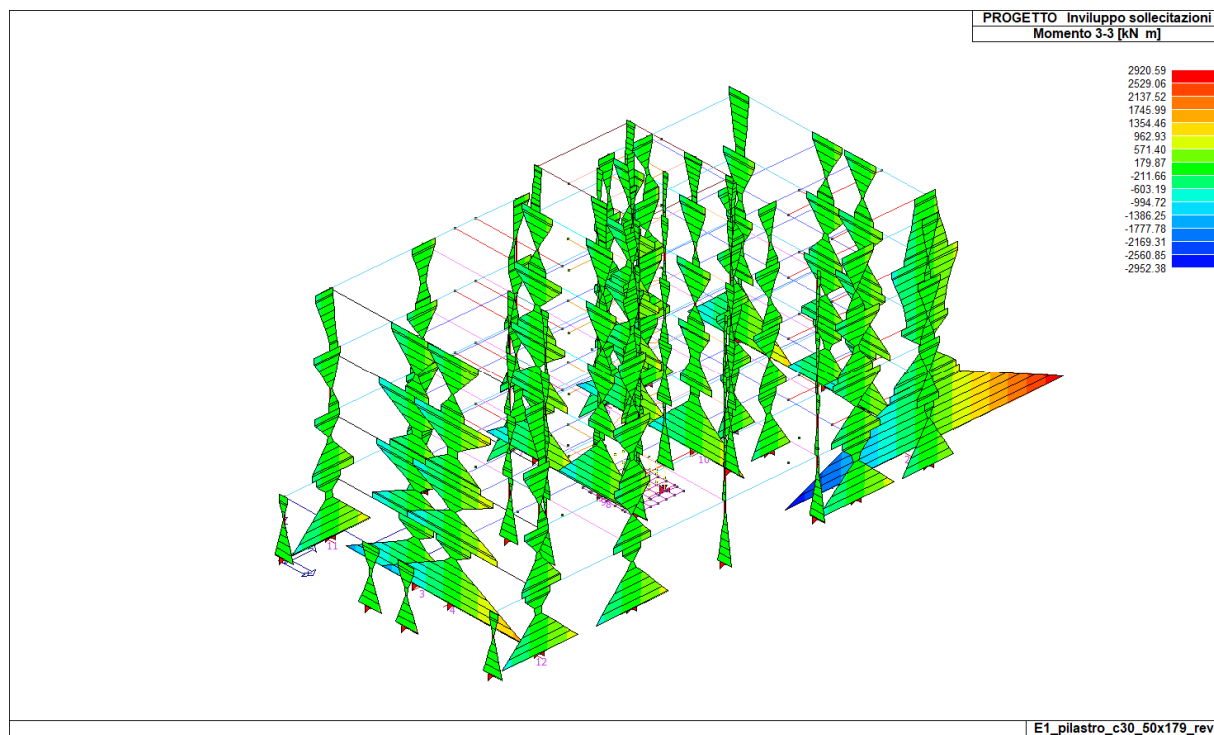


Figura 6.50 – Involuppo momento flettente M 3-3

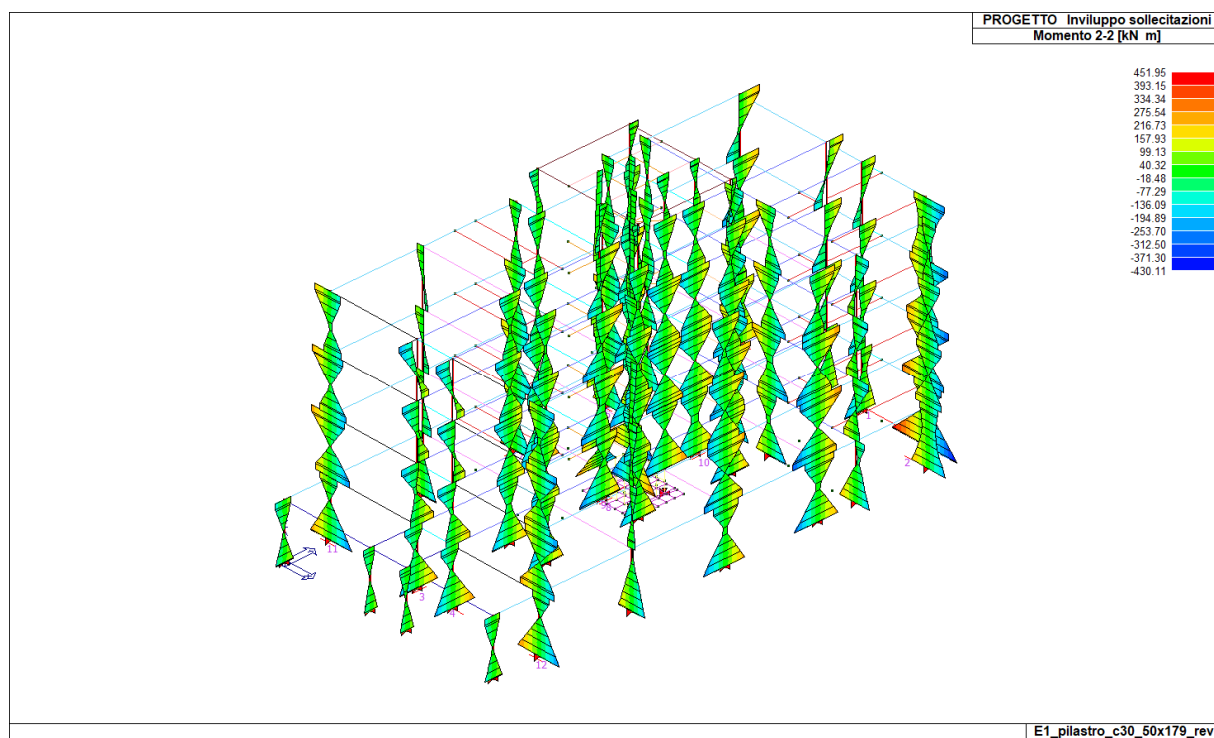


Figura 6.51 – Involuppo momento flettente M 2-2

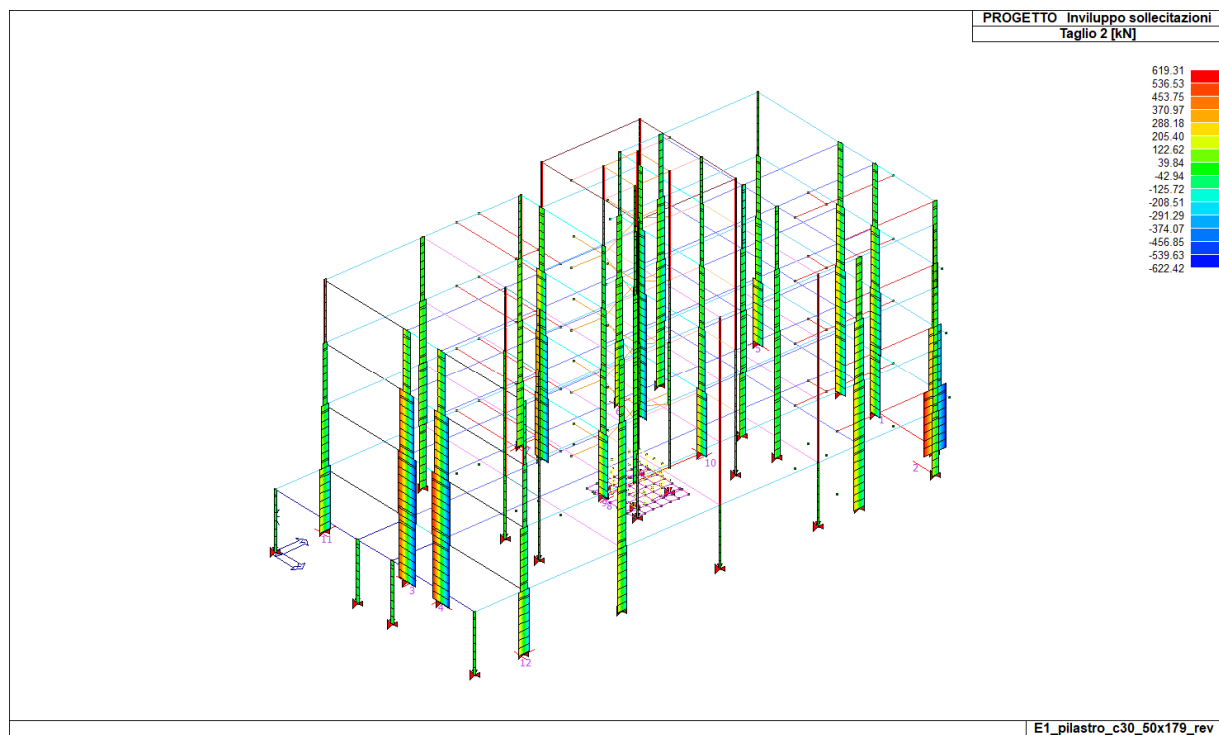


Figura 6.52 – Involuppo momento taglio V 2-2

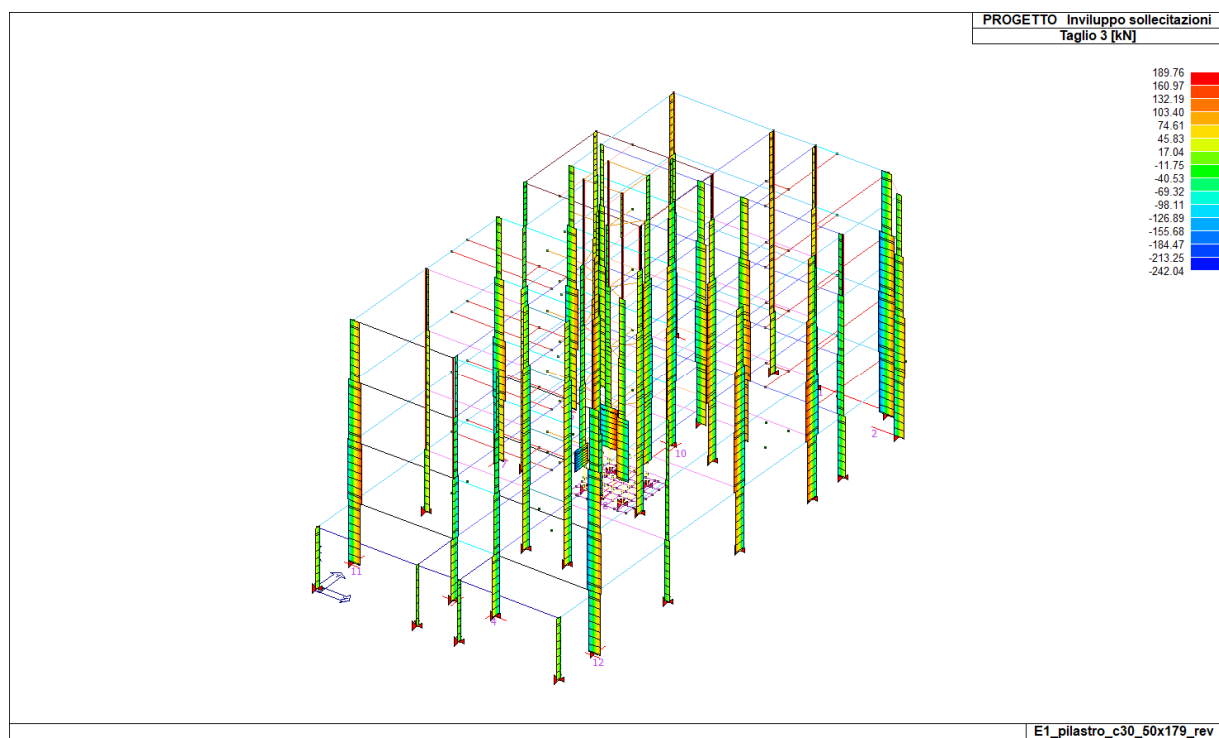


Figura 6.53 – Involuppo momento taglio V 3-3

6.6.2 Verifica pressoflessione SLU/SLV/SLD

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per tutte le sezioni.

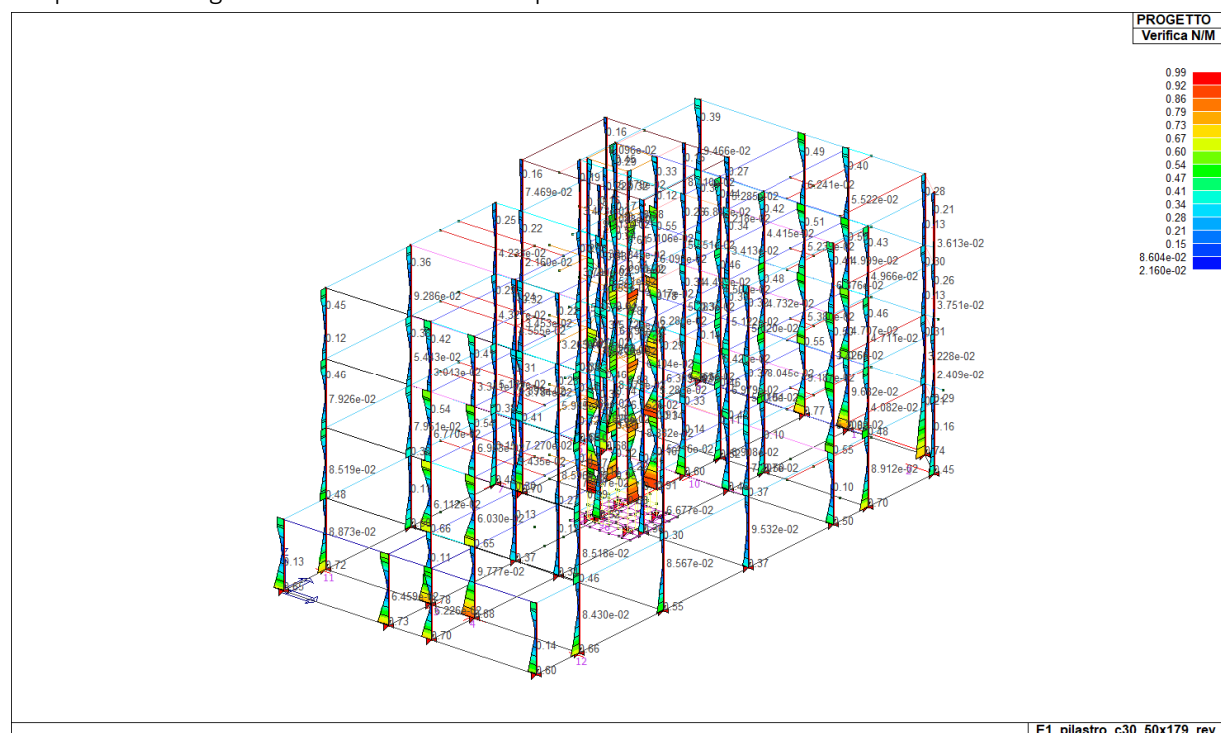


Figura 6.54 – Rapporto Domanda/Capacità - verifica di resistenza a flessione dei pilastre SLU/SLV (verifica se $D/C < 1$)

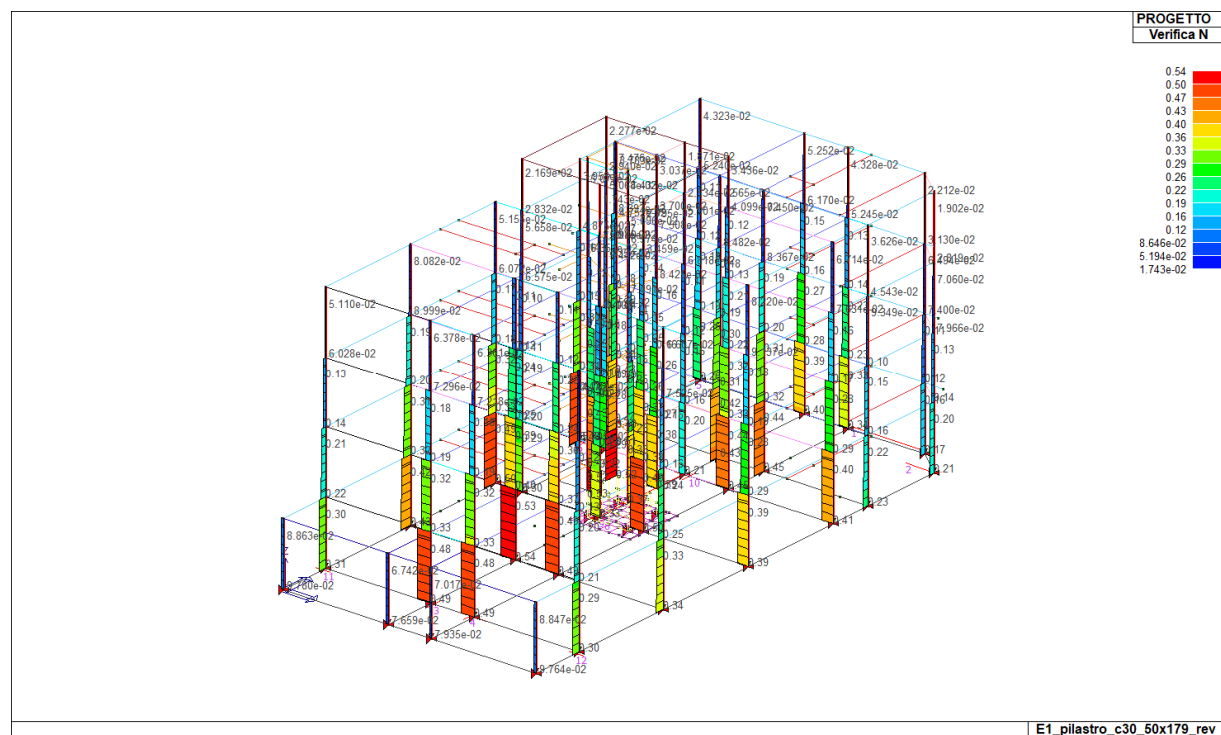


Figura 6.55 – Rapporto Domanda/Capacità - Verifica sismica N: riporta il risultato della verifica a compressione del calcestruzzo (§7.4.4.2.1 del D.M.2018) (verifica se $D/C < 1$)

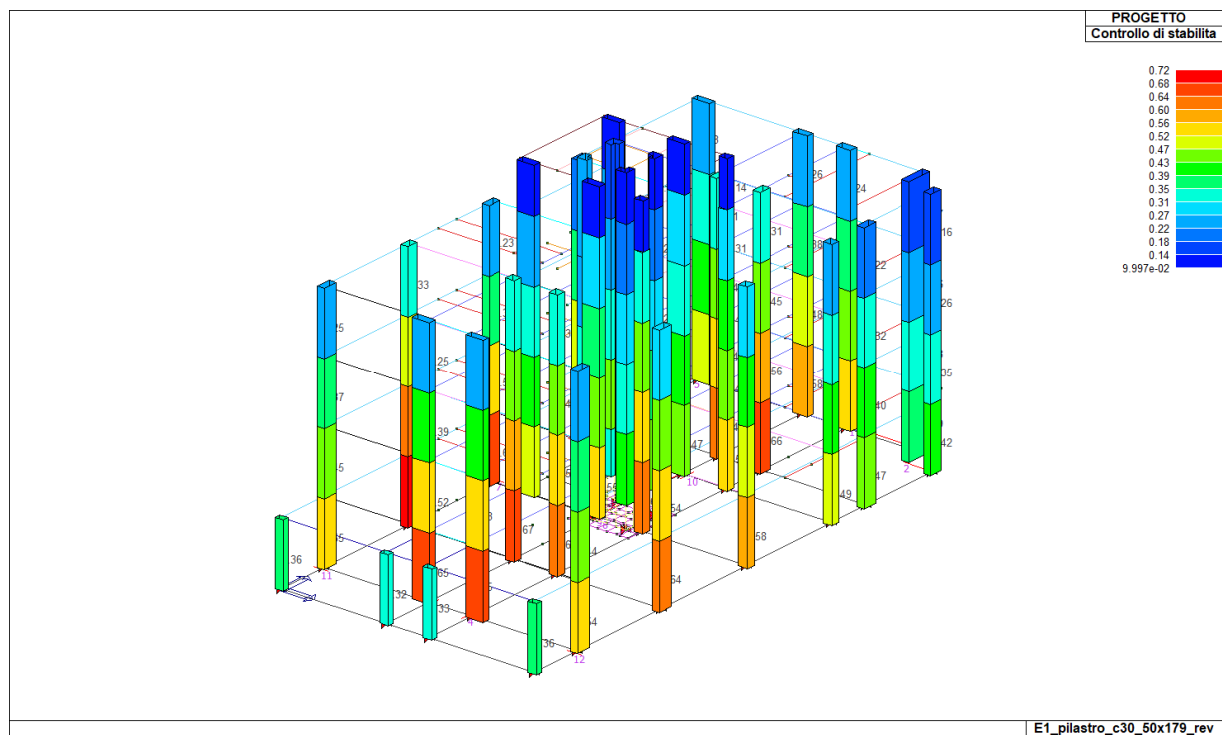


Figura 6.56 – Controllo stab.: rapporto tra la snellezza del pilastro e la snellezza limite definita dalla norma (formula 4.1.41). Se il valore è > 1 è necessario tenere conto degli effetti del II ordine con il metodo della colonna modello.

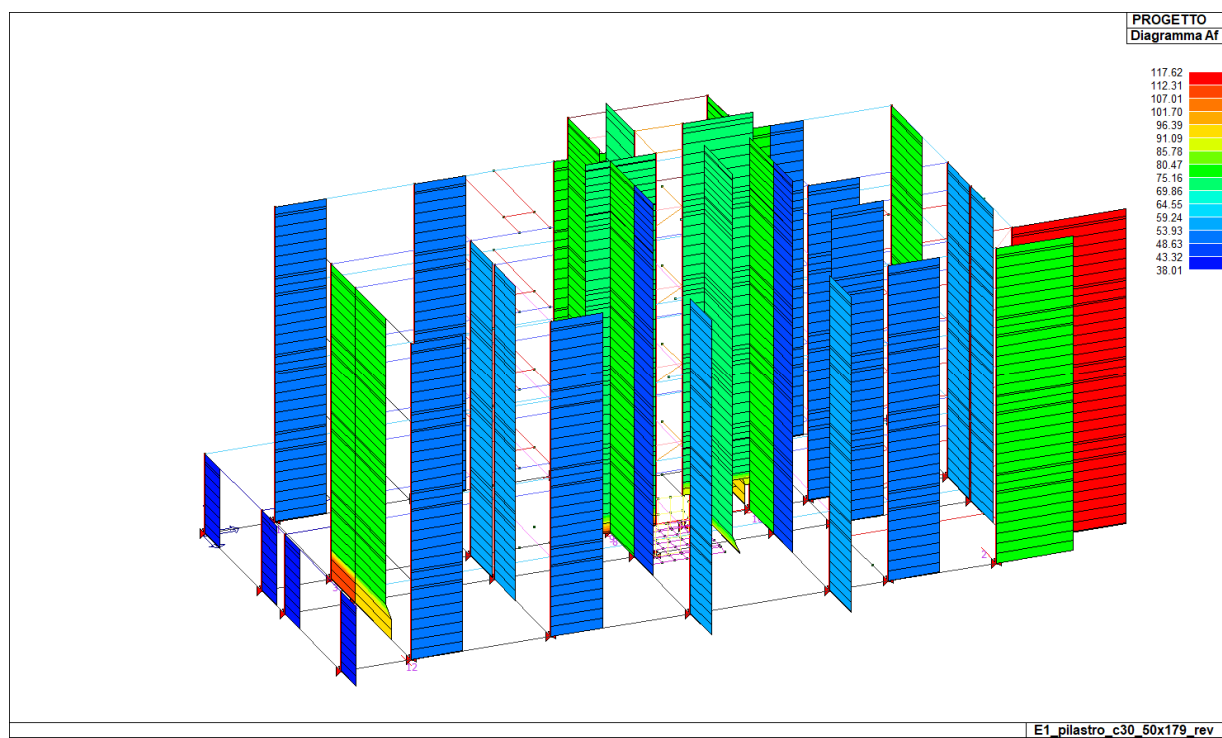


Figura 6.57 – Diagramma armatura per soddisfacimento verifiche flessionali SLU/SLD

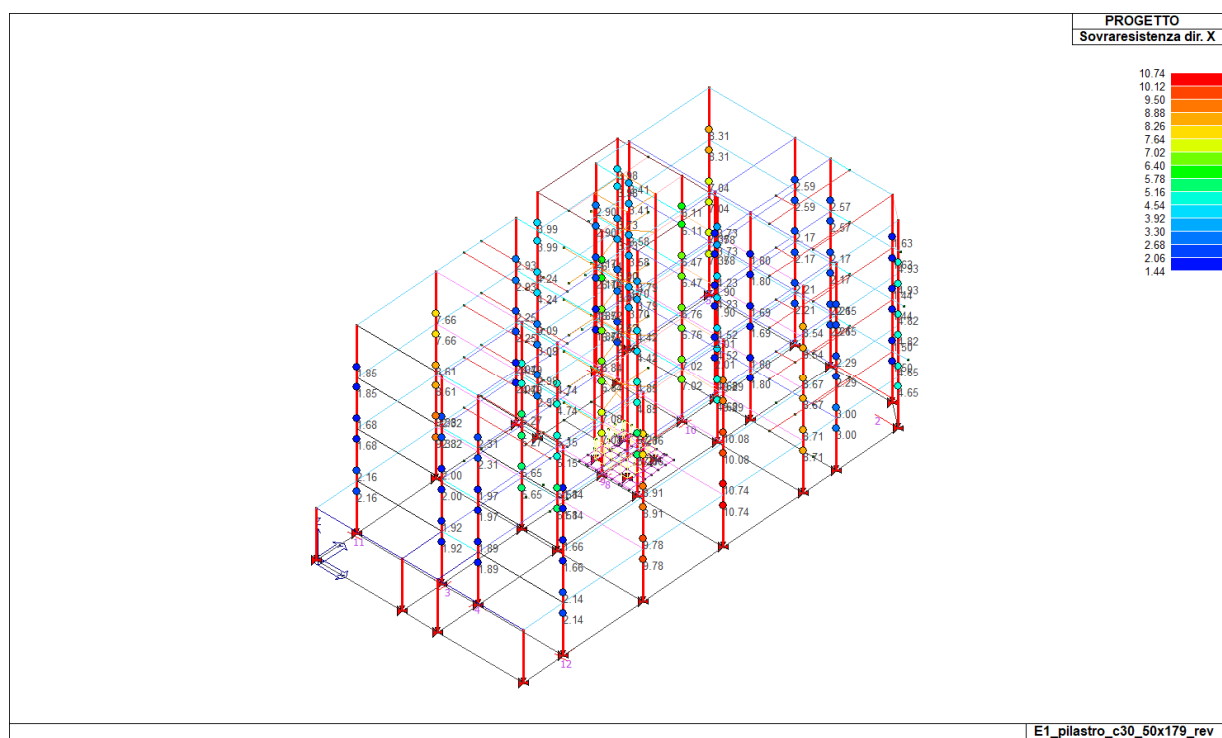


Figura 6.58 – Gerarchia delle resistenze: Sovreresistenza DIR X: esito della verifica di sovreresistenza (formula 7.4.4 del D.M.2018). La verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è > 1.30

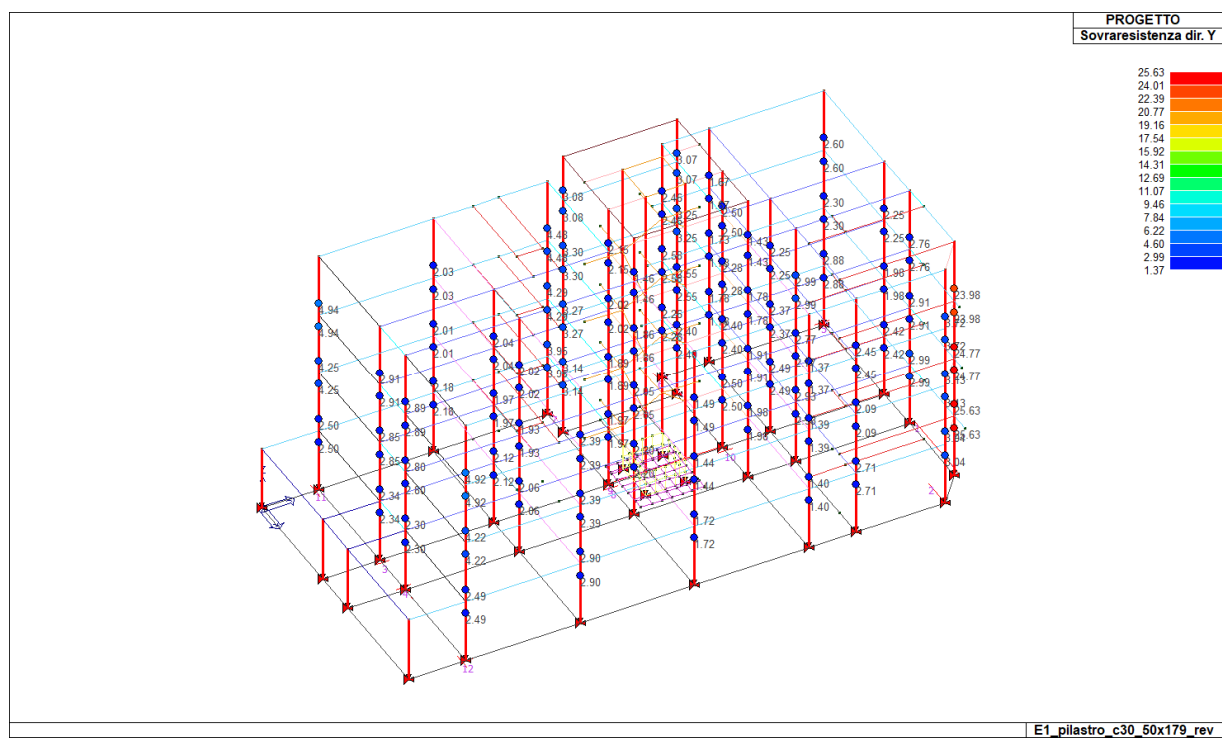


Figura 6.59 – Gerarchia delle resistenze: Sovreresistenza DIR Y: esito della verifica di sovreresistenza (formula 7.4.4 del D.M.2018). La verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è > 1.30 (sia in CDA che in CDB)

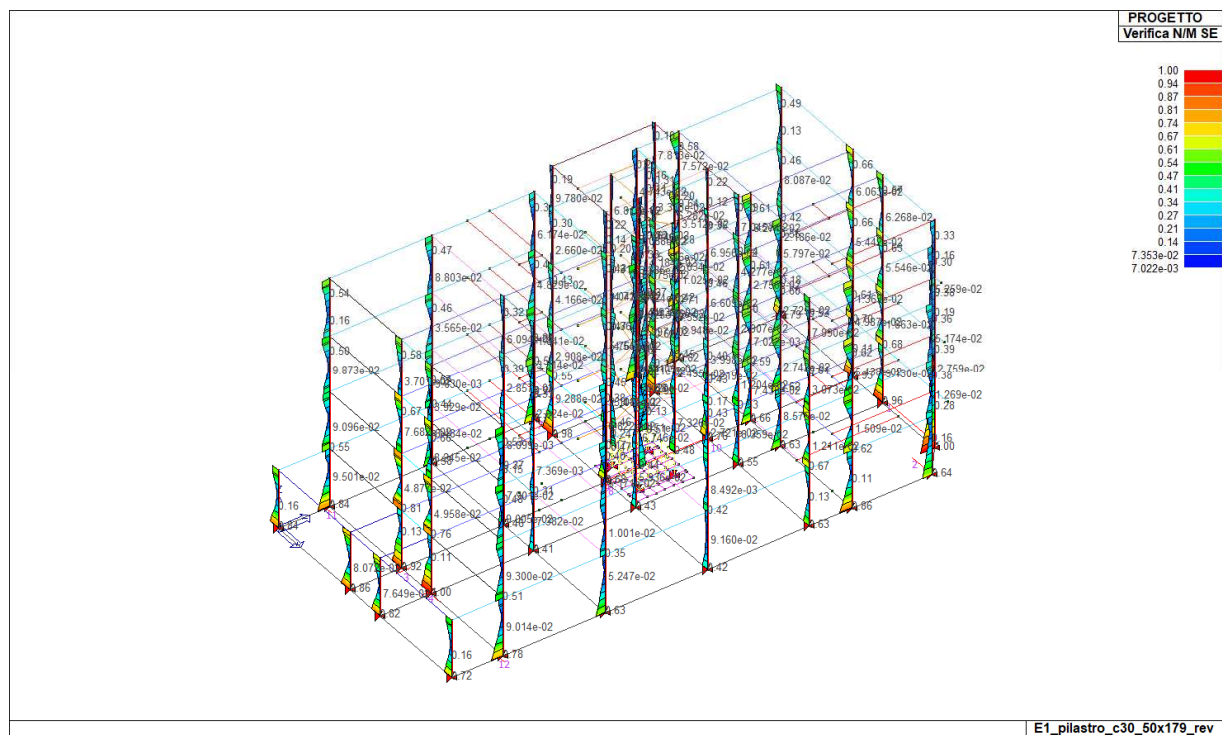


Figura 6.60 – Rapporto Domanda/Capacità - verifica di resistenza a flessione della trave in esame SLD (verifica se $D/C < 1$)

6.6.3 Verifiche SLU – SLV Taglio (gerarchia) - SLD

Come per le travi, nei pilastri la verifica resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate dall'analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per tale verifica e per il dimensionamento delle armature si ottengono imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (superiore e inferiore) del pilastro $M_{i,d}^s, M_{i,d}^i$, nel modo seguente:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{i,d}^s + M_{i,d}^i}{l_p}$$

dove:

γ_{Rd} = Coefficiente di sovrarresistenza, pari a 1,10 per strutture in CD" B";

$$M_{i,d} = M_{c,Rd} \cdot \min \left(1; \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}} \right)$$

In cui:

$M_{c,Rd}$ = capacità del pilastro nella sezione di estremità;

$\sum M_{b,Rd}$ = sommatoria dei momenti resistenti delle travi incidenti nel nodo;

$\sum M_{c,Rd}$ = sommatoria dei momenti resistenti dei pilastri incidenti nel nodo;

l_p = lunghezza del pilastro.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate

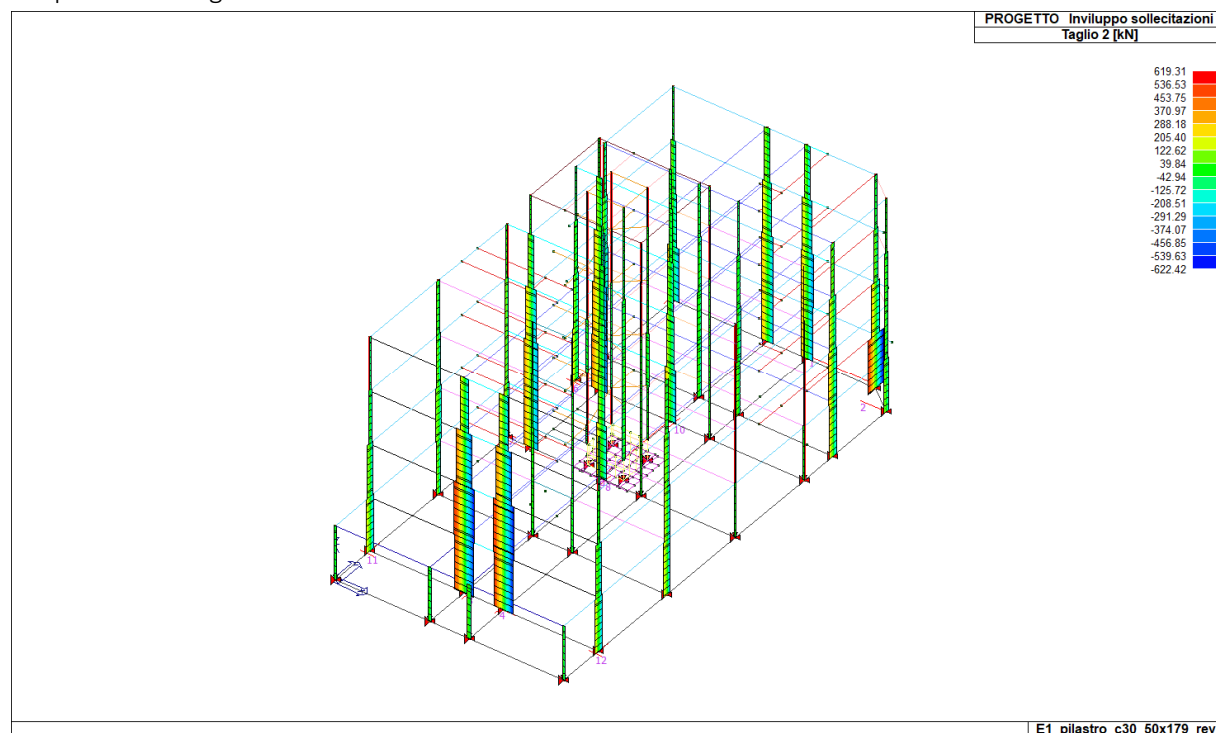


Figura 6.61 – Inviluppo sforzo di taglio SLU/SLV (taglio V2)

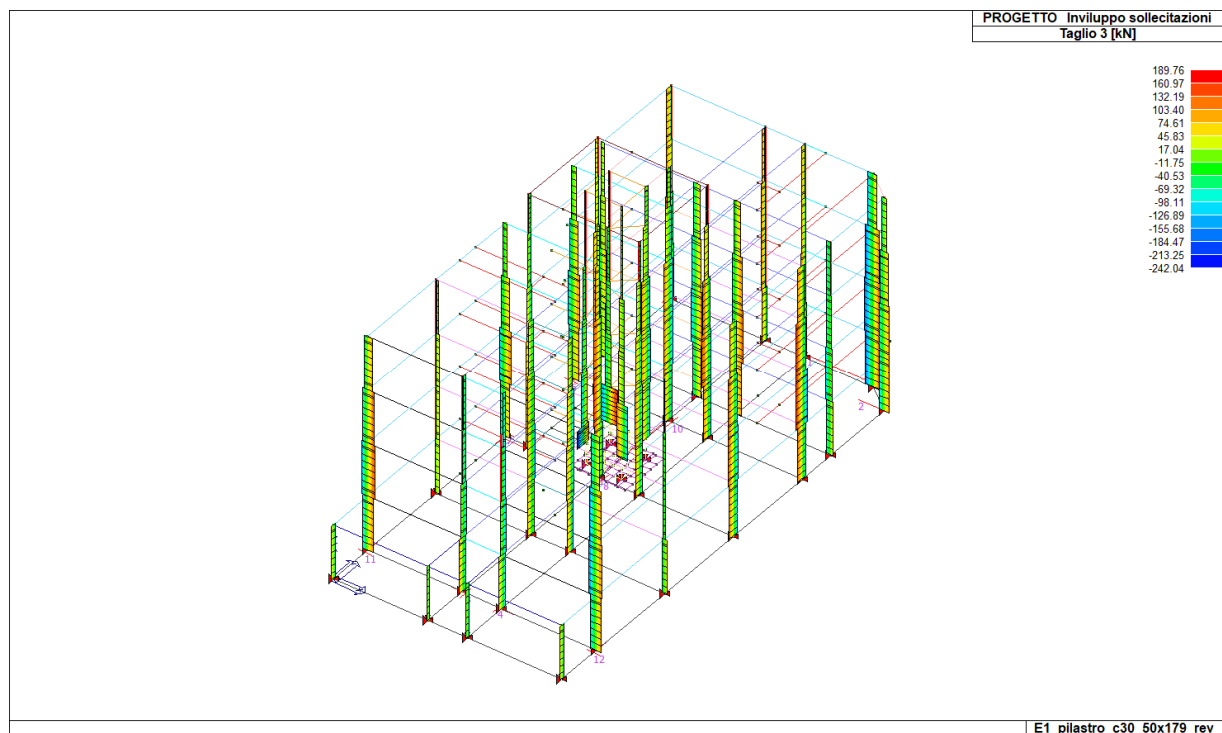


Figura 6.62 – Involuppo sforzo di taglio SLU/SLV (taglio V3)

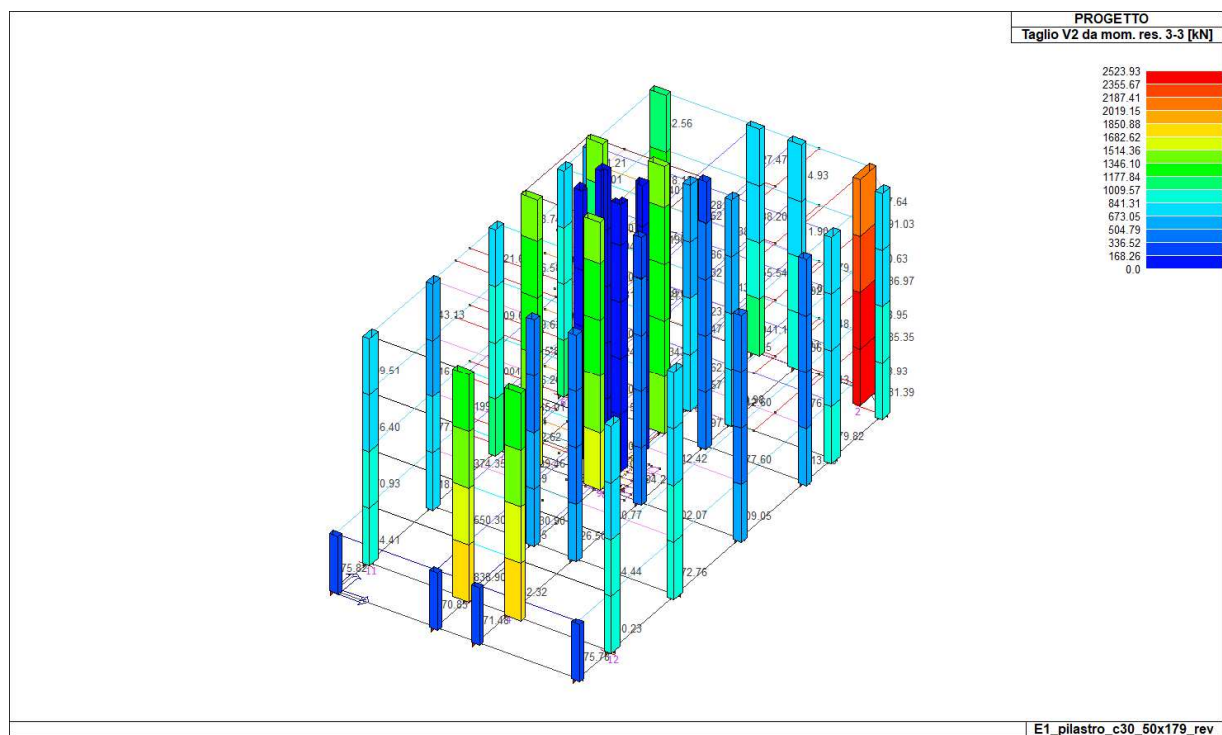


Figura 6.63 – Sforzo di taglio V2 da gerarchia delle resistenze (valore di taglio per cui si effettua la verifica)

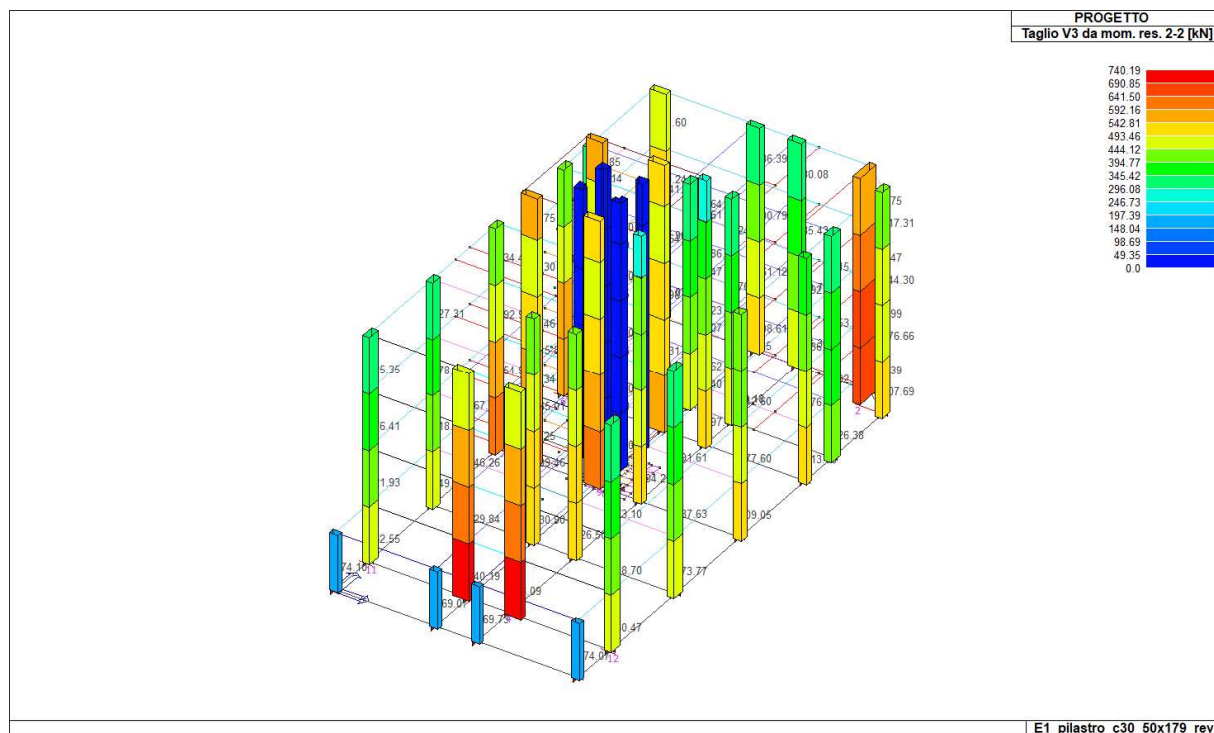


Figura 6.64 – Sforzo di taglio V2 da gerarchia delle resistenze (valore di taglio per cui si effettua la verifica)

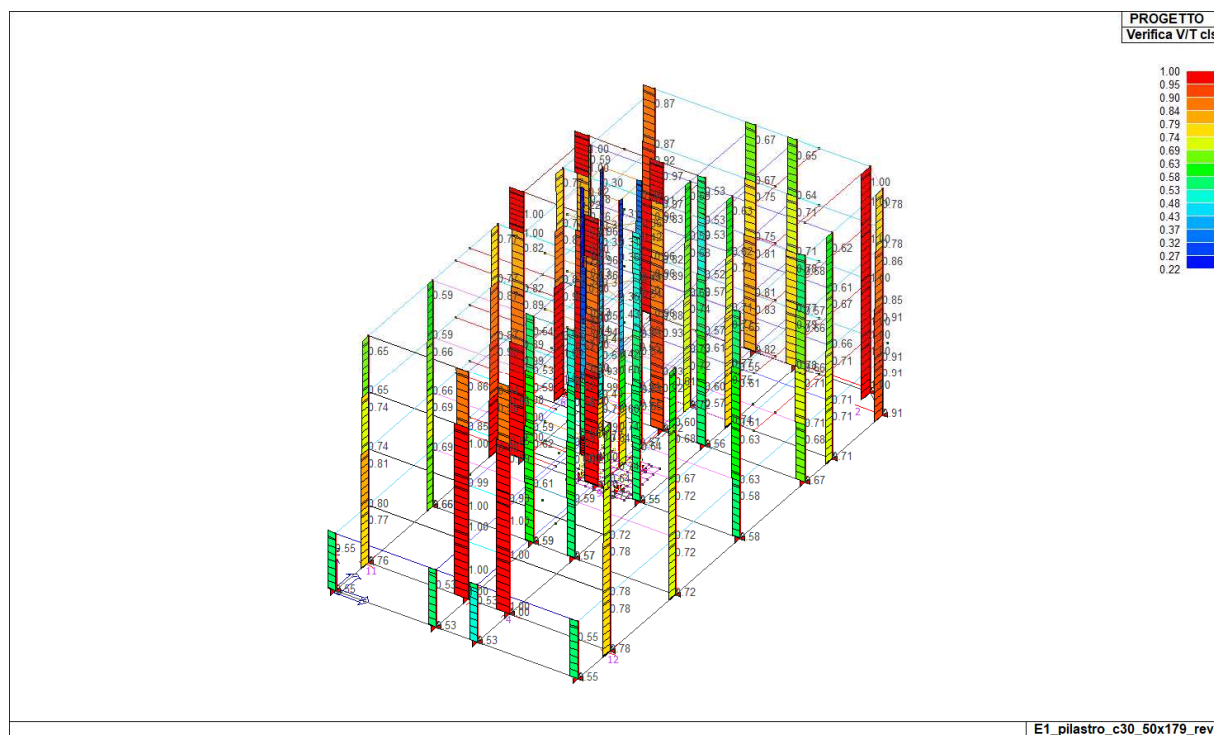


Figura 6.65 – Verifica V/T cls: riporta il valore della verifica a taglio e torsione lato calcestruzzo (verifica se $D/C < 1$)

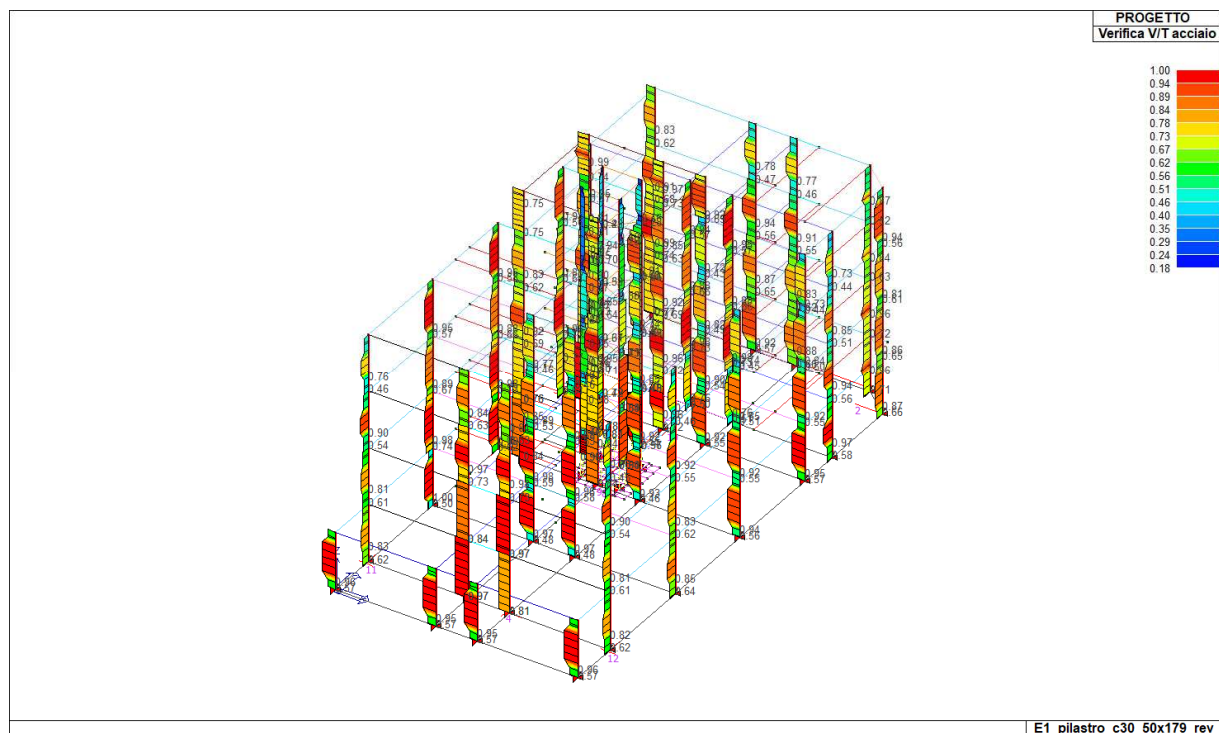


Figura 6.66 – Verifica V/T acciaio: riporta il valore della verifica a taglio e torsione lato acciaio (verifica se $D/C < 1$)

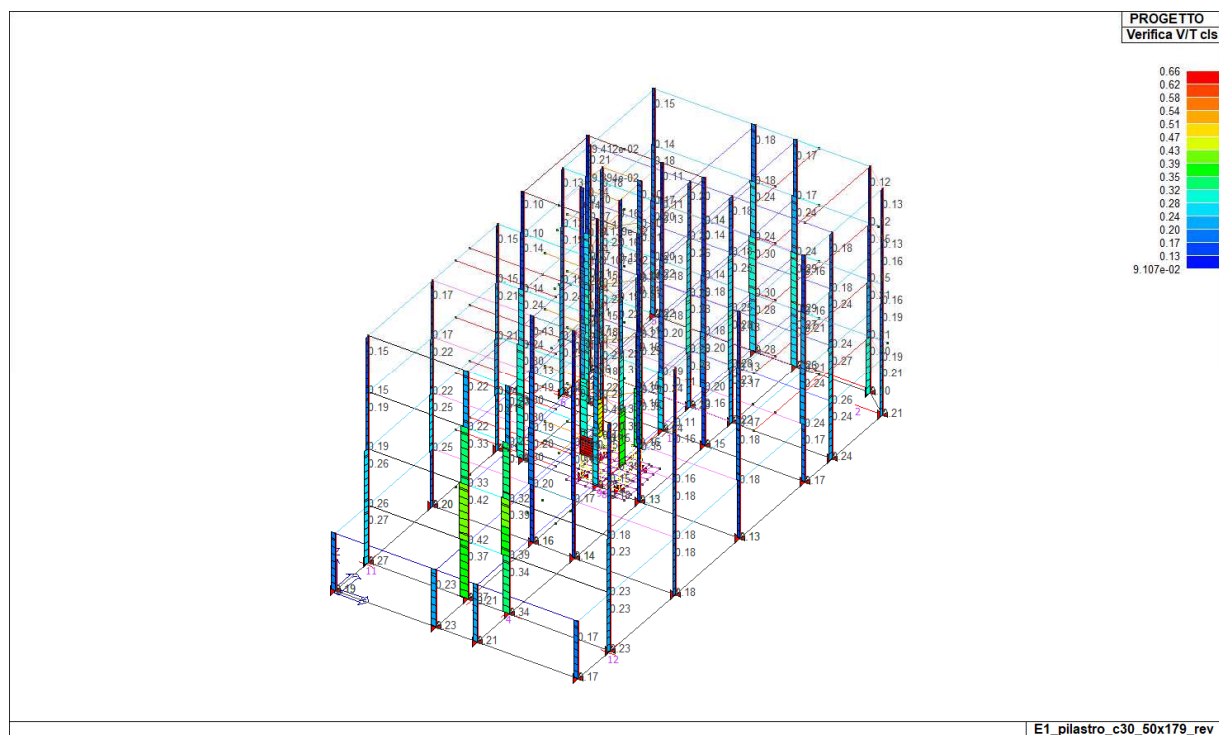


Figura 6.67 – Verifica V/T cls (SLD): riporta il valore della verifica a taglio e torsione lato calcestruzzo (verifica se $D/C < 1$)

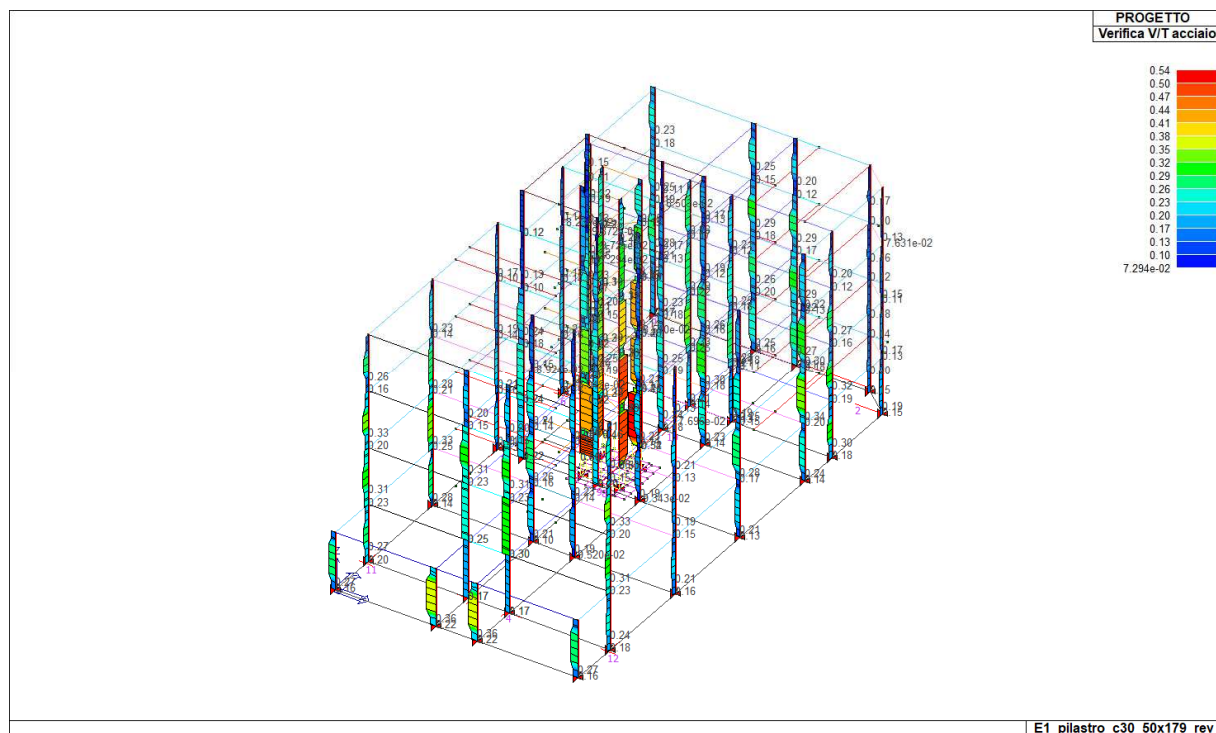


Figura 6.68 – Verifica V/T acciaio (SLD): riporta il valore della verifica a taglio e torsione lato acciaio (verifica se $D/C < 1$)

6.6.4 Verifiche di Resistenza dei Nodi Trave – Pilastro

Si definisce nodo la zona del pilastro che si sovrappone alle travi in esso concorrenti.

Secondo quanto definito dalle NTC 2018 al § 7.4.4.3, si distinguono due tipi di nodi:

- interamente confinati: quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave; il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- non interamente confinati: quando non appartenenti alla categoria precedente.

Secondo quanto prescritto al § C7.4.4.3 della Circolare n.7/2019 alle NTC 2018, le verifiche di resistenza dei nodi si applicano a strutture in "CDB" limitatamente ai nodi non interamente confinati.

Si riportano di seguito le verifiche eseguite in automatico sui nodi.

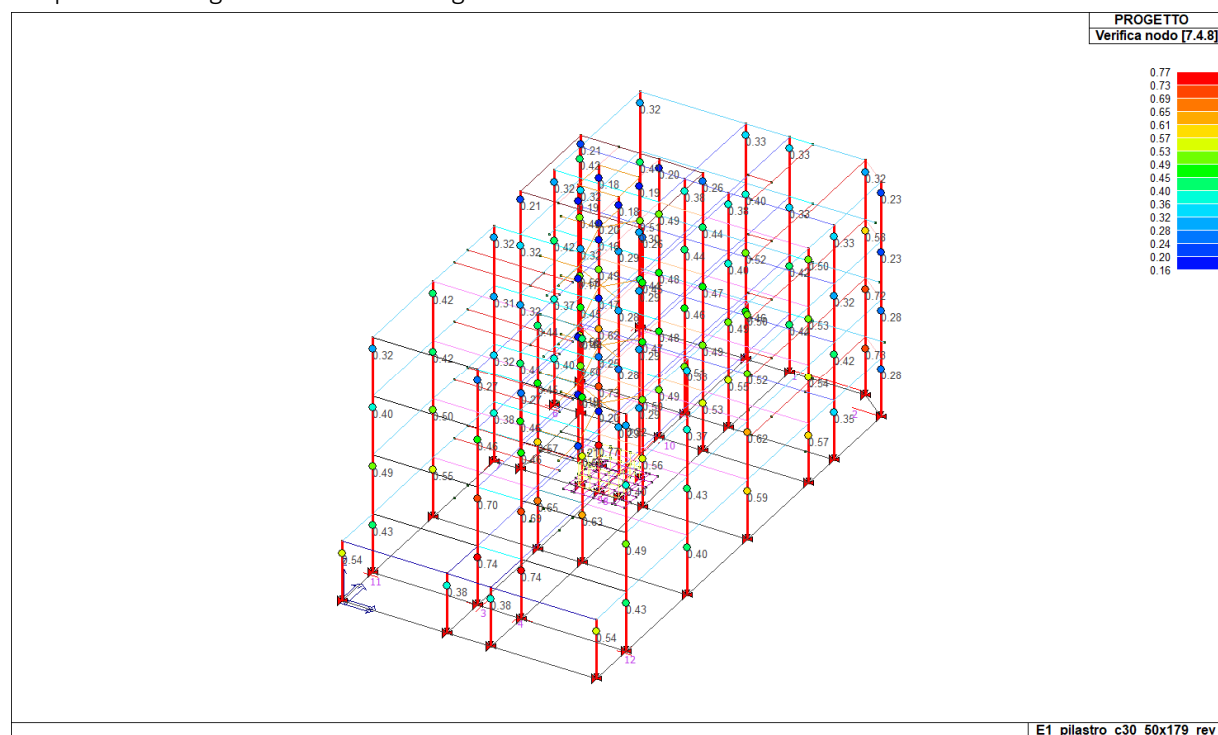


Figura 6.69 – Verifica nodi: l'immagine riporta l'esito della verifica lato calcestruzzo del nodo trave pilastro (formula 7.4.8 NTC) la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è <1 (verifica se $D/C < 1$).

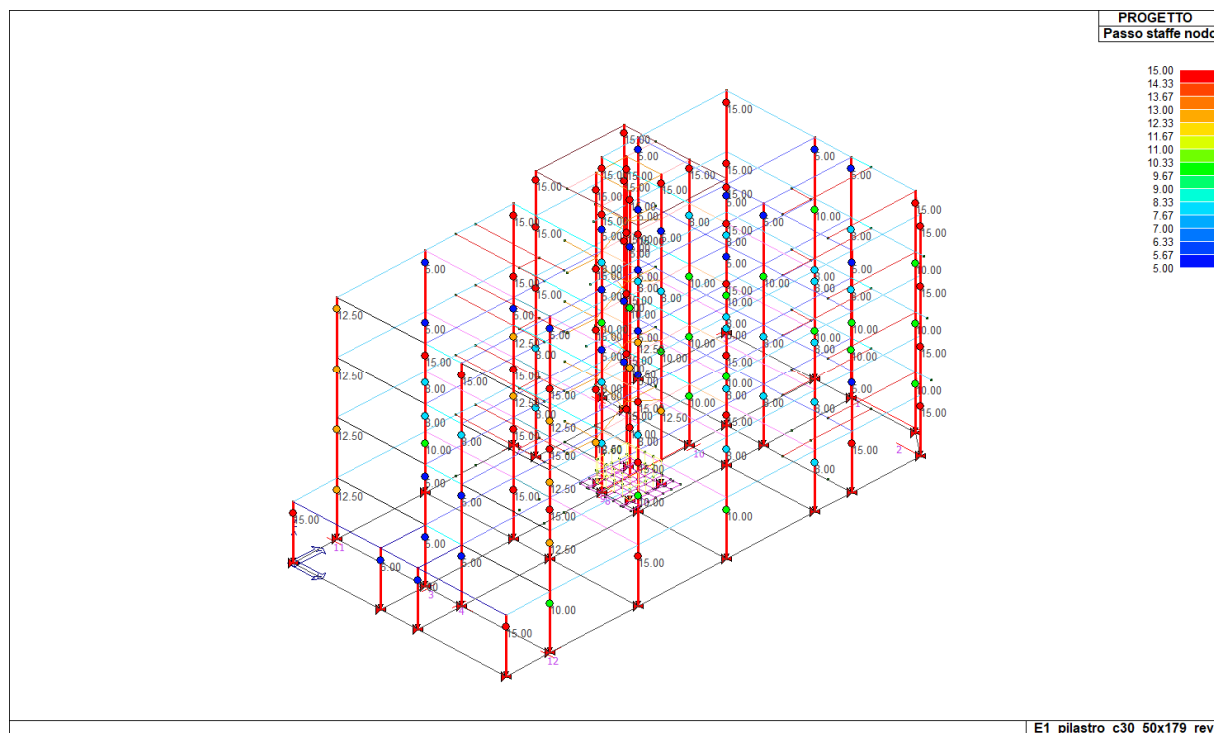


Figura 6.70 – Passo delle staffe del nodo richiesto per il soddisfacimento delle verifiche espresso in cm

6.6.5 Verifiche duttilità (elementi verticali primari)

Le verifiche di duttilità, in accordo con il §7.4.6.2.2 vengono soddisfatte attraverso il soddisfacimento delle limitazioni di armatura previste per ciascuna zona dissipativa

Si riporta inoltre il controllo delle limitazioni seguenti:

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

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

In ogni caso alle estremità di tutti i pilastri primari, per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative, il rapporto ω_{wd} definito in [7.4.30] deve essere non minore di 0,08:

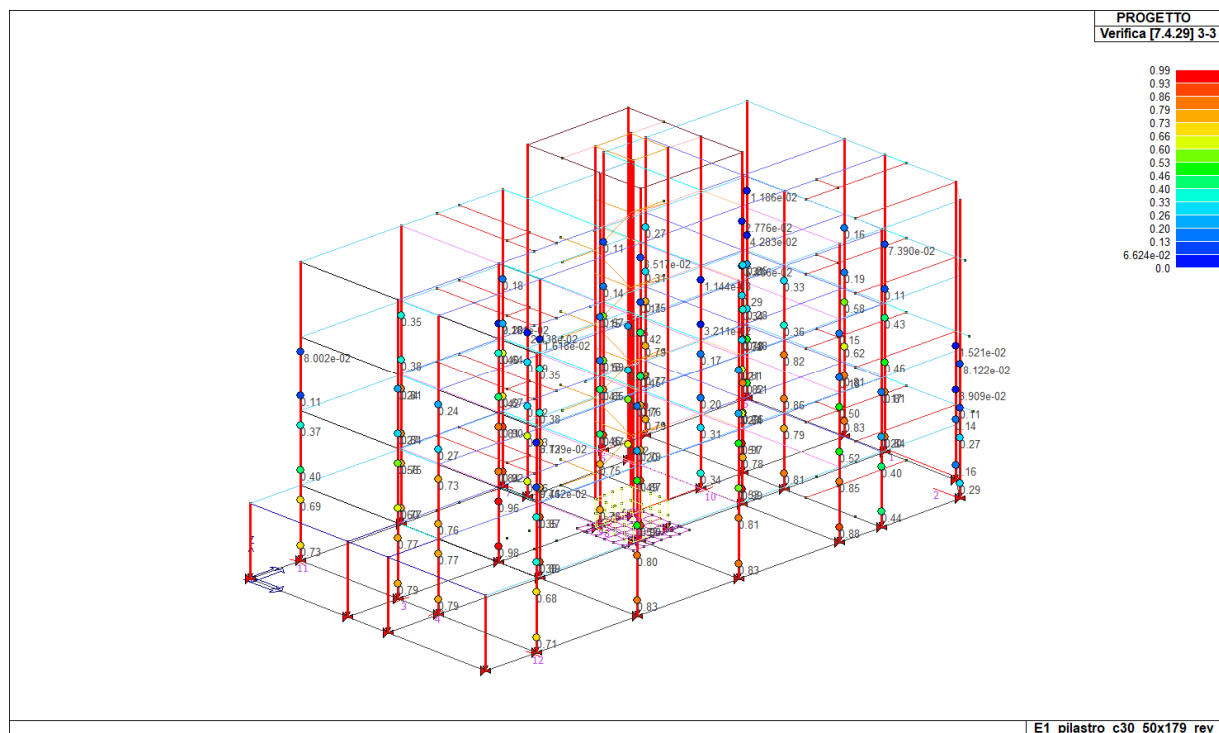


Figura 6.71 – Verifica 7.4.29 DIR 2-2: esito della verifica di duttilità secondo la formula 7.4.29 del D.M.2018. Il valore in mappa rappresenta il rapporto tra la parte a sinistra della disequazione e quella a destra, pertanto la verifica è soddisfatta se il valore in mappa è < 1

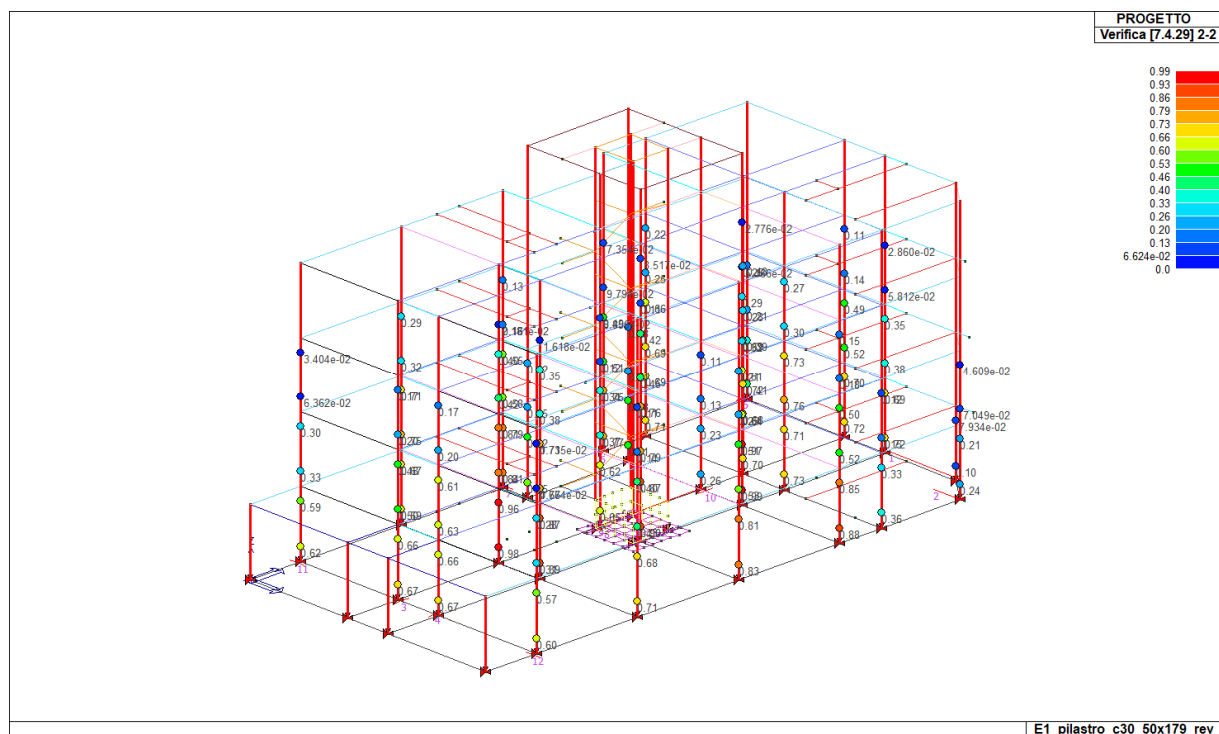


Figura 6.72 – Verifica 7.4.29 DIR 3-3: esito della verifica di duttilità secondo la formula 7.4.29 del D.M.2018. Il valore in mappa rappresenta il rapporto tra la parte a sinistra della disequazione e quella a destra, pertanto la verifica è soddisfatta se il valore in mappa è < 1

6.6.6 Verifiche SLE – Tensione

Si riportano nel seguito i grafici di output delle verifiche delle tensioni allo SLE

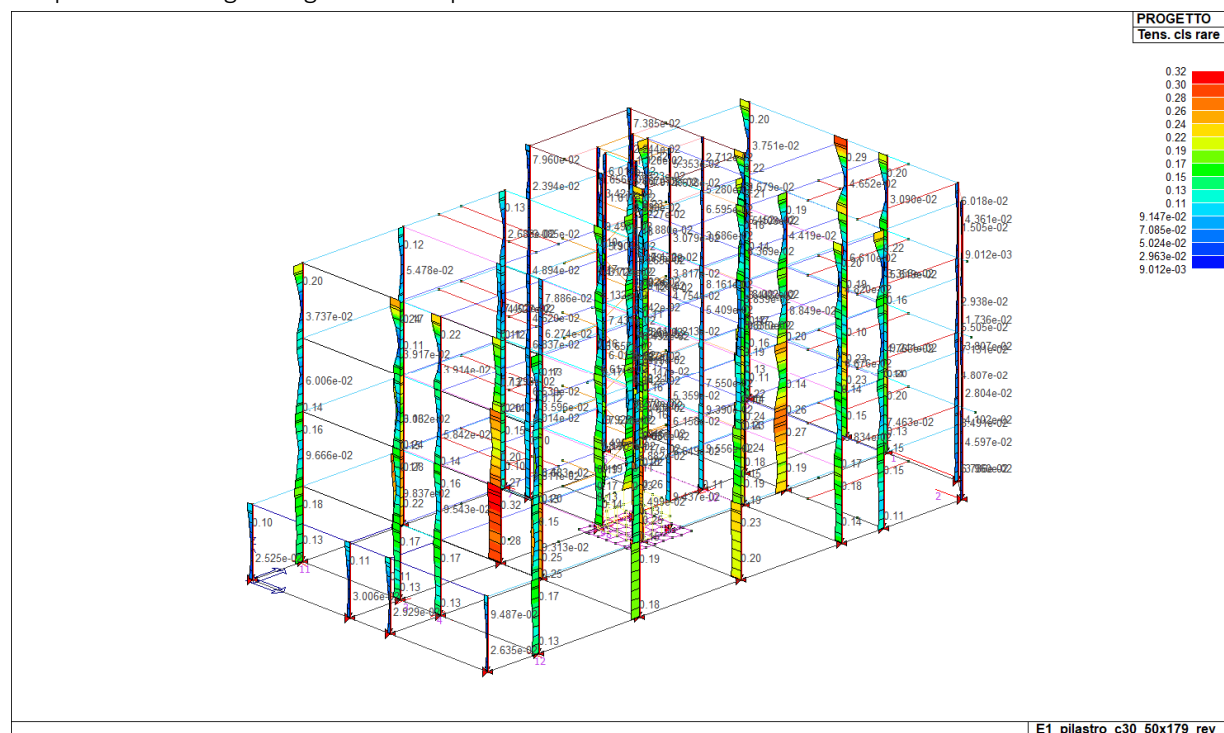


Figura 6.73 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di tensione agli stati limite di esercizio tensioni cls per la combinazione rara (verifica se $D/C < 1$ rapporto normalizzato).

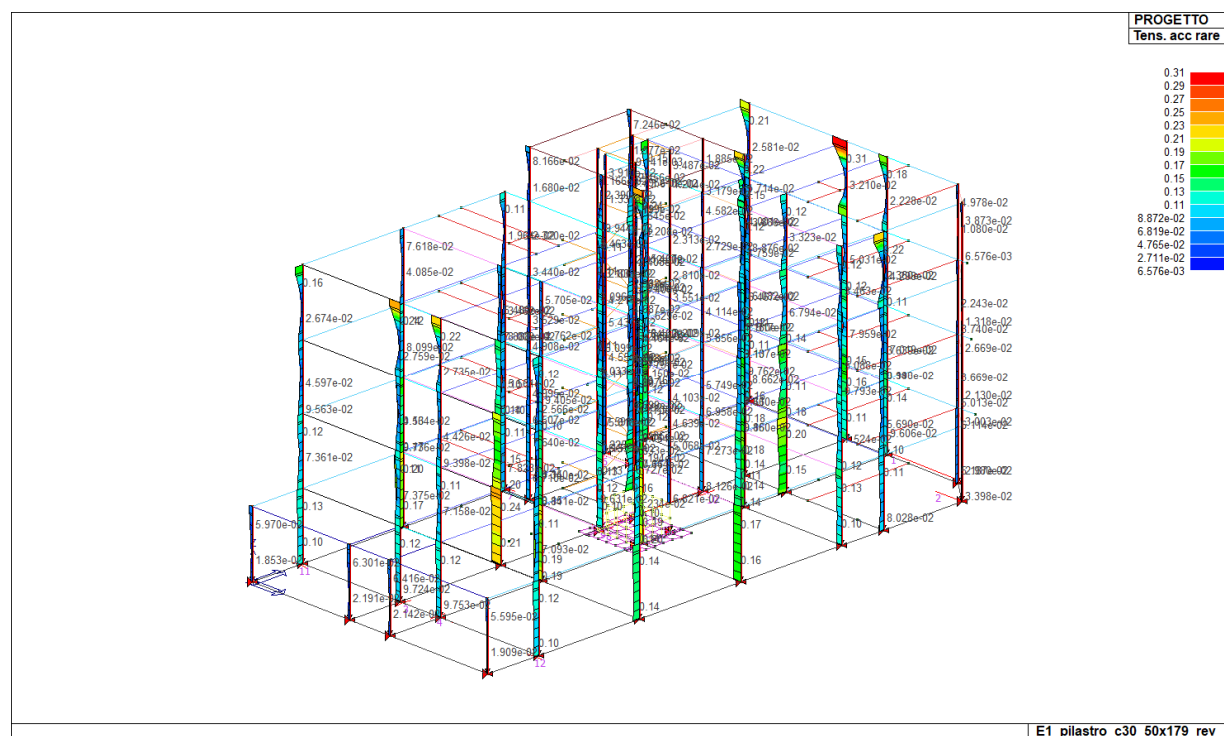


Figura 6.74 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di tensione agli stati limite di esercizio tensioni acciaio per la combinazione rara (verifica se $D/C < 1$ rapporto normalizzato).

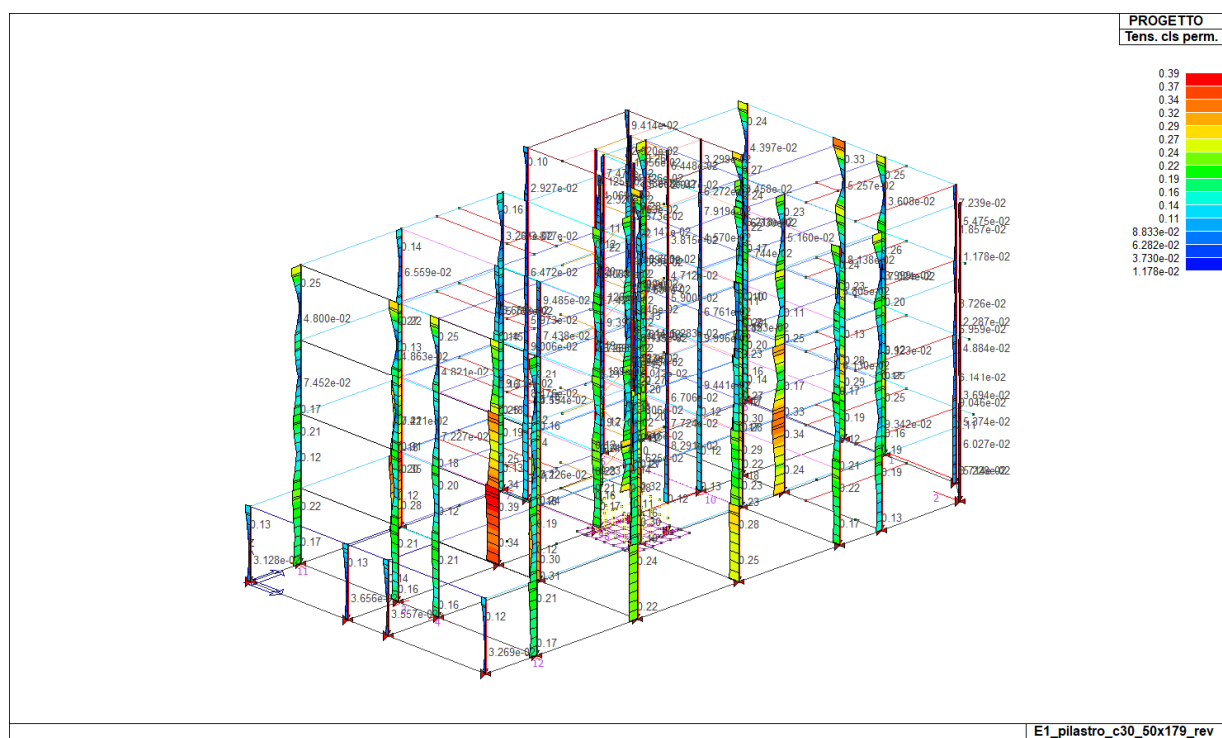
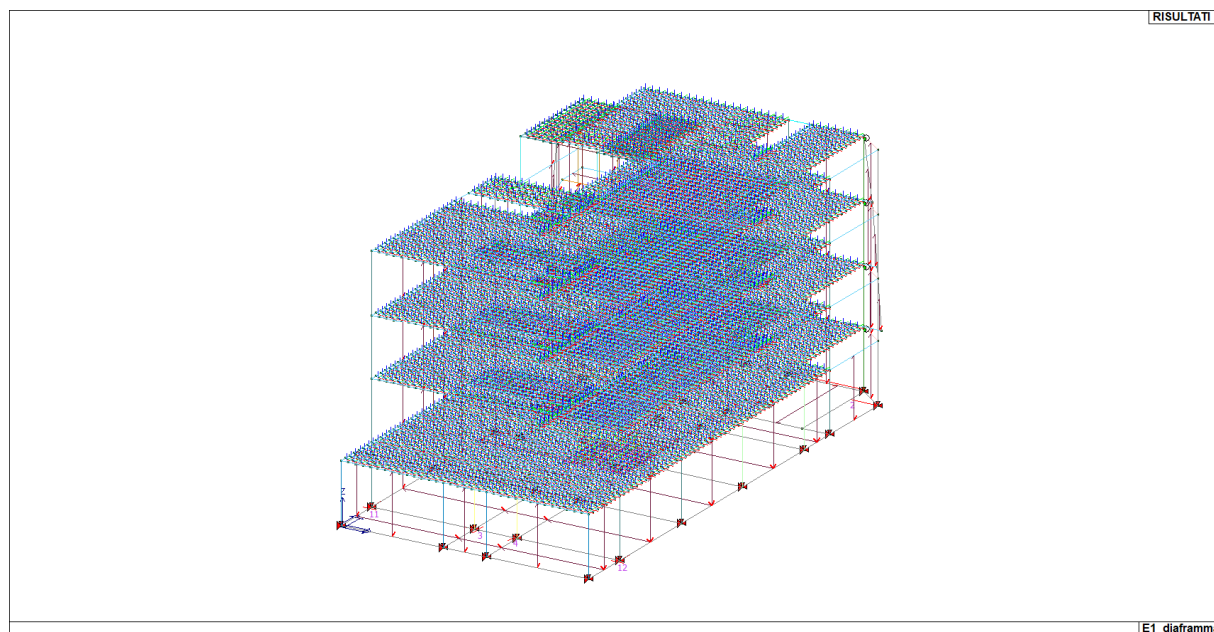


Figura 6.75 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di tensione agli stati limite di esercizio tensioni acciaio per la combinazione permanente (verifica se $D/C < 1$ rapporto normalizzato).

6.7 Verifica diaframmi di piano

In tale paragrafo si esegue la verifica degli orizzontamenti di cui al p.to 7.4.4.4.1 delle NTC 2018 secondo il quale gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30%.

Al fine di eseguire la verifica dei diaframmi di piano viene implementato un modello di calcolo in cui i diaframmi (soletta di spessore 5 cm) vengono modellati con elementi tipo shell. La resistenza è affidata alla sola soletta.



Lo sforzo normale resistente di trazione assorbito dalla rete corrente $\phi 6/10 \times 10$ risulta pari a:

$$N_{RD} = 100/10 \cdot \pi \cdot 6^2 / 4 \cdot 391 = 110552 \text{ N} = 110.55 \text{ kN}$$

Lo sforzo normale resistente di compressione è pari a:

$$N_{RD} = 1000 \times 50 \times 17.40 = 870000 \text{ N} = 870 \text{ kN}$$

Lo sforzo di taglio resistente considerando presente i bracci della rete risulta pari a:

$$\text{rete } \phi 6/10 \times 10 \Rightarrow V_{Rd} = 164 \text{ kN}$$

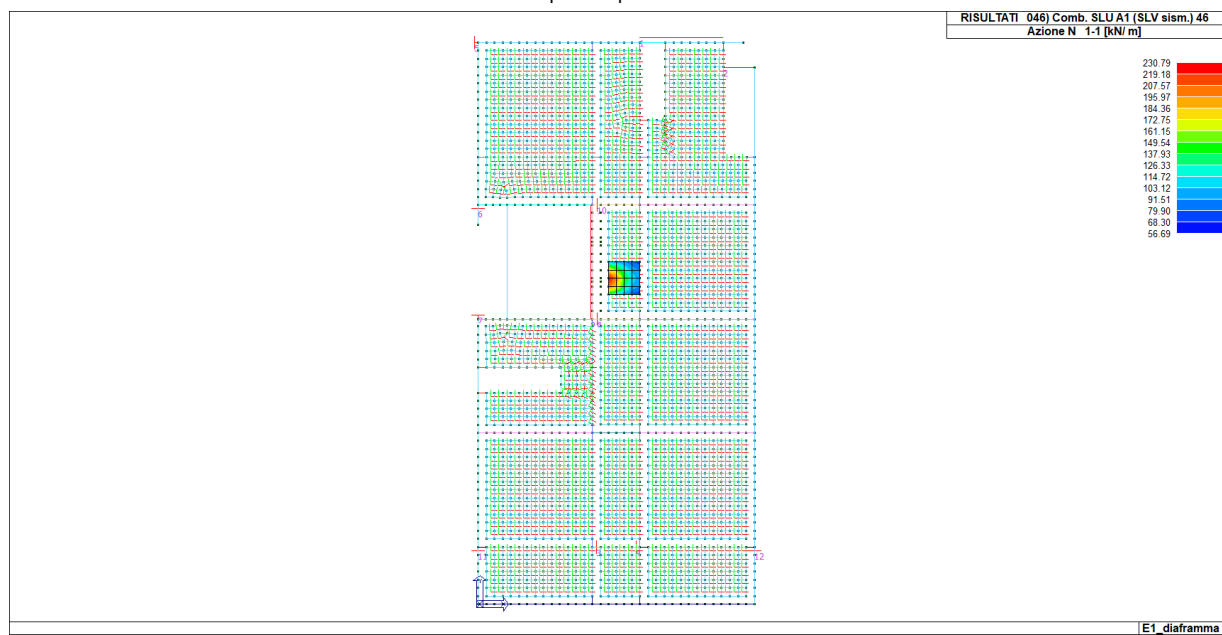
CALCOLO DEL TAGLIO RESISTENTE		
Dati		
$b=$	5 cm	Base sezione
$h=$	100 cm	Altezza sezione
$d'=$	2 cm	Copriferro asse armatura longitudinale
$f_{ck}=$	30.0 N/mm ²	Resistenza cilindrica caratteristica del cls
$\alpha_{cc}=$	0.85	Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine
$\phi=$	6 mm	Diametro armatura tesa
$n=$	7	Numero ferri in zona tesa
$N_{ed}=$	0.0 KN	Compressione verticale di progetto
$V_{ed}=$	10 KN	Taglio di progetto
SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Risultati		
$\sigma_{cp}=$	0.000 N/mm ²	Compressione media nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$)
$\rho_l=$	0.00404	Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa (≤ 0.02)
$f_{cd}=$	17.00 N/mm ²	Resistenza massima di calcolo del cls
$f_{sd}=$	391.3 N/mm ²	Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio
$d=$	98 cm	Altezza sezione
$k=$	1.45	
$v_{min}=$	0.335 N/mm ²	Tensione minima di resistenza a taglio del solo cls
$V_{Rd,min}=$	16 KN	Taglio minimo resistente
$V_{Rd,c}=$	20 KN	Taglio resistente di calcolo
$V_{Rd}=$	✓ 20 KN	Taglio resistente di progetto
CON ARMATURA A TAGLIO		
Dati		
$f_{yk}=$	450 N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
$n=$	1	Numero di braccia delle staffe
$\phi=$	6 mm	Diametro delle staffe
$p=$	10 cm	Passo delle staffe
Risultati		
$A_{sw}=$	2.83 cm ² /m	Area delle staffe per metro lineare di trave
$\theta=$	30.67 °	Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8° < q=45°
$ctg\theta=$	1.69	Cotangente di teta
$V_{Rds}=$	164 KN	Resistenza tiranti verticali (staffe)
$V_{Rdc}=$	164 KN	Resistenza puntone di cls
$V_{Rd,max}=$	208 KN	Resistenza massima nel calcestruzzo
$V_{Rd}=$	✓ 164 KN	Taglio resistente

AZIONE N1-1- (direzione longitudinale tessitura solaio)

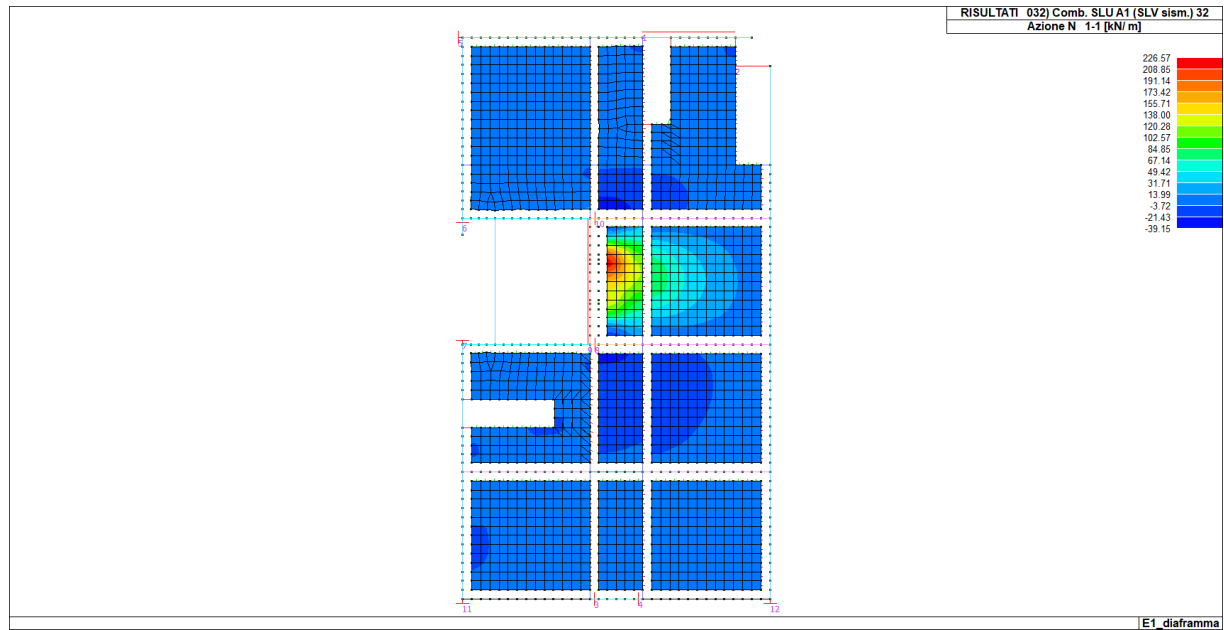
Primo solaio azione N11



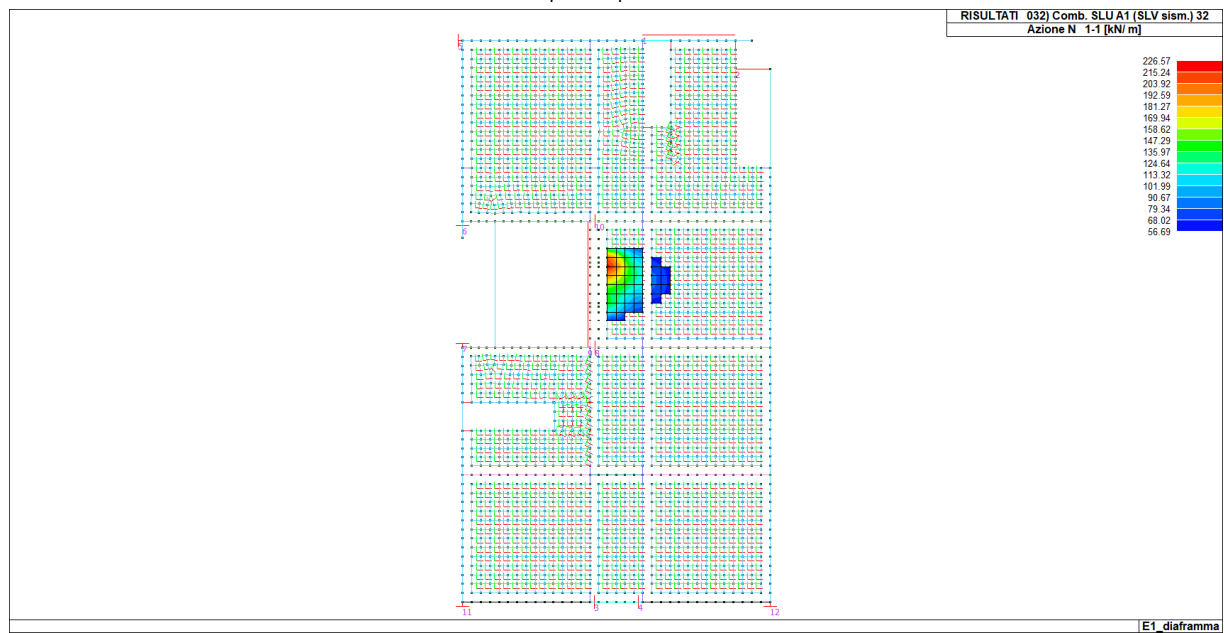
Si evidenzia la zona in cui lo sforzo normale supera quello resistente 100.55 kN



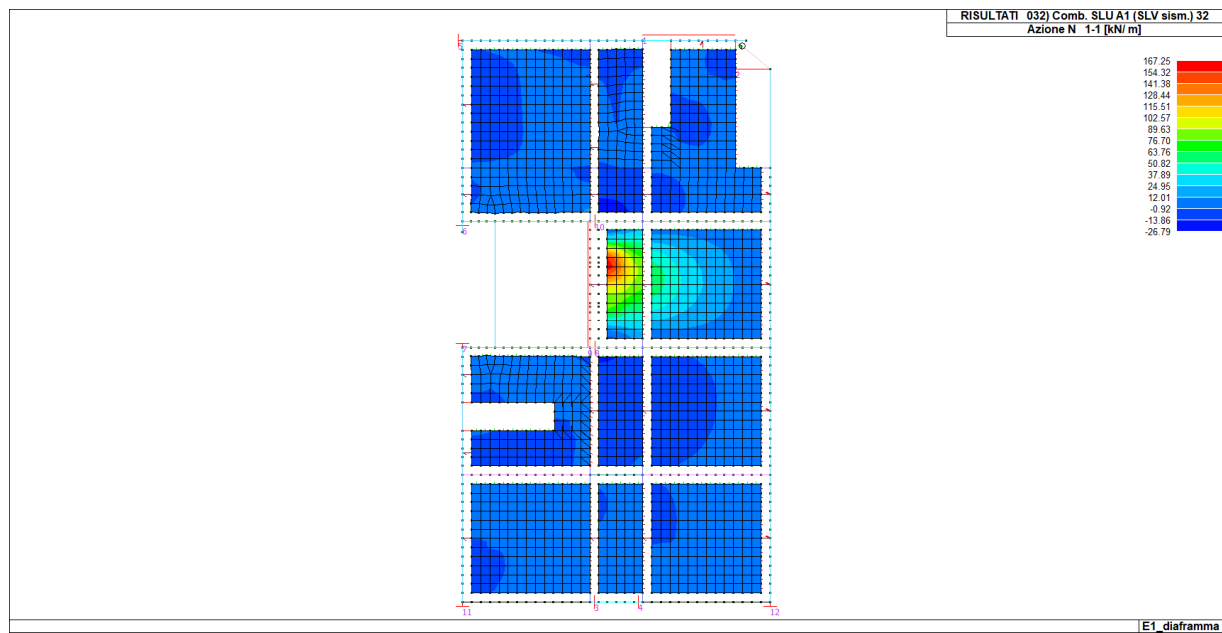
Secondo solaio azione N 1-1



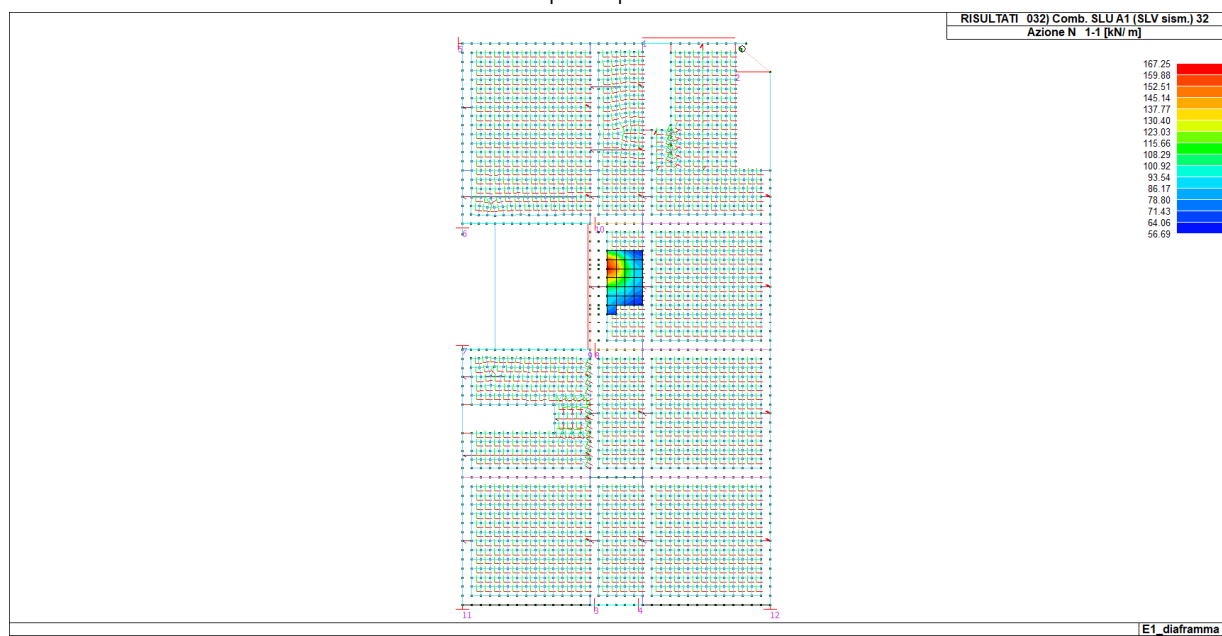
Si evidenzia la zona in cui lo sforzo normale supera quello resistente 100.55 kN



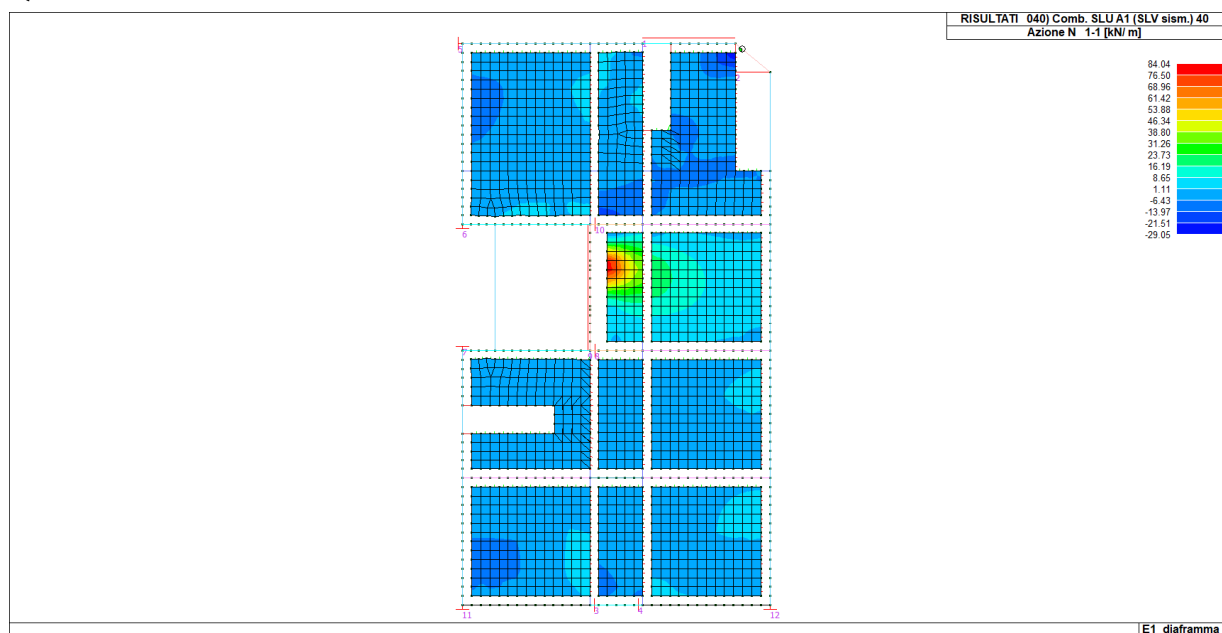
Terzo solaio N1-1



Si evidenzia la zona in cui lo sforzo normale supera quello resistente 100.55 kN



Quarto solaio azione N1-1



L'azione massima N1-1 che supera l'azione resistente offerta dalla rete corrente risulta concentrata nel campo di solaio prospiciente la scala. In tale zona lo sforzo normale nella soletta risulta pari a:

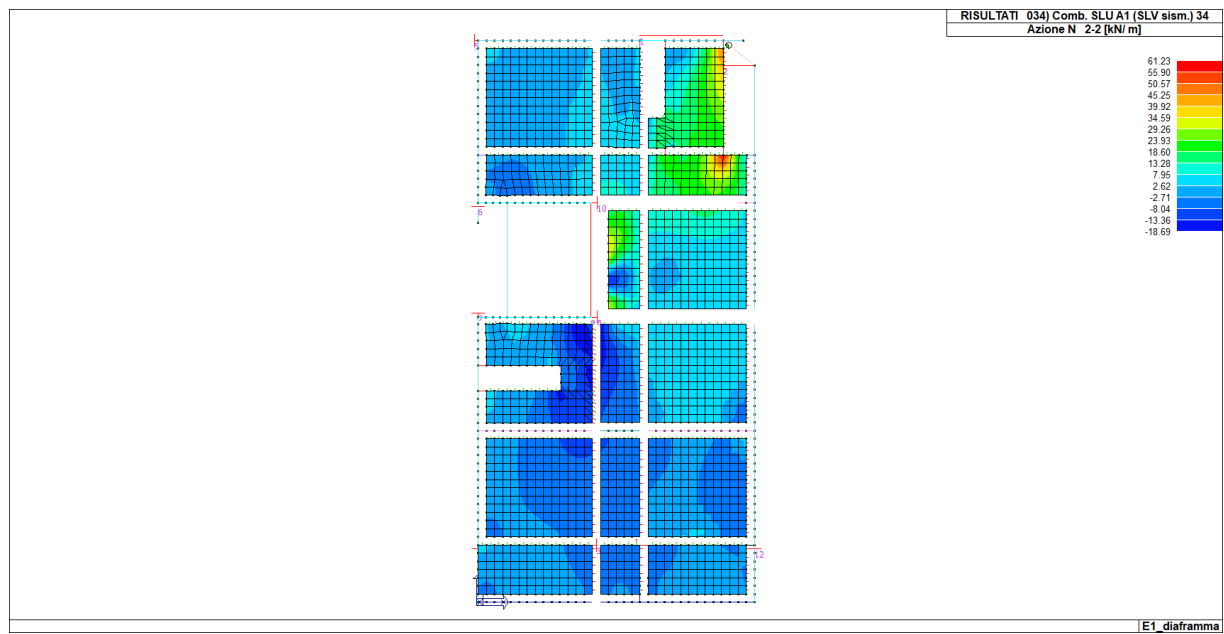
$$N_{ED} = 230.79 \text{ kN} \times 1.3 = 276.94 \text{ kN}$$

In tale zona, in corrispondenza delle zone di alleggerimento del solaio disposte ogni 56cm, saranno messi in opera 3 ϕ 16 e pertanto lo sforzo normale resistente sarà pari a:

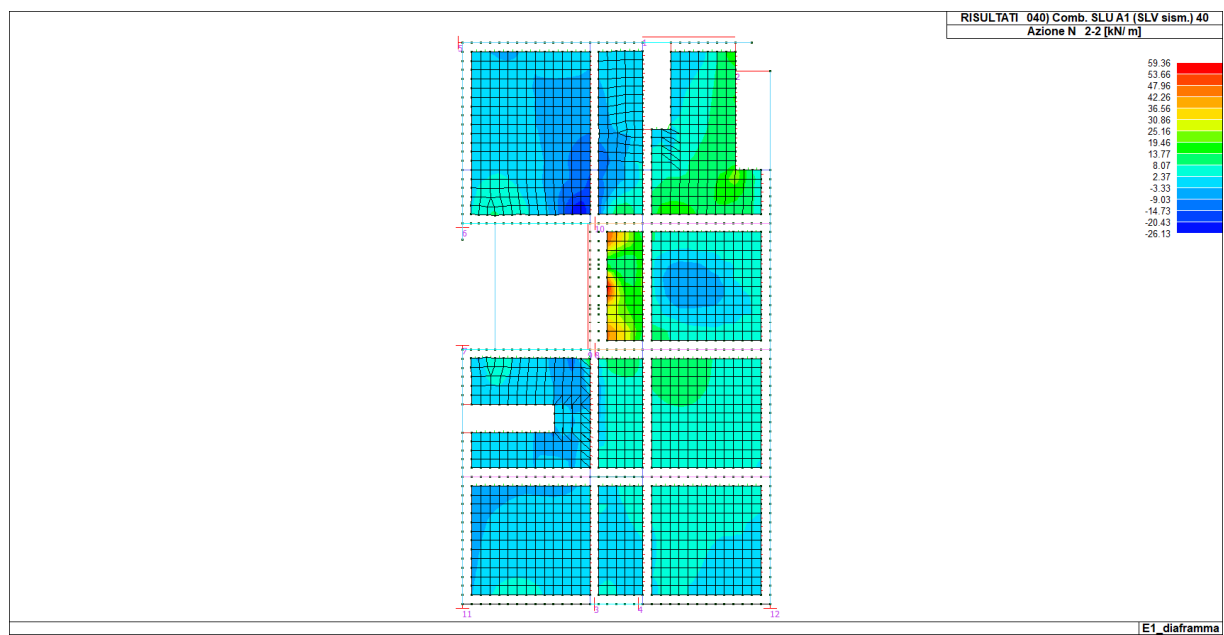
$$N_{RD} = (100/56) \times 3 \times \pi \times 14^2 / 4 \times 391 = 322445 \text{ N} = 322.45 \text{ kN}$$

AZIONE N2-2 (perpendicolare alla tessitura dei solai)

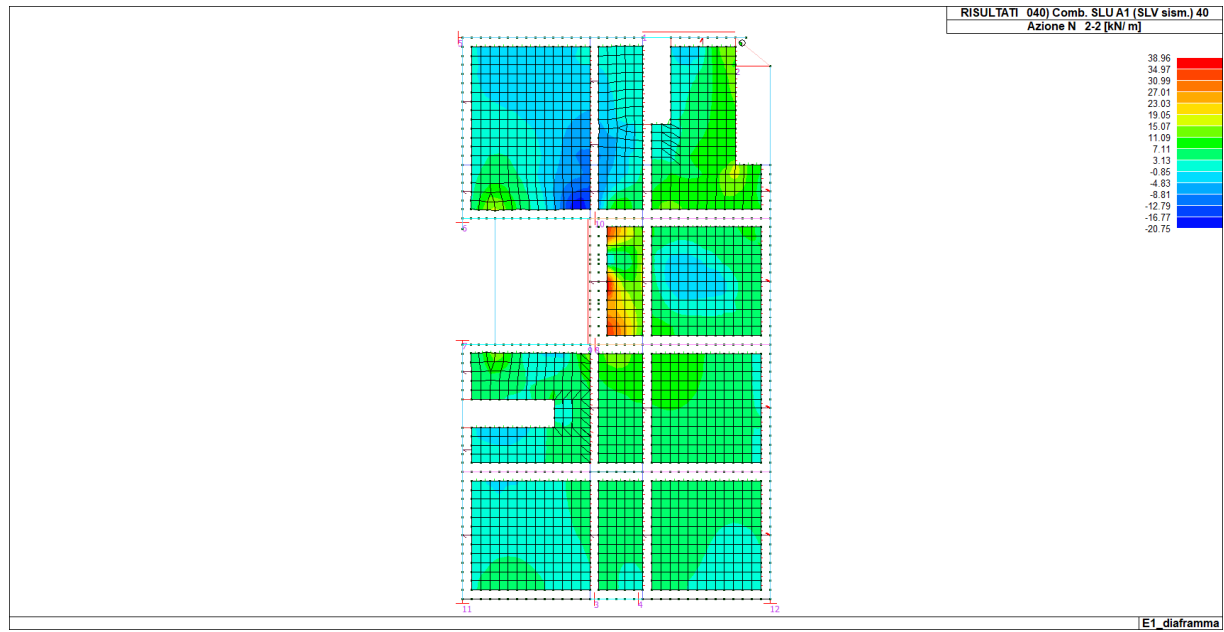
Primo solaio azione N22



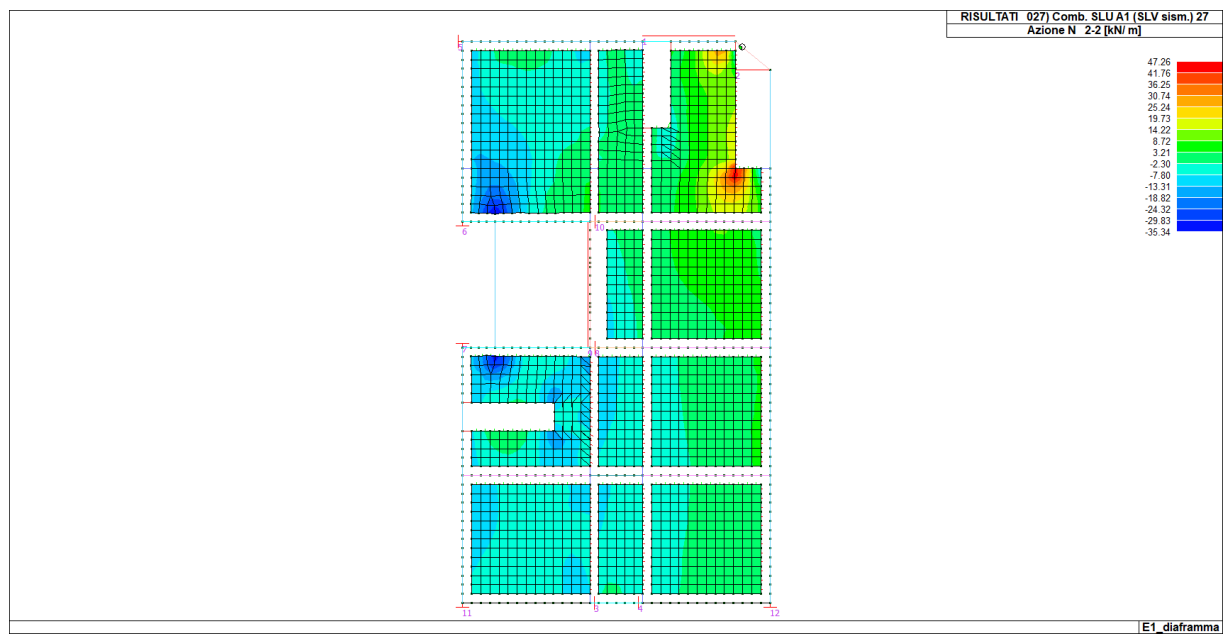
Secondo solaio azione N22



Terzo solaio azione N2-2



Quarto solaio azione N2-2



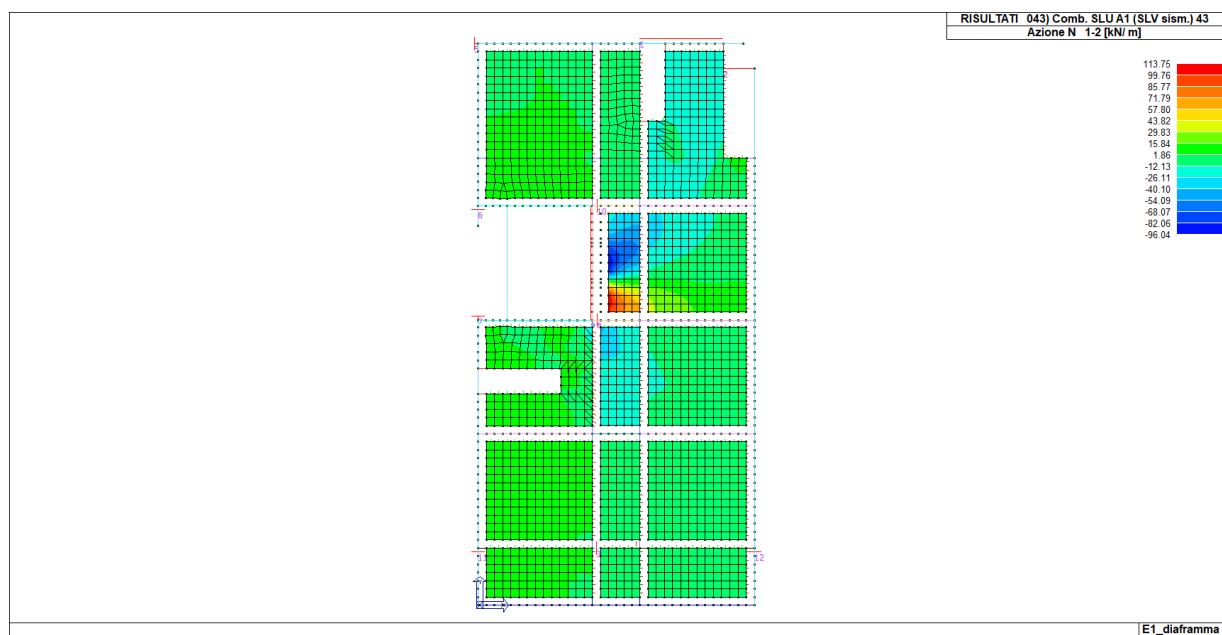
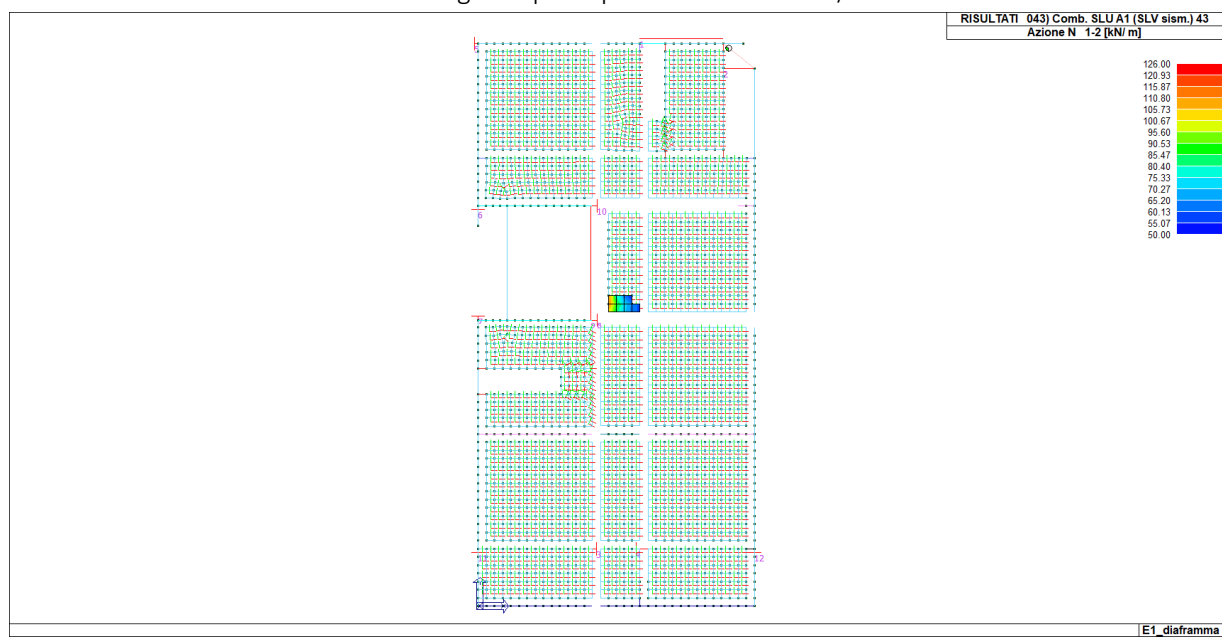
L'azione massima N 22 risulta pari a:

$$N_{ED} = 61.23 \text{ kN} \times 1.3 = 79.59 \text{ kN}$$

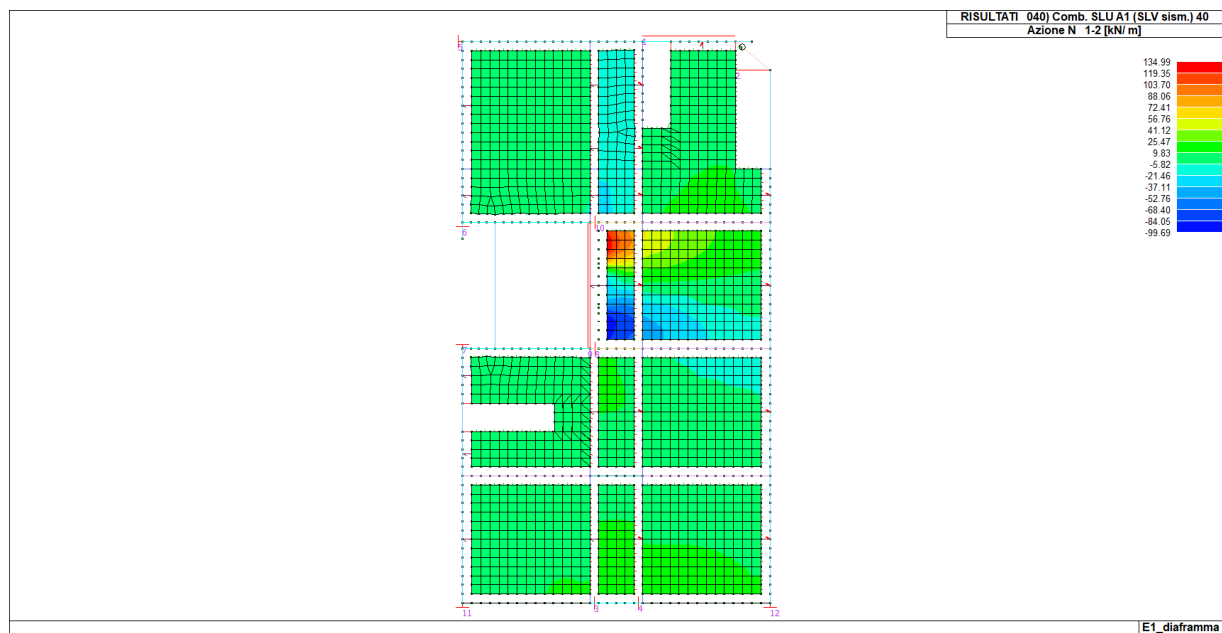
Tale sforzo risulta sempre assorbito dalla rete corrente

Azione N1-2 (azione tagliante)

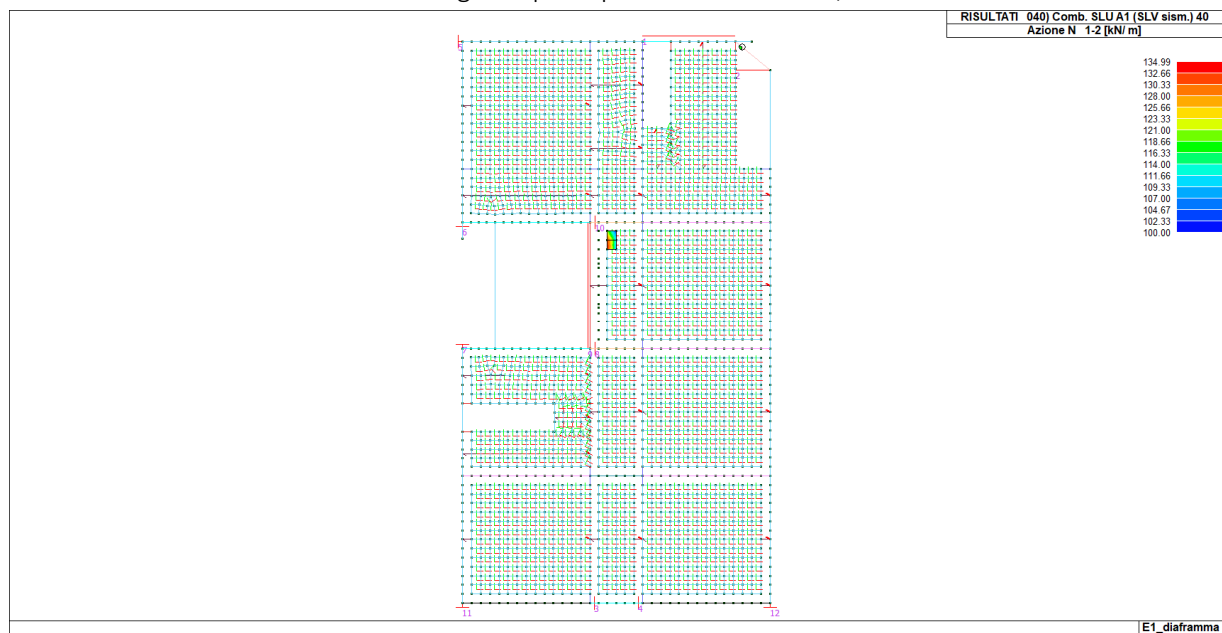
Primo solaio azione N1-2

Si evidenzia la zona in cui l'azione di taglio supera quella resistente $164/1.3=126$ kN

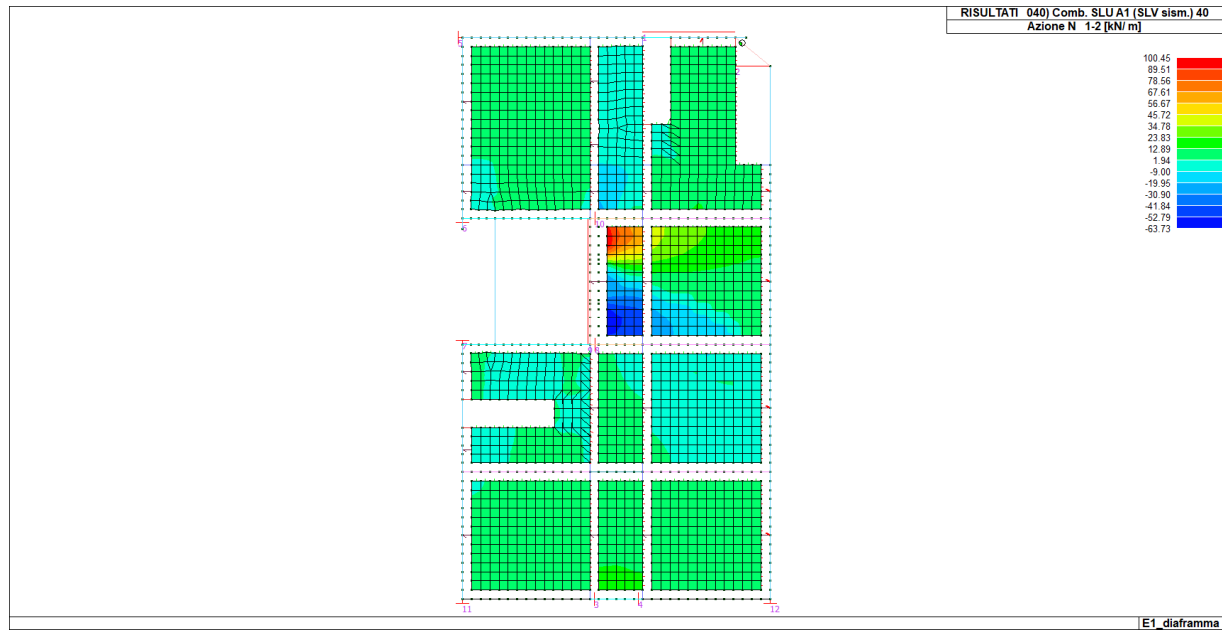
Secondo solaio azione N 1-2



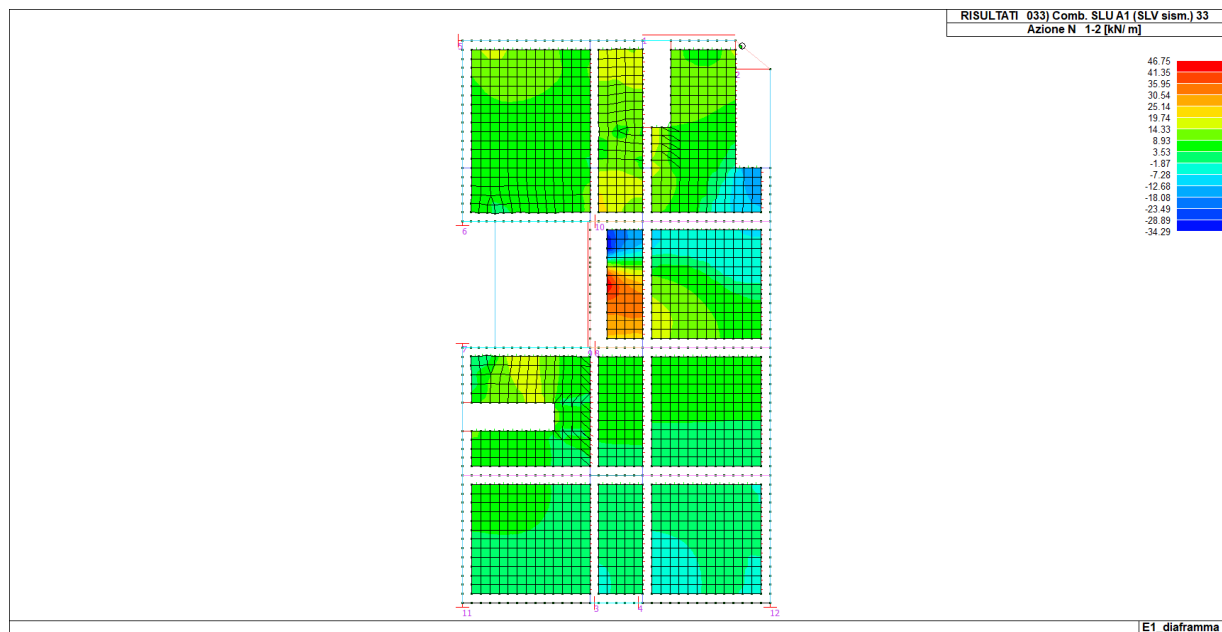
Si evidenzia la zona in cui l'azione di taglio supera quella resistente $164/1.3=126$ kN



Terzo solaio azione N1-2



Quarto solaio azione N1-2



L'azione massima N1-2 che supera l'azione resistente offerta dalla rete corrente (164 kN) risulta concentrata nel campo di solaio prospiciente la scala. In tale zona lo sforzo di taglio nella soletta risulta pari a:

$$V_{ED} = 134.99 \text{ kN} \times 1.3 = 175.48 \text{ kN}$$

In tale zona saranno messi in opera barre $\phi 12/20\text{cm}$ (in una direzione) e barre $3\phi 14/56$ nell'altra direzione e pertanto lo sforzo di taglio resistente sarà pari a:

$$V_{Rd} = 187\text{kN} > V_{ED} = 134.99 \text{ kN} \times 1.3 = 175.48 \text{ kN}$$

CALCOLO DEL TAGLIO RESISTENTE		
Dati		
$b=$	5 cm	Base sezione
$h=$	100 cm	Altezza sezione
$d'=$	2 cm	Copri ferro asse armatura longitudinale
$f_{ck}=$	30.0 N/mm ²	Resistenza cilindrica caratteristica del cls
$\alpha_{cs}=$	0.85	Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine
$\phi=$	6 mm	Diametro armatura tesa
$n=$	7	Numero ferri in zona tesa
$N_{Ed}=$	0.0 KN	Compressione verticale di progetto
$V_{Ed}=$	10 KN	Taglio di progetto
SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Risultati		
$\sigma_{cp}=$	0.000 N/mm ²	Compressione media nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$)
$\rho_l=$	0.00404	Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa (≤ 0.02)
$f_{cd}=$	17.00 N/mm ²	Resistenza massima di calcolo del cls
$f_{yk}=$	391.3 N/mm ²	Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio
$d=$	98 cm	Altezza sezione
$k=$	1.45	
$V_{min}=$	0.335 N/mm ²	Tensione minima di resistenza a taglio del solo cls
$V_{Rd,min}=$	16 KN	Taglio minimo resistente
$V_{Rd,c}=$	20 KN	Taglio resistente di calcolo
$V_{Rd}=$	✓ 20 KN	Taglio resistente di progetto
CON ARMATURA A TAGLIO		
Dati		
$f_{yk}=$	450 N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
$n=$	1	Numero di braccia delle staffe
$\phi=$	12 mm	Diametro delle staffe
$p=$	20 cm	Passo delle staffe
Risultati		
$A_{sw}=$	5.65 cm ² /m	Area delle staffe per metro lineare di trave
$\theta=$	45.00 °	Angolo di inclinazione del puntone di cls $21.8^\circ < \theta < 45^\circ$
$ctg\theta=$	1.00	Cotangente di teta
$V_{Rd,s}=$	195 KN	Resistenza tiranti verticali (staffe)
$V_{Rd,c}=$	187 KN	Resistenza puntone di cls
$V_{Rd,max}=$	208 KN	Resistenza massima nel calcestruzzo
$V_{Rd}=$	✓ 187 KN	Taglio resistente

7 SCHEMI RIEPILOGATIVI E VERIFICA ELEMENTI ED. E2

7.1 Premessa

Nel presente paragrafo ai fini della leggibilità dei risultati di calcolo vengono riportati:

- Schemi grafici dei dati di input
- Schemi grafici dell'input dei carichi al fine del controllo della corretta applicazione degli stessi;
- Schemi delle configurazioni deformate di output
- Schemi riepilogativi delle sollecitazioni massime ottenute per le diverse combinazioni di carico e per i diversi Stati Limite di verifica considerati nel calcolo (generalmente verranno riportati i valori massimi delle sollecitazioni ottenuti dall'involuppo delle diverse combinazioni di carico distinte per i diversi stati limite e per elemento strutturale)
- Verifiche elementi strutturali

7.2 Modello di calcolo

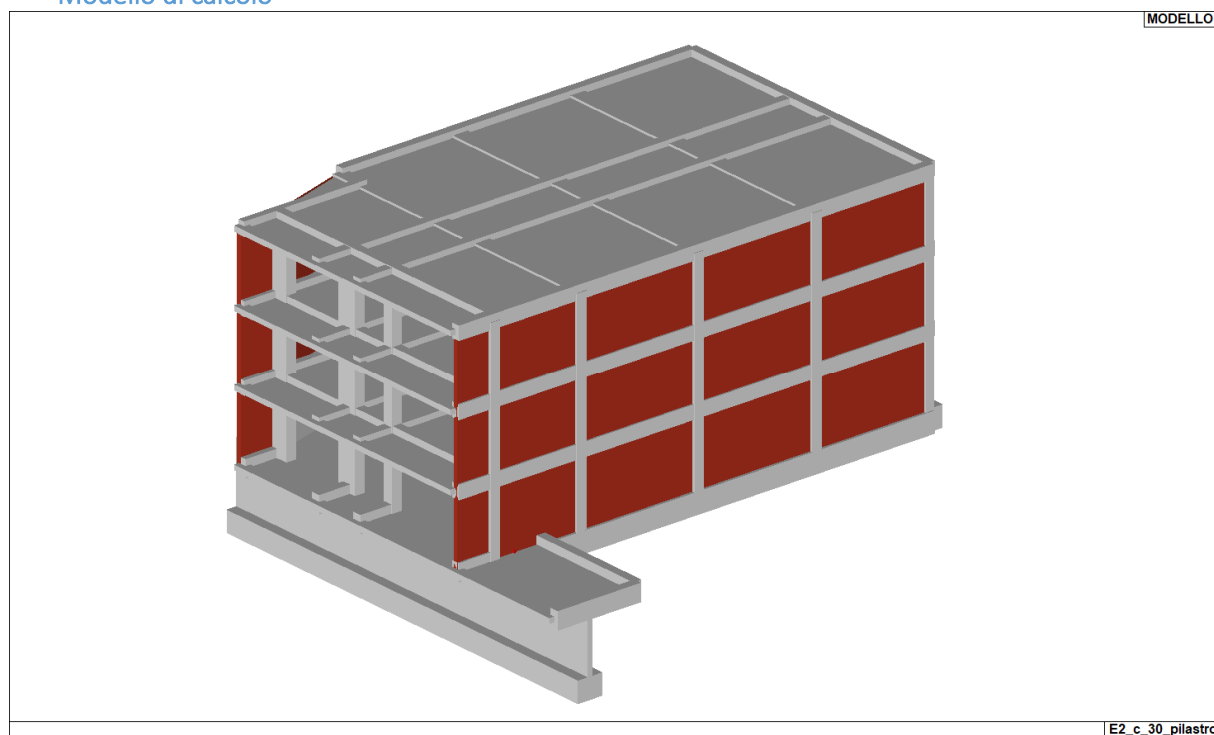


Figura 7.1 - Vista assometrica modello struttura in elevazione – comprensivo di solai e pannelli di tamponatura

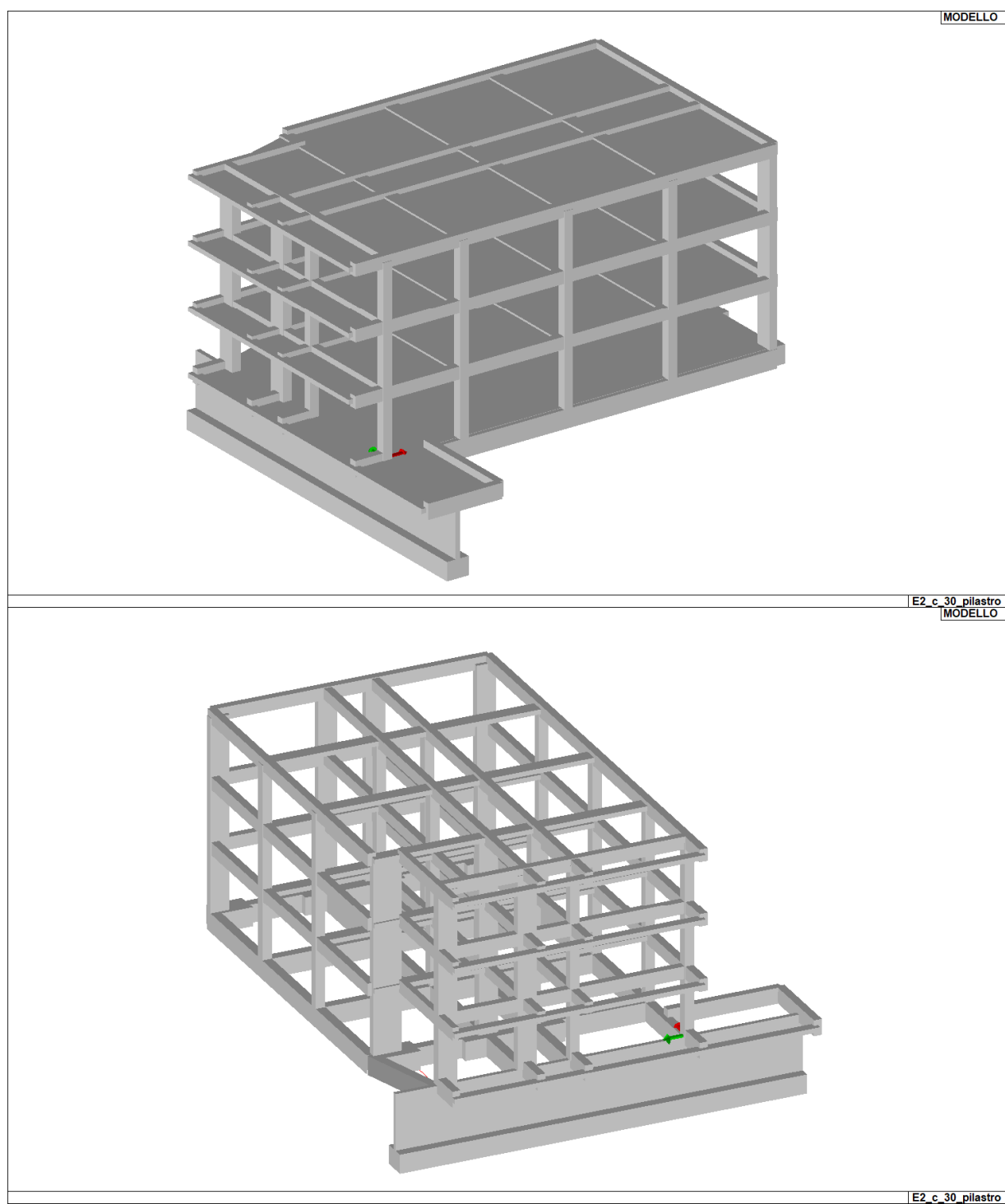


Figura 7.2 - Vista assometrica modello struttura in elevazione – comprensivo di solai

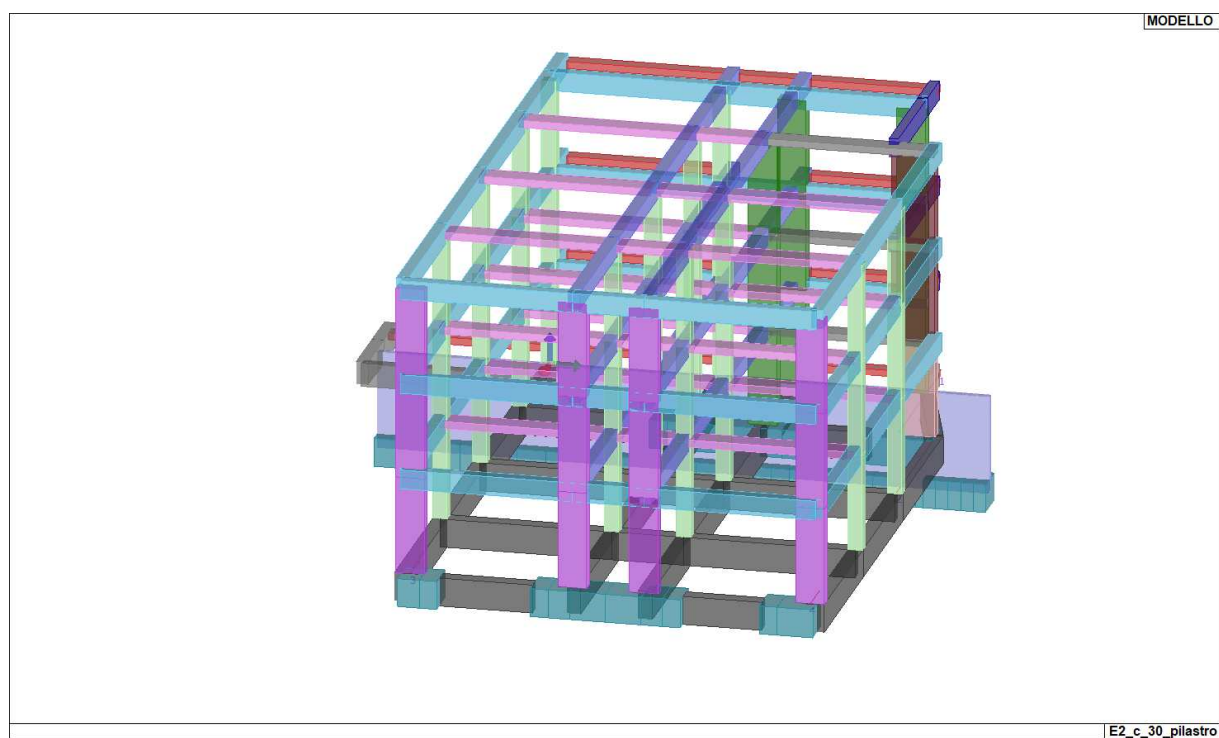


Figura 7.3 - Vista assonometrica modello struttura in elevazione – solo travi/pilastri

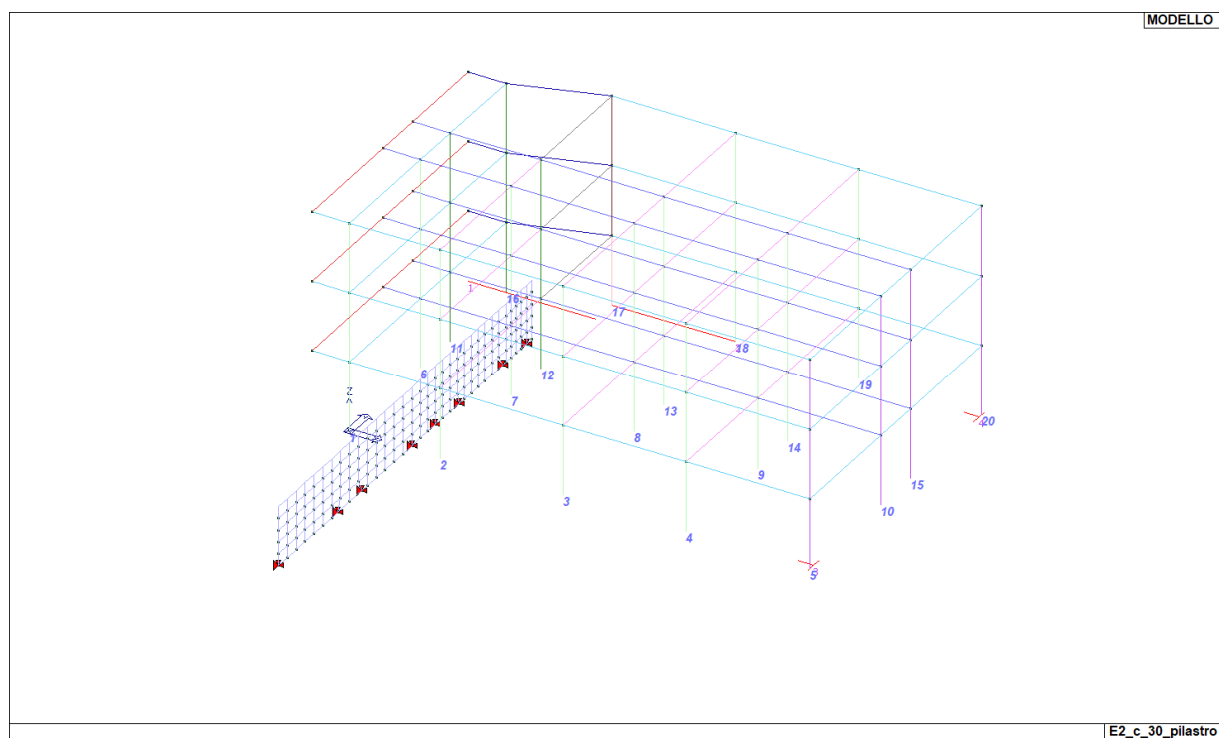


Figura 7.4 - Vista assonometrica unifilare con numerazione pilastri

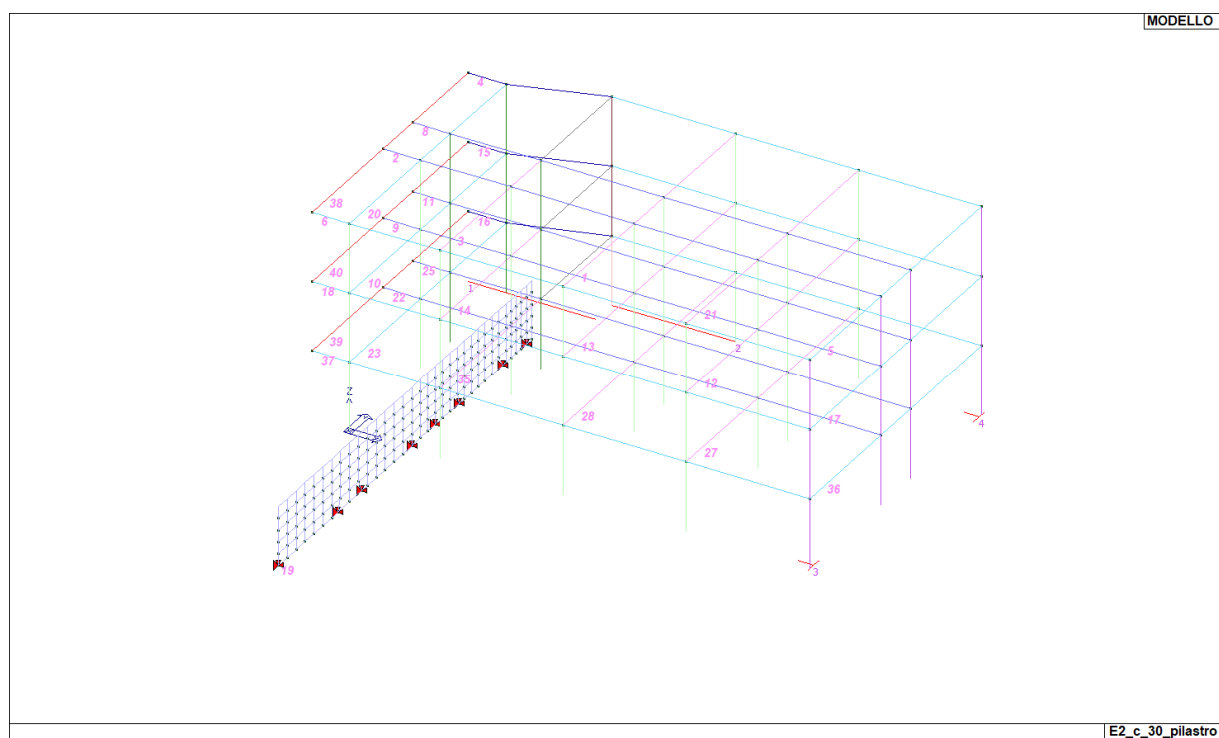
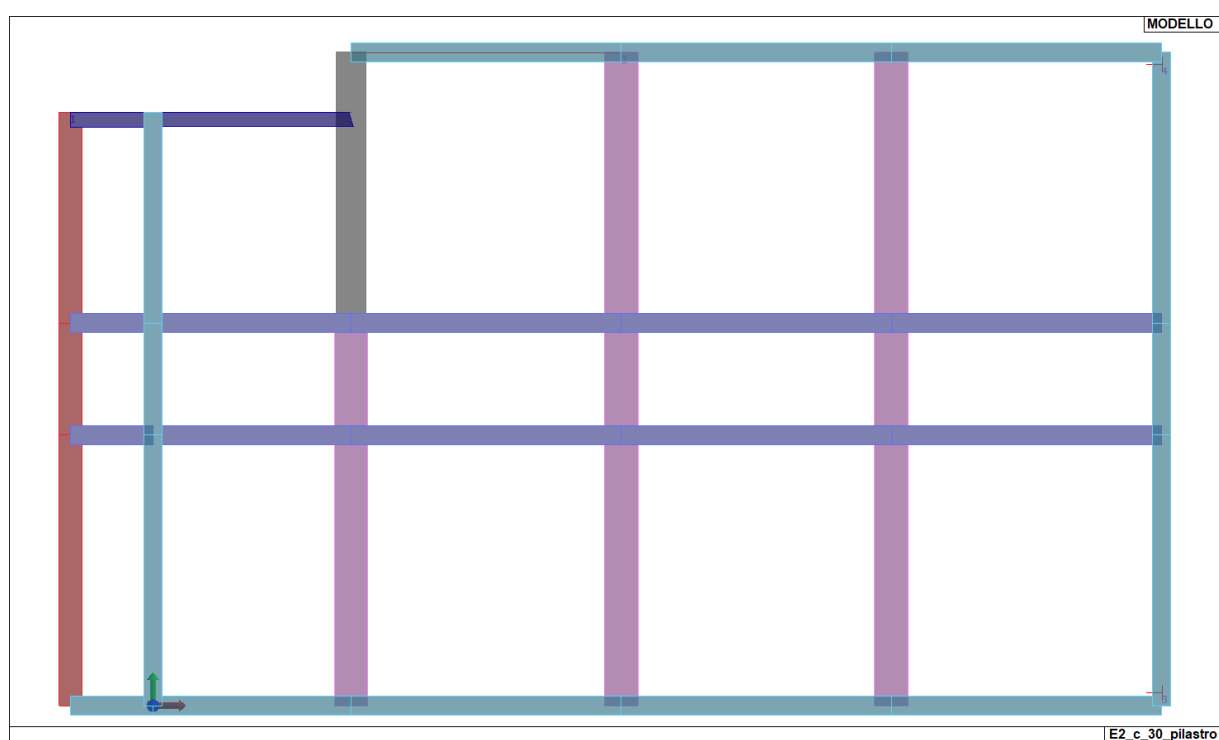
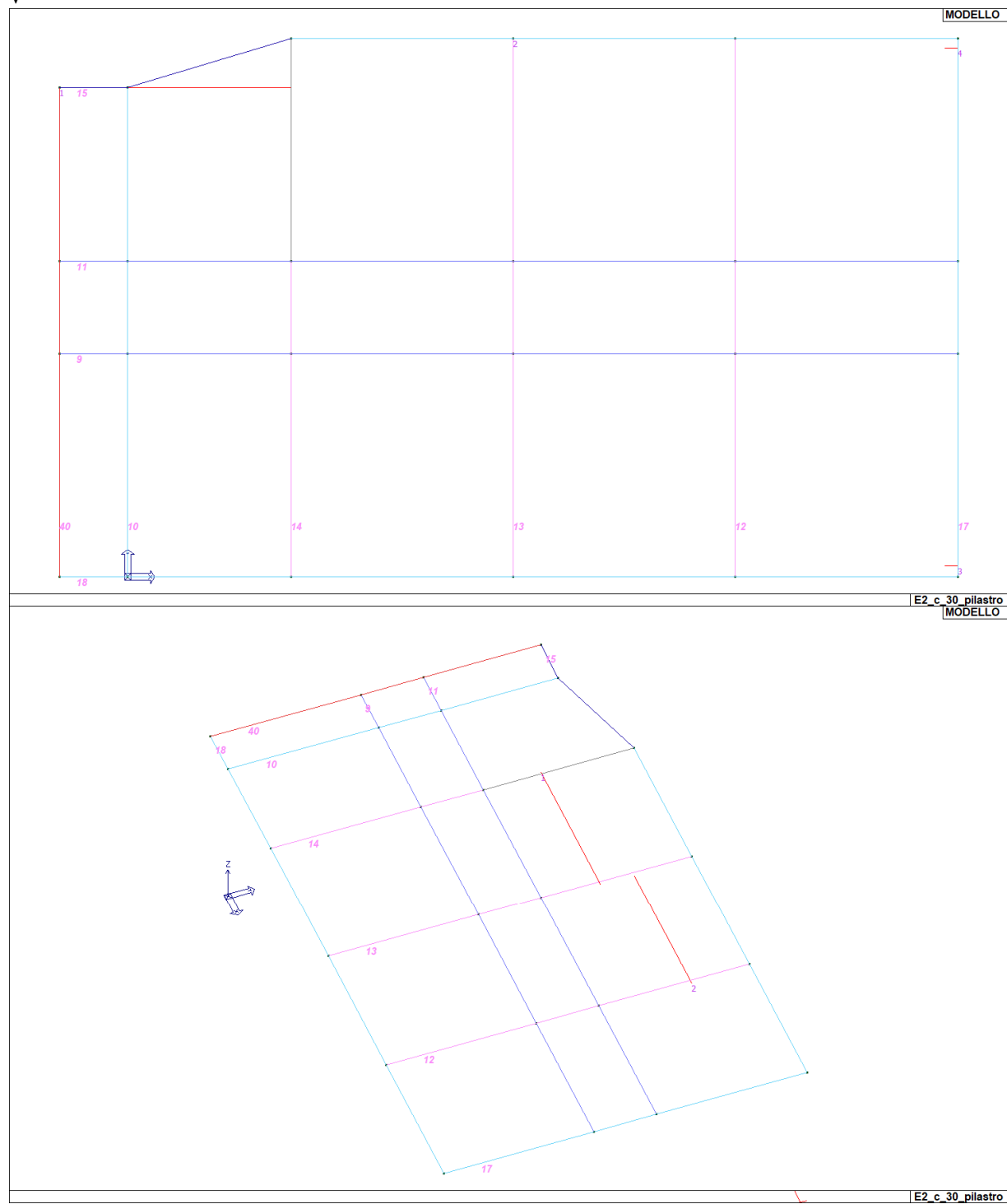


Figura 7.5 - Vista assonometrica unifilare con numerazione travi



V



Il programma consente, attraverso l'introduzione di fili fissi, di gestire le eccentricità presenti tra trave e pilastro (§7.4.6.1.3 delle NTC 2018) attraverso la creazione automatica di link rigidi. Nell'immagine precedente sono evidenziati i fili impostati.

TABELLA CARICHI SOLAI

ID Arch.		Tipo SOL	G1	G2	Q	Fatt. A	s sis.	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Psi S 2
-	-	-	kN/ m2	kN/ m2	kN/ m2	-	-	-	-	-	-
2		Neve	4.20	2.10	0.52		1.00	0.50	0.20	0.0	0.0
		Variab.			3.00			0.70	0.70	0.60	
3		Variab.	4.20	2.85	3.00		1.00	0.70	0.70	0.60	0.60
4		Variab.	4.65	2.60	6.00		1.00	0.70	0.70	0.60	0.60

Tipo SOL Indica la destinazione d'uso sulla base del carico variabile

- | | |
|---------|--|
| G1 | Carichi permanenti |
| G2 | Carichi permanenti non strutturali |
| Q | Carichi variabili e neve |
| Fatt. A | Fattore di riduzione dell'area caricata (solo per solai speciali) |
| s sis. | Coefficiente di riduzione del sovraccarico accidentale -(DM 96)- |
| Psi 0 | Coefficiente di combinazione -(tab. 2.5.I NTC2018)- |
| Psi 1 | Coefficiente di combinazione -(tab. 2.5.I NTC2018)- |
| Psi 2 | Coefficiente di combinazione -(tab. 2.5.I NTC2018)- |
| Psi S 2 | Coefficiente di combinazione che fornisce il valore Quasi Permanente dell'azione variabile Q_i -(OPCM 3274)- |

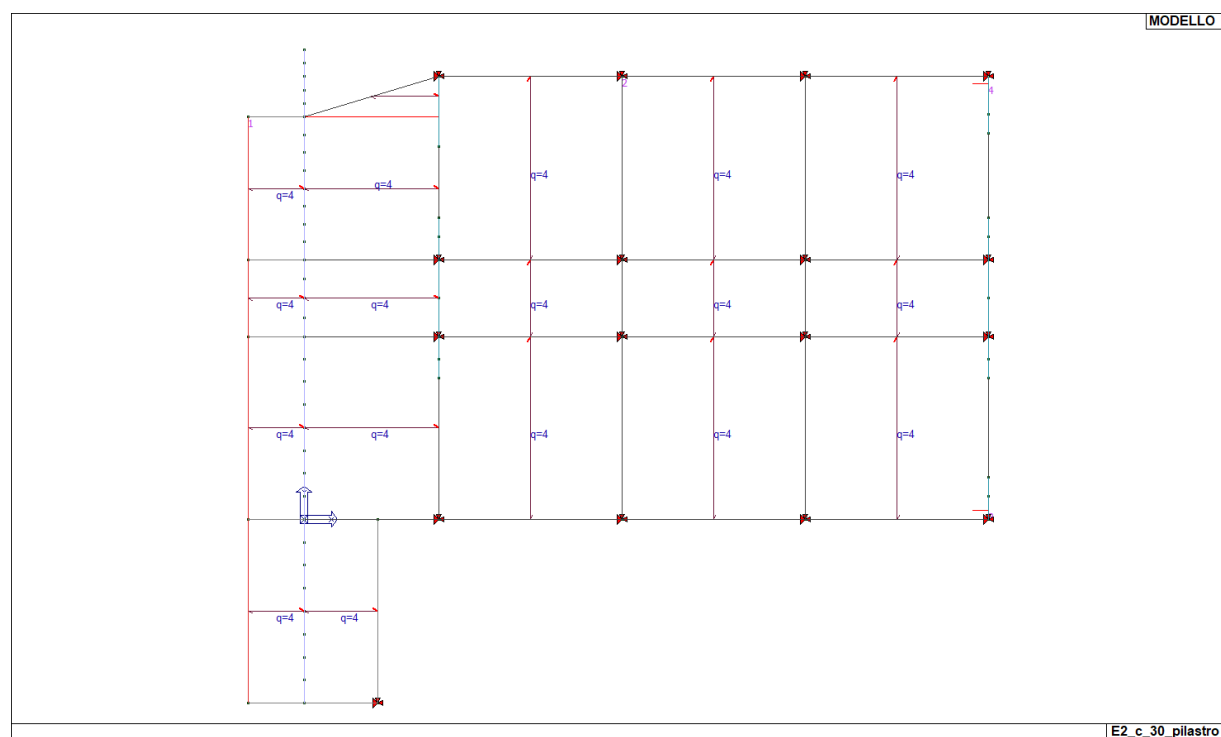


Figura 7.6 – pianta solaio con indicazione tipologia solaio – pianta piano terra

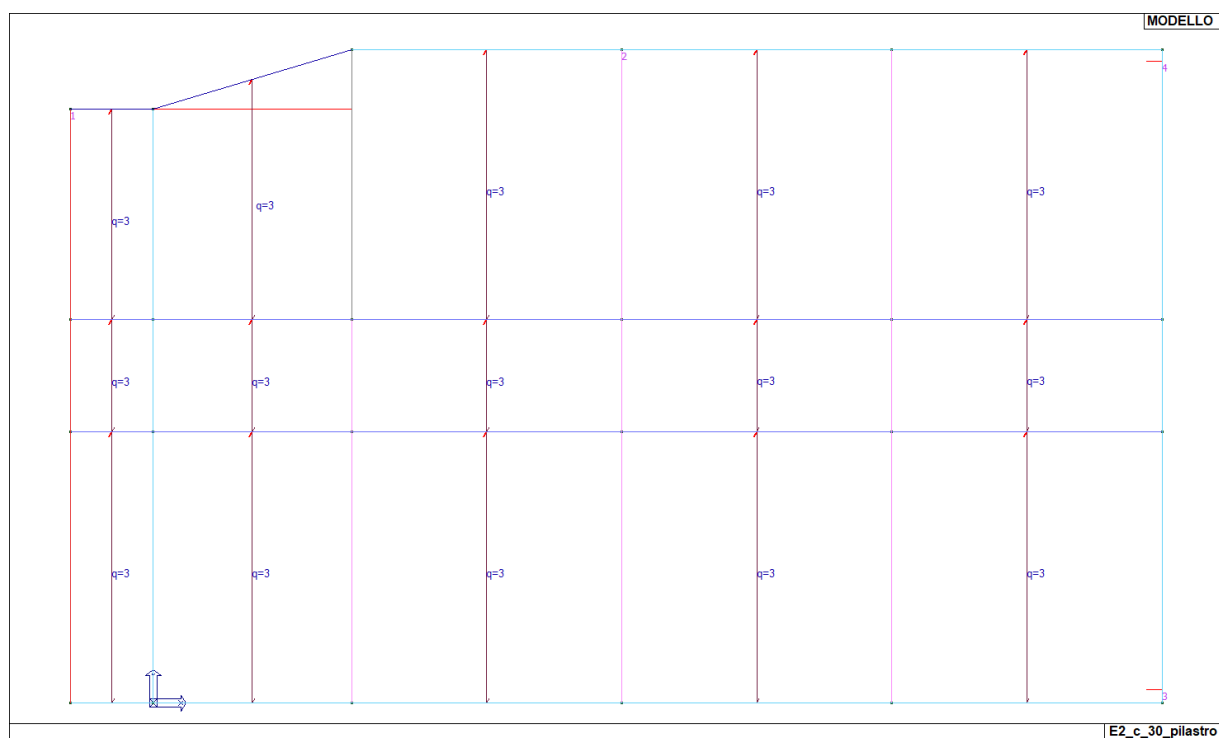


Figura 7.7 – pianta solaio con indicazione tipologia solaio – pianta piano primo e secondo

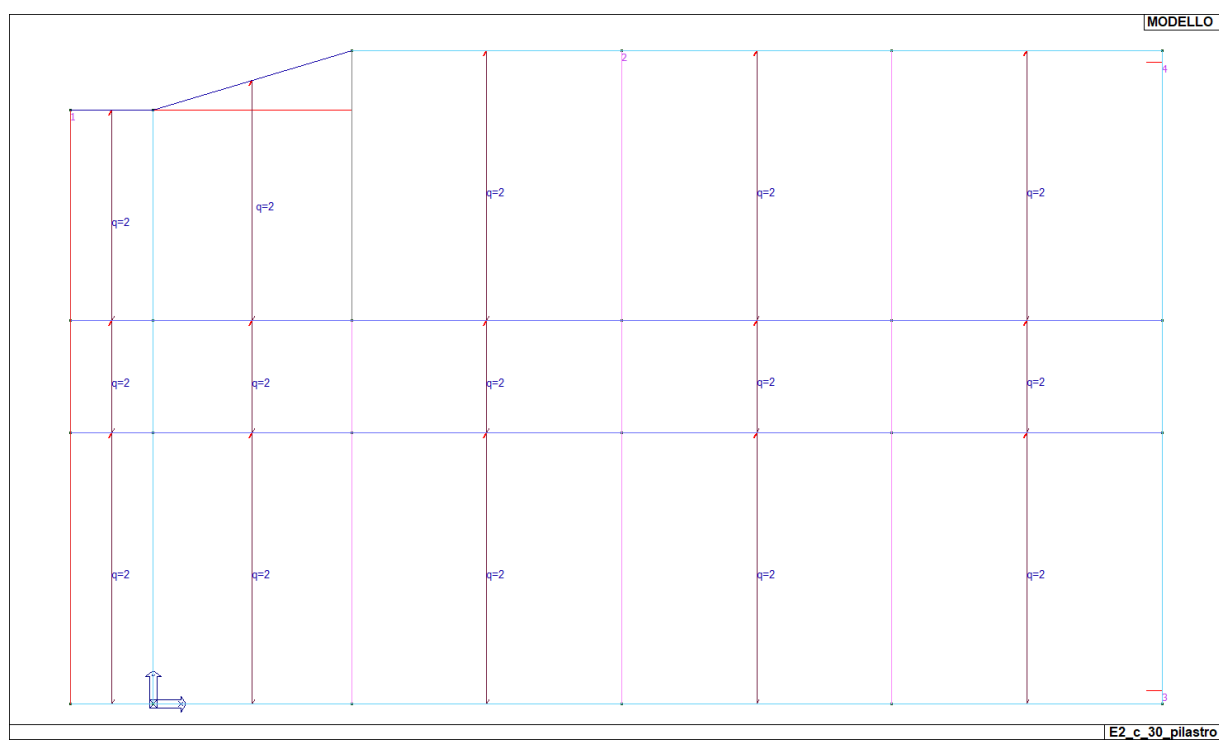


Figura 7.8 – pianta solaio con indicazione tipologia solaio – pianta piano copertura

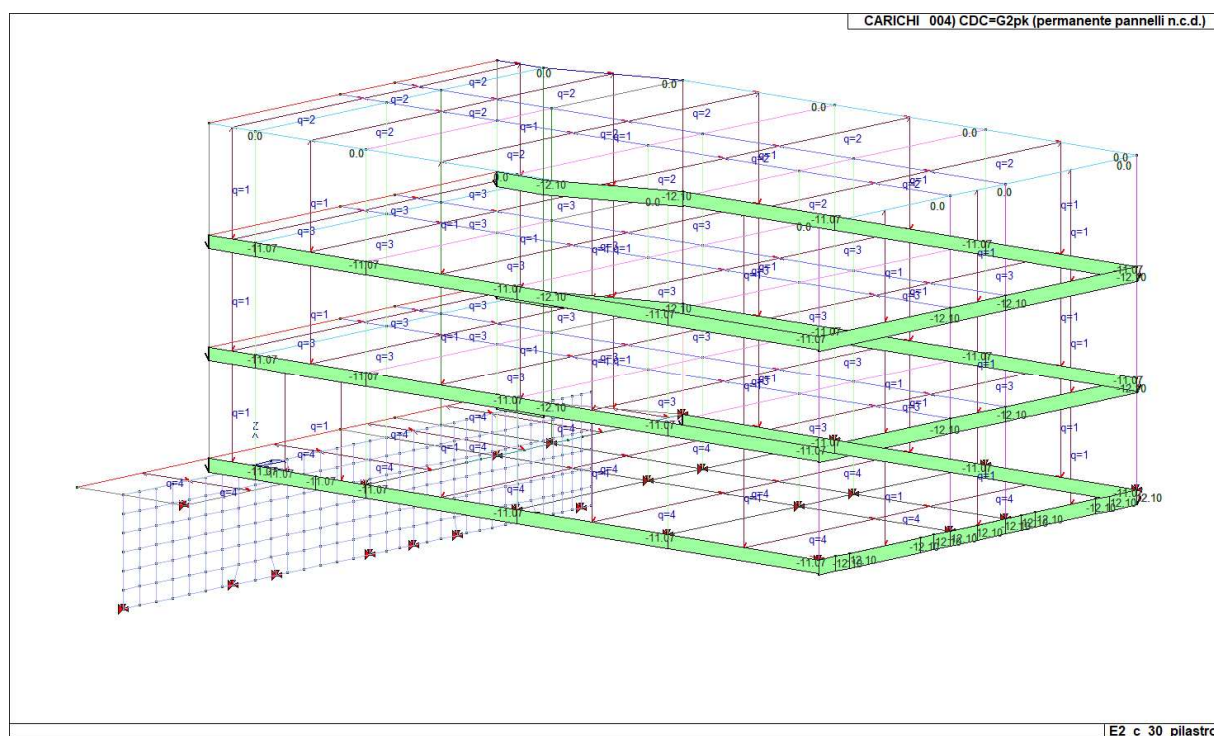


Figura 7.9 – Input carichi temponature esterne

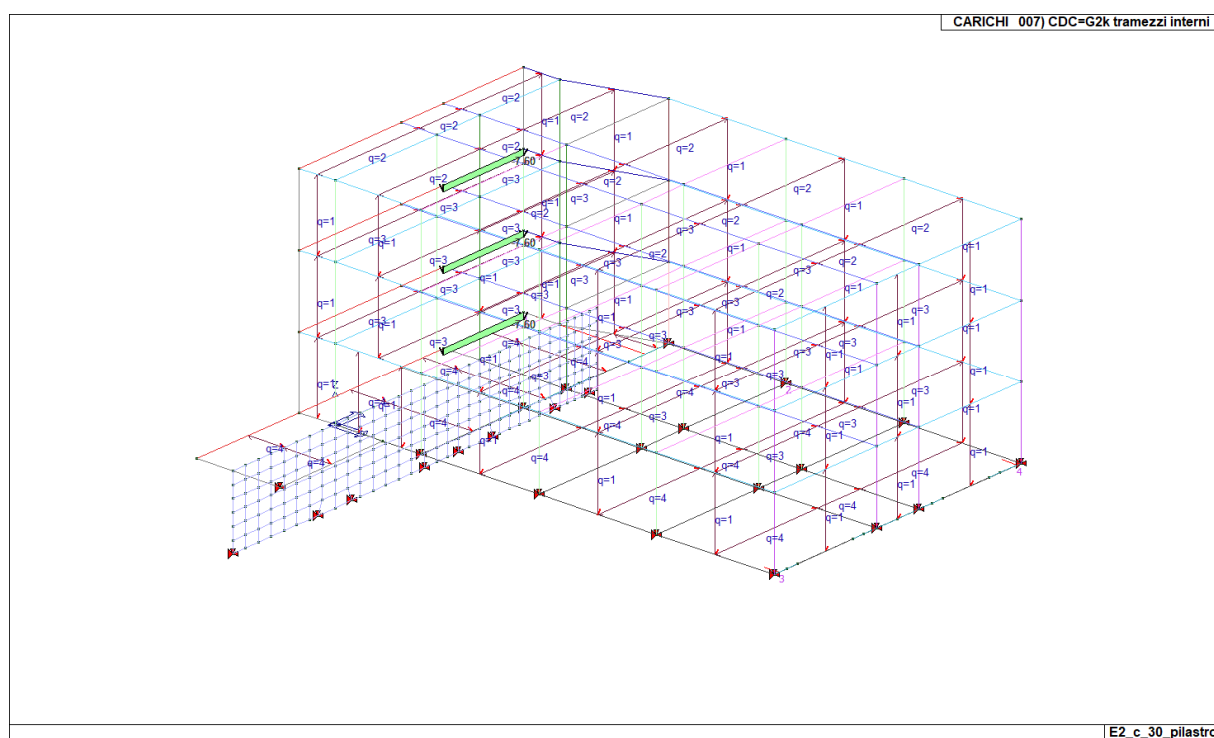


Figura 7.10 – Input carichi tramezzature interne (tipologia 2) carichi lineari. Si è supposta la presenza di tamponature del tipo pesante gravante linearmente sulle travi

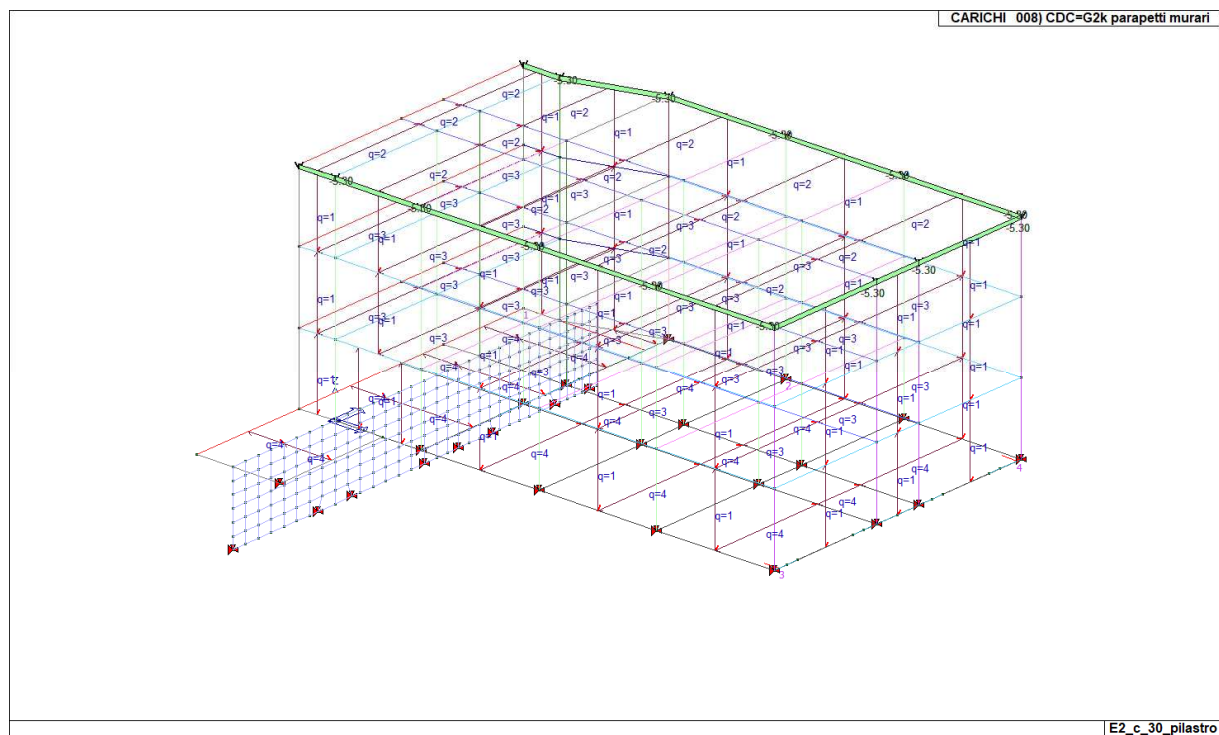


Figura 7.11 – Input carichi parapetto

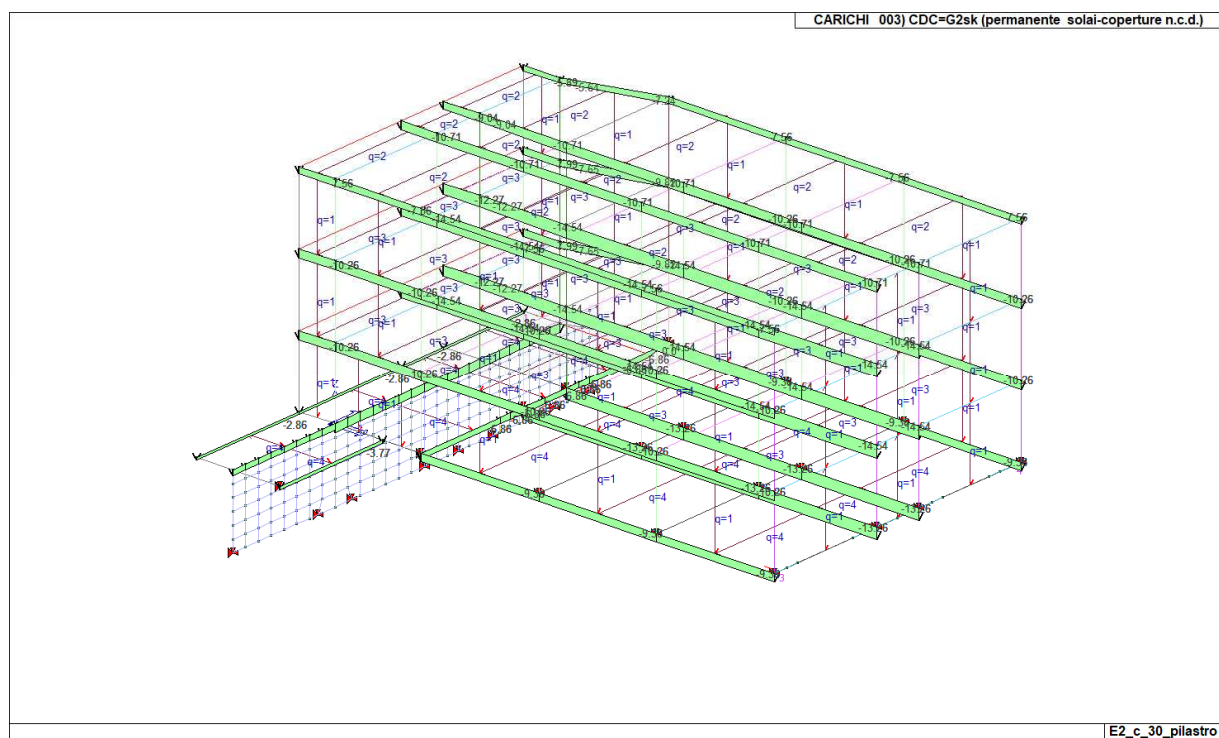


Figura 7.12 – Schema carichi permanenti G2 (carichi automatici da solaio)

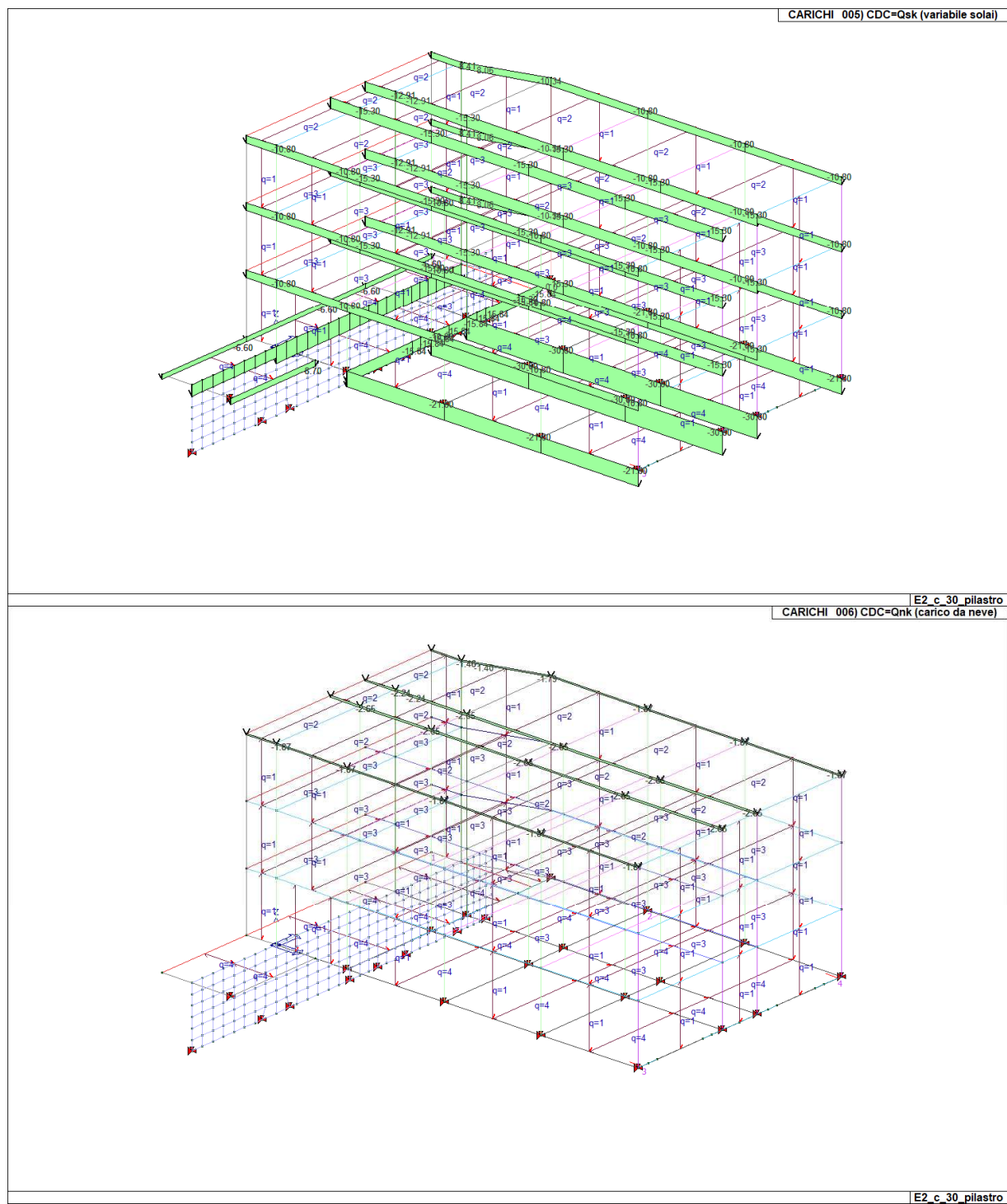


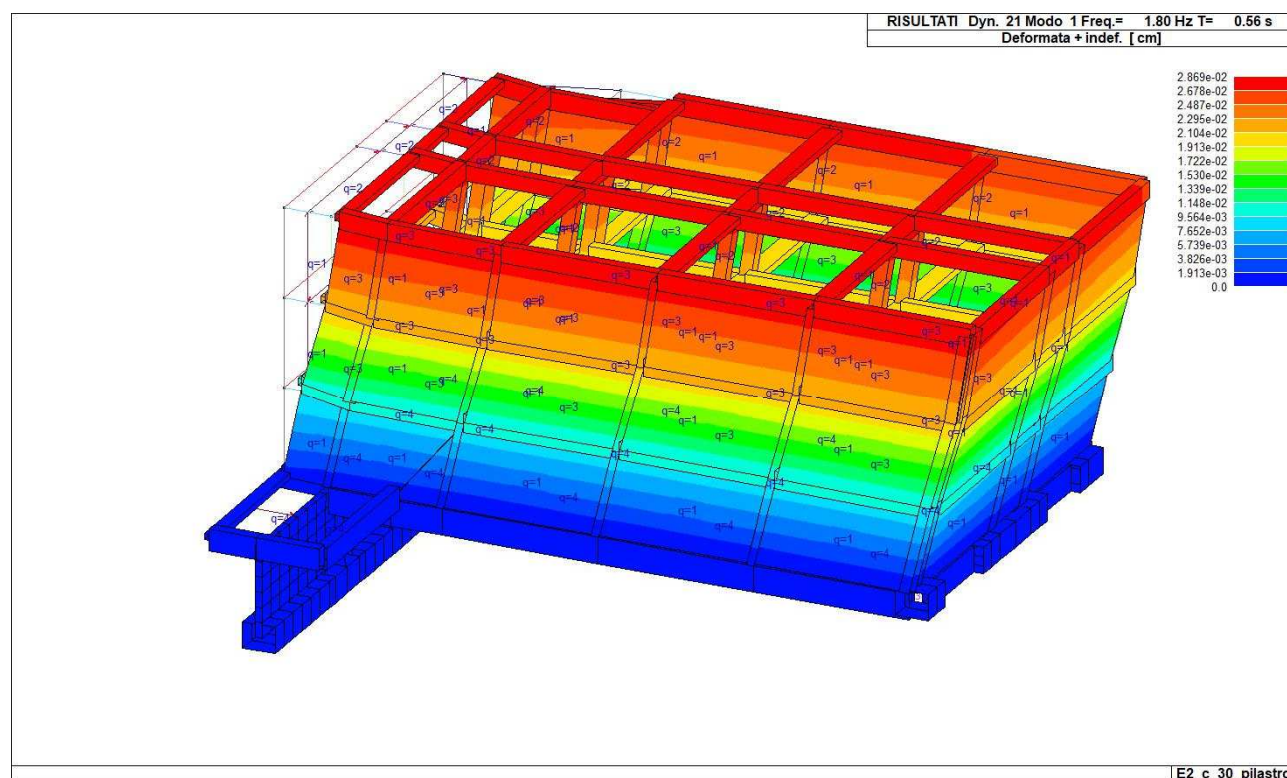
Figura 7.13 – Schema carichi variabili (carichi automatici da solaio)

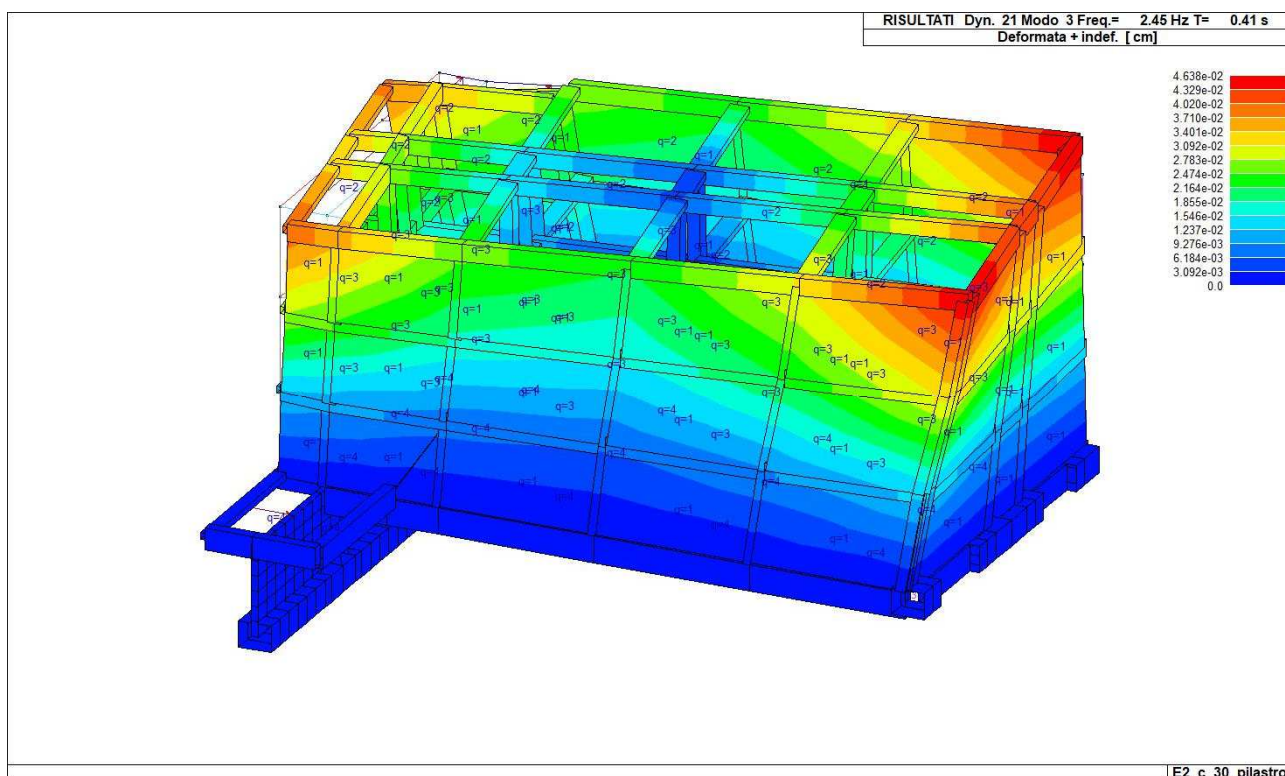
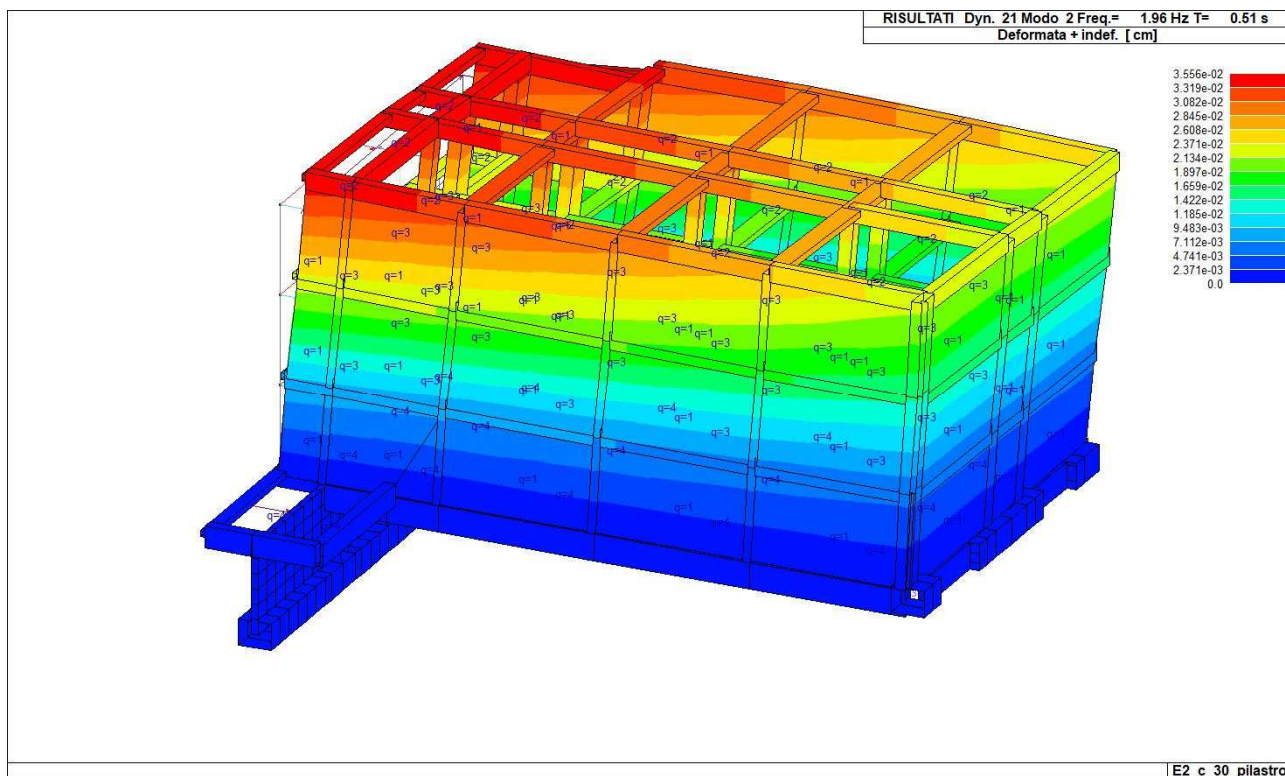
7.4 Configurazioni deformate

L'analisi modale consente di individuare i modi propri di vibrare della struttura, indipendentemente dalle forzanti che agiscano sulla stessa. Essa permette inoltre di conoscere, per ogni modo di vibrare della struttura, il periodo e la massa partecipante, ovvero la percentuale di massa attivata nella i-esima forma modale. Secondo quanto riportato al § 7.3.3 delle NTC 2018, devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Si riportano di seguito la tabella riassuntiva di periodo e masse partecipanti relative ai primi modi di vibrare e le immagini relative ai primi tre modi di vibrare della struttura.

ANALISI_MODALE										
Modo	Frequenza	Periodo	X M efficace x g	%	Y M efficace x g	%	Z M efficace x g	%	RZ M efficace x g	%
-	Hz	sec	kN	-	kN	-	kN	-	kN m2	-
1	1.80	0.56	2.012e+04	85	222.2	0	1.6	0	1.4	0
2	1.96	0.51	268.4	1	1.815e+04	77	1.2	0	2.0	0
3	2.45	0.41	7.0	0	550.3	2	0.4	0	243.4	82
4	5.60	0.18	2503.9	10	4.6	0	5.1	0	0.2	0
5	6.92	0.14	2.4	0	3552.1	15	3.8	0	3.74e-04	0
6	8.06	0.12	2.9	0	7.0	0	3.4	0	38.5	13





7.5 Verifica travi (elevazione)

Nel presente paragrafo vengono riportati:

- Schemi riepilogativi delle sollecitazioni massime ottenute per la combinazione di carico più gravosa;
- Schemi riepilogativi per tipologia di travi del valore di involucro delle sollecitazioni.
- Verifiche di sicurezza degli elementi. Le verifiche di sicurezza sono riportate in forma grafica riportando il valore massimo del rapporto tra la sollecitazione di calcolo e la corrispondente resistenza.

7.5.1 Schemi riepilogativi delle sollecitazioni massime

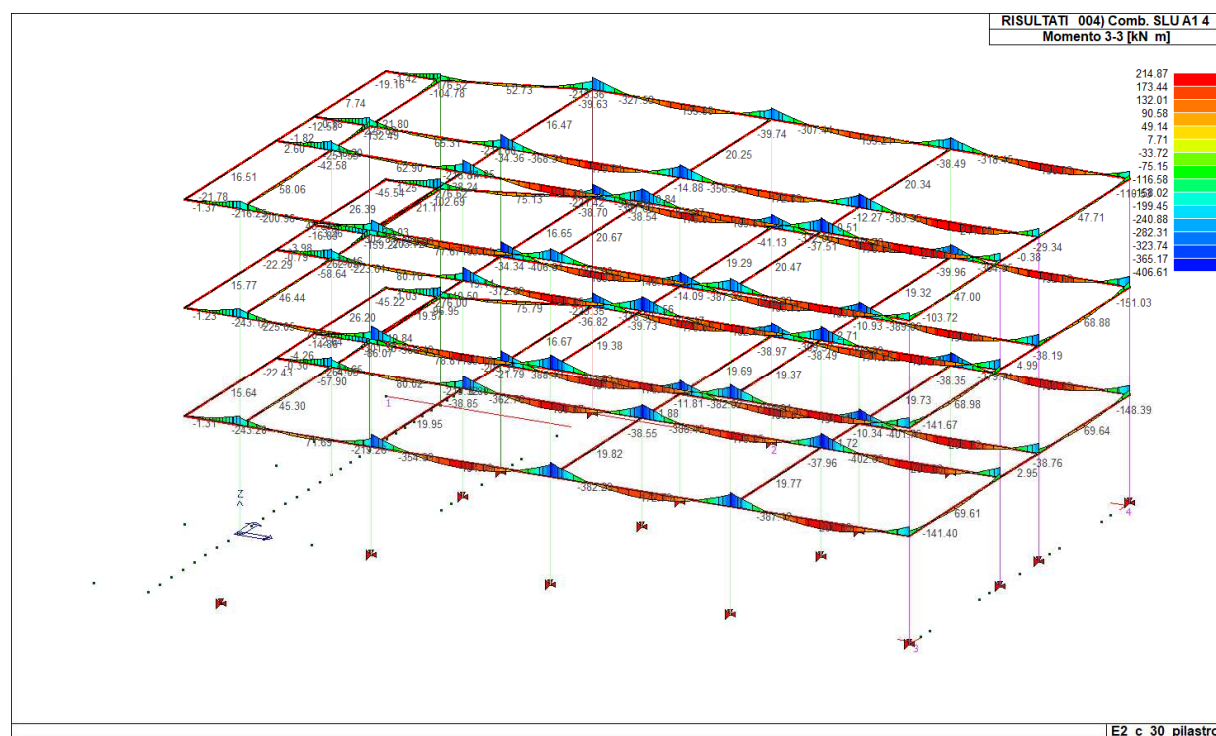


Figura 7.14 - Combinazione SLU – Valori di Momento Flettente max M33

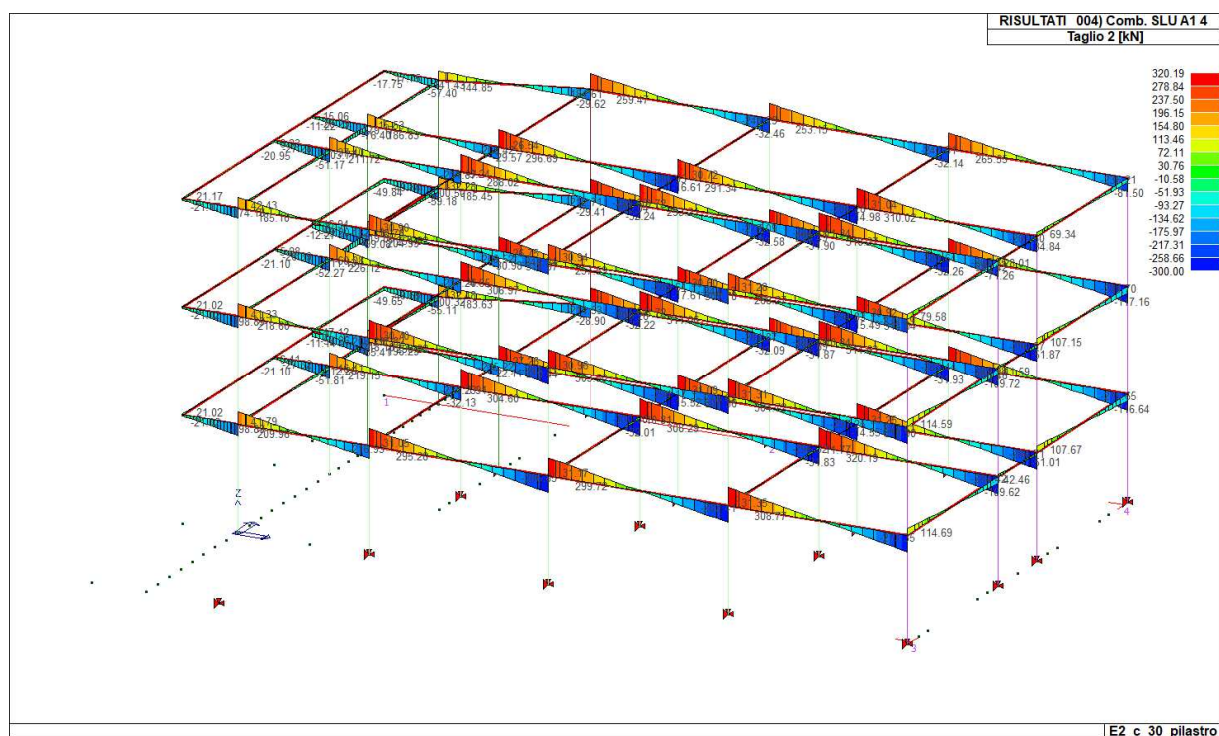


Figura 7.15 - Combinazione SLU – Valori di Sforzo di Taglio V2

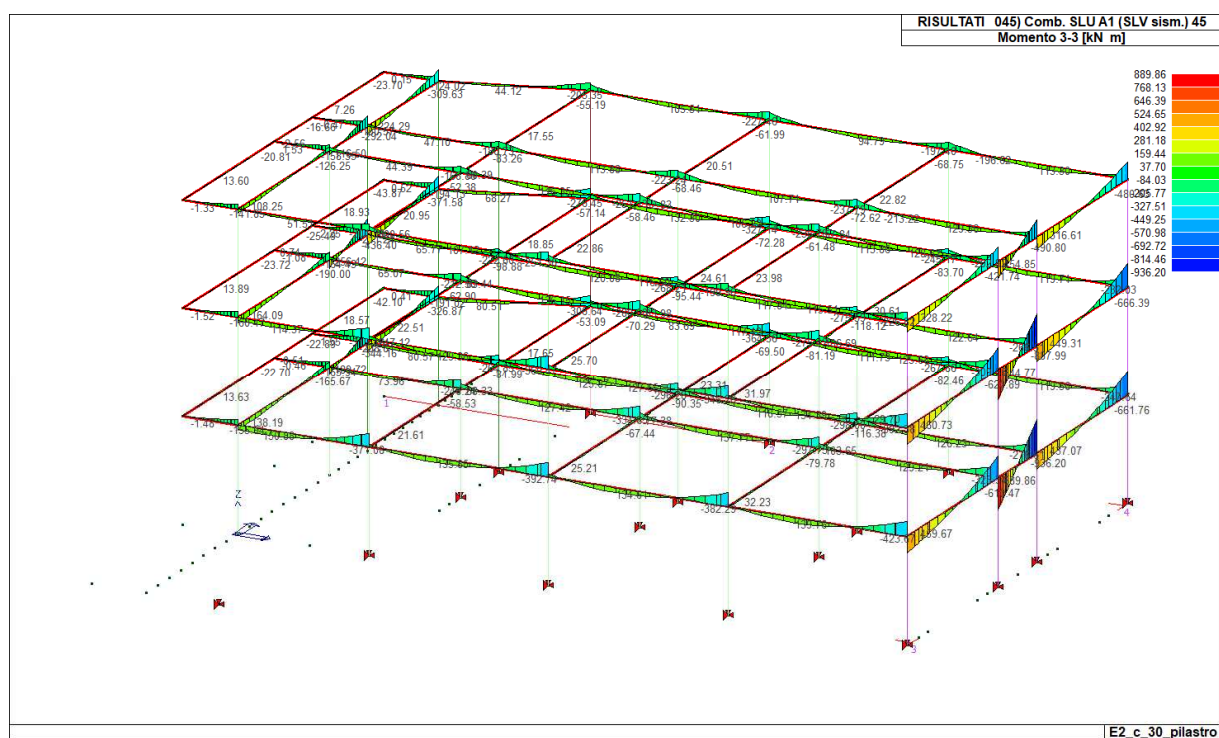


Figura 7.16 - Combinazione SLV (sisma) – Valori di Momento Flettente max M33 in asse ai pilastri

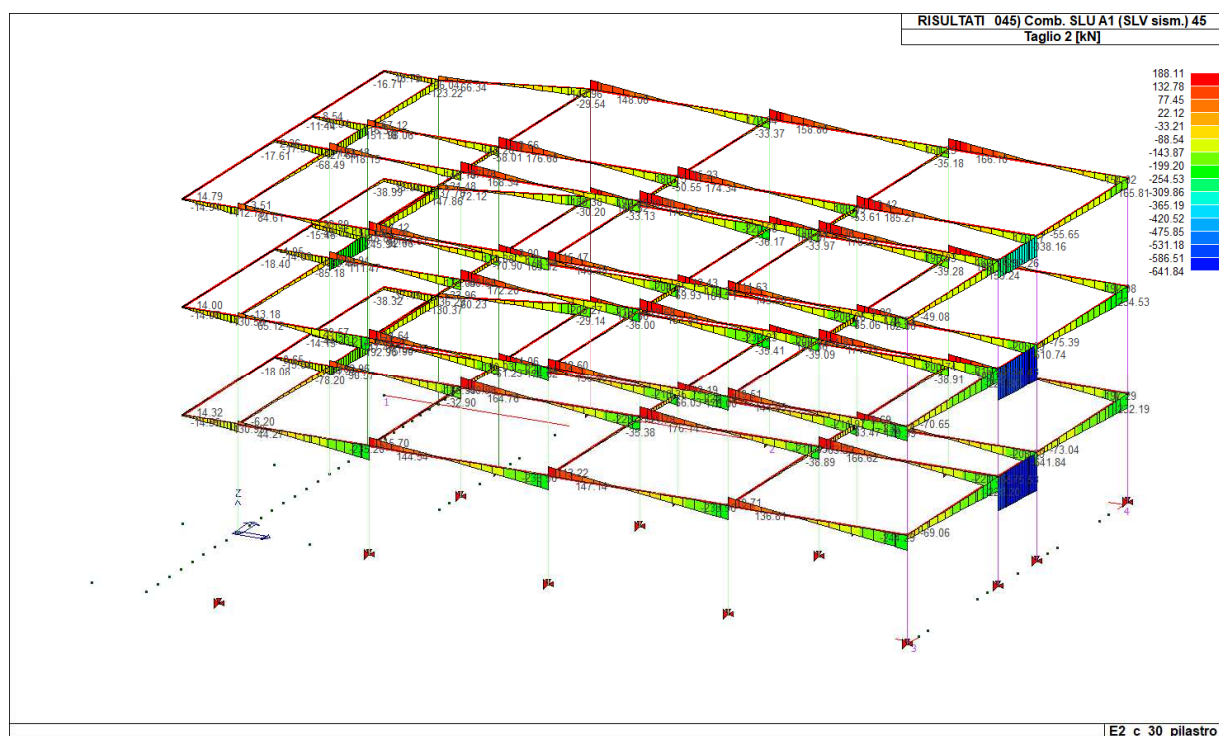


Figura 7.17 - Combinazione SLV (sisma) – Valori di Sforzo di Taglio V2

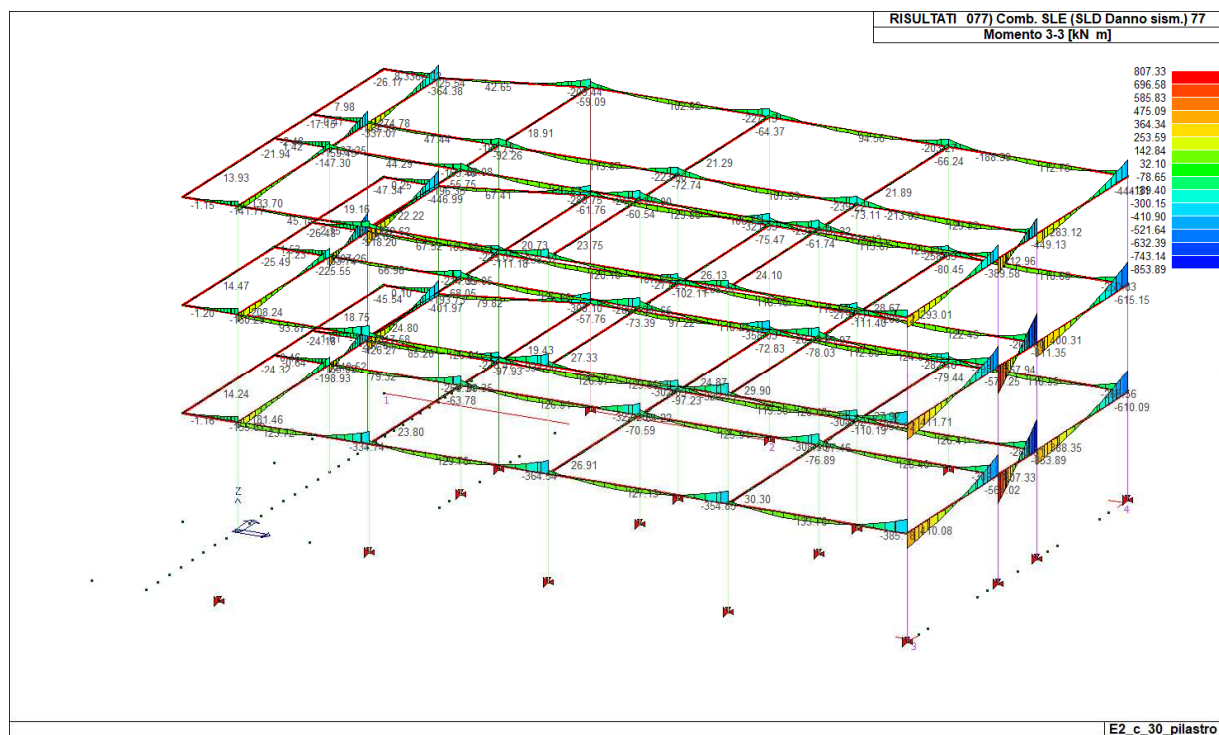


Figura 7.18 - Combinazione SLD – Valori di Momento Flettente max M33

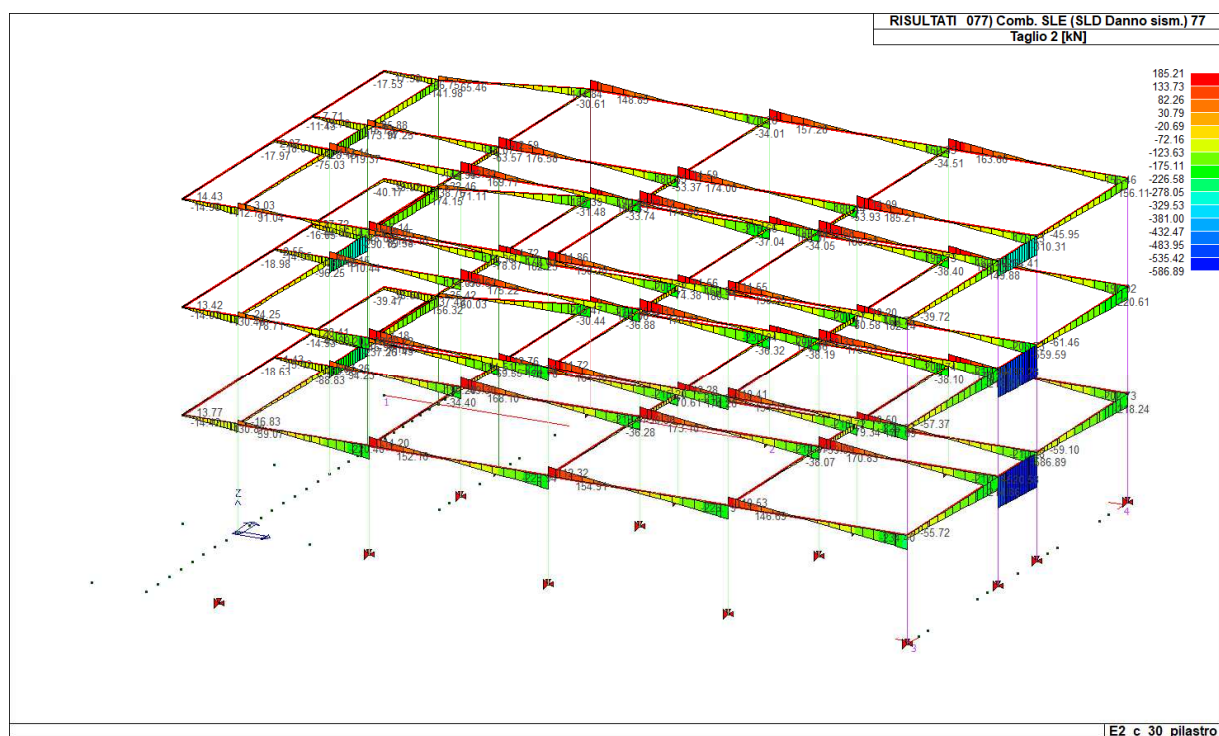


Figura 7.19 - Combinazione SLD – Valori di Sforzo di Taglio V2

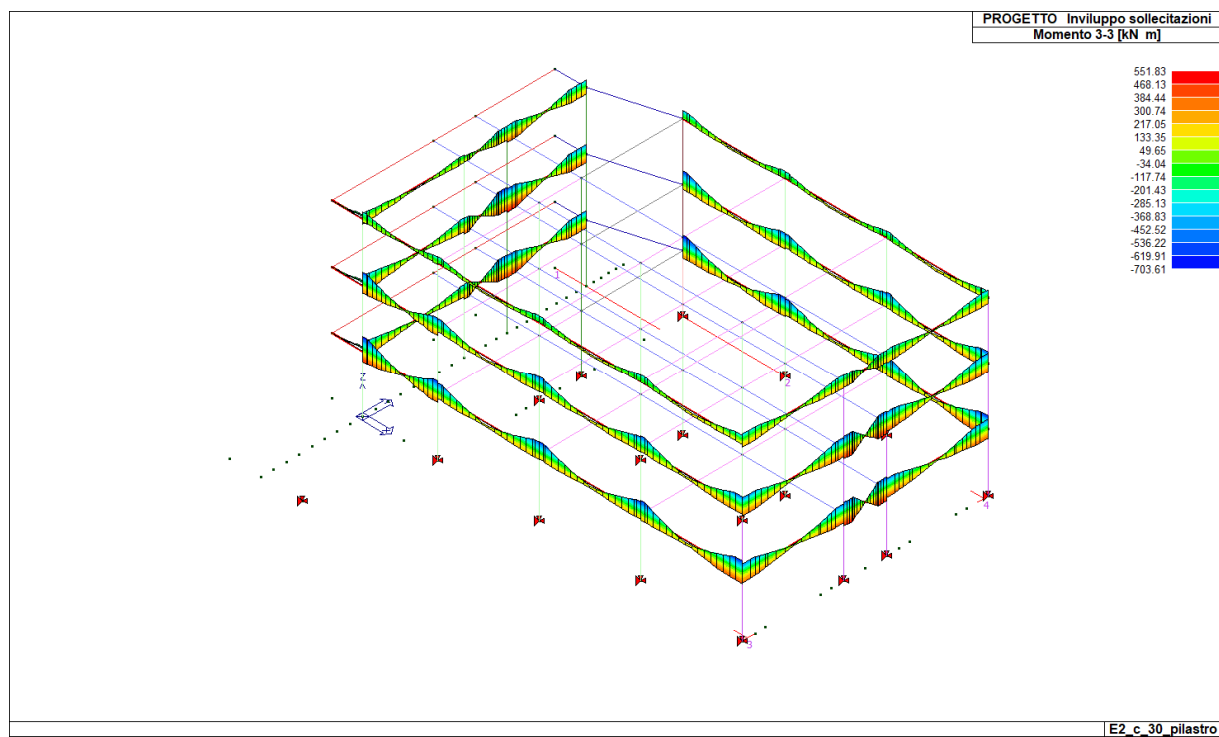


Figura 7.20 – Involuppo combinazioni – Valori di Sforzo di Momento flettente travi di bordo (i valori di involucro tengono conto della dimensione effettiva degli elementi verticali – il valore è pertanto considerato a filo pilastro)

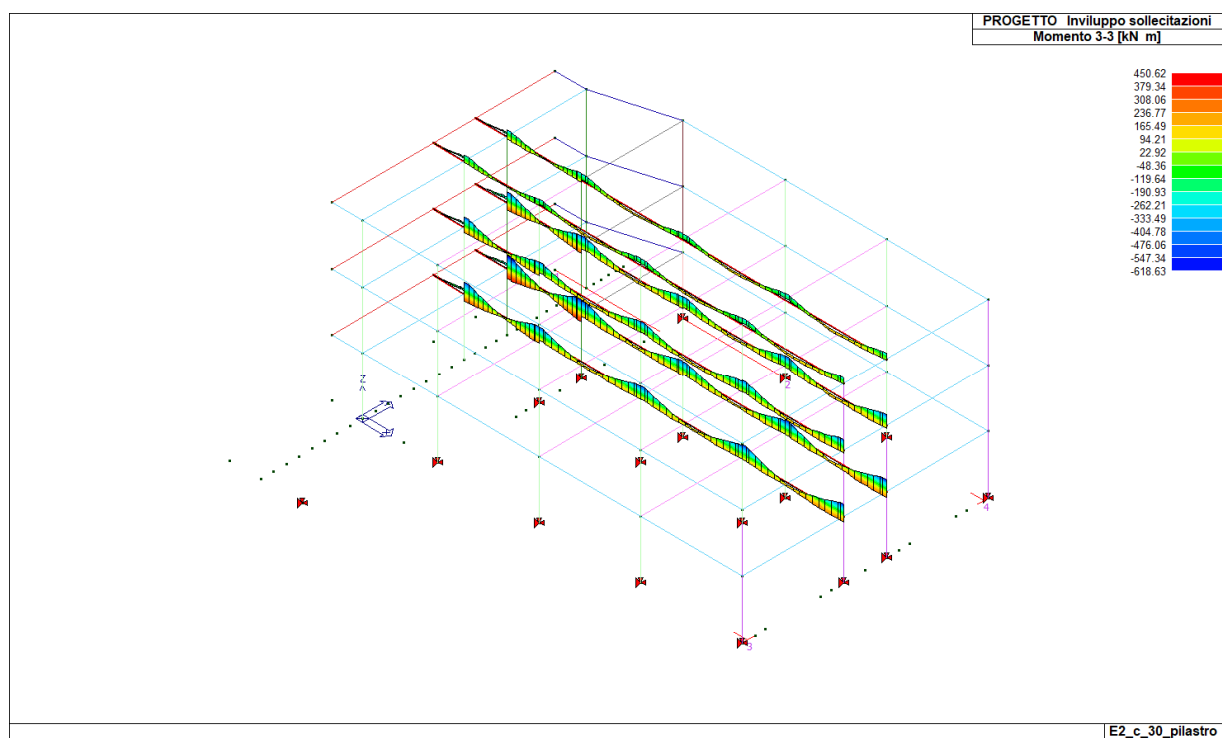
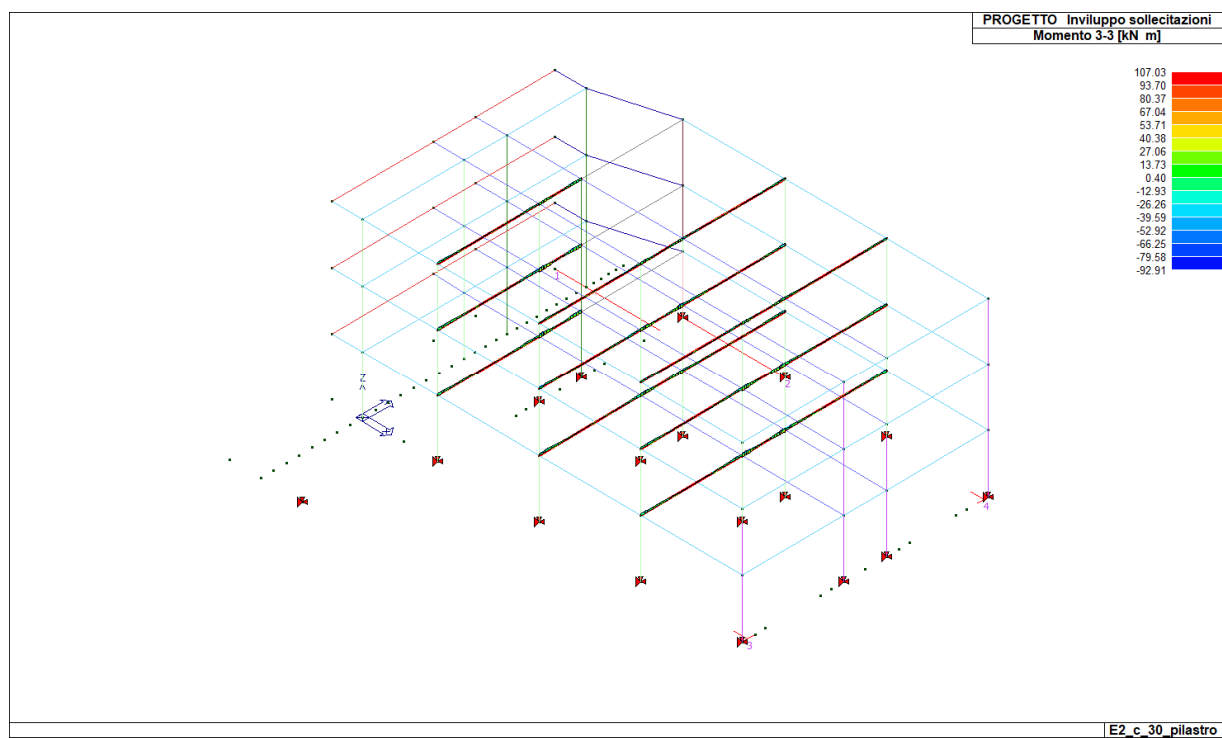


Figura 7.21 – Involuppo combinazioni – Valori di Sforzo di Momento flettente travi centrali (i valori di involucro tengono conto della dimensione effettiva degli elementi verticali – il valore è pertanto considerato a filo pilastro)



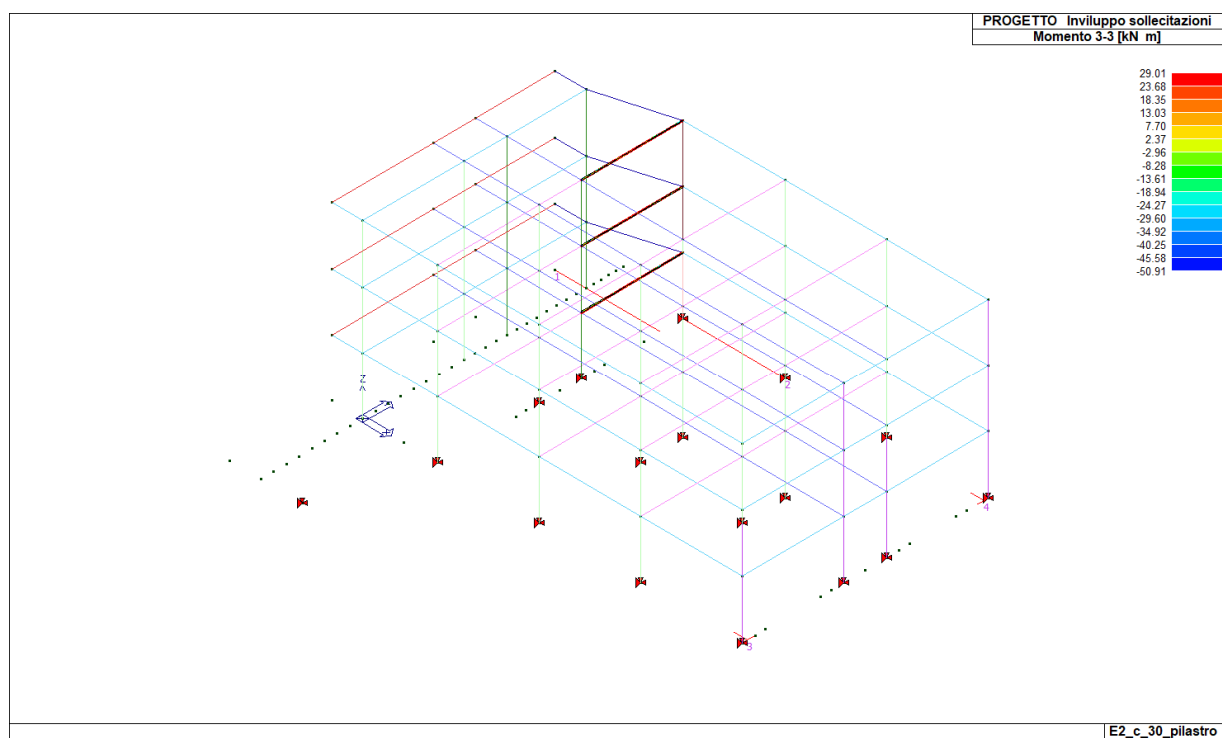


Figura 7.22 – Involuppo combinazioni – Valori di Sforzo di Momento flettente travi a spessore (i valori di involucro tengono conto della dimensione effettiva degli elementi verticali – il valore è pertanto considerato a filo pilastro)

7.5.2 Verifica TRAVI – flessione SLU/SLV/SLD

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche svolte in automatico dal programma di calcolo ed alcune verifiche eseguite manualmente per il controllo dei risultati.

Le verifiche di resistenza e gerarchia, così come il controllo tensione e fessurazione per gli stati limite di esercizio, vengono condotte in automatico dal programma di calcolo.

Le verifiche di resistenza allo SLU ed SLV vengono condotte in campo plastico mentre le verifiche di resistenza allo SLD vengono eseguite con la sezione in campo sostanzialmente elastico.

Essendo la struttura in Classe di Duttilità Bassa (CDB) la zona critica della trave si estende per una lunghezza pari a 1 volta l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro (§ 7.4.6.1.1 NTC 2018). In definitiva dunque si assume un'Altezza Critica di 800/700 mm.

Per quanto riguarda le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi (limitazioni geometriche e di armatura) definite ai § 4.1.6 e 7.4.6 delle NTC 2018, anch'esse sono verificate dal programma di calcolo. In particolare, per garantire l'ancoraggio delle armature longitudinali e prevenire una crisi di aderenza, si prevedono i seguenti accorgimenti:

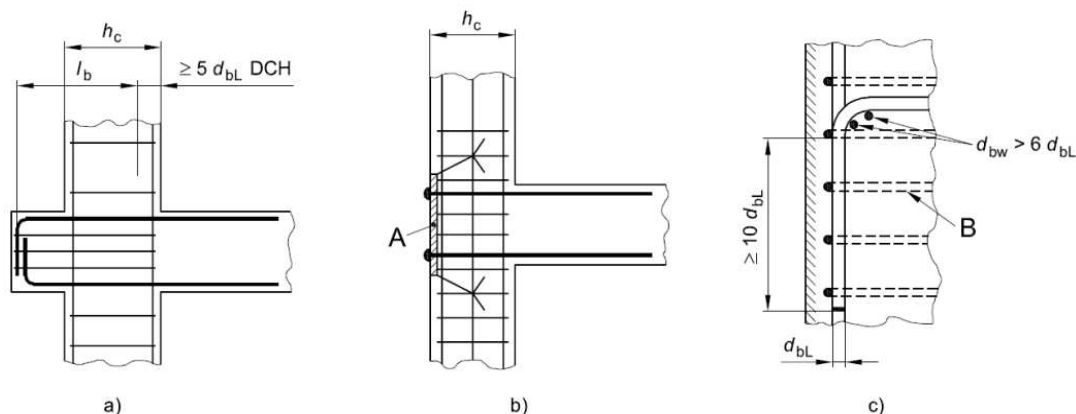
- nei *nodi trave-colonna interni* le armature sono prolungate al di fuori della zona critica e si ancorano dunque oltre il nodo;
- nei *nodi trave-colonna esterni* le armature longitudinali sono piegate con una lunghezza di 25 cm ($>10\phi_{bL} = 24$ cm) disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura, in analogia a quanto riportato nella Fig. 5.13 c) di UNI EN 1998-1:2005, di seguito riportata:

figura 5.13 Misure aggiuntive per ancoraggi realizzati in collegamenti trave-colonna esterni

Legenda

A Piastra di ancoraggio

B Staffe attorno alle barre della colonna



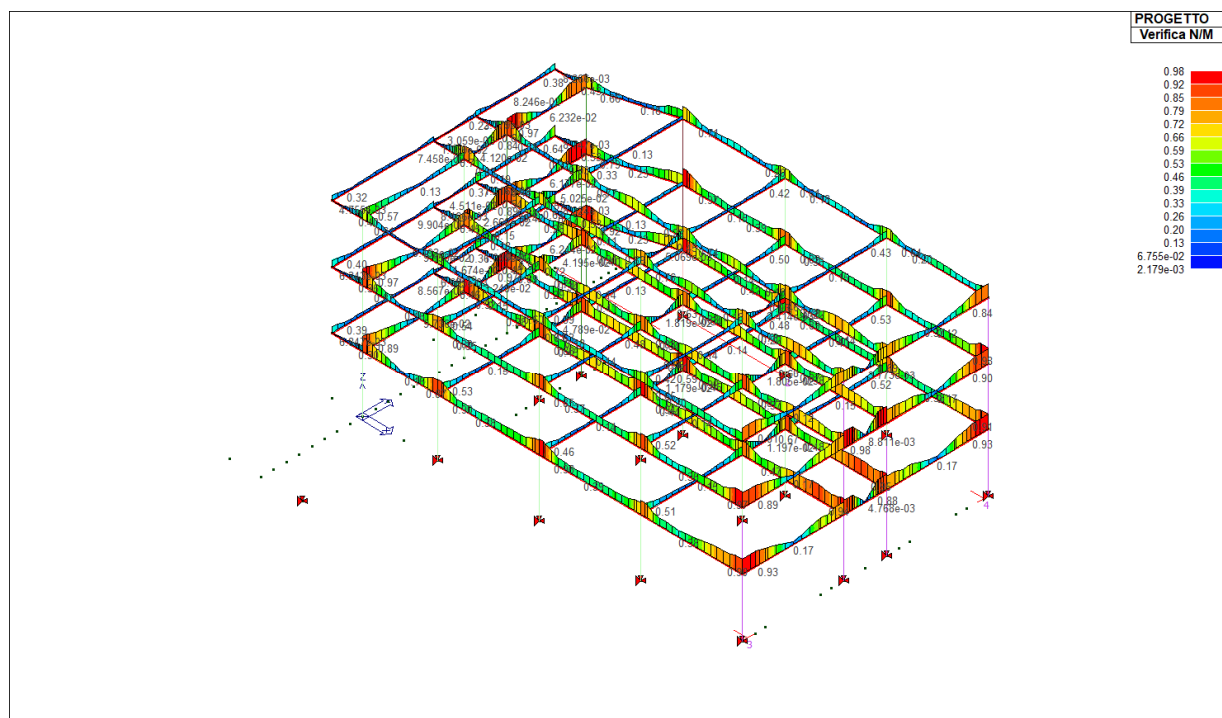


Figura 7.23 – Rapporto Domanda/Capacità - verifica di resistenza a flessione delle travi in esame SLU/SLV (verifica se $D/C < 1$)

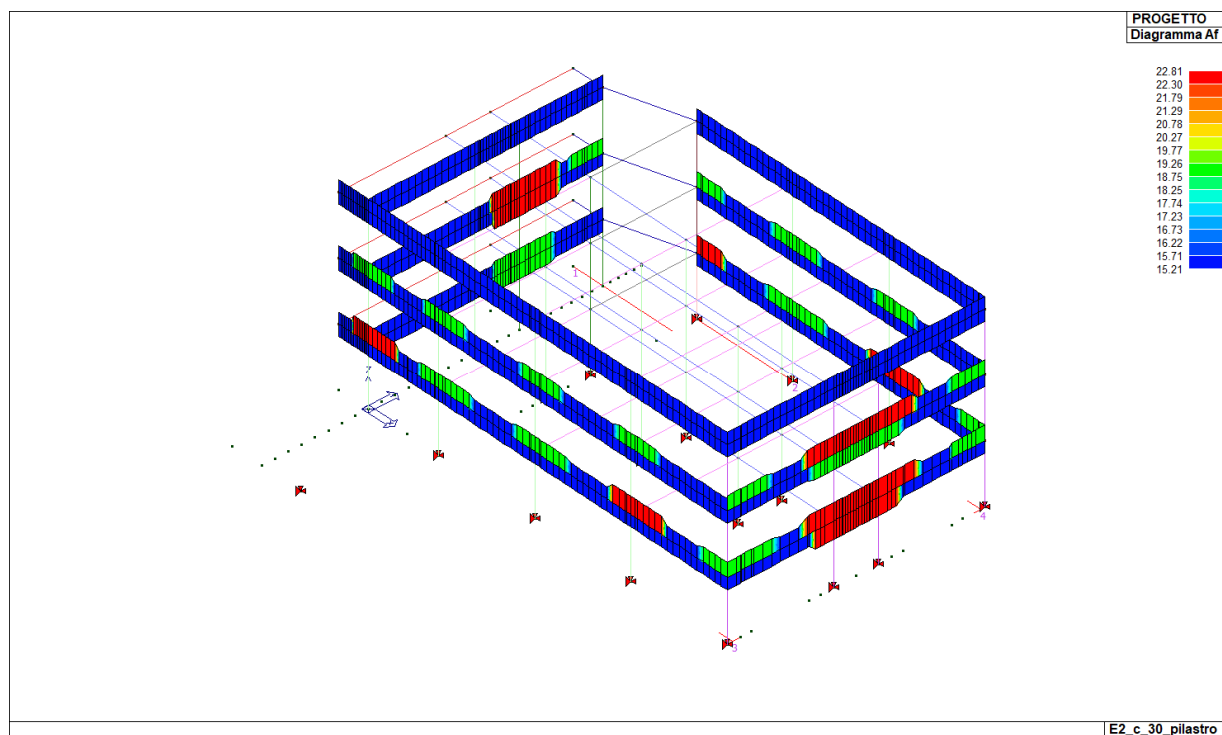


Figura 7.24 – quantitativi di armatura richiesti per il soddisfacimento delle verifiche – travi di bordo 50x80

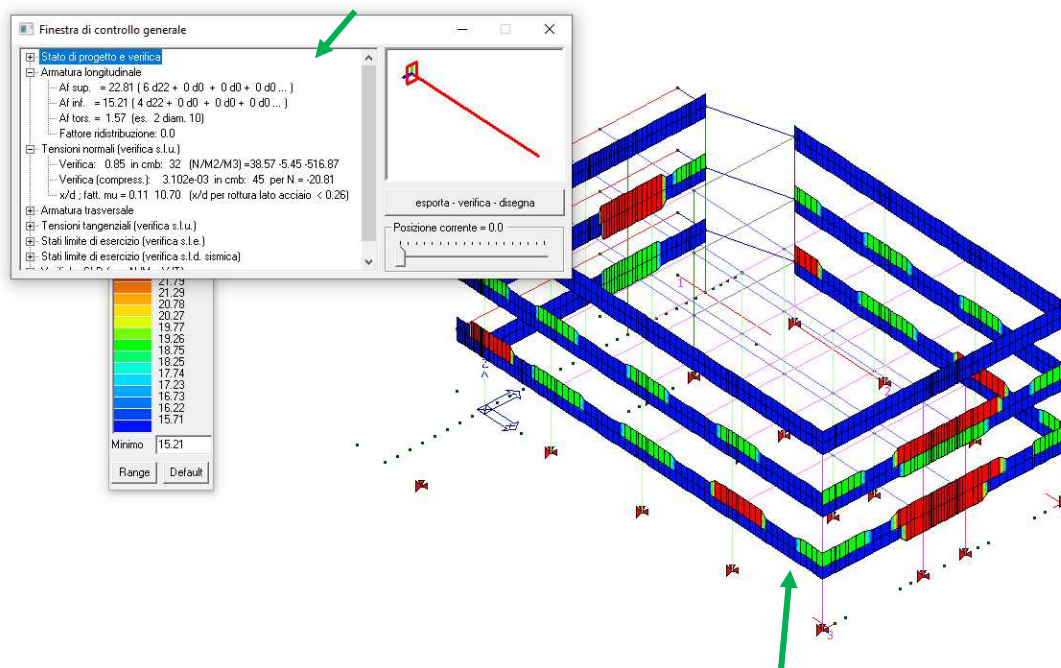


Figura 7.25 – Dettaglio rapporto di verifica

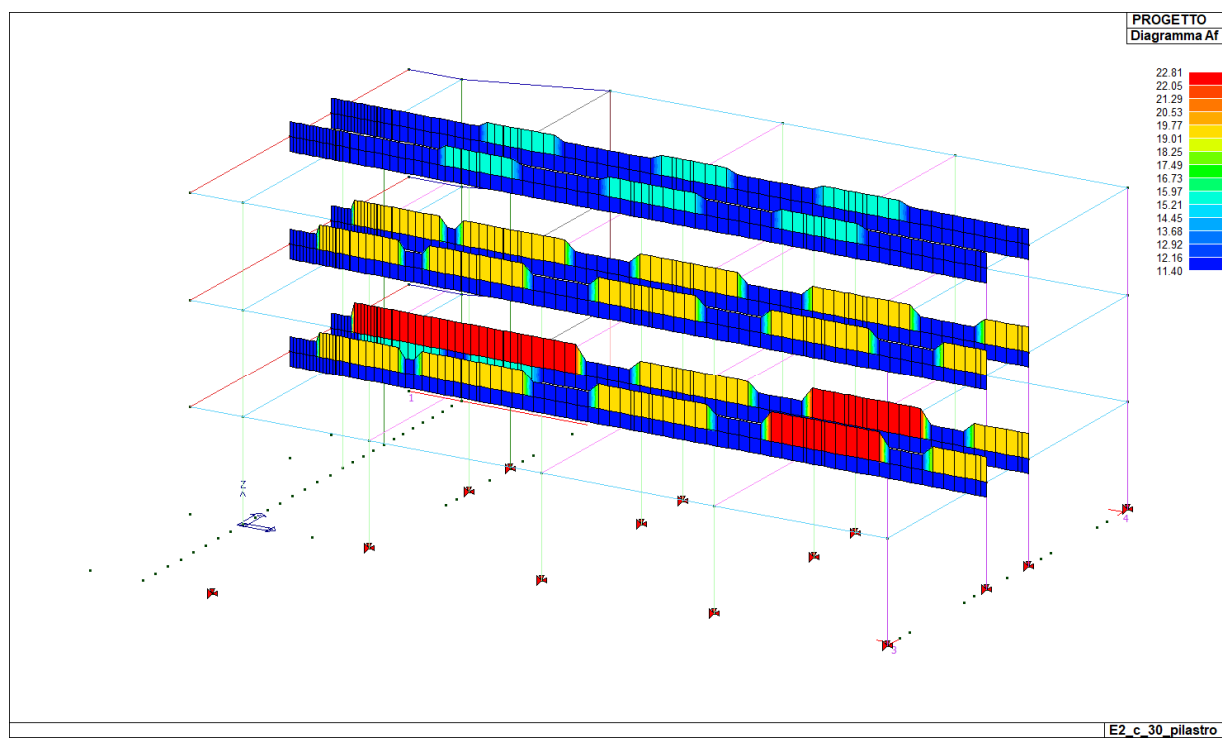


Figura 7.26 – quantitativi di armatura richiesti per il soddisfacimento delle verifiche e dettaglio numerico di verifica – travi centrali 50x70

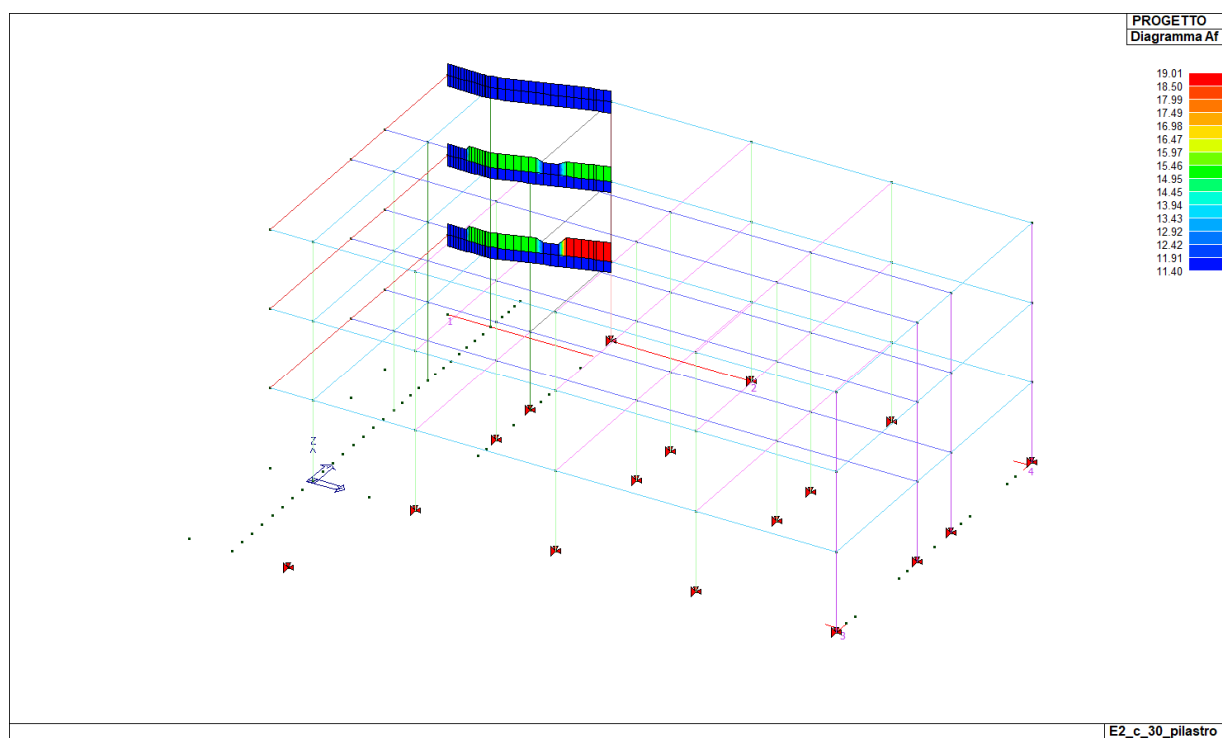


Figura 7.27 – quantitativi di armatura richiesti per il soddisfacimento delle verifiche e dettaglio numerico di verifica – travi centrali 40x80

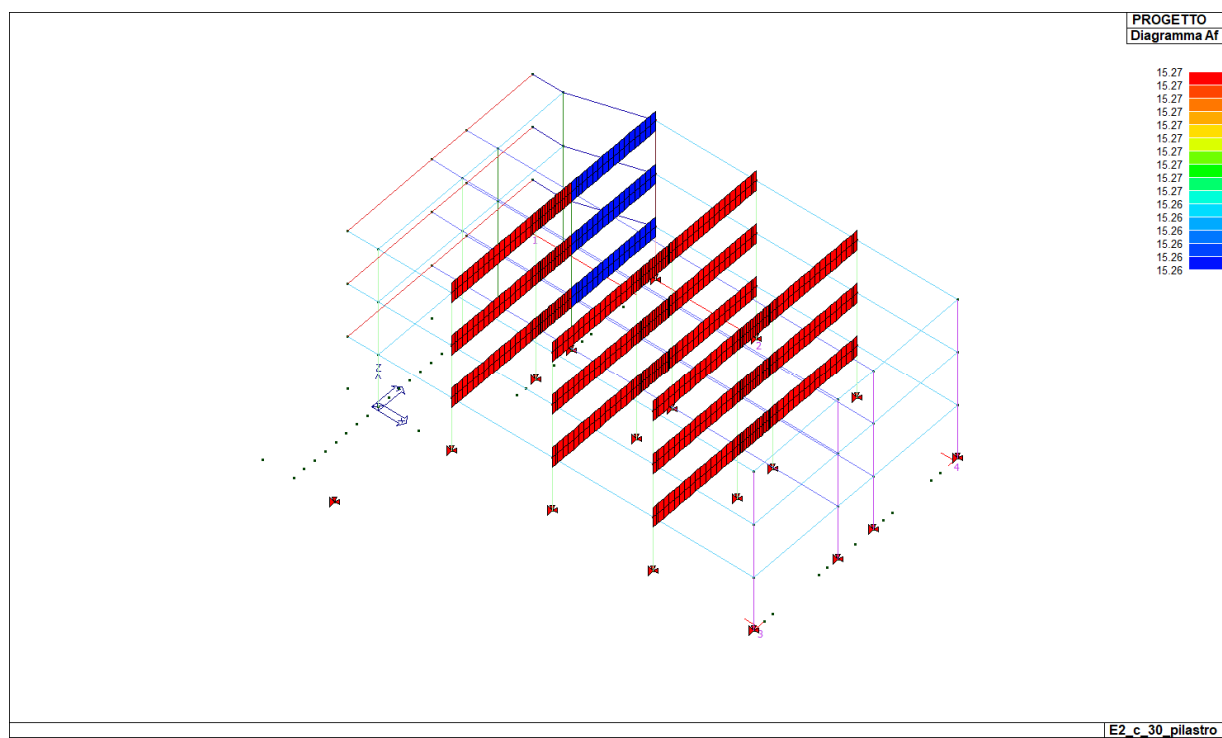


Figura 7.28 – quantitativi di armatura richiesti per il soddisfacimento delle verifiche e dettaglio numerico di verifica – travi a spessore 90x30 – 80x30

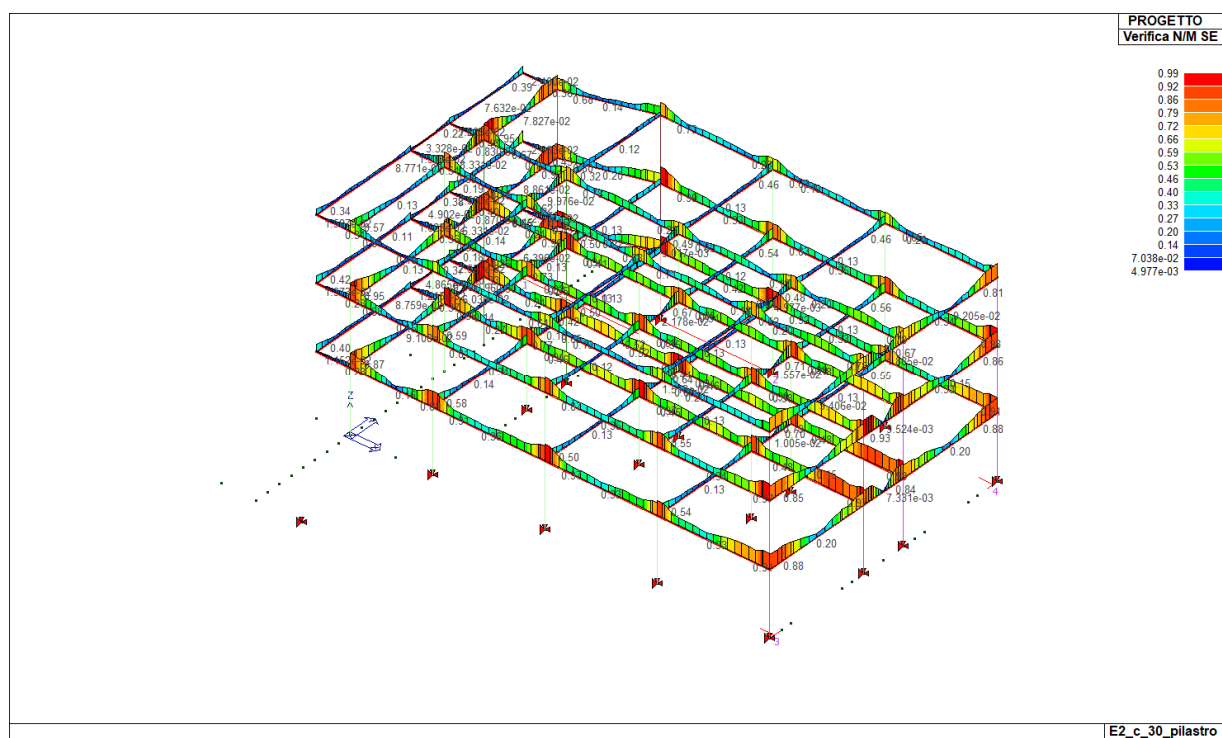


Figura 7.29 – Dettaglio rapporto di verifica di resistenza a flessione delle travi in esame SLD (verifica se $D/C < 1$)

7.5.3 Verifica TRAVI – taglio SLU/SLV/SLD

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche svolte in automatico dal programma di calcolo.

Le verifiche di resistenza e gerarchia vengono condotte in automatico dal programma di calcolo.

Secondo quanto specificato dalla normativa, per le strutture in CD" B", la verifica resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate dall'analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Secondo quanto rappresentato nella figura C7.4.1, l'espressione del taglio sollecitante di calcolo è la seguente:

$$V_{Ed} = \pm \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{b,Rd,1} + M_{b,Rd,2}}{l} + \bar{G}_k \cdot \frac{l}{2}$$

dove:

γ_{Rd} = Coefficiente di sovraresistenza, pari a 1,10 per strutture in CD" B";

$M_{b,Rd,1}$ e $M_{b,Rd,2}$ = momenti resistenti delle sezioni di plasticizzazione, sempre concordi;

l = luce della campata di trave considerata;

$\bar{G}_k = g + \Psi_2 q$, sono i carichi gravitazionali agenti sulla trave

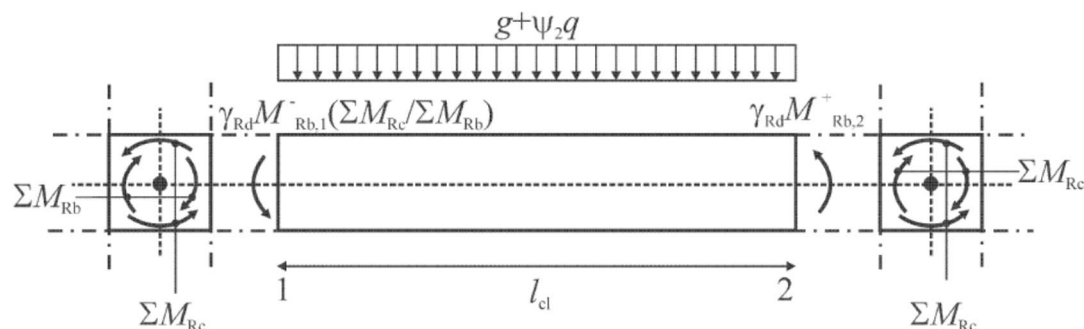


Figura 7.30 – Immagine estratta dalla Circolare n.7/2019 §C7.4.1

V_{Ed} , secondo le regole della gerarchia delle resistenti, è pertanto il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente, determinato sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} .

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione ϑ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg} \vartheta \leq 2,5$$

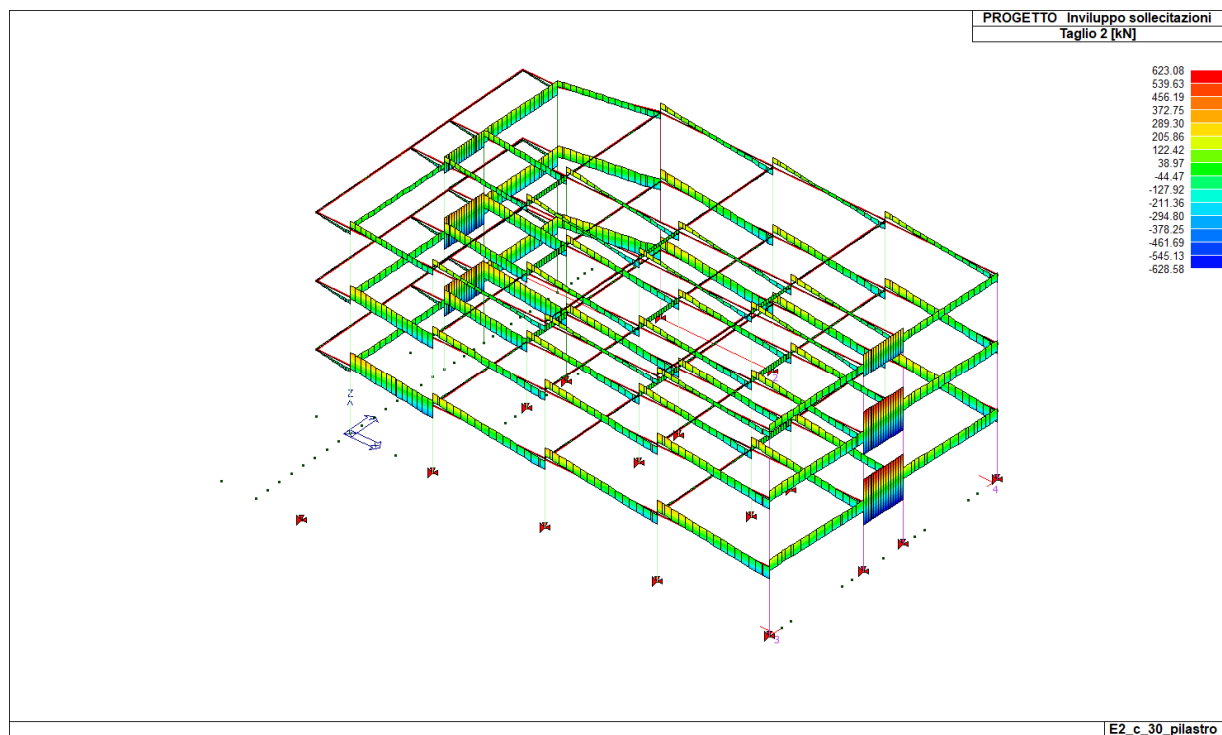


Figura 7.31 – Involuppo sforzo di taglio SLU/SLV/SLD

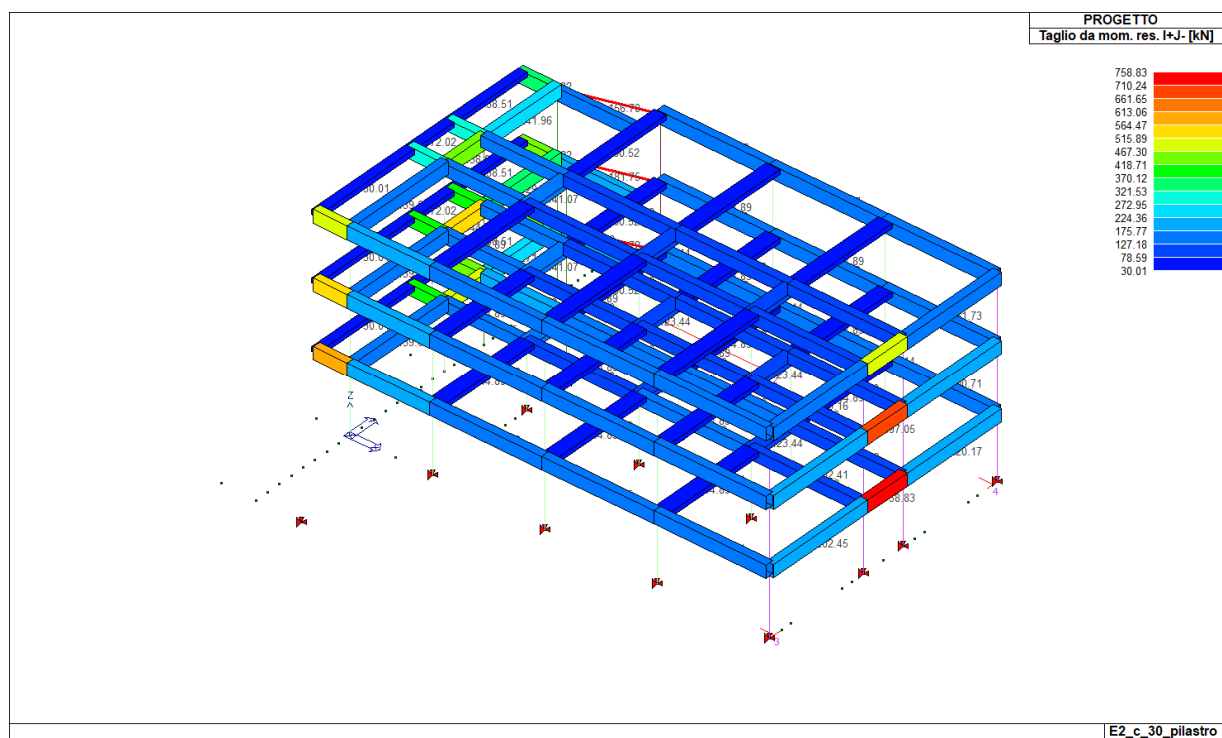


Figura 7.32 – Taglio da gerarchia delle resistenze

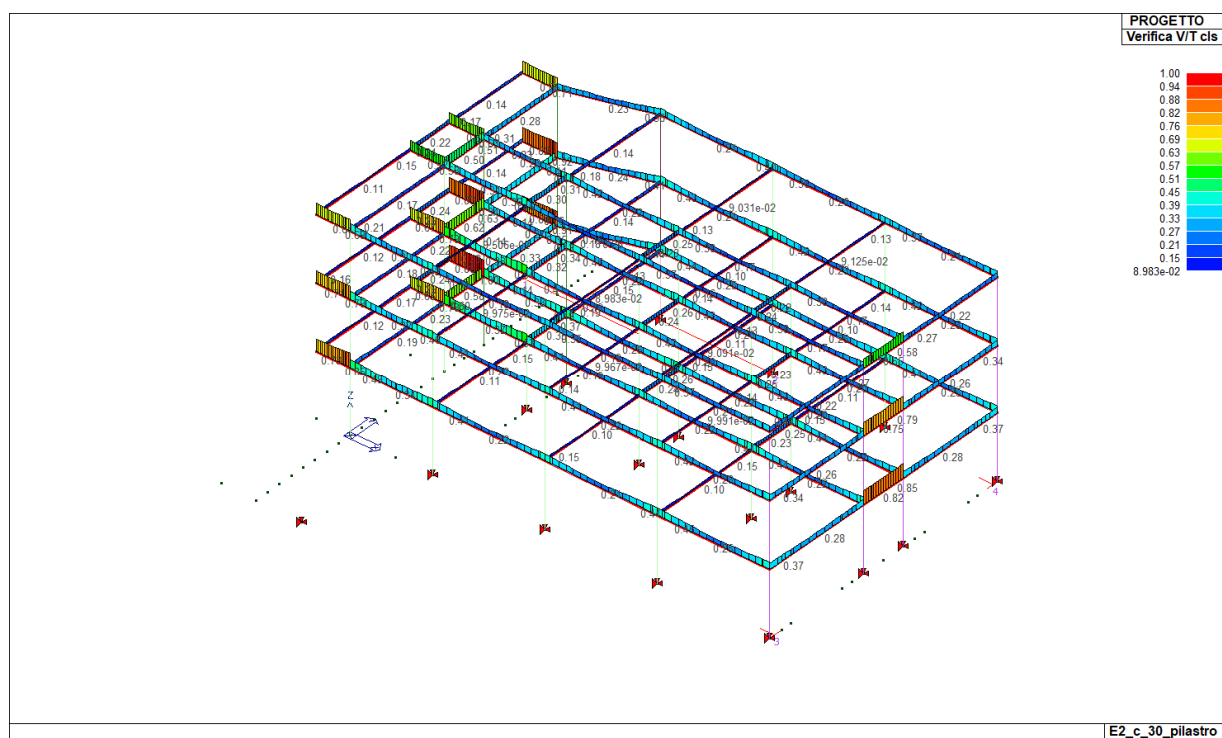


Figura 7.33 – Rapporto Domanda/Capacità per la verifica di resistenza a taglio (lato cls) - (verifica se $D/C < 1$)

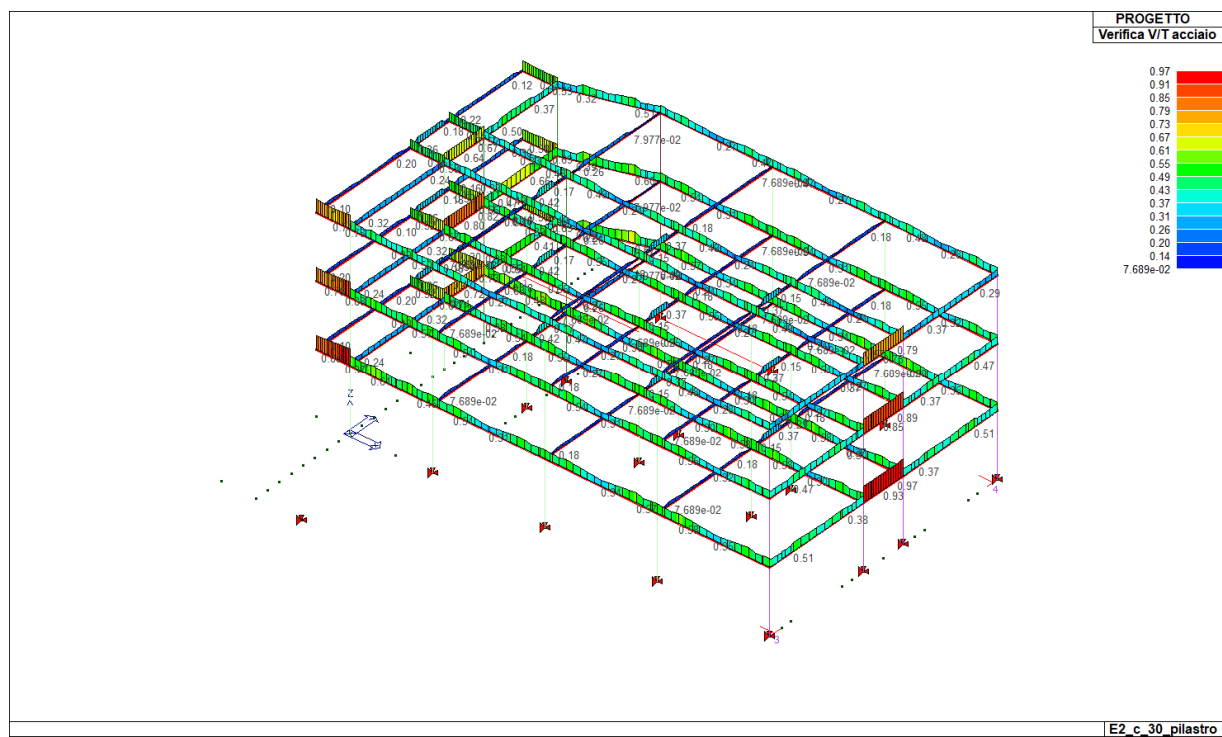


Figura 7.34 – Rapporto Domanda/Capacità per la verifica di resistenza a taglio (lato acciaio) - (verifica se $D/C < 1$)

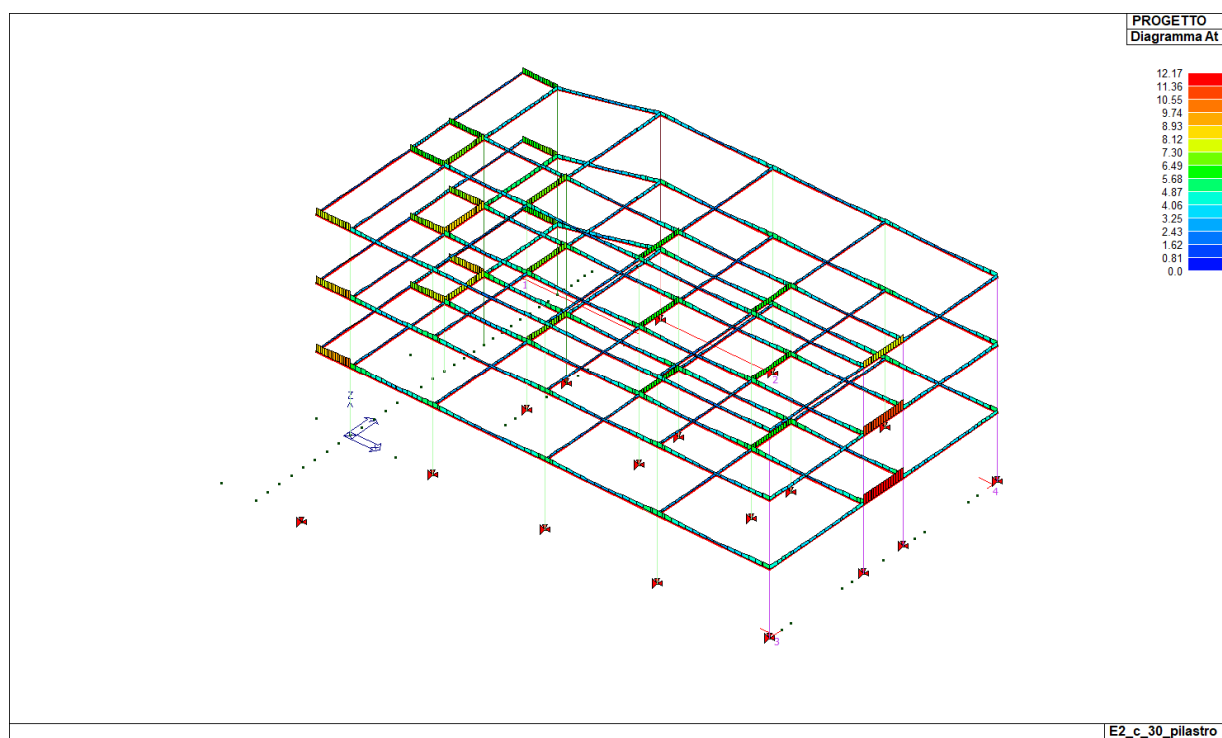


Figura 7.35 – Mappa della domanda di armatura a taglio/torsione delle travi, espressa in cm^2 .

7.5.4 Verifica TRAVI – SLE

Si riportano nel seguito i grafici di output delle verifiche delle tensioni allo SLE

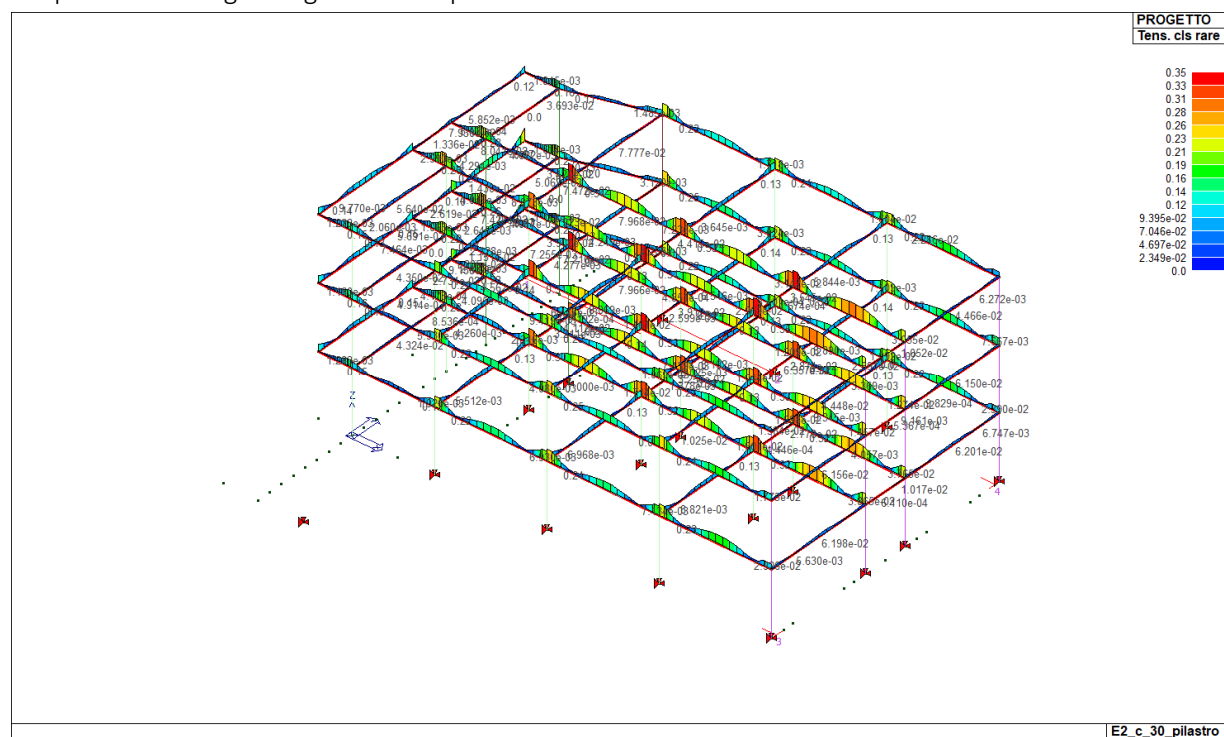


Figura 7.36 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di tensione agli stati limite di esercizio tensioni cls per la combinazione rara (verifica se $D/C < 1$ rapporto normalizzato).

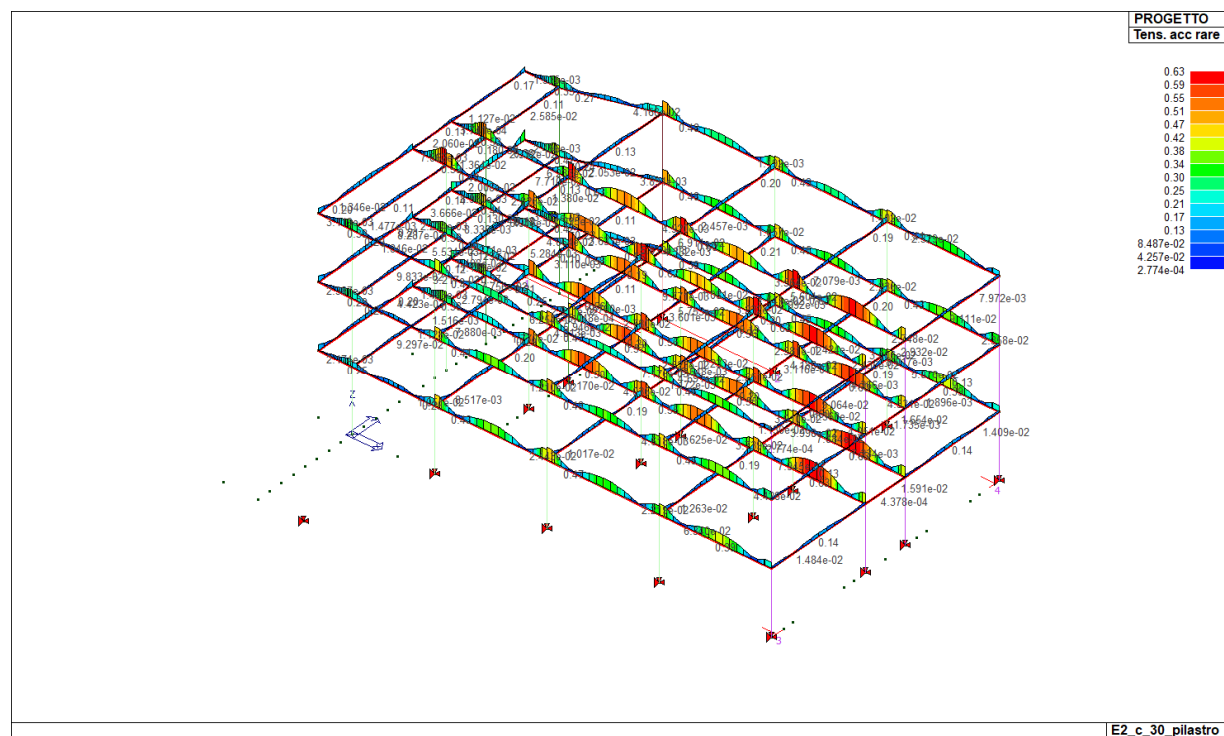


Figura 7.37 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di tensione agli stati limite di esercizio tensioni acciaio per la combinazione rara (verifica se $D/C < 1$ rapporto normalizzato).

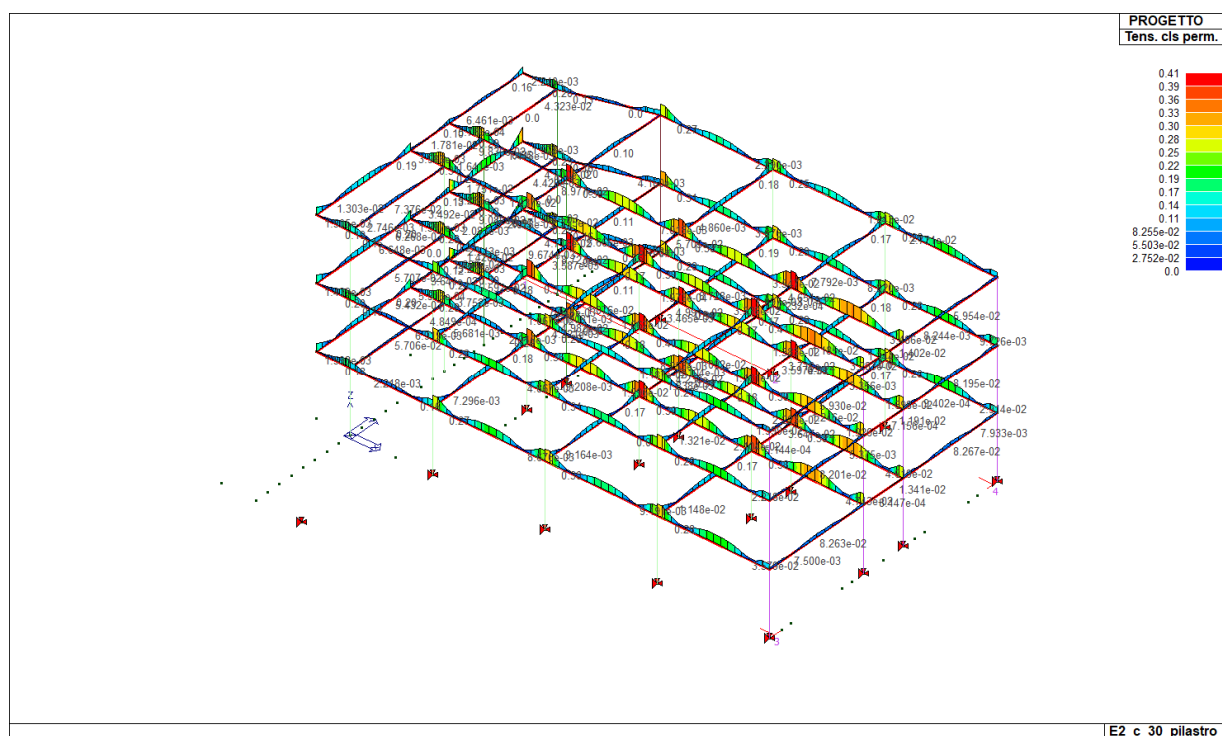


Figura 7.38 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di tensione agli stati limite di esercizio tensioni cls per la combinazione quasi permanente (verifica se $D/C < 1$ rapporto normalizzato).

Si riportano nel seguito i grafici di output delle verifiche dei valori di apertura delle fessure

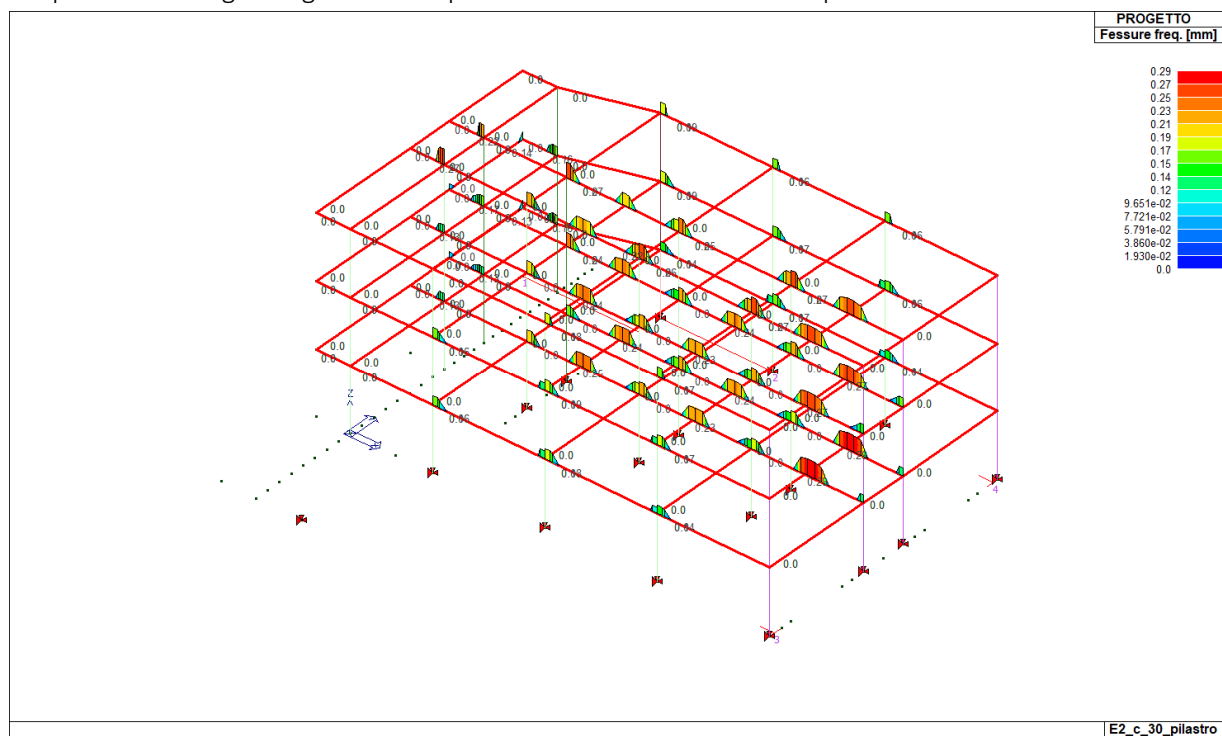


Figura 7.39 - Valori di apertura delle fessure per la sezione maggiormente sollecitata per la combinazione di carico frequente (apertura fessure $< w_3 = 0.40\text{mm}$)

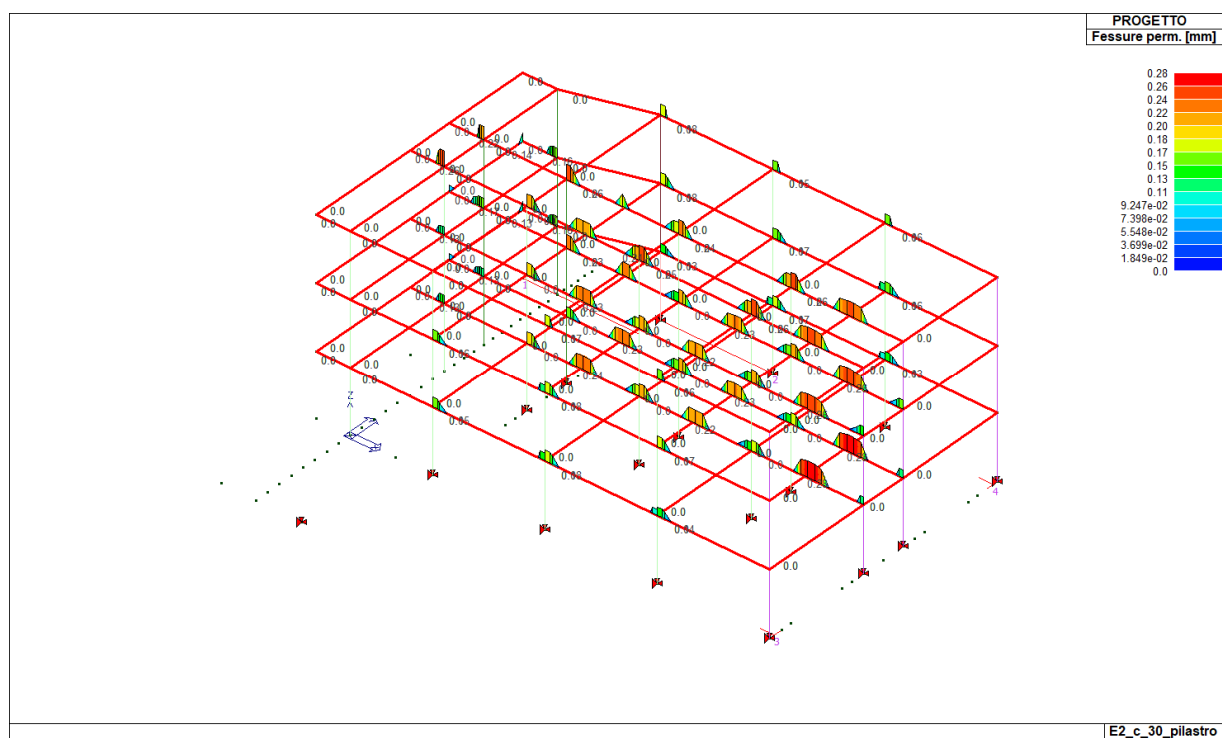


Figura 7.40 - Valori di apertura delle fessure per la sezione maggiormente sollecitata per la combinazione di carico quasi permanente (apertura fessure $\leq w_2 = 0.30\text{mm}$)

7.6 Verifica pilastri

La struttura è in Classe di Duttilità Bassa (CDB) e pertanto la zona critica del pilastro è la maggiore fra le seguenti (§ 7.4.6.1.2 NTC 2018):

- $1/6$ altezza libera del pilastro = $3500/6 = 583$ mm
- 45 cm
- Altezza della sezione del pilastro = $600/1200$ mm

Le verifiche di resistenza e gerarchia, così come il controllo tensione e fessurazione per gli stati limite di esercizio, vengono condotte in automatico dal programma di calcolo.

Le verifiche di resistenza allo SLU ed SLV vengono condotte in campo plastico mentre le verifiche di resistenza allo SLD vengono eseguite con la sezione in campo sostanzialmente elastico.

Nel presente paragrafo vengono riportati:

- Schemi riepilogativi delle sollecitazioni massime ottenute per la combinazione di carico più gravosa;
- Schemi riepilogativi per tipologia di travi del valore di involucro delle sollecitazioni.
- Verifiche di sicurezza degli elementi. Le verifiche di sicurezza sono riportate in forma grafica riportando il valore massimo del rapporto tra la sollecitazione di calcolo e la corrispondente resistenza.

7.6.1 Schemi riepilogativi delle sollecitazioni massime

Per il corpo E2 si è considerata inoltre la possibile attivazione di meccanismo di piano soffice al piano terreno dovuto alla presenza di vetrate continue sui lati lunghi dell'edificio e pertanto le azioni sismiche sui pilastri del piano terra vengono incrementate di un fattore 1.4 (lungo direzione X) così come previsto al p.to 7.2.3. Di seguito si riportano le immagini di output del programma di calcolo considerando le differenze di sollecitazioni con modello senza incremento e con incremento del fattore 1.4.

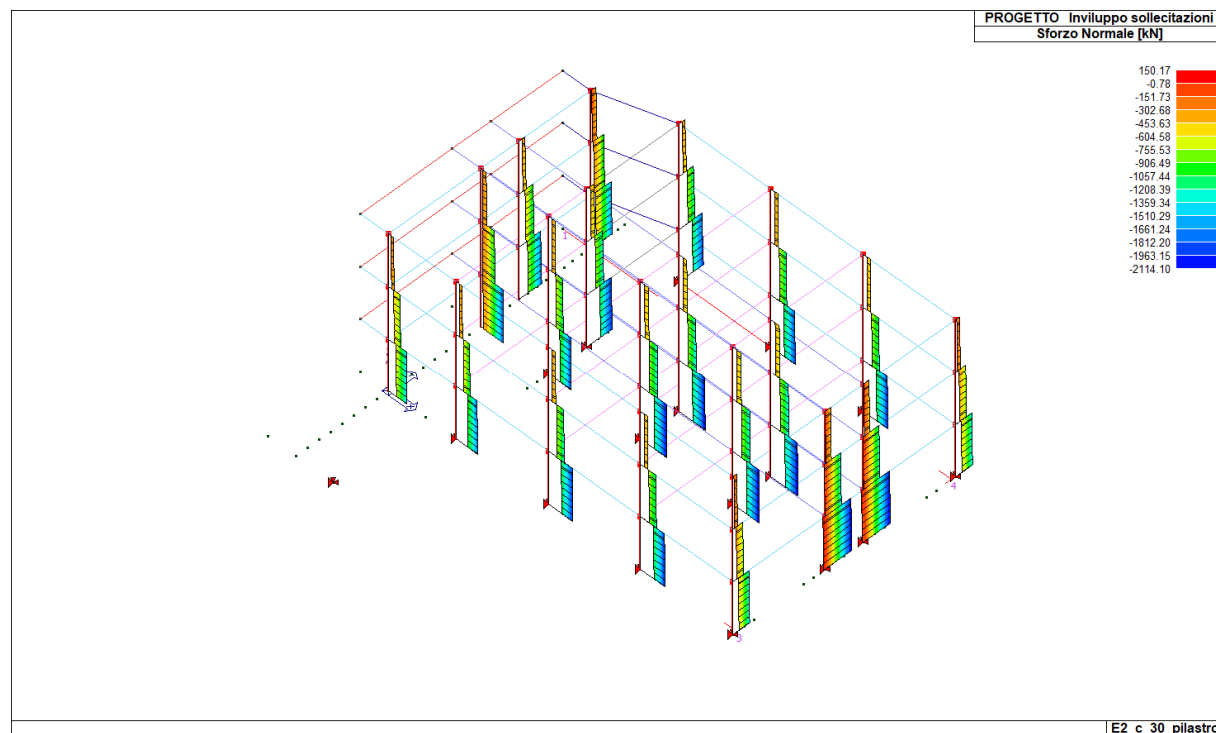


Figura 7.41 – Involuppo sforzo normale

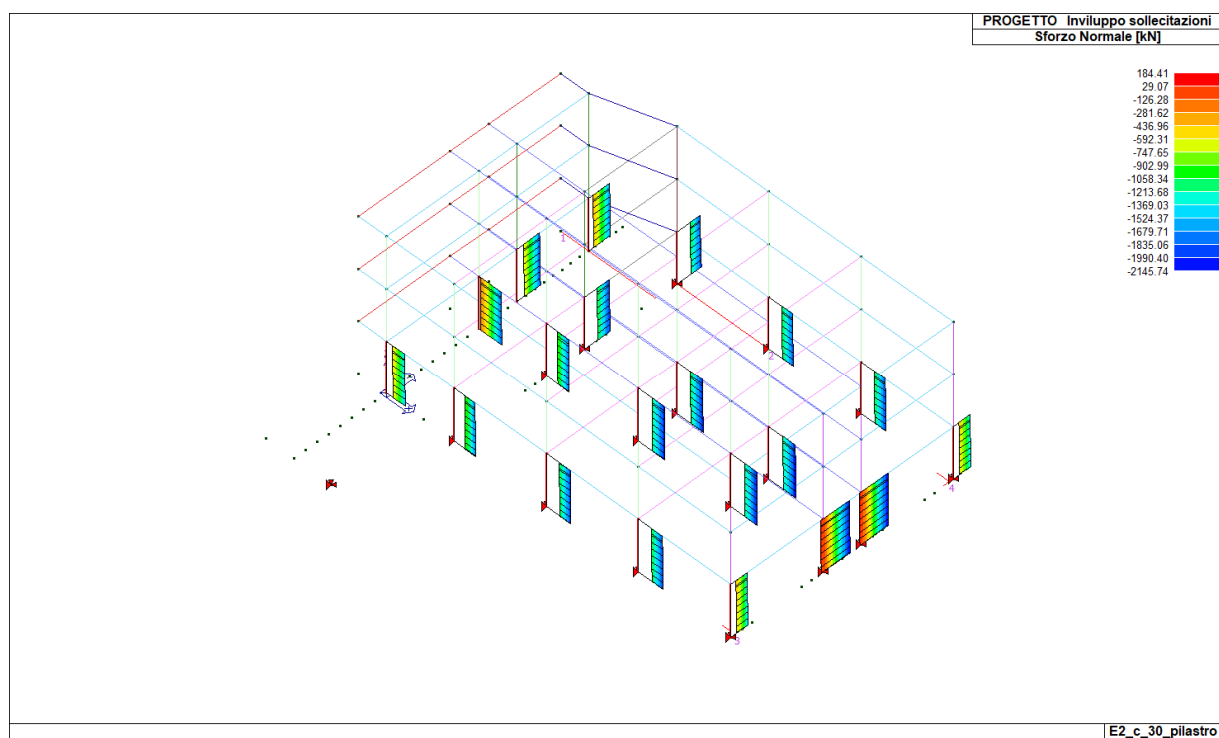


Figura 7.42 – Involuppo sforzo normale con INCREMENTO 1.4

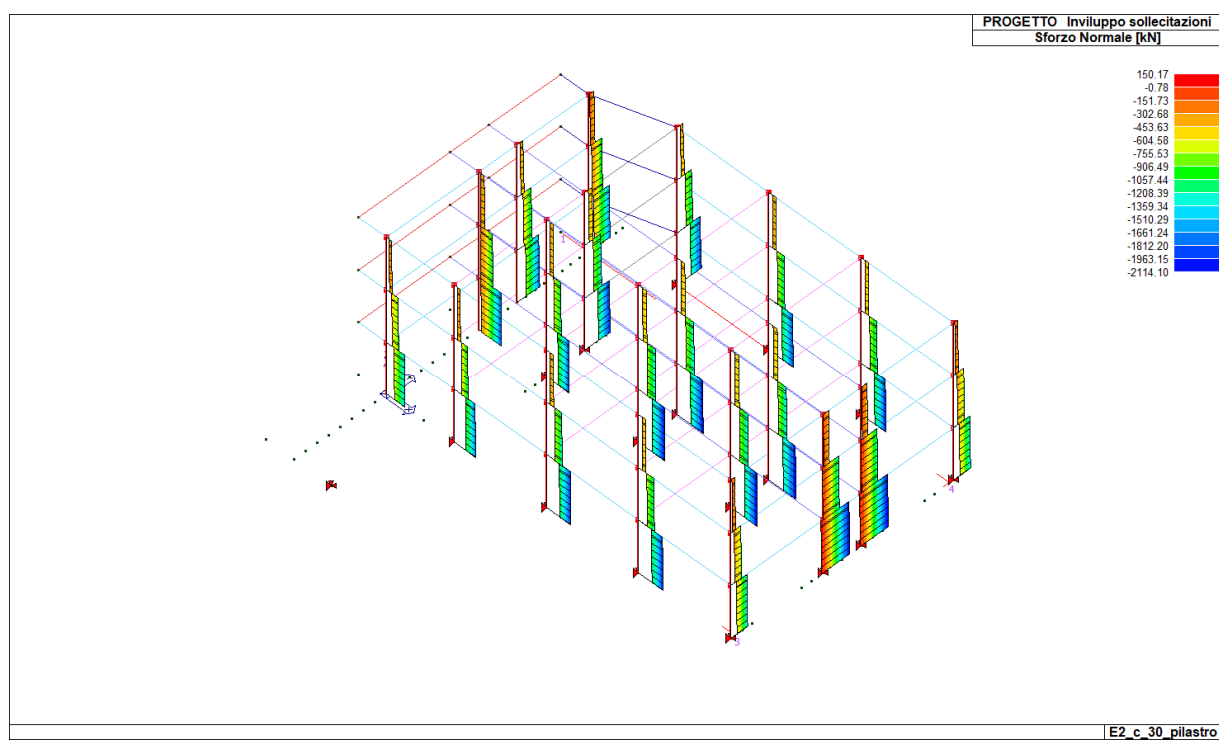


Figura 7.43 – Involuppo momento flettente M 3-3

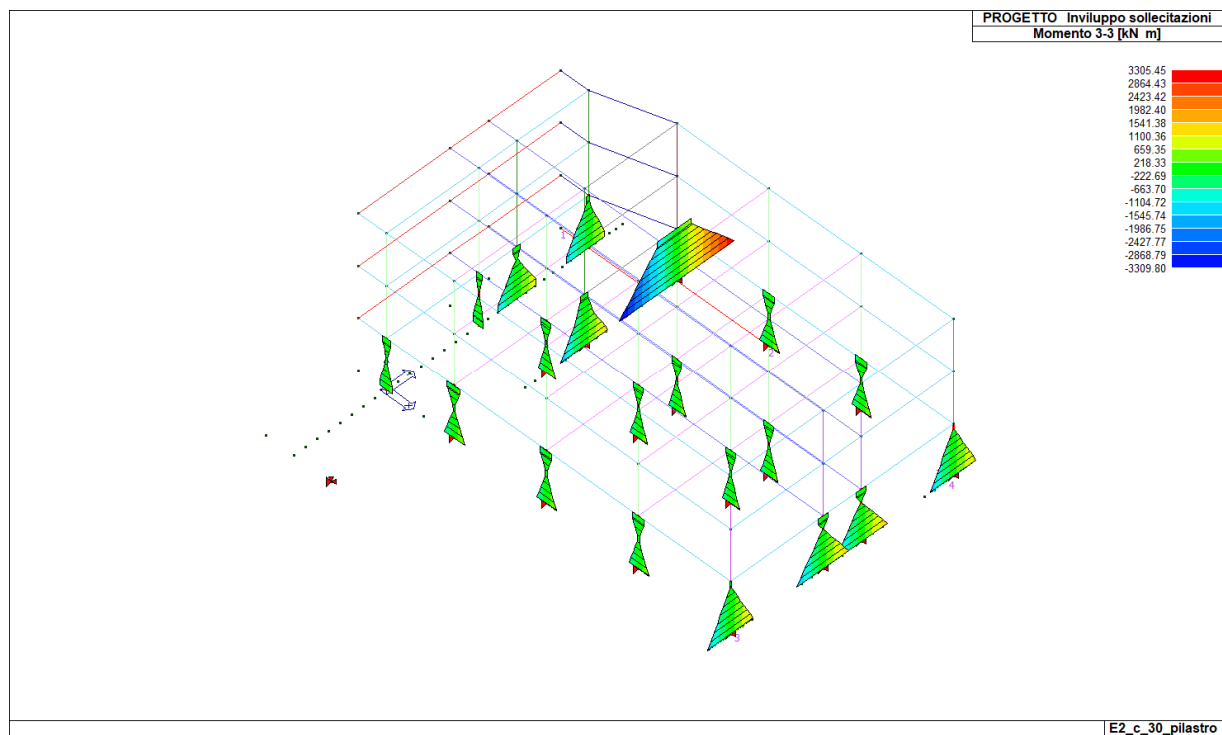


Figura 7.44 – Involuppo momento flettente M 3-3 con INCREMENTO 1.4

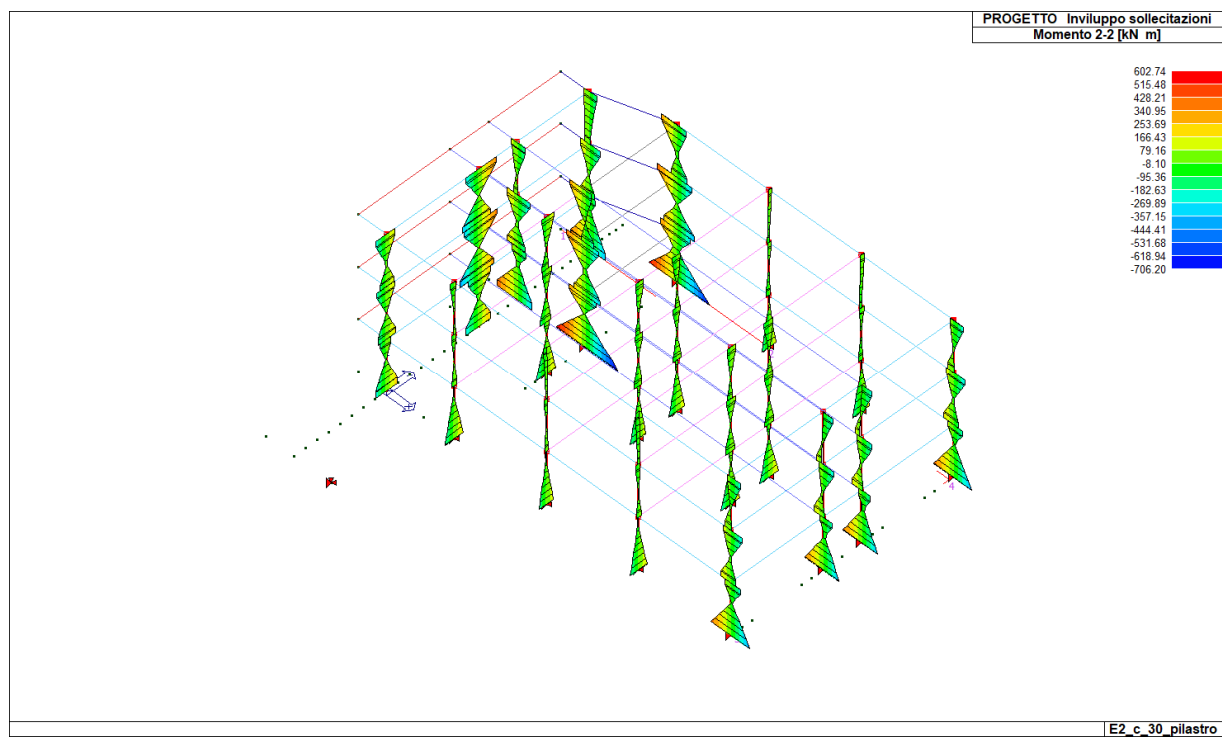


Figura 7.45 – Involuppo momento flettente M 2-2

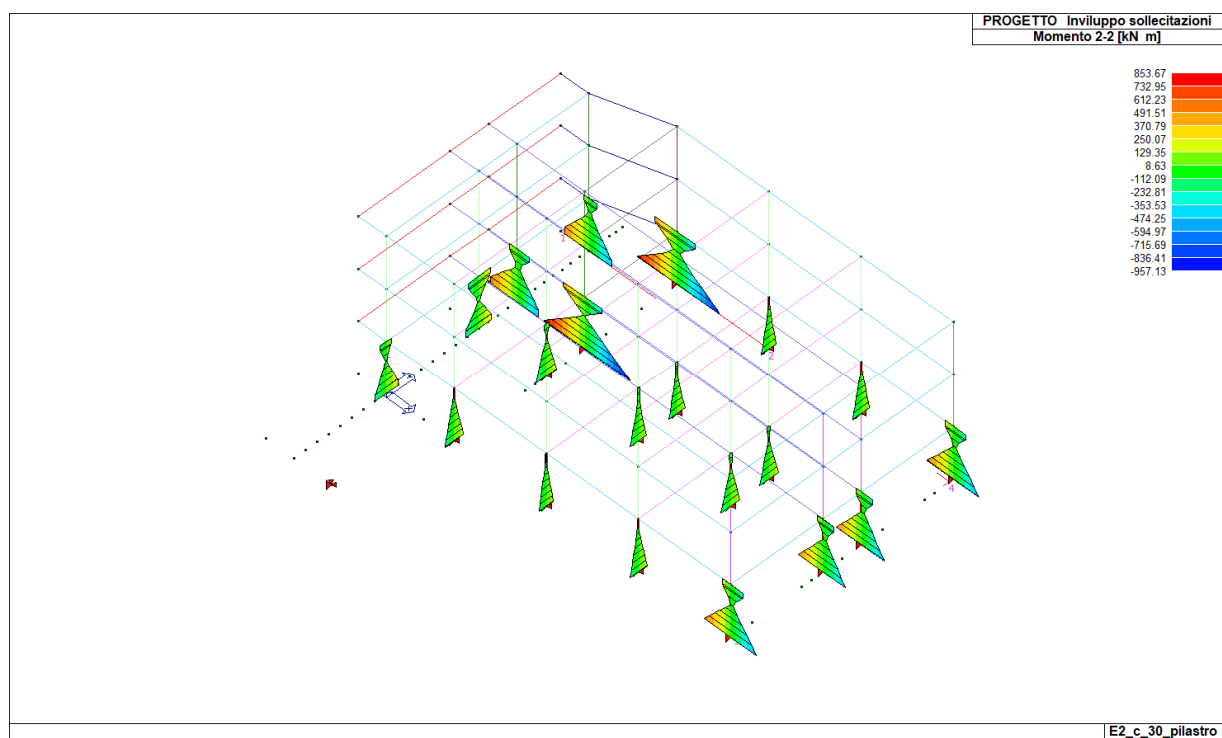


Figura 7.46 – Involuppo momento flettente M 2-2 con INCREMENTO 1.4

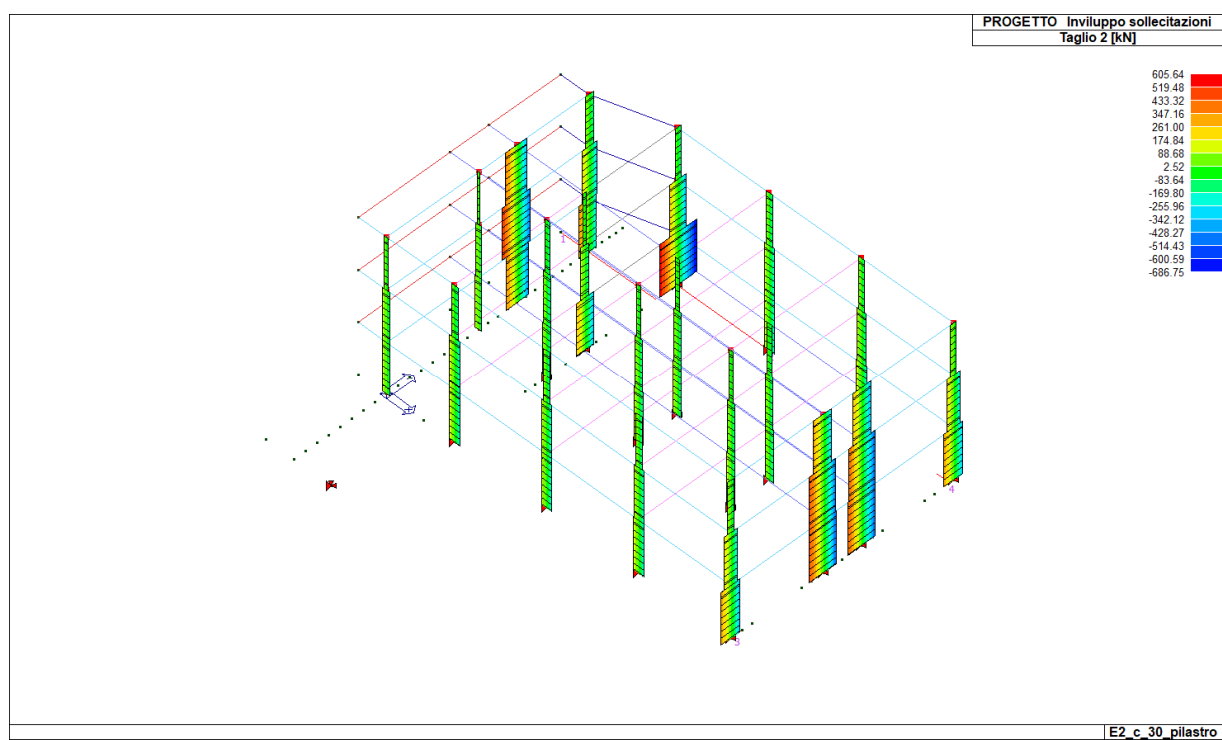


Figura 7.47 – Involuppo momento taglio V 2-2

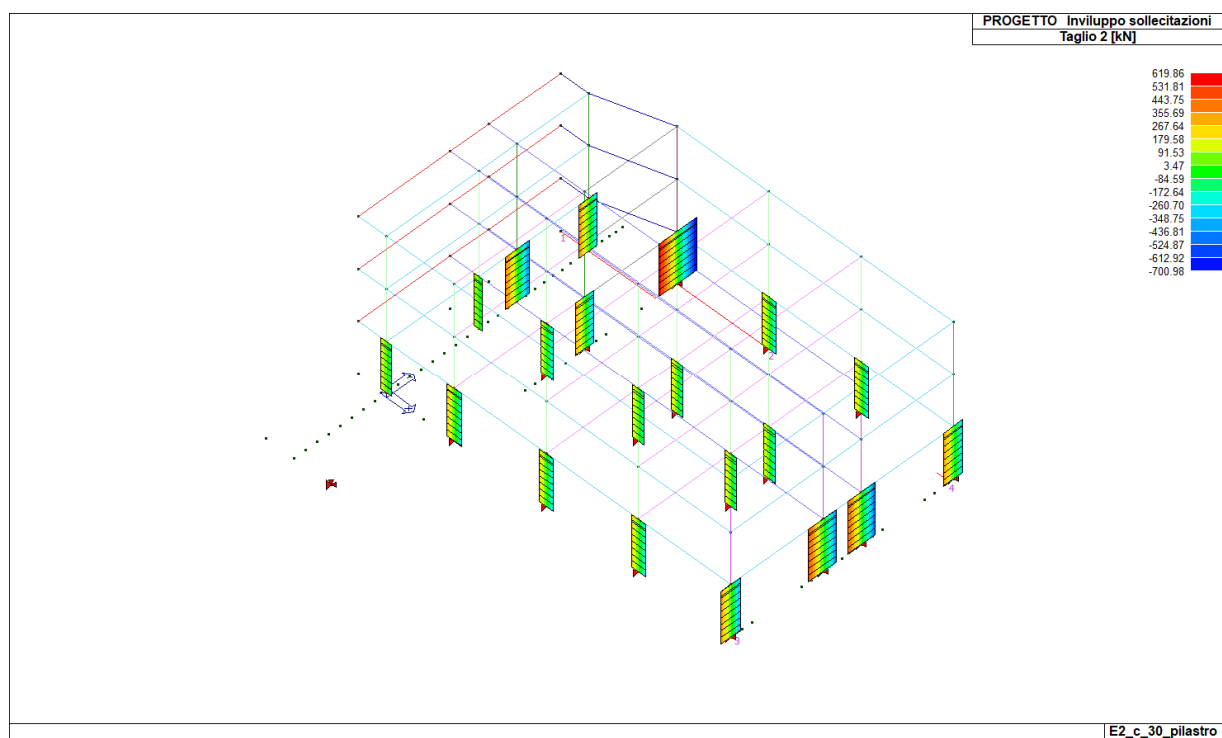


Figura 7.48 – Involuppo momento taglio V 2-2 con INCREMENTO 1.4

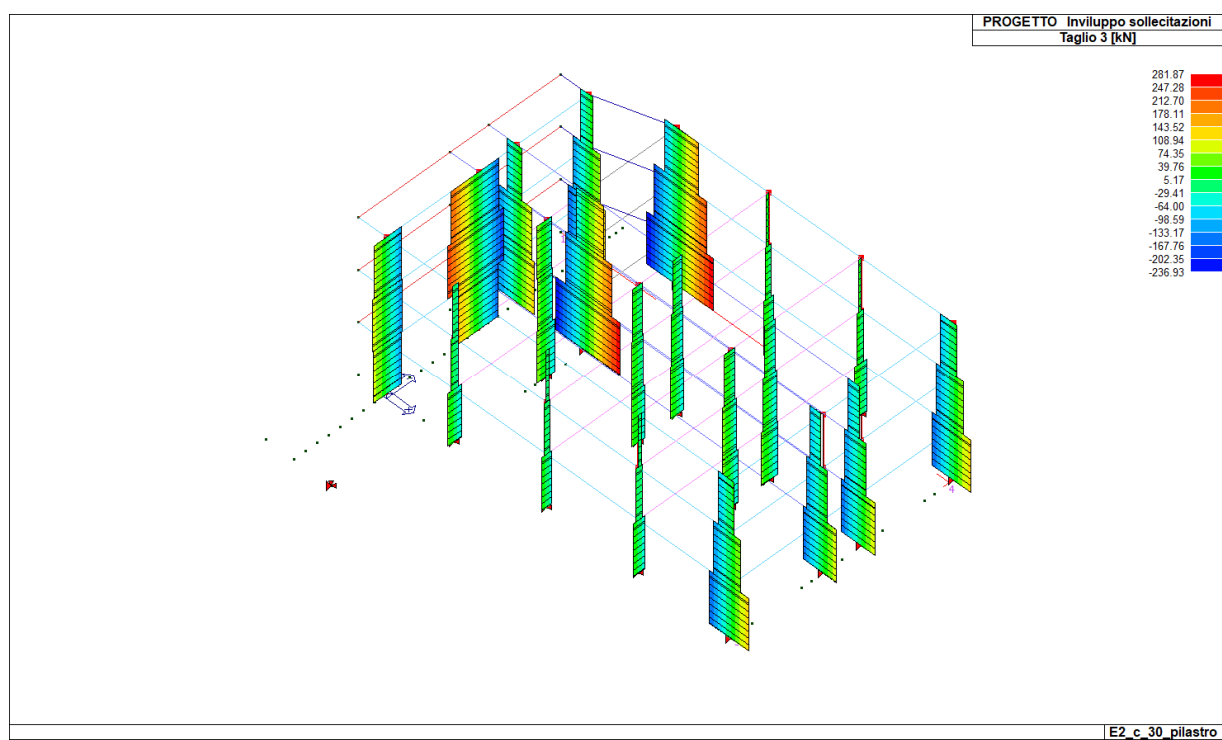


Figura 7.49 – Involuppo momento taglio V 3-3

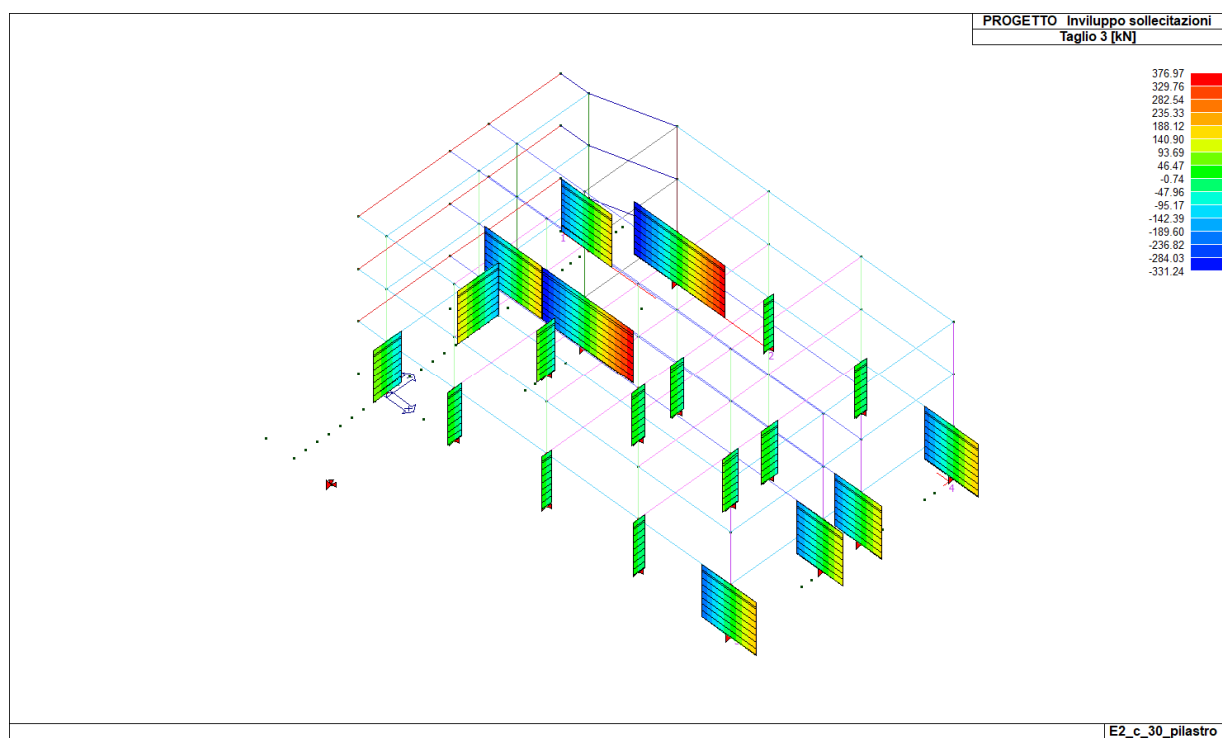


Figura 7.50 – Involuppo momento taglio V 3-3 con incremento 1.4

7.6.2 Verifica pressoflessione SLU/SLV/SLD (con incremento 1.4)

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per tutte le sezioni

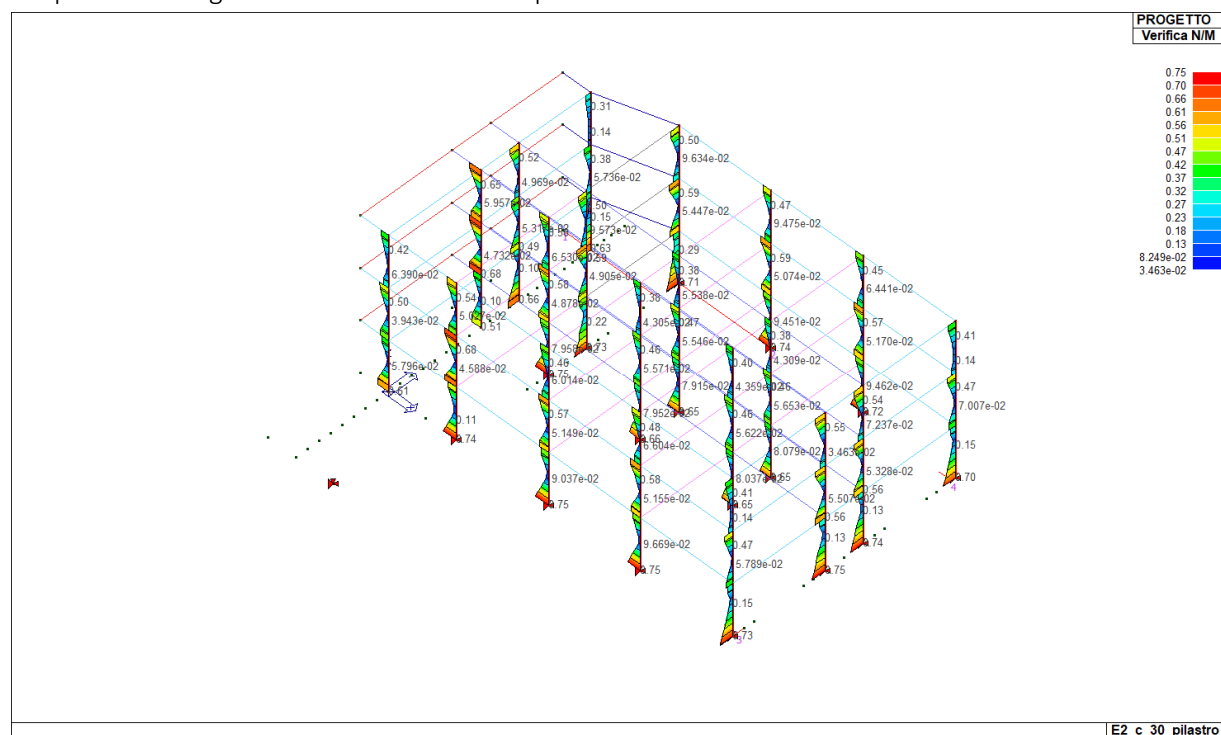


Figura 7.51 – Rapporto Domanda/Capacità - verifica di resistenza a flessione dei pilastri SLU/SLV (verifica se $D/C < 1$)

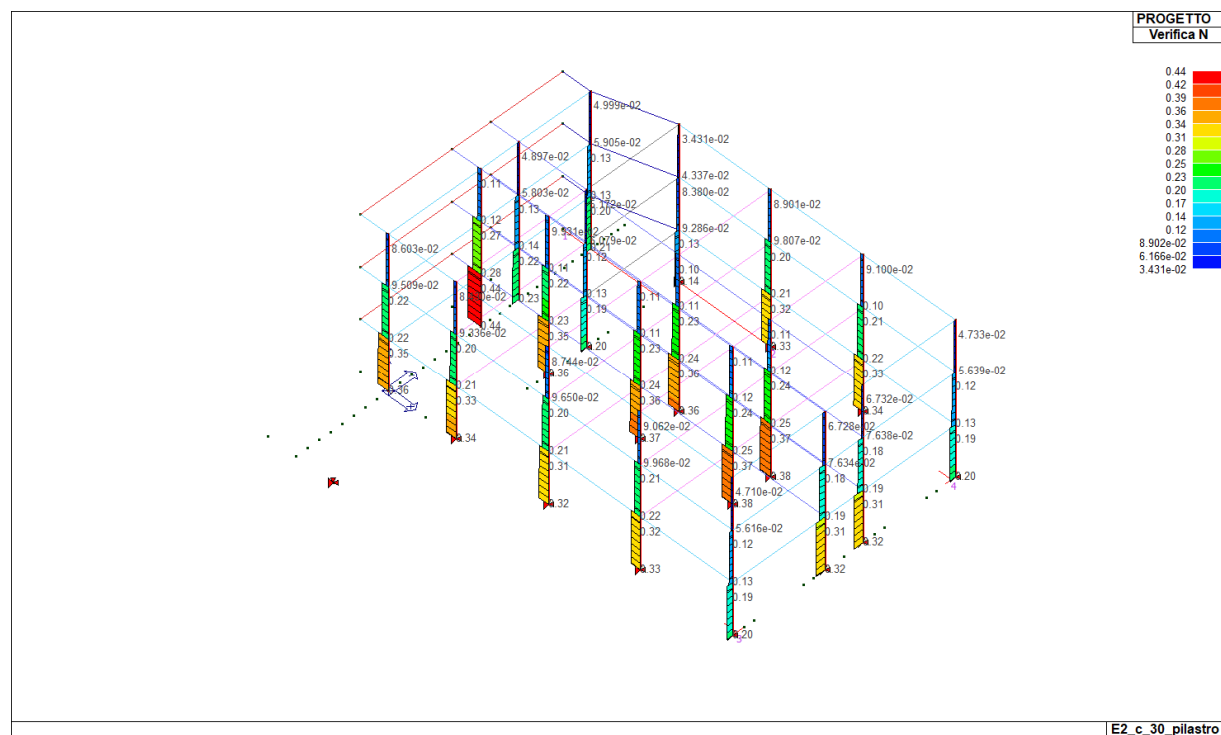


Figura 7.52 – Rapporto Domanda/Capacità - Verifica sismica N: riporta il risultato della verifica a compressione del calcestruzzo (§7.4.4.2.1 del D.M.2018) (verifica se $D/C < 1$)

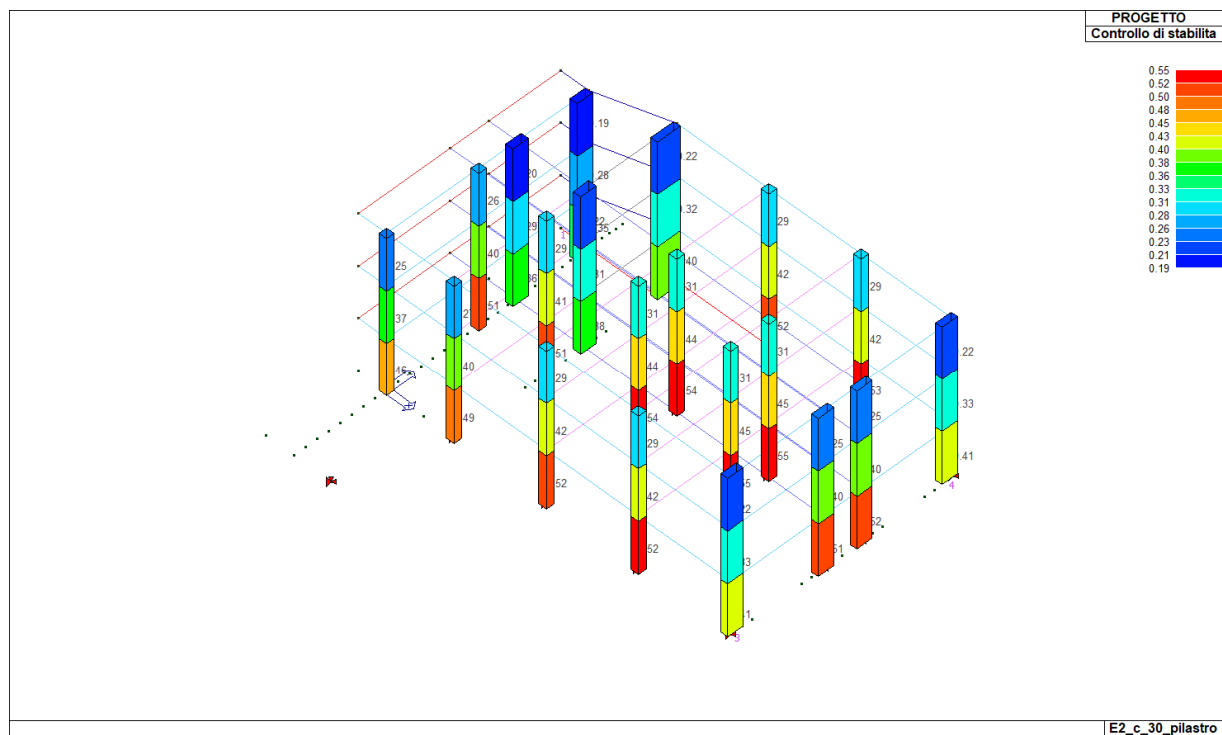


Figura 7.53 – Controllo stab.: rapporto tra la snellezza del pilastro e la snellezza limite definita dalla norma (formula 4.1.41). Se il valore è > 1 è necessario tenere conto degli effetti del II ordine con il metodo della colonna modello.

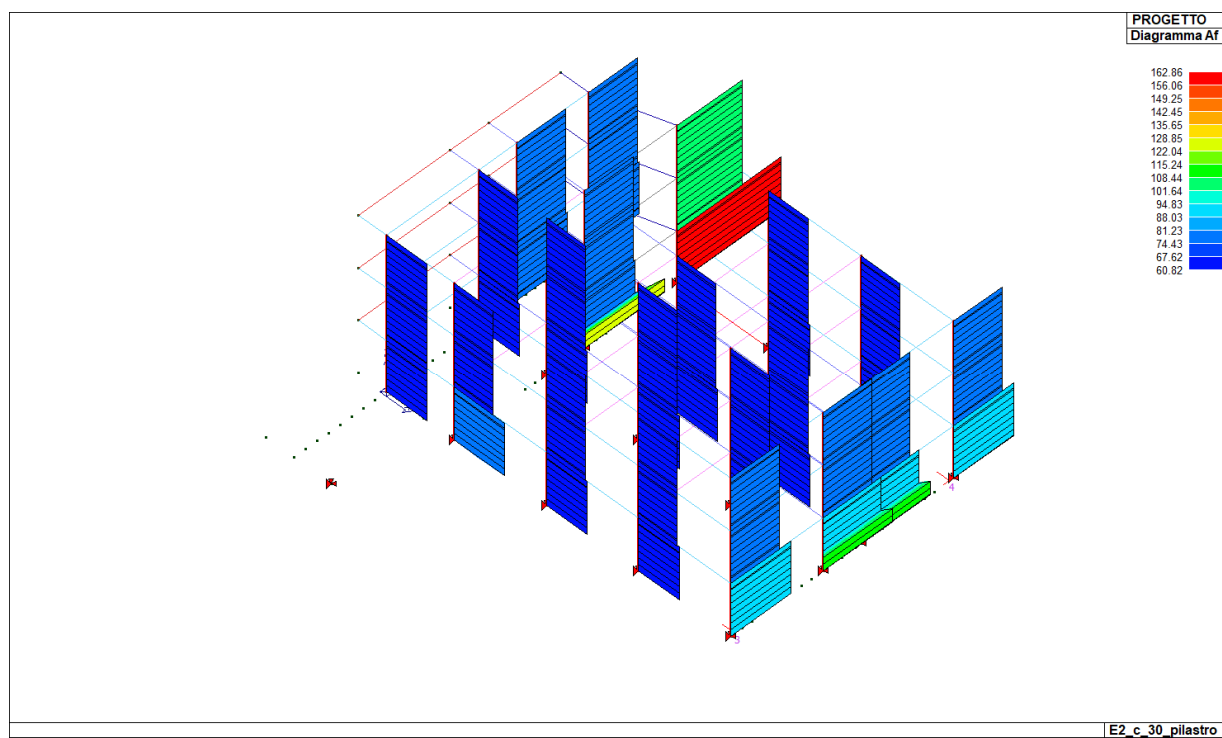


Figura 7.54 – Diagramma armatura per soddisfacimento verifiche flessionali SLU/SLD (CON INCREMENTO 1.4)

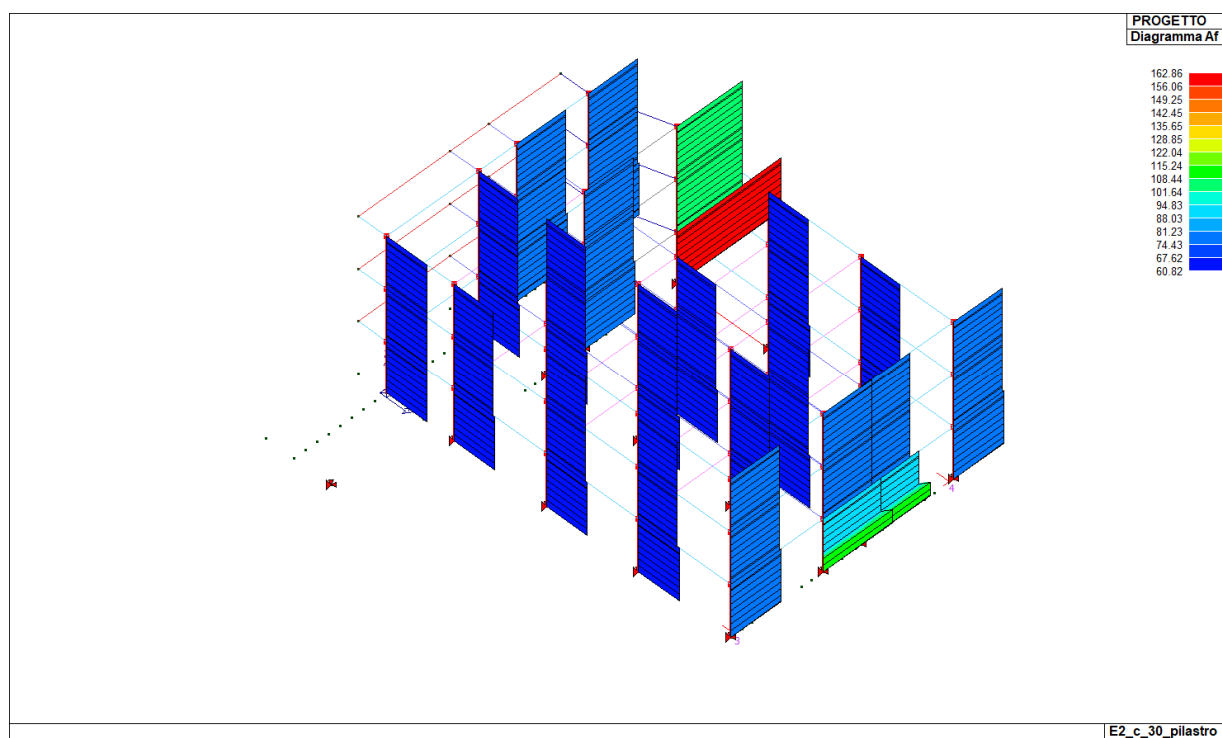


Figura 7.55 – Diagramma armatura per soddisfacimento verifiche flessionali SLU/SLD (SENZA INCREMENTO 1.4)

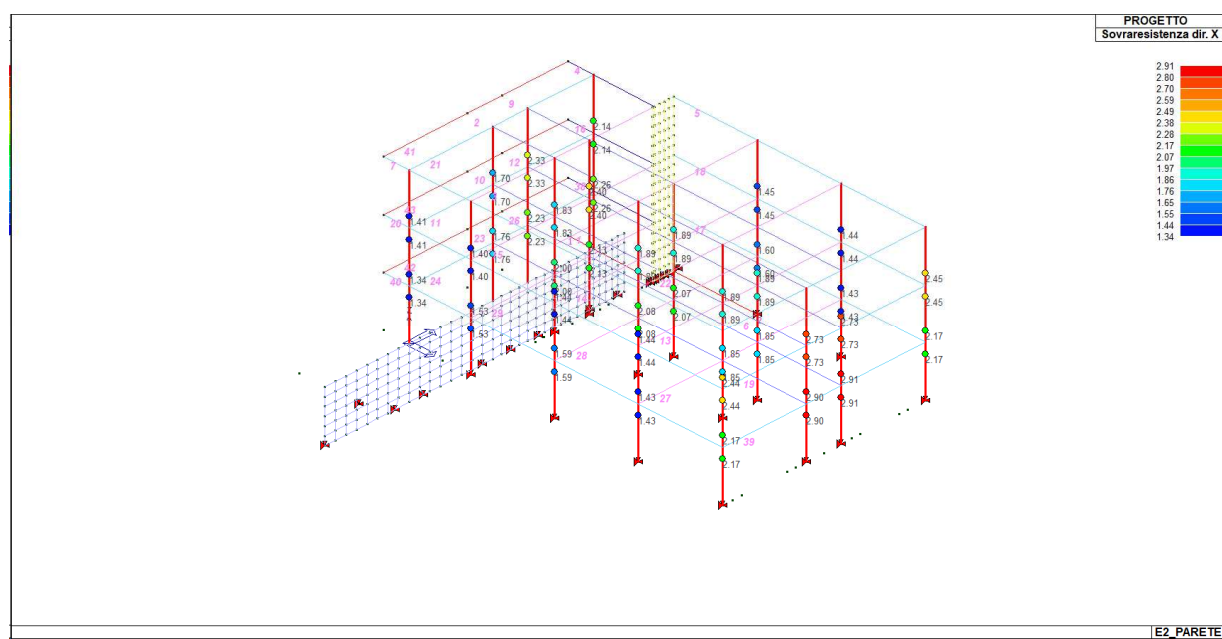


Figura 7.56 – Gerarchia delle resistenze: Sovreresistenza DIR X: esito della verifica di sovreresistenza (formula 7.4.4 del D.M .2018). La verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è > 1.30

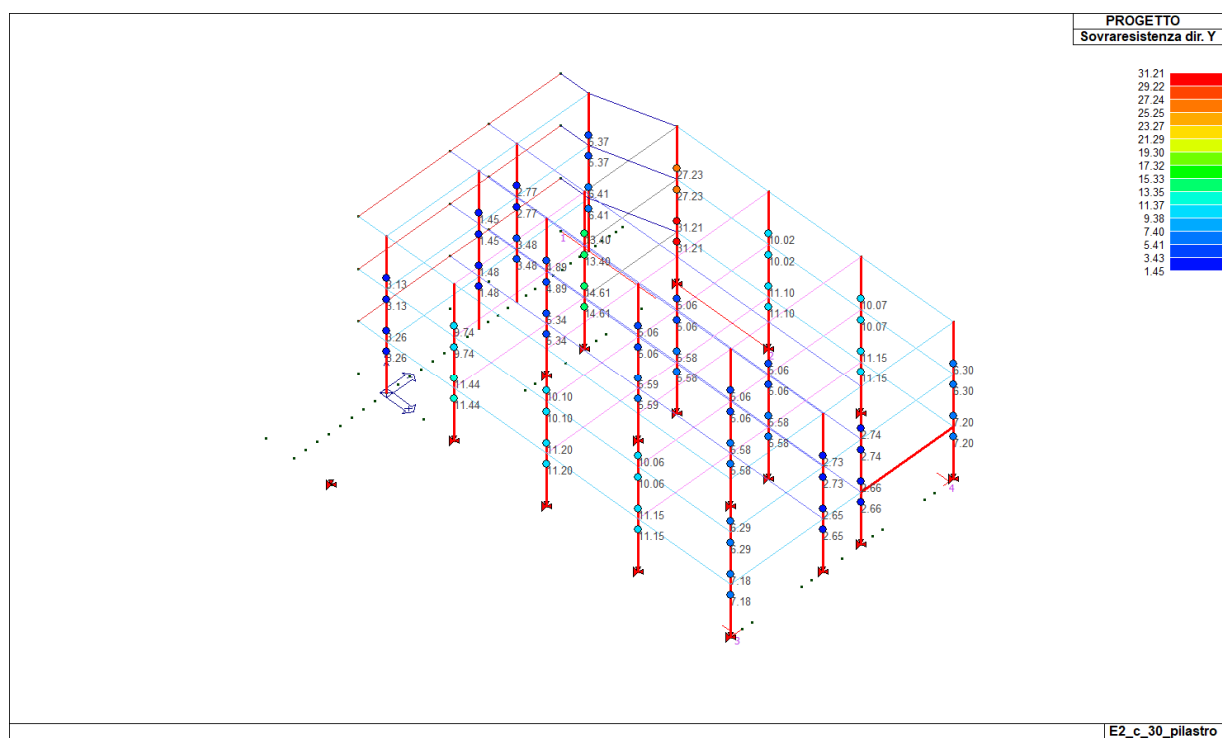


Figura 7.57 – Gerarchia delle resistenze: Sovreresistenza DIR Y: esito della verifica di sovreresistenza (formula 7.4.4 del D.M.2018). La verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è > 1.30

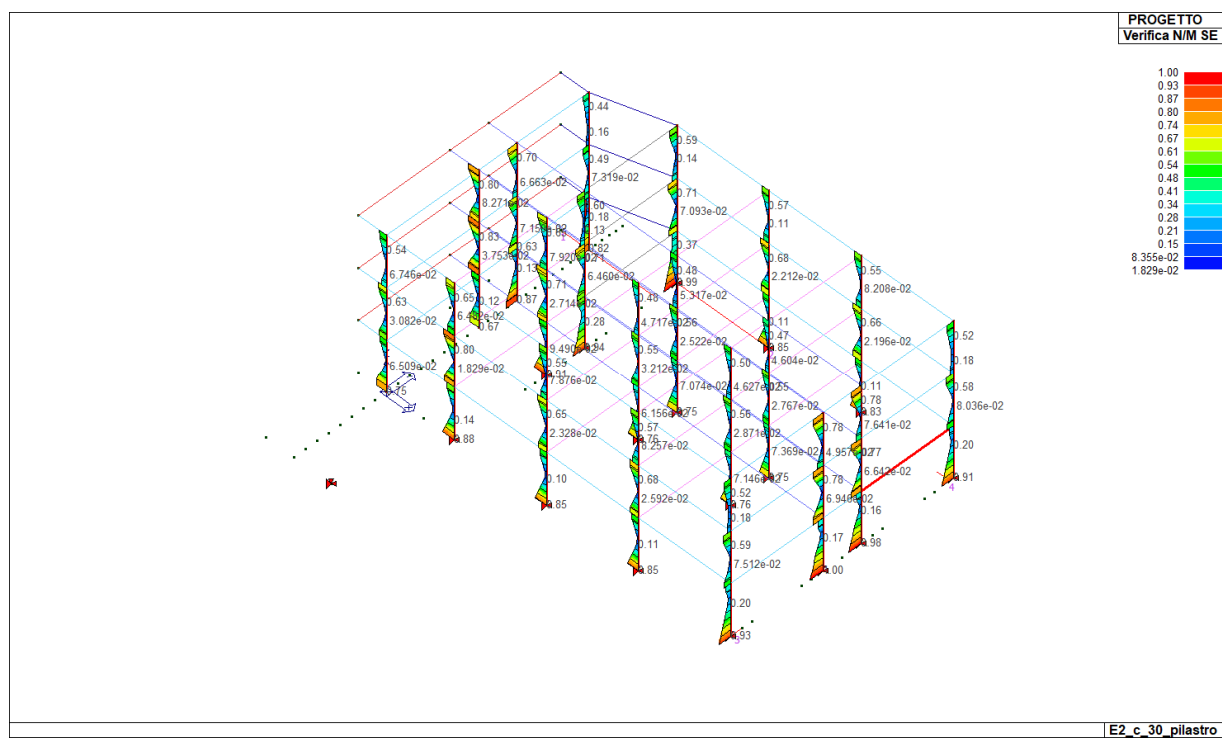


Figura 7.58 – Rapporto Domanda/Capacità - verifica di resistenza a flessione dei pilastri SLD (verifica se $D/C < 1$)

7.6.3 Verifiche SLU – SLV Taglio (gerarchia) - SLD

Come per le travi, nei pilastri la verifica resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate dall'analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per tale verifica e per il dimensionamento delle armature si ottengono imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (superiore e inferiore) del pilastro $M_{i,d}^s, M_{i,d}^i$, nel modo seguente:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{i,d}^s + M_{i,d}^i}{l_p}$$

dove:

γ_{Rd} = Coefficiente di sovrarresistenza, pari a 1,10 per strutture in CD" B";

$$M_{i,d} = M_{c,Rd} \cdot \min \left(1; \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}} \right)$$

In cui:

$M_{c,Rd}$ = capacità del pilastro nella sezione di estremità;

$\sum M_{b,Rd}$ = sommatoria dei momenti resistenti delle travi incidenti nel nodo;

$\sum M_{c,Rd}$ = sommatoria dei momenti resistenti dei pilastri incidenti nel nodo;

l_p = lunghezza del pilastro.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate

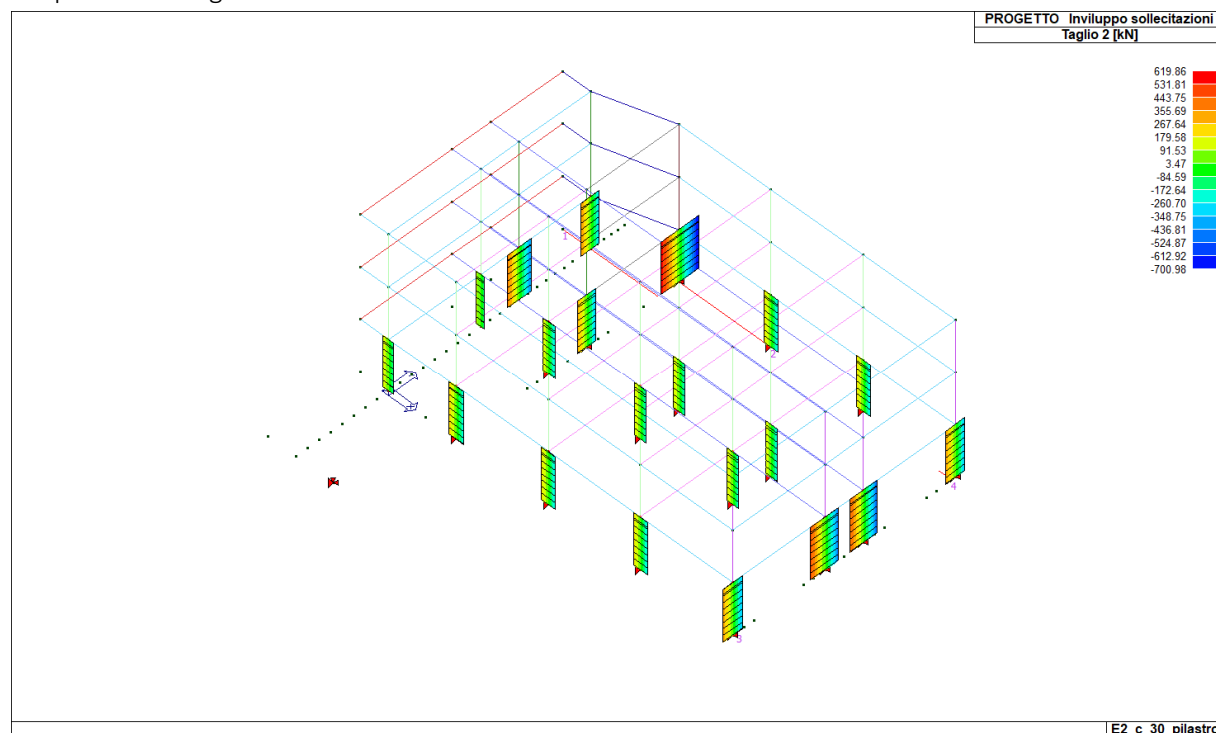


Figura 7.59 – Inviluppo sforzo di taglio SLU/SLV (taglio V2)

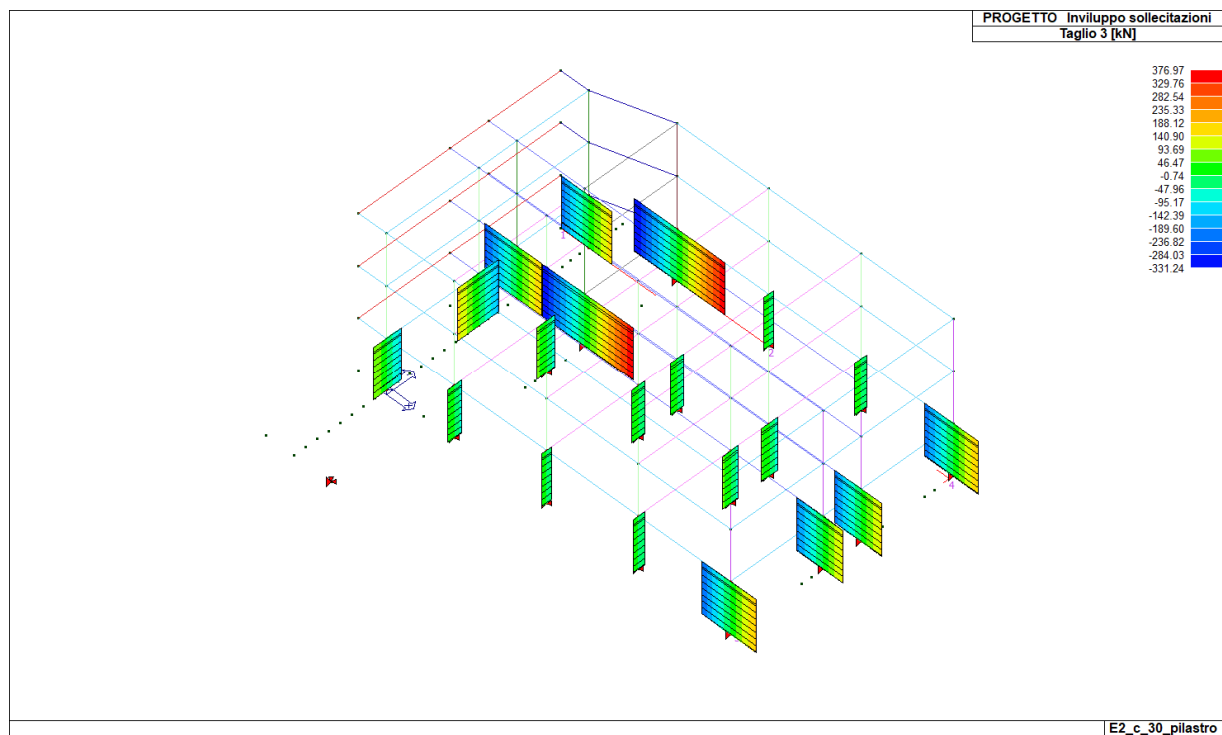


Figura 7.60 – Inviluppo sforzo di taglio SLU/SLV (taglio V3)

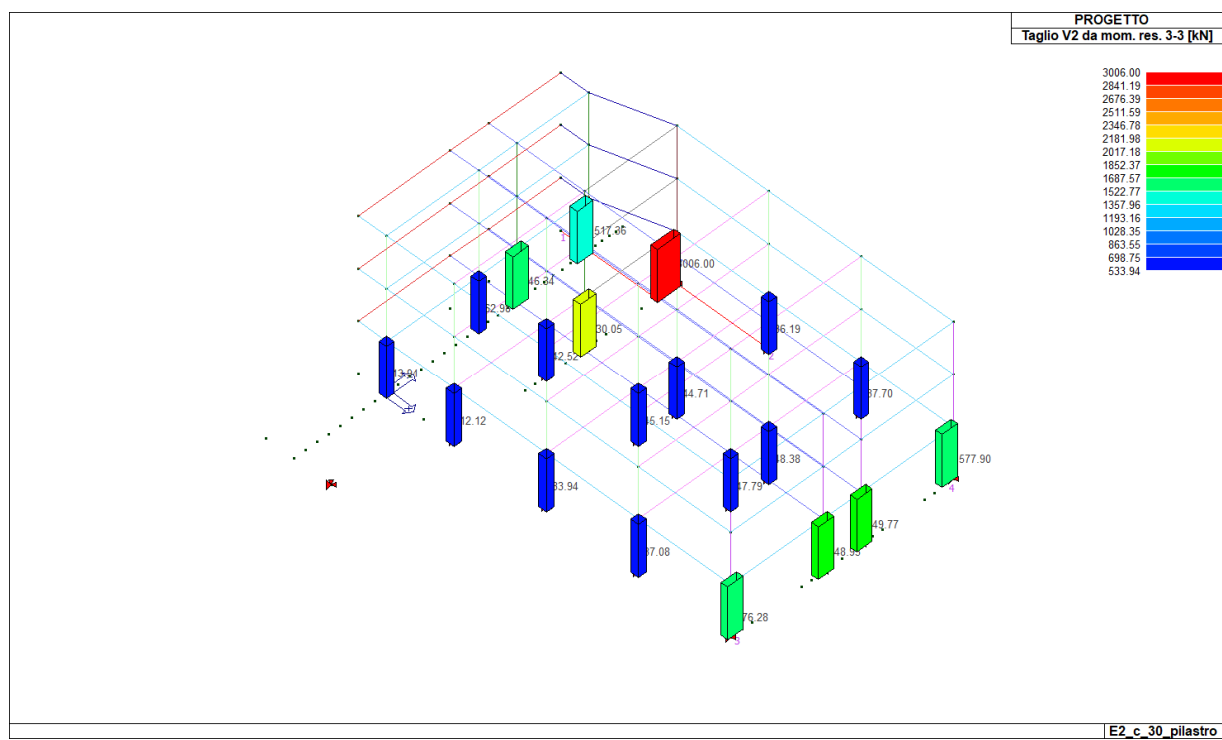


Figura 7.61 – L'immagine riporta il valore del taglio da mom. Res. I-J+: taglio da gerarchia ottenuto dai momenti resistenti del pilastro. Tali valori vengono utilizzati per la verifica degli elementi verticali. CON INCREMENTO 1.4

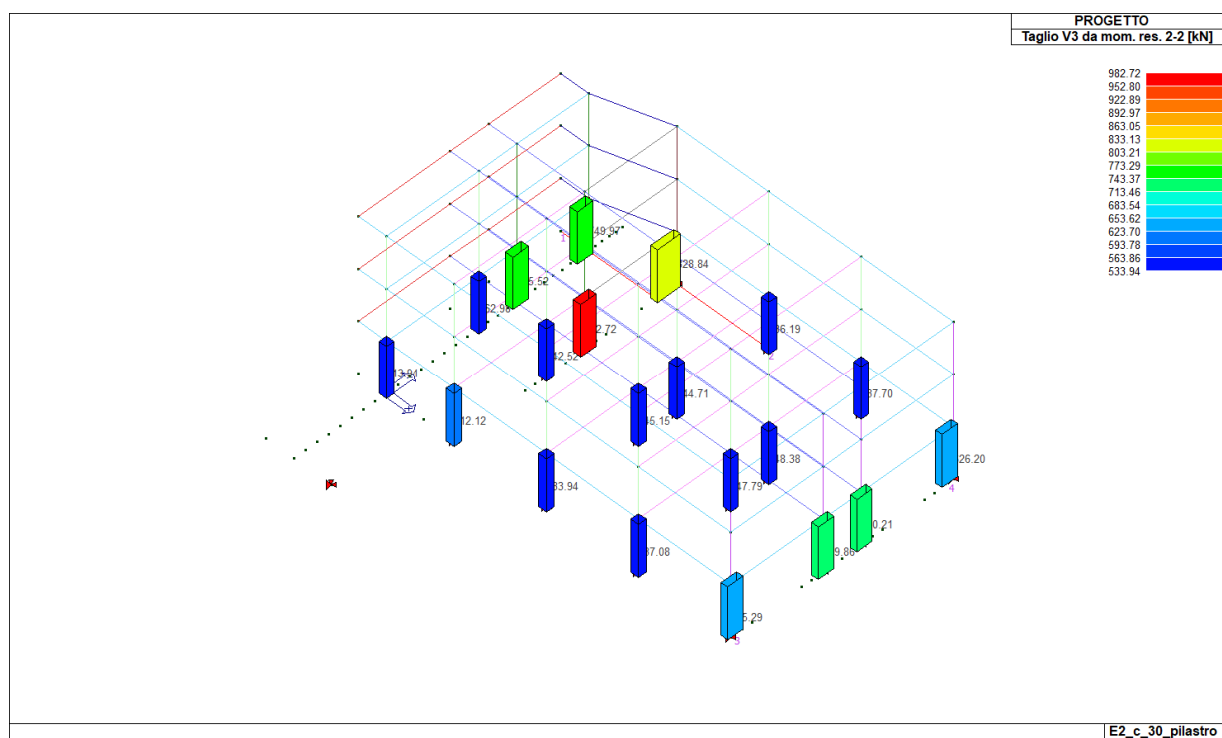


Figura 7.62 – L'immagine riporta il valore del taglio da mom. Res. I-J+: taglio da gerarchia ottenuto dai momenti resistenti del pilastro. Tali valori vengono utilizzati per la verifica degli elementi verticali. CON INCREMENTO 1.4

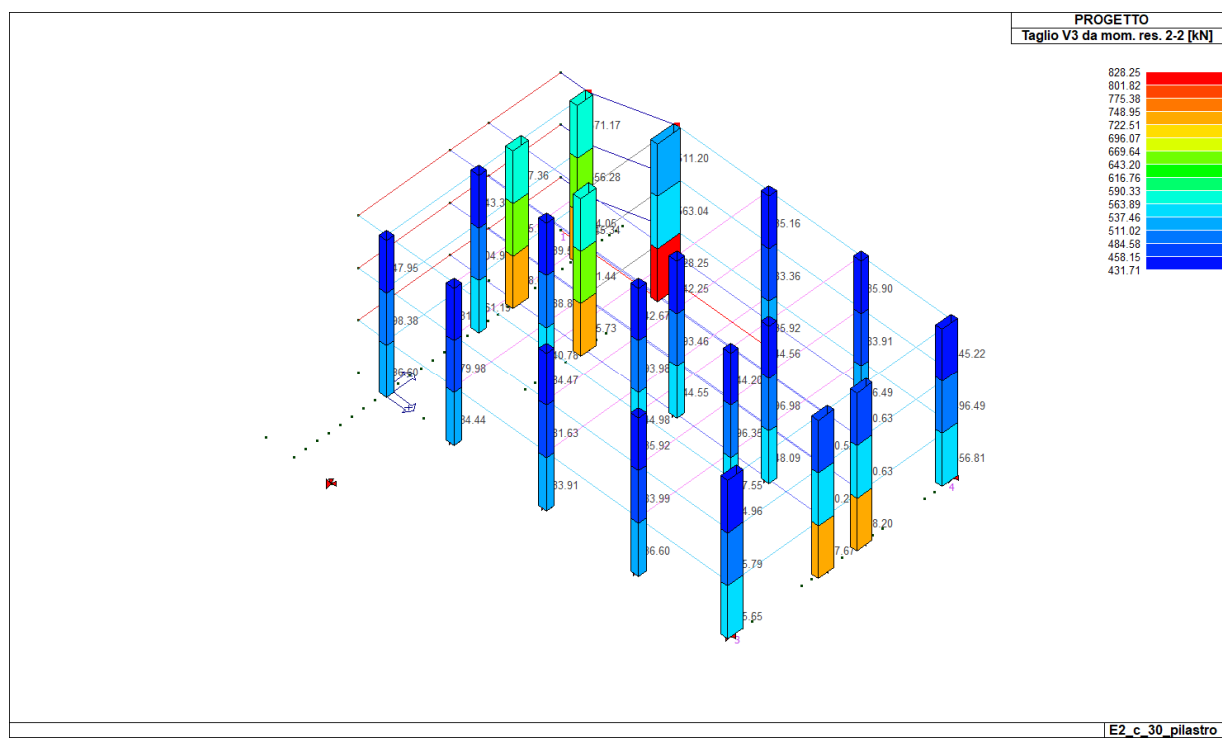


Figura 7.63 – L'immagine riporta il valore del taglio da mom. Res. I-J+: taglio da gerarchia ottenuto dai momenti resistenti del pilastro. Tali valori vengono utilizzati per la verifica degli elementi verticali. SENZA INCREMENTO 1.4

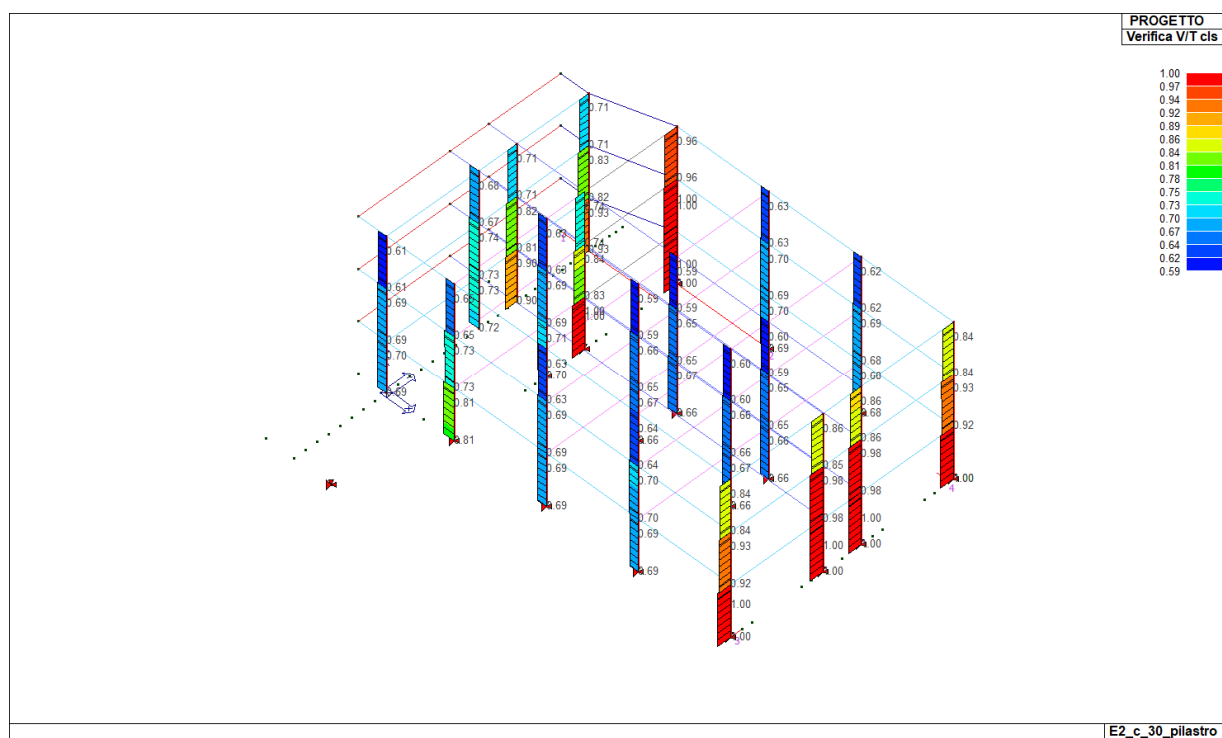


Figura 7.64 – Verifica V/T cls: riporta il valore della verifica a taglio e torsione lato calcestruzzo (verifica se $D/C < 1$)

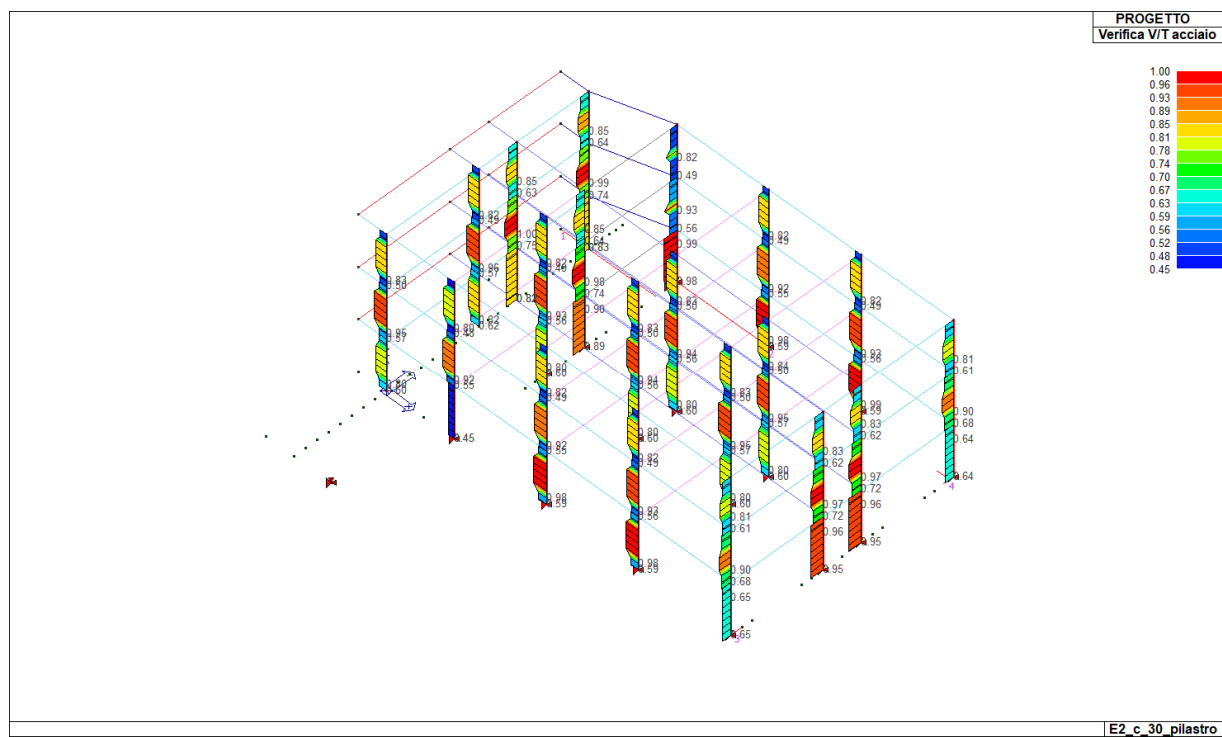


Figura 7.65 – Verifica V/T acciaio: riporta il valore della verifica a taglio e torsione lato acciaio (verifica se $D/C < 1$)

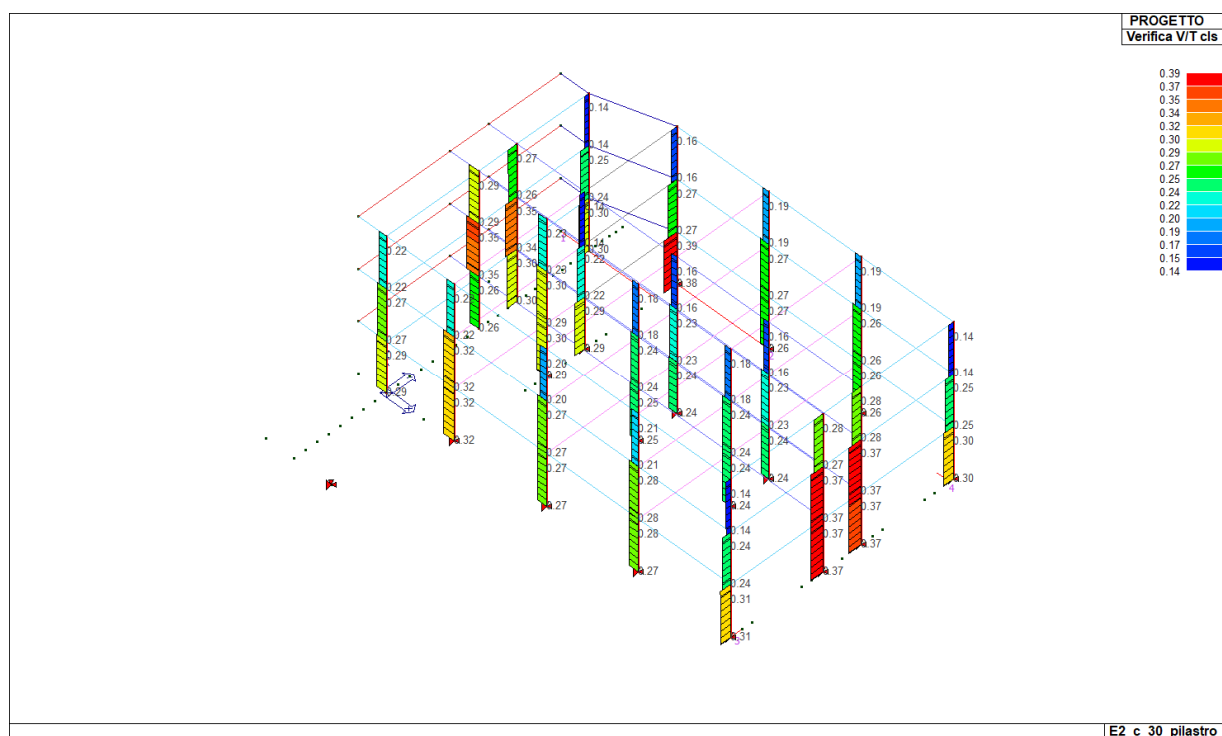


Figura 7.66 – Verifica V/T cls (SLD): riporta il valore della verifica a taglio e torsione lato calcestruzzo (verifica se $D/C < 1$)

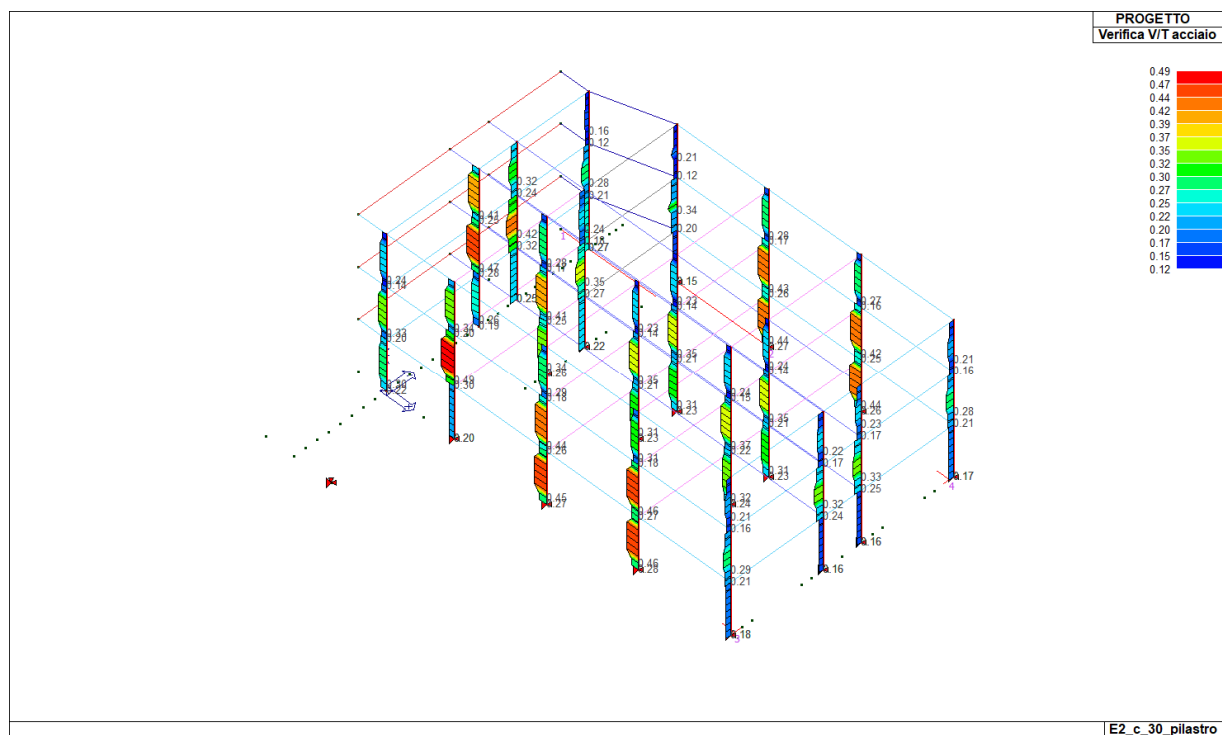


Figura 7.67 – Verifica V/T acciaio (SLD): riporta il valore della verifica a taglio e torsione lato acciaio (verifica se $D/C < 1$)

7.6.4 Verifiche di Resistenza dei Nodi Trave – Pilastro

Si definisce nodo la zona del pilastro che si sovrappone alle travi in esso concorrenti.

Secondo quanto definito dalle NTC 2018 al § 7.4.4.3, si distinguono due tipi di nodi:

- interamente confinati: quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave; il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- non interamente confinati: quando non appartenenti alla categoria precedente.

Secondo quanto prescritto al § C7.4.4.3 della Circolare n.7/2019 alle NTC 2018, le verifiche di resistenza dei nodi si applicano a strutture in "CDB" limitatamente ai nodi non interamente confinati.

Si riportano di seguito le verifiche eseguite in automatico sui nodi.

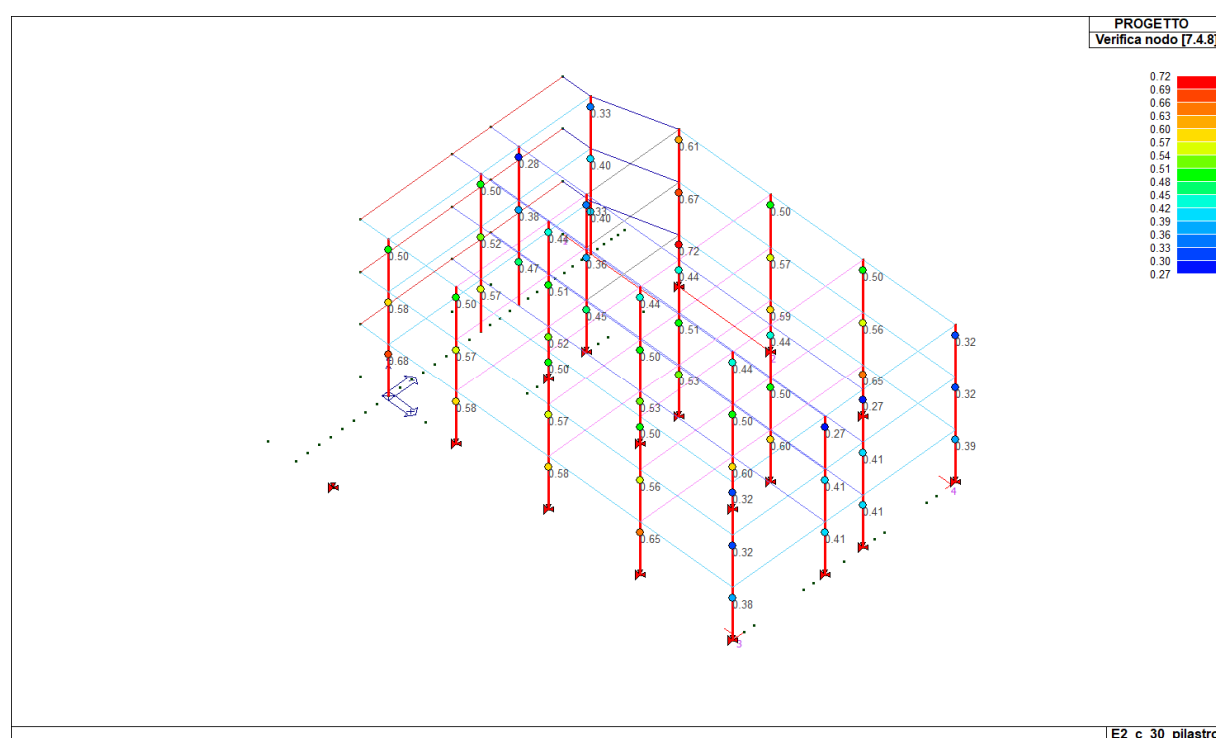


Figura 7.68 – Verifica nodi: l'immagine riporta l'esito della verifica lato calcestruzzo del nodo trave pilastro (formula 7.4.8 NTC) la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è <1 (verifica se $D/C < 1$).

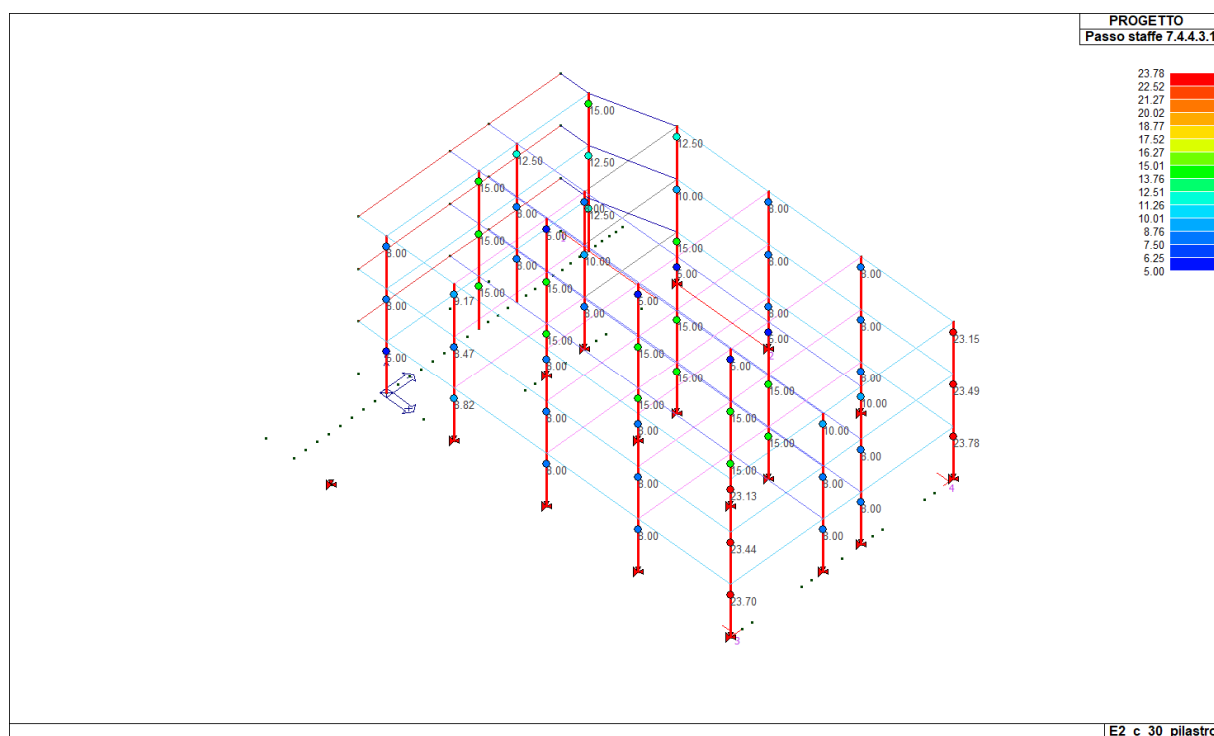


Figura 7.69 – Passo delle staffe del nodo richiesto per il soddisfacimento delle verifiche espresso in cm

7.6.5 Verifiche duttilità (elementi verticali primari)

Le verifiche di duttilità, in accordo con il §7.4.6.2.2 vengono soddisfatte attraverso il soddisfacimento delle limitazioni di armatura previste per ciascuna zona dissipativa

Si riporta inoltre il controllo delle limitazioni seguenti:

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

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

In ogni caso alle estremità di tutti i pilastri primari, per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative, il rapporto ω_{wd} definito in [7.4.30] deve essere non minore di 0,08:

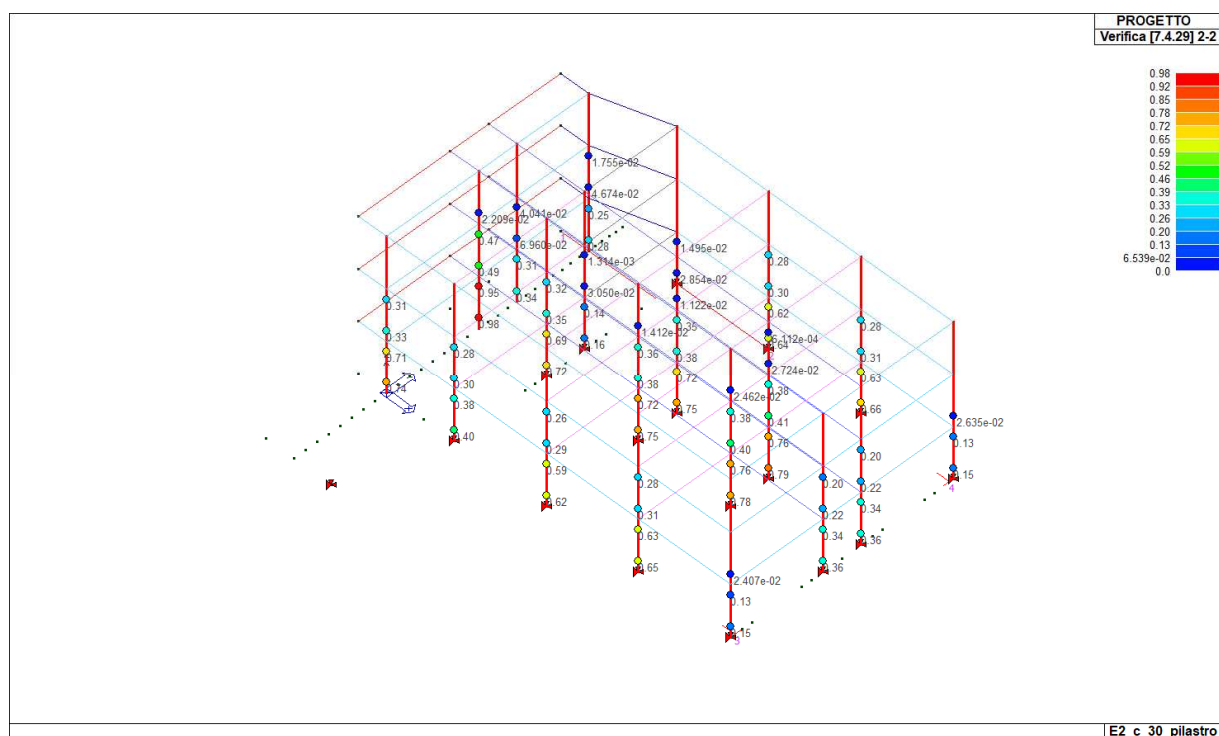


Figura 7.70 – Verifica 7.4.29 DIR 2-2: esito della verifica di duttilità secondo la formula 7.4.29 del D.M.2018. Il valore in mappa rappresenta il rapporto tra la parte a sinistra della disequazione e quella a destra, pertanto la verifica è soddisfatta se il valore in mappa è < 1

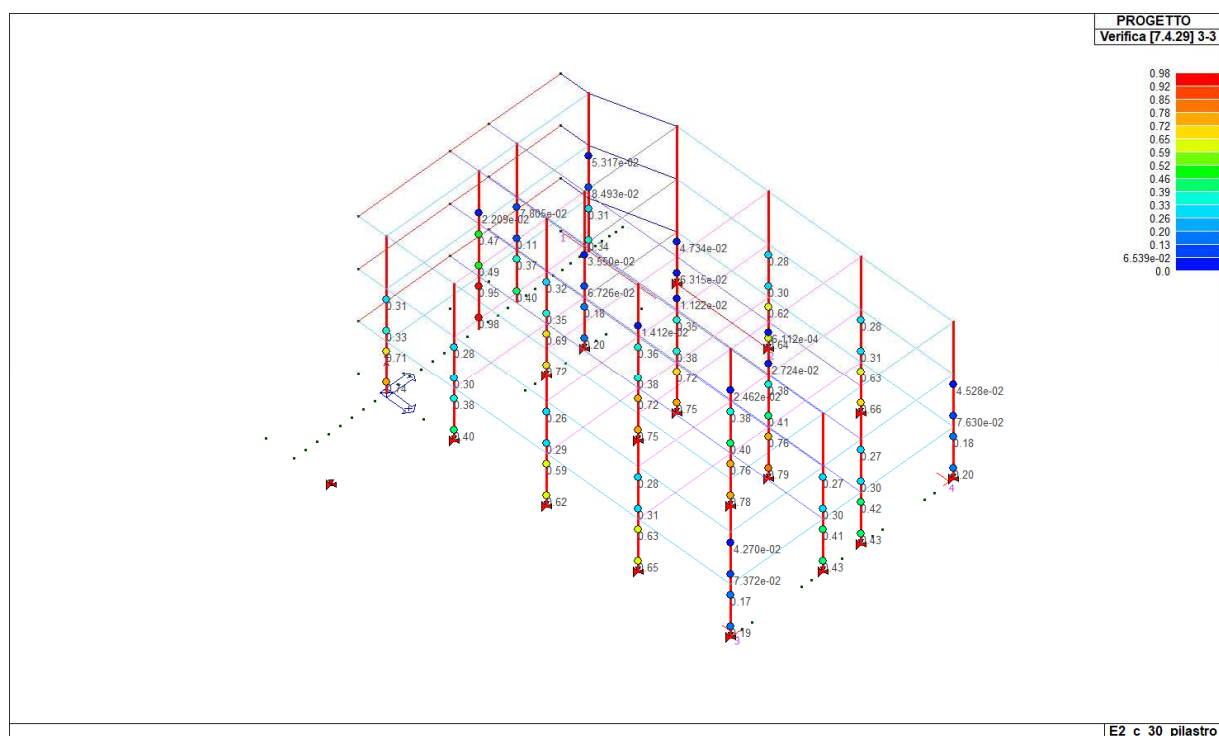


Figura 7.71 – Verifica 7.4.29 DIR 3-3: esito della verifica di duttilità secondo la formula 7.4.29 del D.M.2018. Il valore in mappa rappresenta il rapporto tra la parte a sinistra della disequazione e quella a destra, pertanto la verifica è soddisfatta se il valore in mappa è < 1

7.6.6 Verifiche SLE – Tensione

Si riportano nel seguito i grafici di output delle verifiche delle tensioni allo SLE

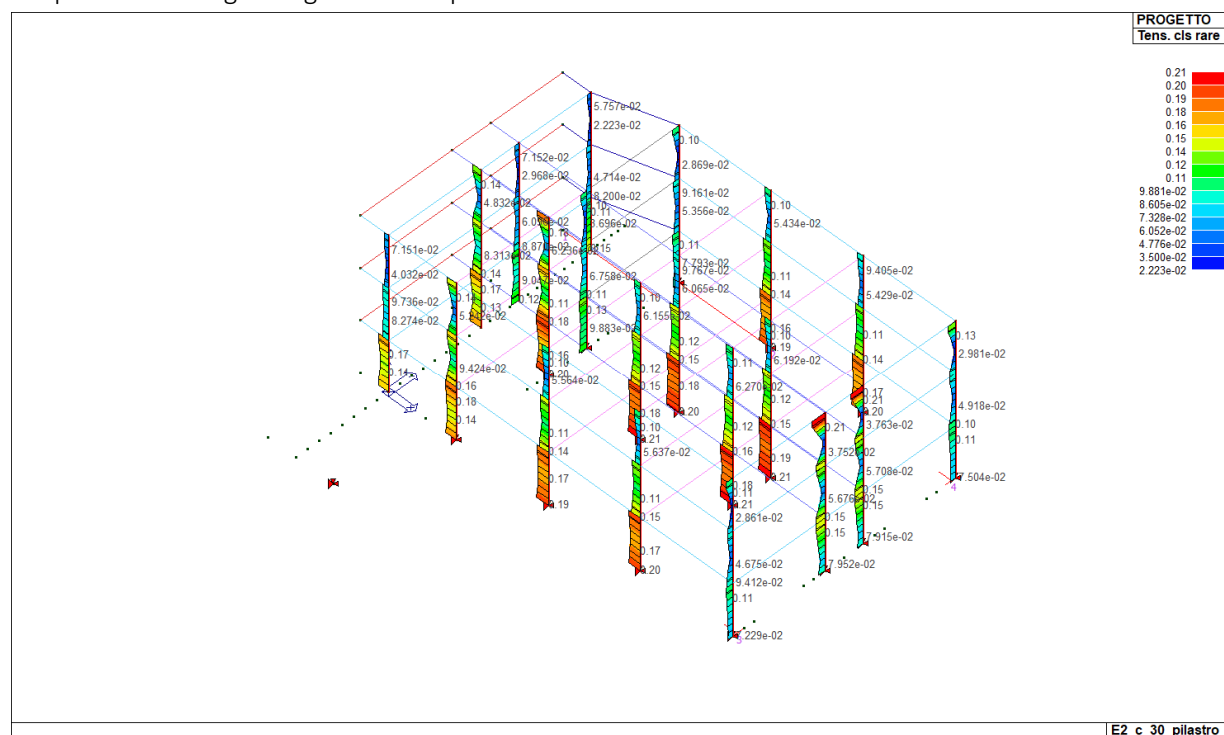


Figura 7.72 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di tensione agli stati limite di esercizio tensioni cls per la combinazione rara (verifica se $D/C < 1$ rapporto normalizzato).

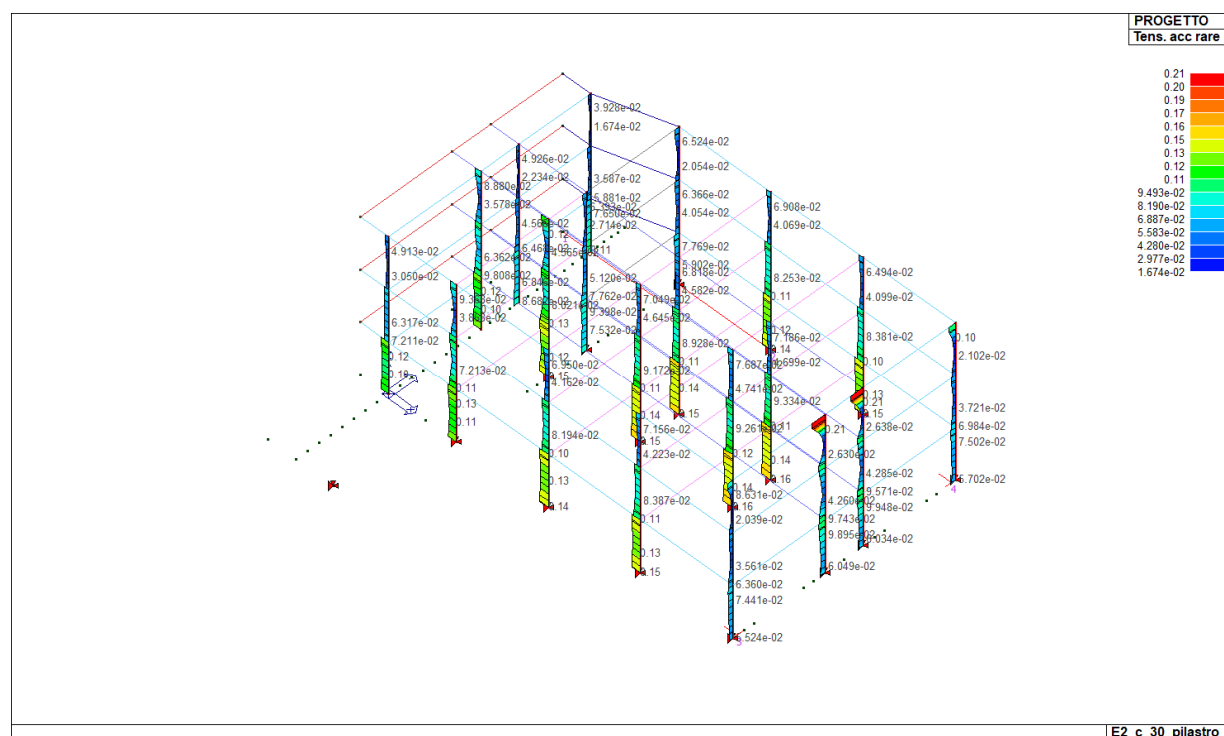


Figura 7.73 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di tensione agli stati limite di esercizio tensioni acciaio per la combinazione rara (verifica se $D/C < 1$ rapporto normalizzato).

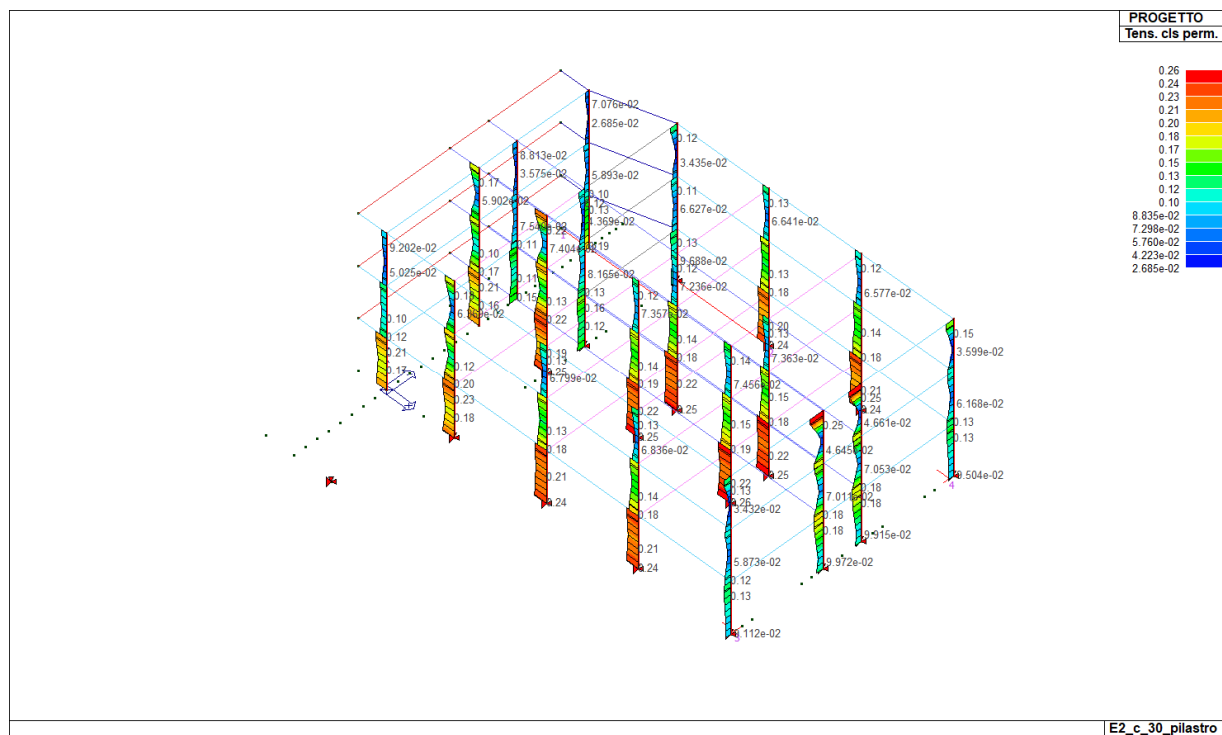
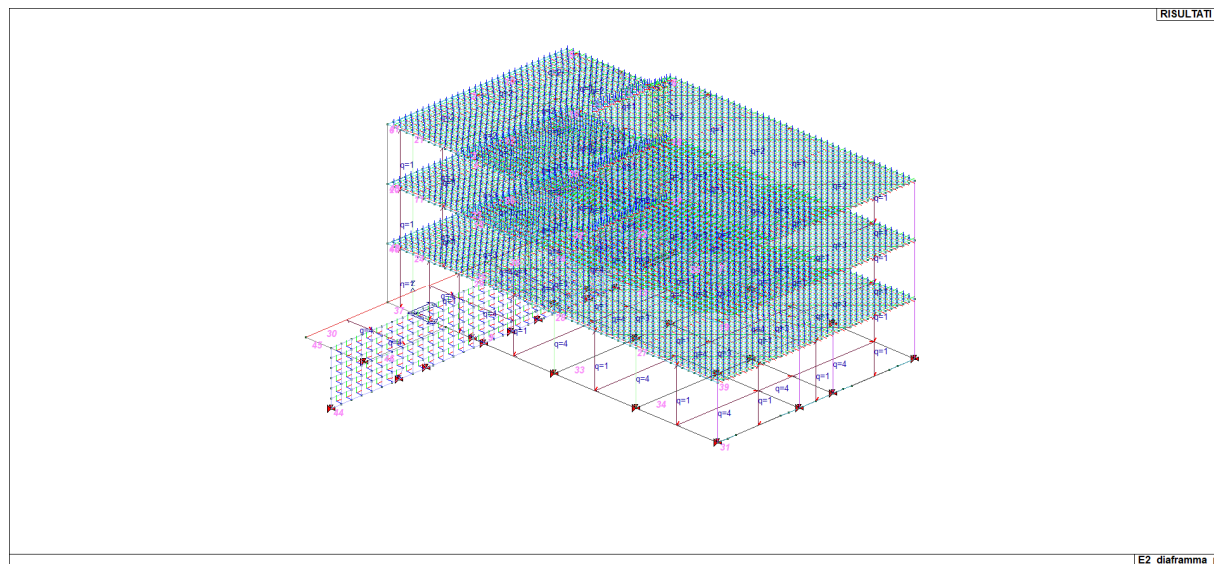


Figura 7.74 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di tensione agli stati limite di esercizio tensioni acciaio per la combinazione permanente (verifica se $D/C < 1$ rapporto normalizzato).

7.7 Verifica diaframmi di piano

In tale paragrafo si esegue la verifica degli orizzontamenti di cui al p.to 7.4.4.4.1 delle NTC 2018 secondo il quale gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30%.

Al fine di eseguire la verifica dei diaframmi di piano viene implementato un modello di calcolo in cui i diaframmi (soletta di spessore 5 cm) vengono modellati con elementi tipo shell. La resistenza è affidata alla sola soletta.



Lo sforzo normale resistente di trazione assorbito dalla rete corrente $\phi 6/10 \times 10$ risulta pari a:

$$N_{RD} = 100/10 \cdot \pi \cdot 6^2 / 4 \cdot 391 = 110552 \text{ N} = 110.55 \text{ kN}$$

Lo sforzo normale resistente di compressione è pari a:

$$N_{RD} = 1000 \times 50 \times 17.40 = 870000 \text{ N} = 870 \text{ kN}$$

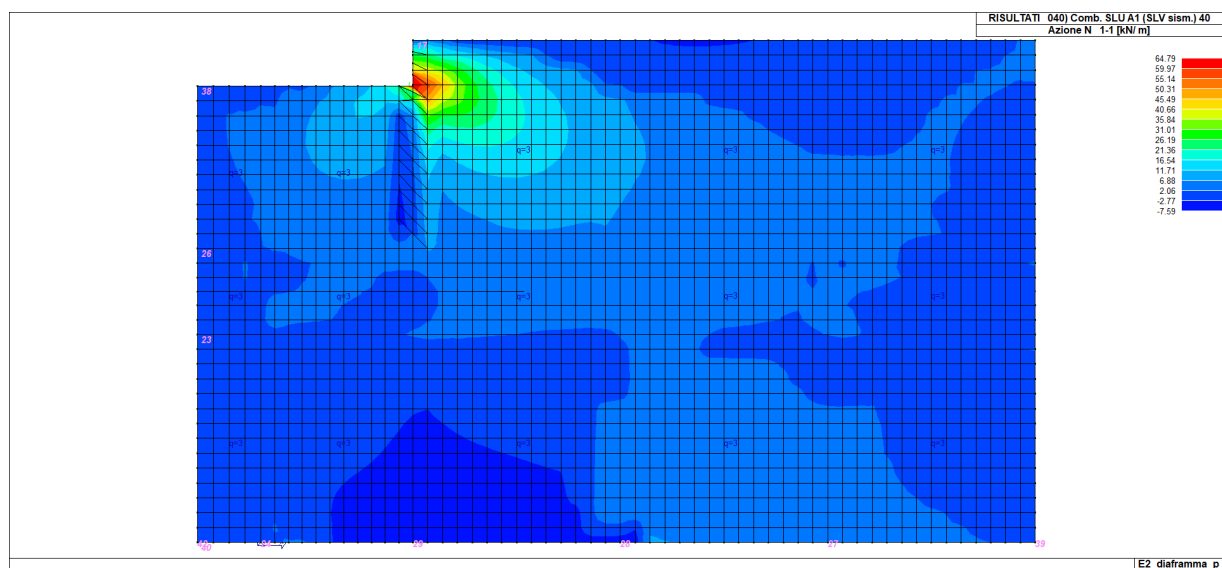
Lo sforzo di taglio resistente considerando presente i bracci della rete risulta pari a:

$$\text{rete } \phi 6/10 \times 10 \Rightarrow V_{Rd} = 164 \text{ kN}$$

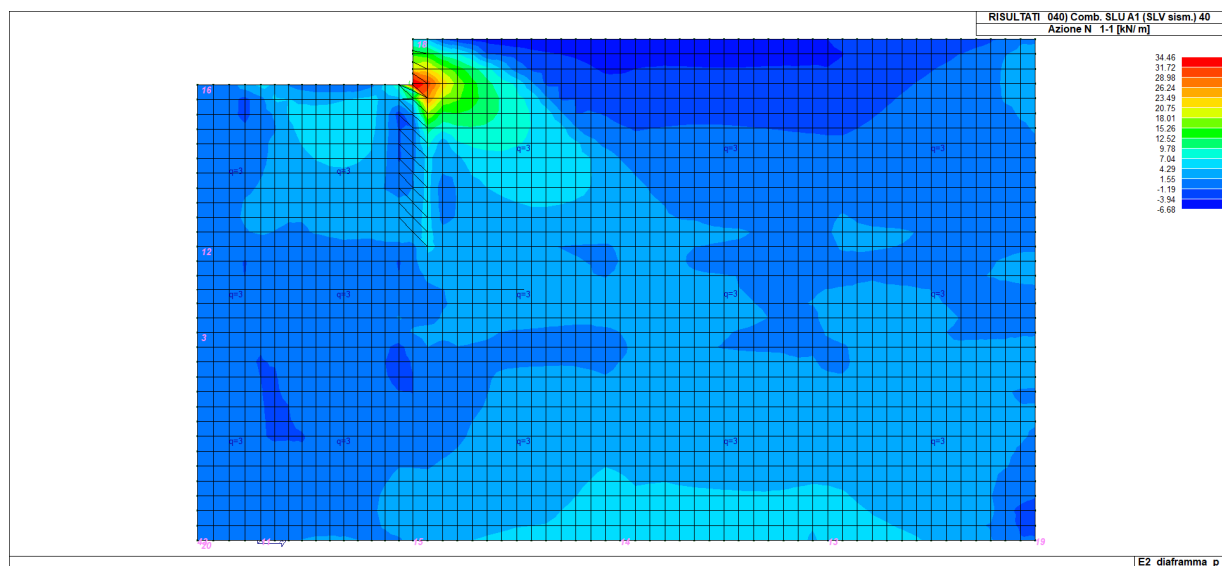
CALCOLO DEL TAGLIO RESISTENTE		
Dati		
$b=$	5 cm	Base sezione
$h=$	100 cm	Altezza sezione
$d'=$	2 cm	Copriferro asse armatura longitudinale
$f_{ck}=$	30.0 N/mm ²	Resistenza cilindrica caratteristica del cls
$\alpha_{cc}=$	0.85	Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine
$\phi=$	6 mm	Diametro armatura tesa
$n=$	7	Numero ferri in zona tesa
$N_{ed}=$	0.0 KN	Compressione verticale di progetto
$V_{ed}=$	10 KN	Taglio di progetto
SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Risultati		
$\sigma_{cp}=$	0.000 N/mm ²	Compressione media nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$)
$\rho_l=$	0.00404	Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa (≤ 0.02)
$f_{cd}=$	17.00 N/mm ²	Resistenza massima di calcolo del cls
$f_{sd}=$	391.3 N/mm ²	Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio
$d=$	98 cm	Altezza sezione
$k=$	1.45	
$v_{min}=$	0.335 N/mm ²	Tensione minima di resistenza a taglio del solo cls
$V_{Rd,min}=$	16 KN	Taglio minimo resistente
$V_{Rd,c}=$	20 KN	Taglio resistente di calcolo
$V_{Rd}=$	✓ 20 KN	Taglio resistente di progetto
CON ARMATURA A TAGLIO		
Dati		
$f_{yk}=$	450 N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
$n=$	1	Numero di braccia delle staffe
$\phi=$	6 mm	Diametro delle staffe
$p=$	10 cm	Passo delle staffe
Risultati		
$A_{sw}=$	2.83 cm ² /m	Area delle staffe per metro lineare di trave
$\theta=$	30.67 °	Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8° < q=45°
$ctg\theta=$	1.69	Cotangente di teta
$V_{Rds}=$	164 KN	Resistenza tiranti verticali (staffe)
$V_{Rdc}=$	164 KN	Resistenza puntone di cls
$V_{Rd,max}=$	208 KN	Resistenza massima nel calcestruzzo
$V_{Rd}=$	✓ 164 KN	Taglio resistente

AZIONE N1-1 - (direzione perpendicolare tessitura solaio)

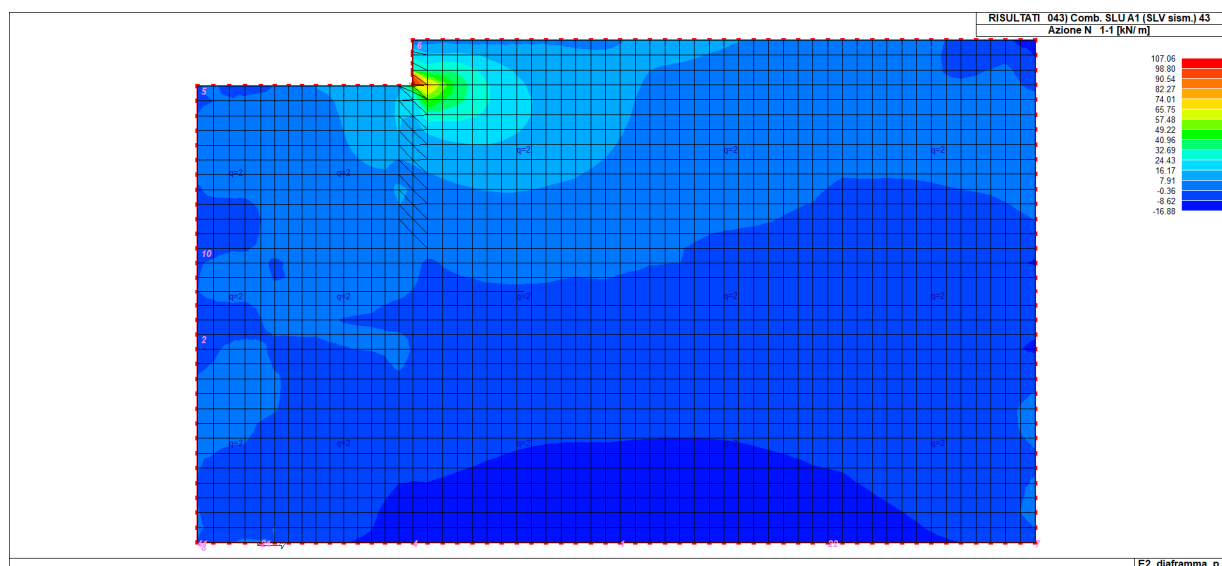
Primo solaio azione N11



Secondo solaio azione N11



Terzo solaio azione N11



L'azione massima N 22 risulta pari a:

$$N_{ED} = 107.06 \text{ kN} \times 1.3 = 139.17 \text{ kN}$$

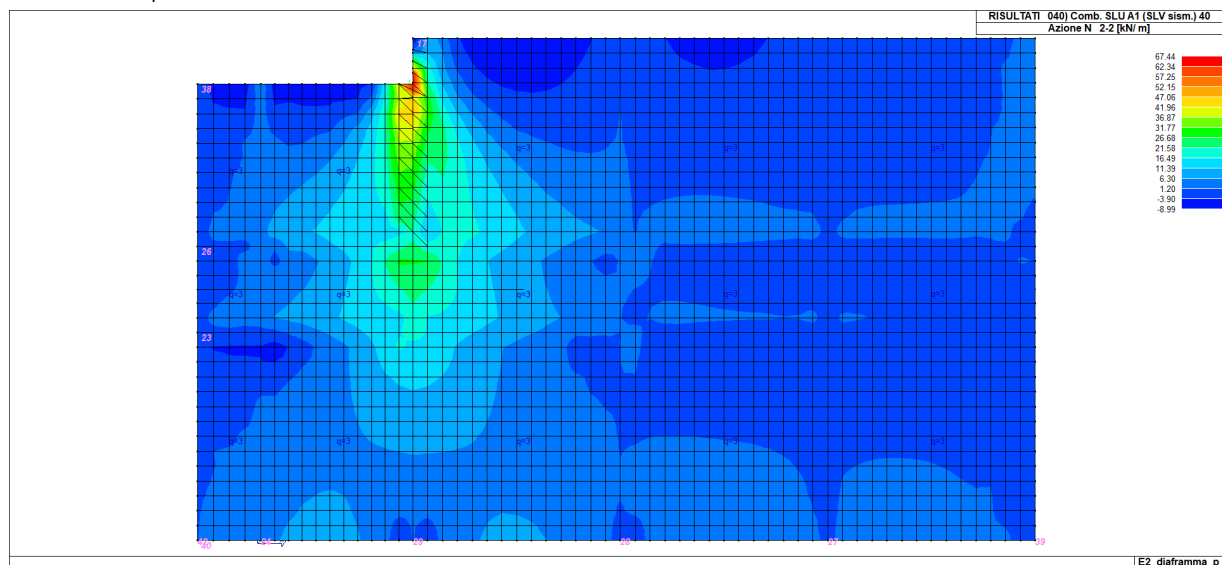
Tale sforzo risulta leggermente superiore a quello offerto dalla rete corrente pari a: 110.55 kN

Saranno predisposti nella zona piena adiacente il pilastro barre $\phi 20/20$ e pertanto l'azione resistente sarà pari a:

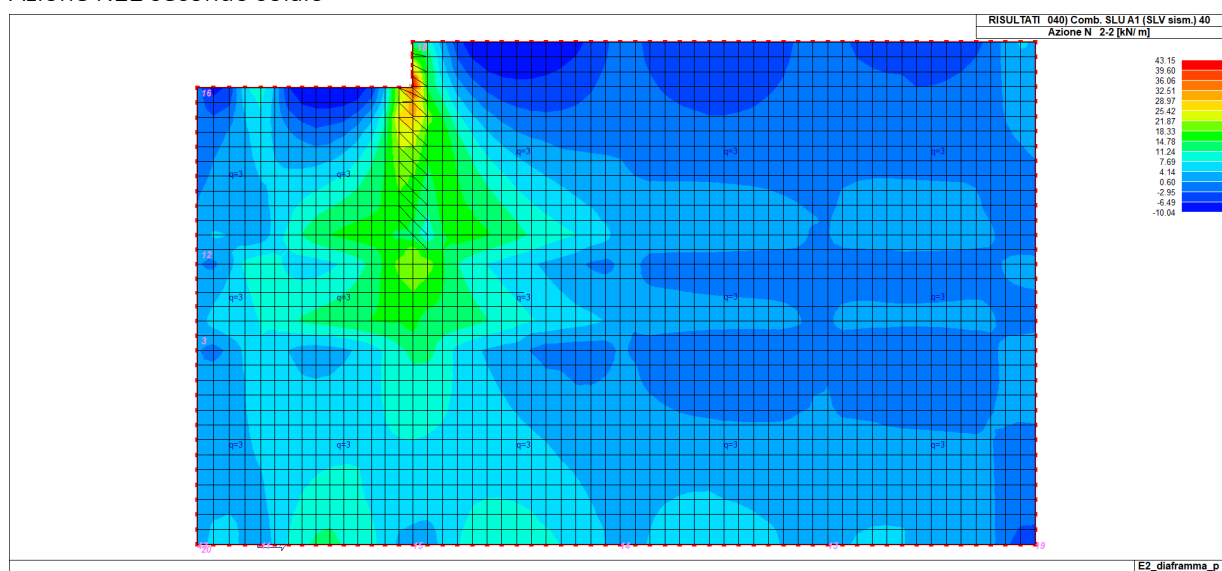
$$N_{RD} = 100/20 \times \pi \times 20^2 / 4 \times 391 = 614181 \text{ N} = 614 \text{ kN}$$

Azione N22

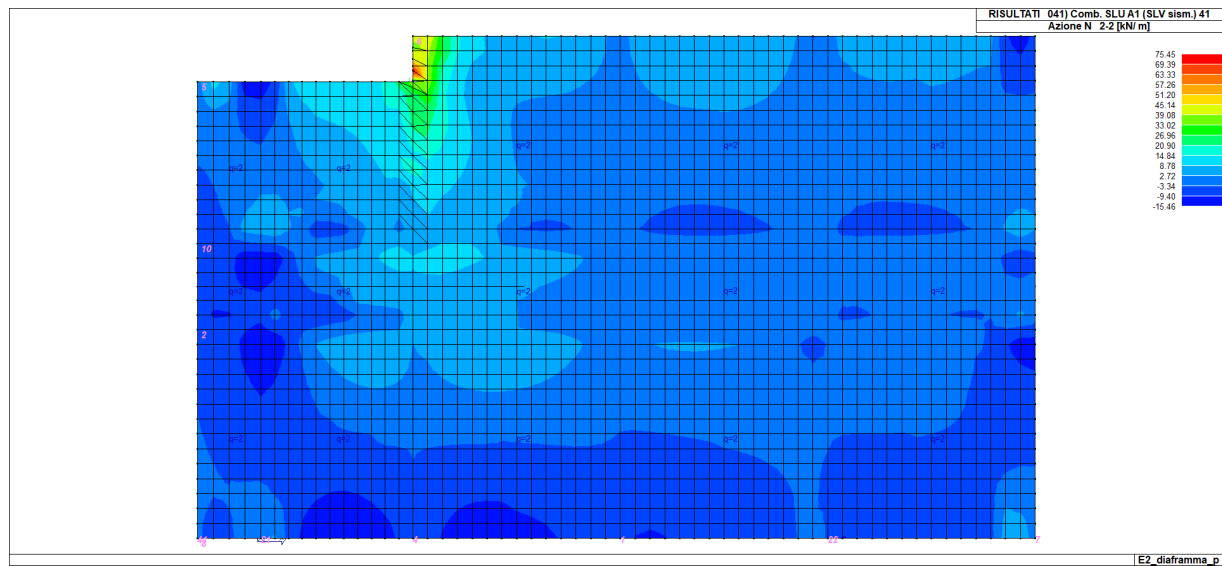
Azione N22 primo solaio



Azione N22 secondo solaio



Azione N22 terzo solaio



L'azione massima N 22 risulta pari a:

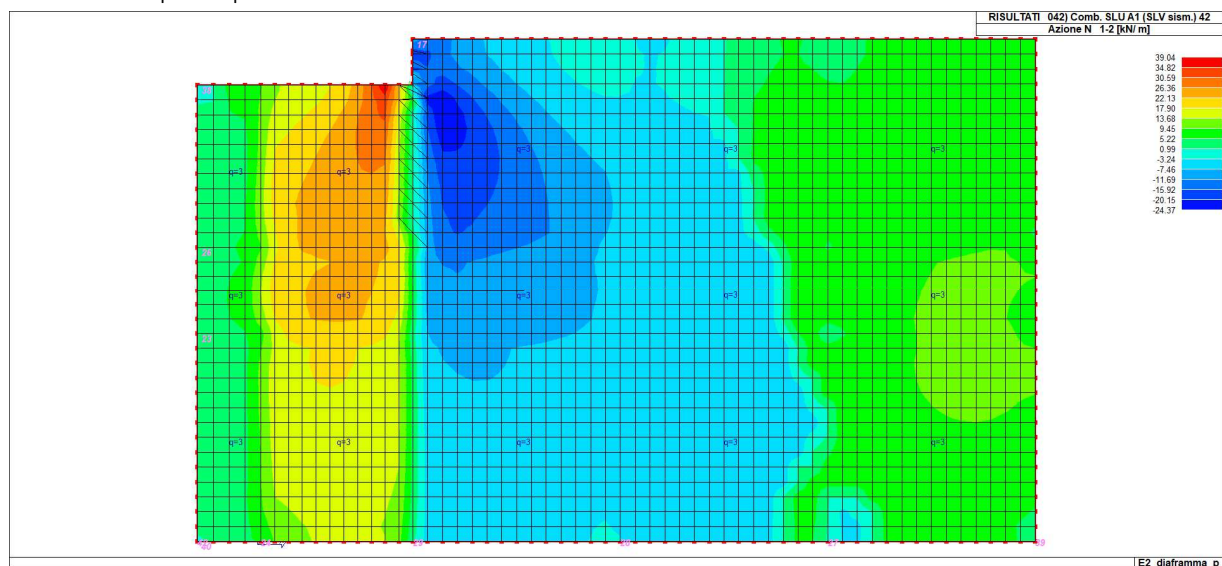
$$N_{ED} = 75.46 \times 1.2 = 90.55 \text{ kN}$$

Tale sforzo risulta sempre assorbito dalla rete corrente

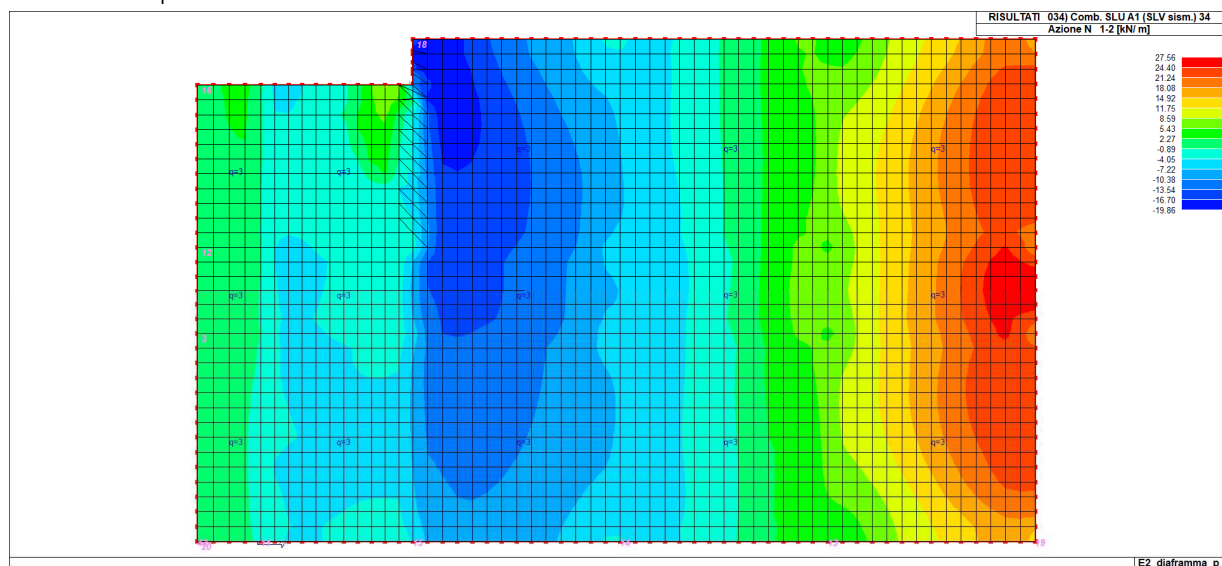
$$N_{RD} = 100/10 \times \pi \times 6^2/4 \times 391 = 110552 \text{ N} = 110.55 \text{ kN}$$

Azione tagliante N1-2

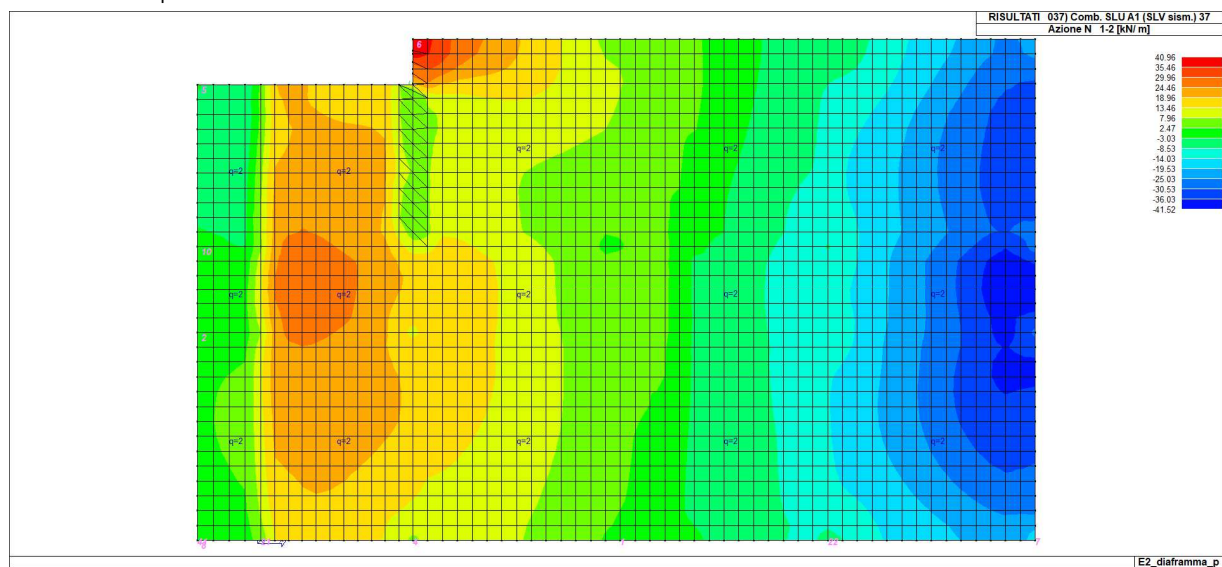
Azione N1-2 piano primo



Azione N1-2 piano secondo



Azione N1-2 piano terzo



L'azione massima N1-2 risulta pari a:

$$V_{ED} = 41.52 \text{ kN} \times 1.3 = 53.97 \text{ kN}$$

Tale azione risulta sempre contenuta dalla rete predisposta nel solaio.

8 VERIFICHE DI RIGIDEZZA

Come prescritto al §7.3.6.1 delle NTC 2018 per edifici di classe d'uso III la verifica deve essere condotta con riferimento allo SLO e gli spostamenti di interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti indicati per le classi d'uso I e II.

Nel caso in esame, per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa, il limite dello spostamento di interpiano è fissato in:

verifica allo SLD $d_r < 0,005h$

e pertanto la verifica allo SLO deve essere condotta con il seguente limite:

verifica allo SLO $d_r < 2/3 \cdot 0,005h \quad 0.0033h$

dove: d_r è lo spostamento relativo di interpiano
 h è l'altezza di interpiano dei vari livelli

Nel seguito, per maggior chiarezza e leggibilità della relazione, si riportano le immagini delle verifiche condotte in automatico dal programma di calcolo:

EDIFICIO E2

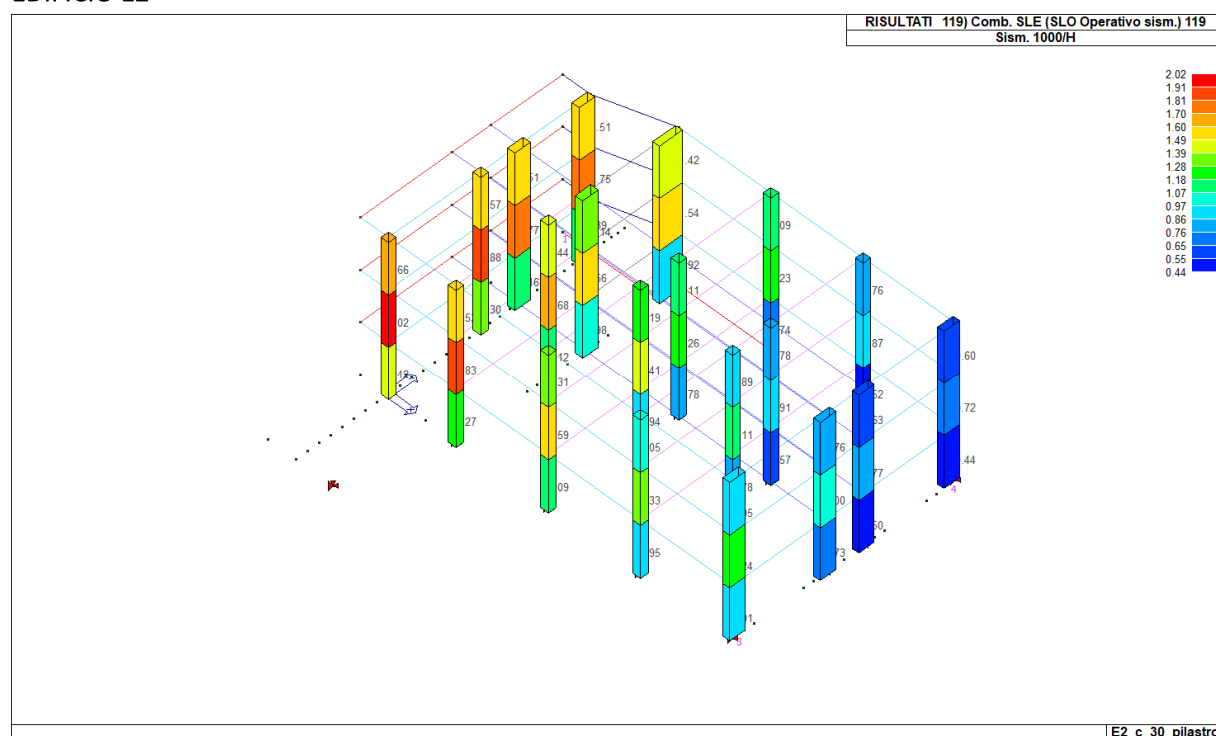


Figura 8.1 – Rapporto d_r 1000/H: L'immagine rappresenta, mediante mappa cromatica e legenda, i valori, degli spostamenti relativi dei nodi di estremità degli elementi pilastro, espressi in modo indipendente dall'altezza di interpiano. Il valore riportato nella mappa cromatica è quello dello spostamento di interpiano, moltiplicato per 1000 e diviso per l'altezza di interpiano; i valori riportati sono verificati se inferiori a quelli riportati nella normativa in base alla tipologia di struttura. I valori mostrati sono già amplificati per q_{SLD}/SLO .

Pertanto risulta per edificio E2: per SLO

$d_r = 0.00202h < 0,0033h$ (VERIFICATO)

EDIFICIO E1

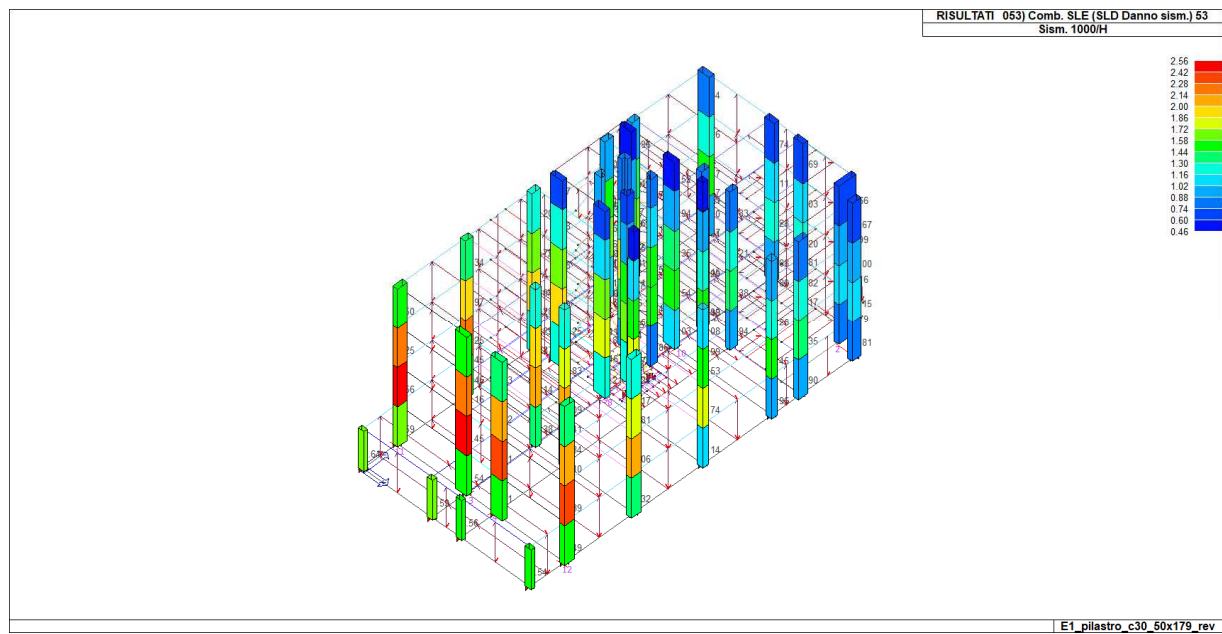


Figura 8.2 – Rapporto $d_r/1000/H$

Pertanto risulta per edificio E1: per SLO
 $d_r = 0.00256h < 0.0033h$ (VERIFICATO)

9 VERIFICA DEL GIUNTO

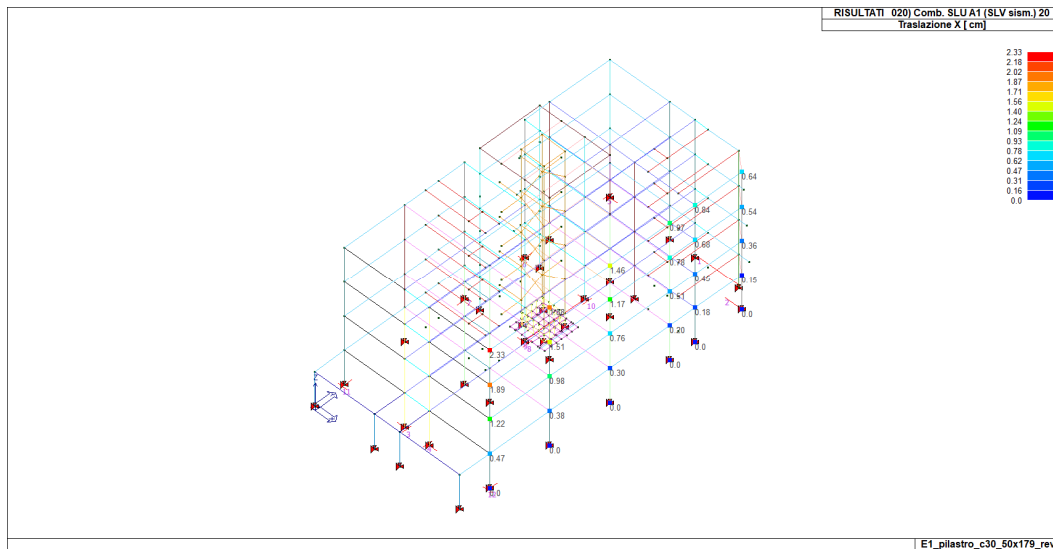
La verifica del giunto viene condotta confrontando la somma degli spostamenti delle due unità strutturali adiacenti, in opposizione di fase, con la massima ampiezza del giunto prevista, nel presenta caso, pari a **20cm**. Lo spostamento viene valutato secondo quanto previsto dal punto 7.3.3.3 del D.M. 17 gennaio 2018:

$$d = \pm \mu_d \times d_{Ec} \quad \text{dove} \quad \mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_c = 0.439s \text{ (spettro di progetto)}$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) T_c / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_c = 0.439s \text{ (spettro di progetto)}$$

EDIFICIO E1

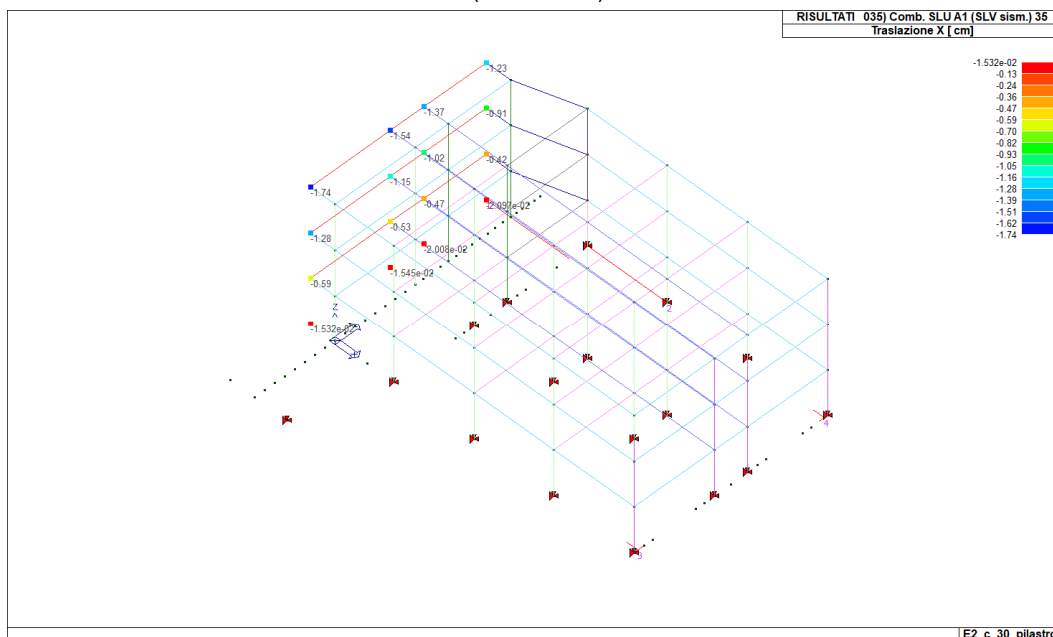
$$T_1 = 0.59s > T_c = 0.439 \quad d_{Ec} = 2.33 \text{ cm (da calcolo)}$$



$$\mu_d = \mu_d \times d_{Ec} = 2.76 \times 2.33 = 6.45 \text{ cm}$$

EDIFICIO E2

$$T_1 = 0.56s > T_c = 0.439 \quad d_{Ec} = 1.74 \text{ cm (da calcolo)}$$



$$\mu_d = \mu_d \times d_{Ec} = 2.76 \times 1.74 = 4.80 \text{ cm}$$

Pertanto l'ampiezza massima del giunto deve essere superiore alla somma degli spostamenti.

$$S = 6.45 + 4.80 = 11.25 \text{ cm} < \text{di } 20 \text{ cm previsti (VERIFICATO)}$$

10 VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO

10.1 Premessa

In linea generale, per la verifica di resistenza al fuoco degli elementi in c.a., si è fatto riferimento al D.M. 16/02/2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione" adottando il metodo tabellare ed utilizzando le tabelle contenute nell'allegato al Decreto stesso.

Alcuni elementi maggiormente sollecitati sono stati inoltre sottoposti ad una verifica analitica per la valutazione di resistenza al fuoco controllando, come richiesto al p.to 3.6.1.5.4 delle NTC 2018 che la resistenza meccanica venga mantenuta per il tempo corrispondente alla classe di resistenza al fuoco della struttura con riferimento alla curva nominale di incendio.

Si specifica che, in accordo con il p.to 3.6.1.5.3 le sollecitazioni indirette, dovute agli elementi strutturali adiacenti a quello preso in esame, possono essere trascurate quando i requisiti di sicurezza all'incendio sono valutati in riferimento alla curva nominale d'incendio e alle classi di resistenza al fuoco assunte nel presente caso pari a R60'.

Negli allegati di calcolo è presente la verifica analitica.

10.2 Metodo tabellare

Solai:

D.5 Solette piene e solai alleggeriti

D.5.1 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore totale H di solette e solai, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate.

Classe	30	60	90	120	180	240
Solette piene con armatura monodirezionale	H = 80 / a = 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65
Solai misti di lamiera di acciaio con riempimento di calcestruzzo ⁽¹⁾	H = 80 / a = 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65
Solai a travetti con alleggerimento ⁽²⁾	H = 160 / a = 15	200 / 30	240 / 35	240 / 45	300 / 60	300 / 75
Solai a lastra con alleggerimento ⁽³⁾	H = 160 / a = 15	200 / 30	240 / 35	240 / 45	300 / 60	300 / 75

Previsto solaio

H=300mm > 200 mm

a> 30mm

Travi:

D.6.1 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) della larghezza b della sezione, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta e della larghezza d'anima b_w di travi con sezione a larghezza variabile sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di travi semplicemente appoggiate. Per travi con sezione a larghezza variabile b è la larghezza in corrispondenza della linea media delle armature tese.

Classe	Combinazioni possibili di b e a				b_w
30	$b = 80 / a = 25$	120 / 20	160 / 15	200 / 15	80
60	$b = 120 / a = 40$	160 / 35	200 / 30	300 / 25	100
90	$b = 150 / a = 55$	200 / 45	300 / 40	400 / 35	100
120	$b = 200 / a = 65$	240 / 60	300 / 55	500 / 50	120
180	$b = 240 / a = 80$	300 / 70	400 / 65	600 / 60	140
240	$b = 280 / a = 90$	350 / 80	500 / 75	700 / 70	160

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di b e a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

Previste travi con le seguenti caratteristiche minime:

$$b_{\min} = 400\text{mm} > b_w$$

$$a = 45\text{ mm} > 25\text{ mm}$$

travi a spessore:*D.5 Solette piene e solai alleggeriti*

D.5.1 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore totale H di solette e solai, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate.

Classe	30	60	90	120	180	240
Solette piene con armatura monodirezionale	$H = 80 / a = 10$	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65

Previste travi con le seguenti caratteristiche minime:

$$H_{\min} = 300\text{mm} > H$$

$$a = 44\text{ mm} > 20\text{ mm}$$

pilastri:

D.6.2 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) del lato più piccolo b di pilastri a sezione rettangolare ovvero del diametro di pilastri a sezione circolare e della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di pilastri esposti su uno o più lati che rispettano le seguenti limitazioni:

- lunghezza effettiva del pilastro (da nodo a nodo) ≤ 6 m (per pilastri di piani intermedi) ovvero $\leq 4,5$ m (per pilastri dell'ultimo piano);
- e
- area complessiva di armatura $A_s \leq 0,04 A_c$ area efficace della sezione trasversale del pilastro.

Classe	Esposto su più lati		Esposto su un lato
30	$B = 200 / a = 30$	300 / 25-	160 / 25
60	$B = 250 / a = 45$	350 / 40	160 / 25
90	$B = 350 / a = 50$	450/40	160 / 25
120	$B = 350 / a = 60$	450 / 50	180 / 35
180	$B = 450 / a = 70$	-	230 / 55
240	-	-	300 / 70
<p>I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.</p>			

Previsti pilastri con le seguenti caratteristiche minime:

$$b_{\min} = 500\text{mm} > B$$

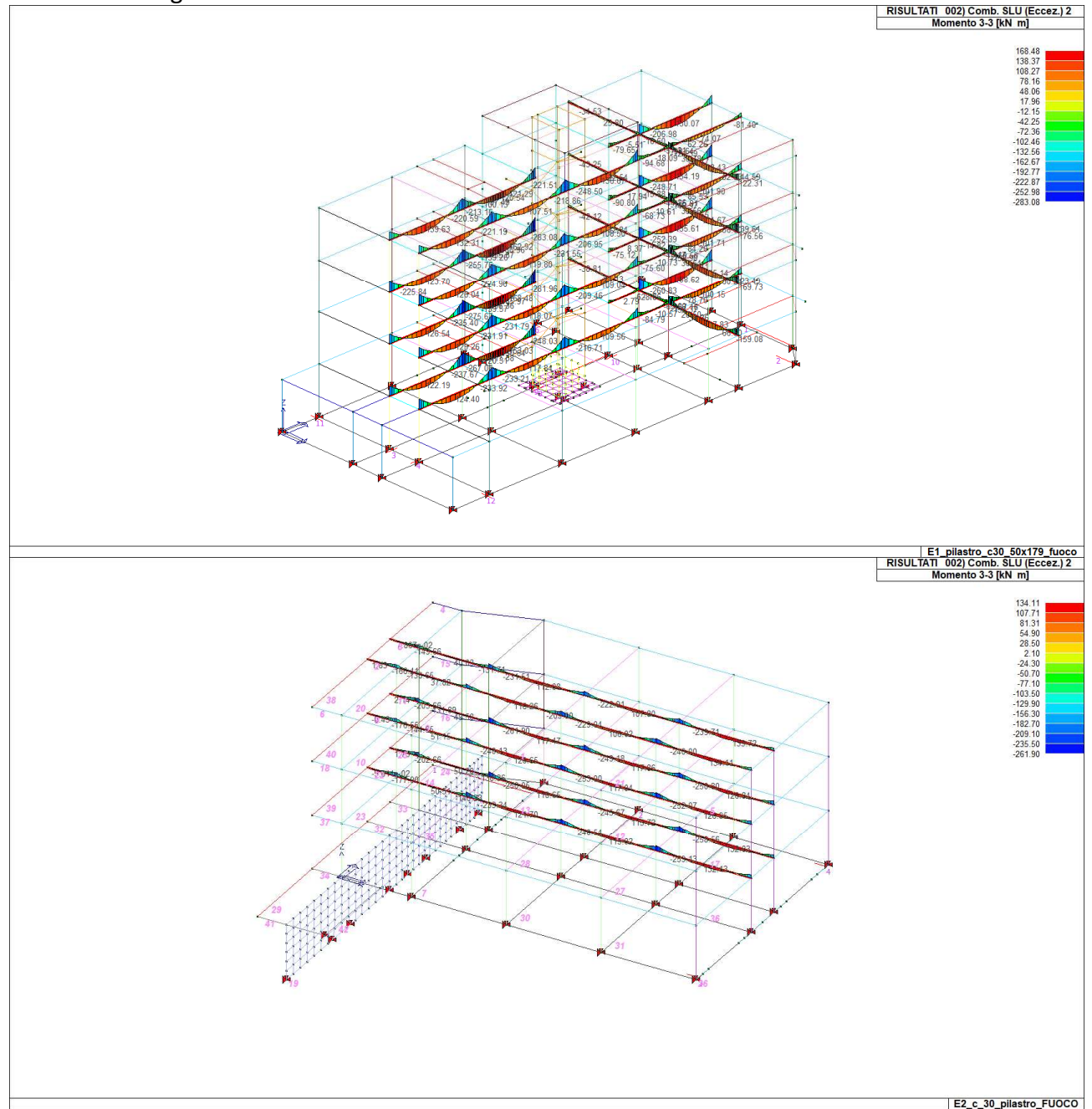
$$a = 45 \text{ mm (asse staffa)} > 25 \text{ mm}$$

10.3 Metodo analitico

Si riportano nel seguito le sollecitazioni agenti, per la combinazione di carico eccezionale, su alcuni elementi principali oggetto di verifica analitica. In allegato vengono dettagliate le verifiche svolte con programma di calcolo "Travilog fuoco"

10.3.1 Verifica elemento trave 50x70

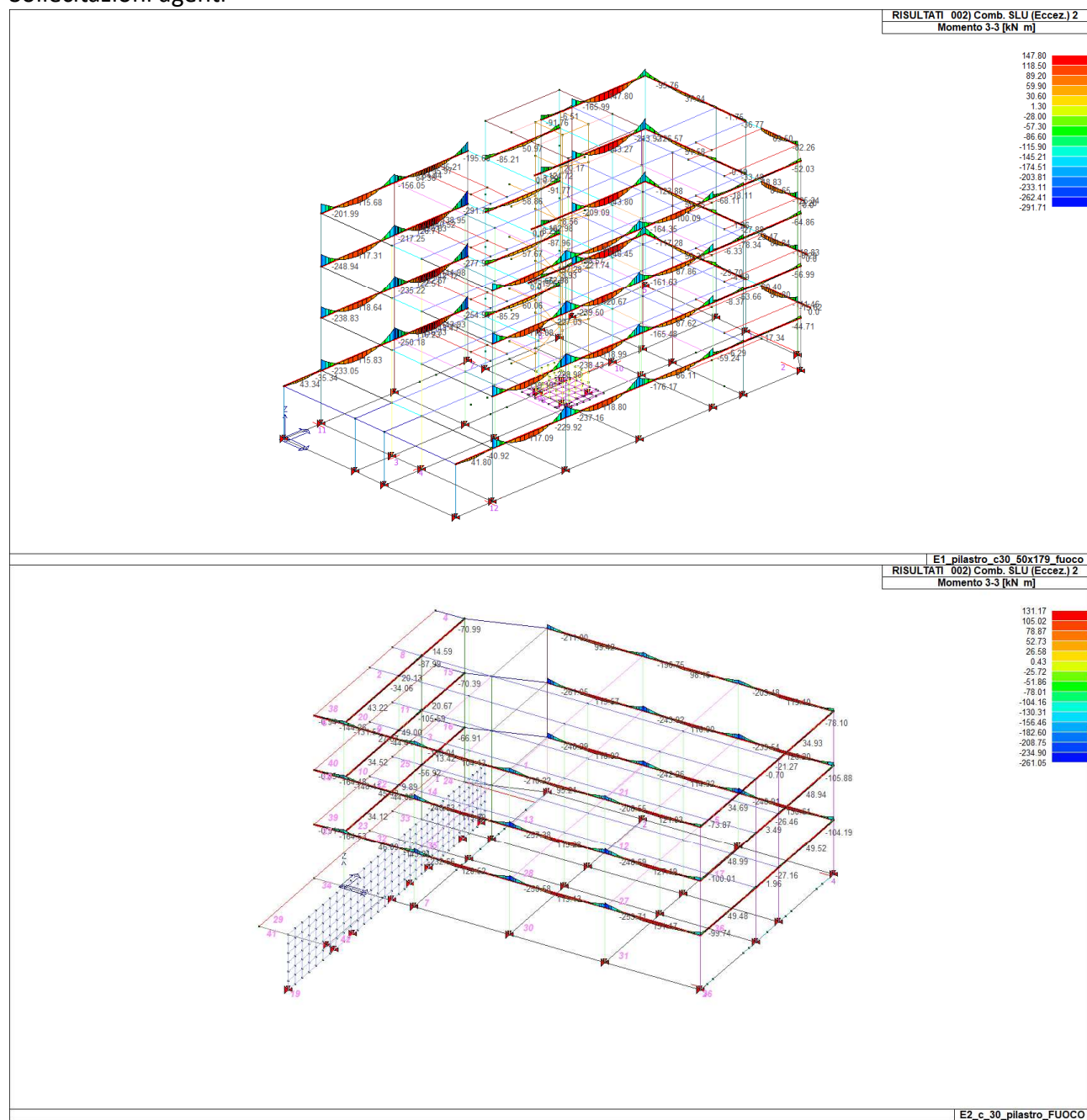
Sollecitazioni agenti



$M = 168 \text{ kNm} - V = 233 \text{ kN}$

10.3.2 Verifica elemento trave 50x80

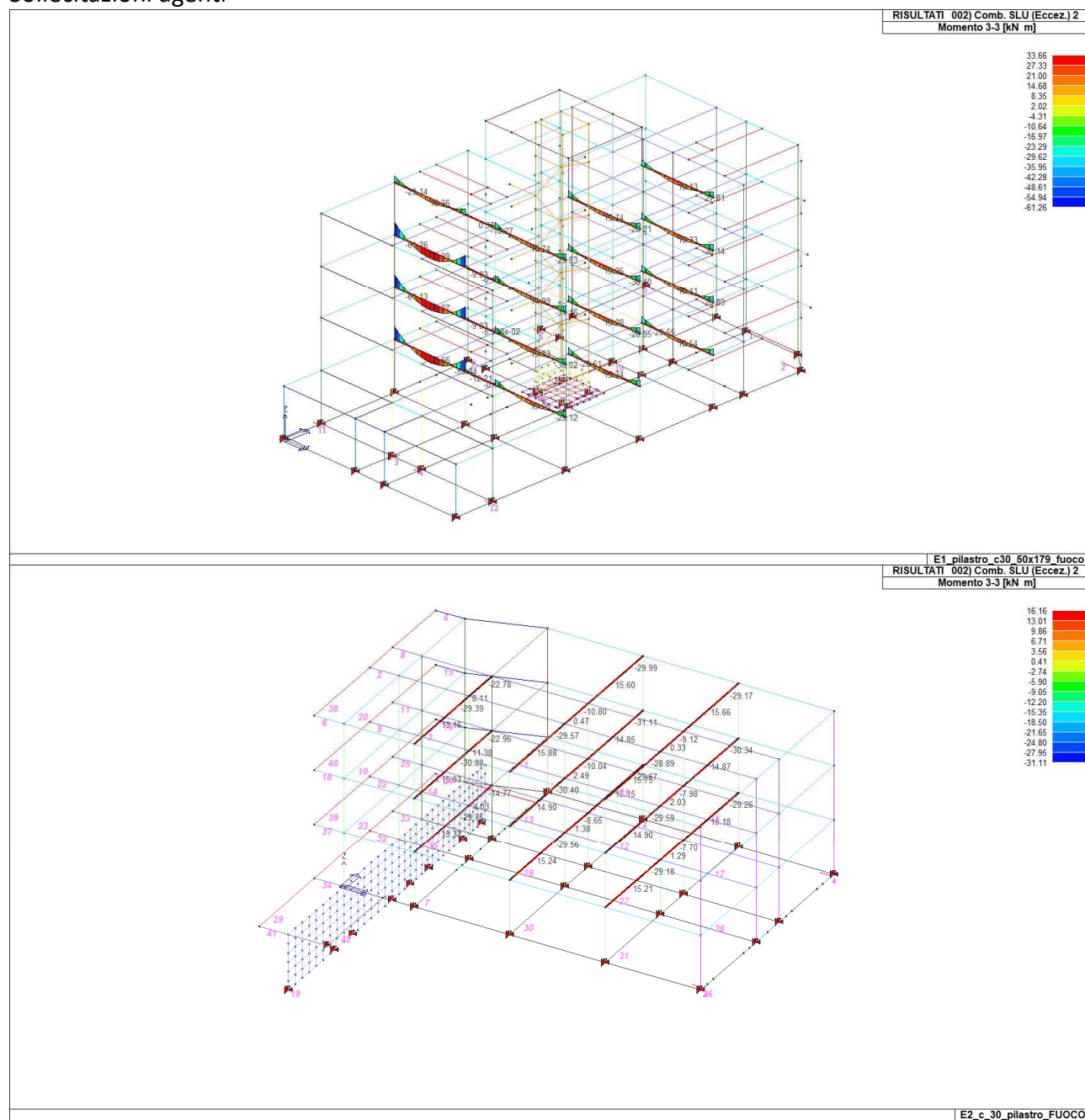
Sollecitazioni agenti



$M = 147 \text{ kNm}; -291 \text{ kNm} - V = 221 \text{ kN}$

10.3.3 Verifica elemento trave 90x30

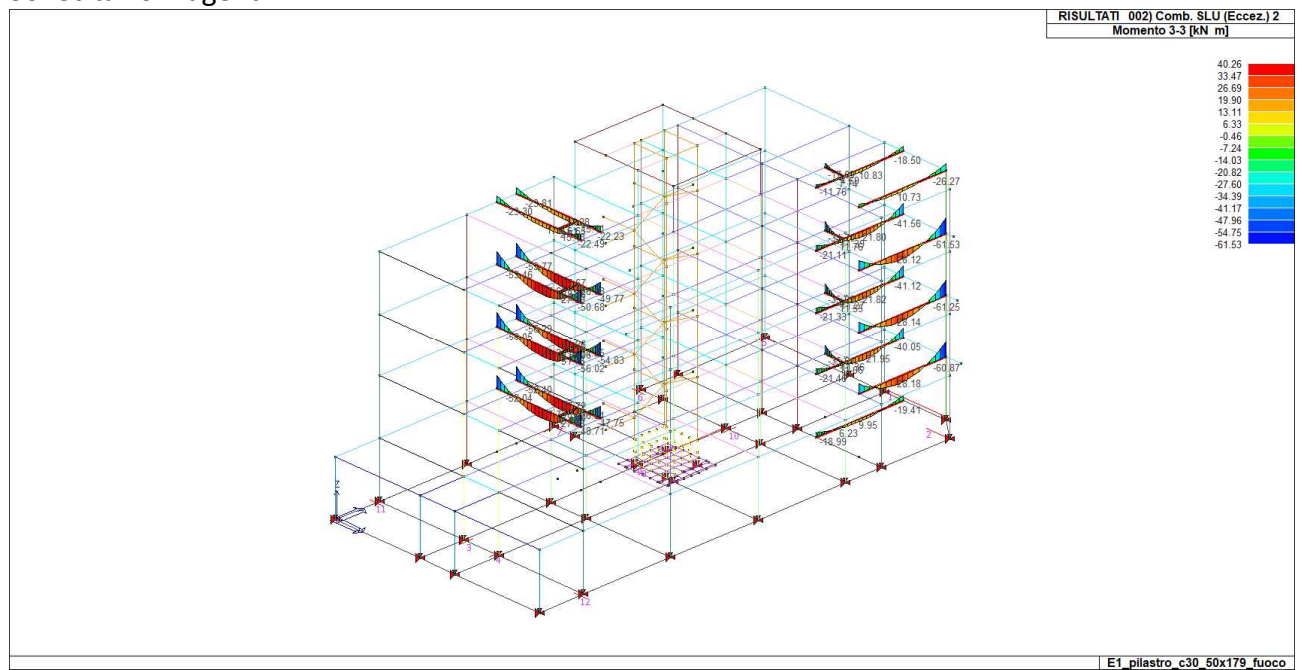
Sollecitazioni agenti



$M = 33.66 \text{ kNm}; -61.26 \text{ kNm} - V = 52.12 \text{ kN}$

10.3.4 Verifica elemento trave 60x30

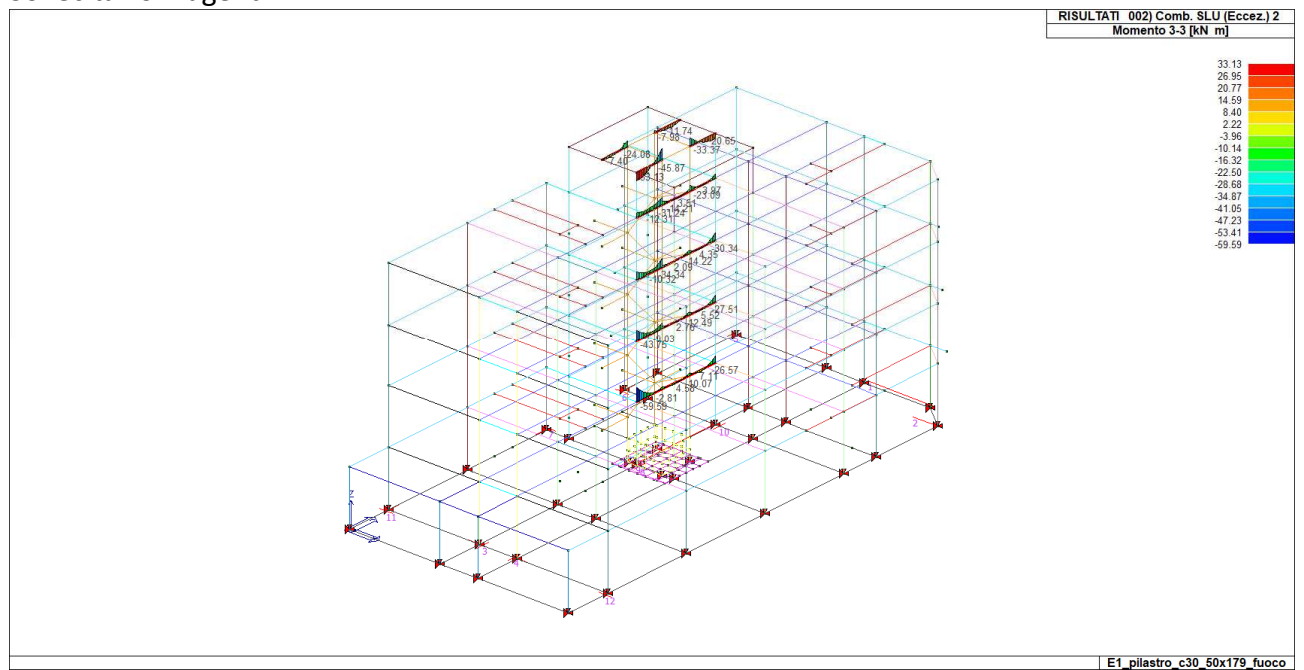
Sollecitazioni agenti



$M = 40.26 \text{ kNm}; -61.52 \text{ kNm} - V = 55.98 \text{ kN}$

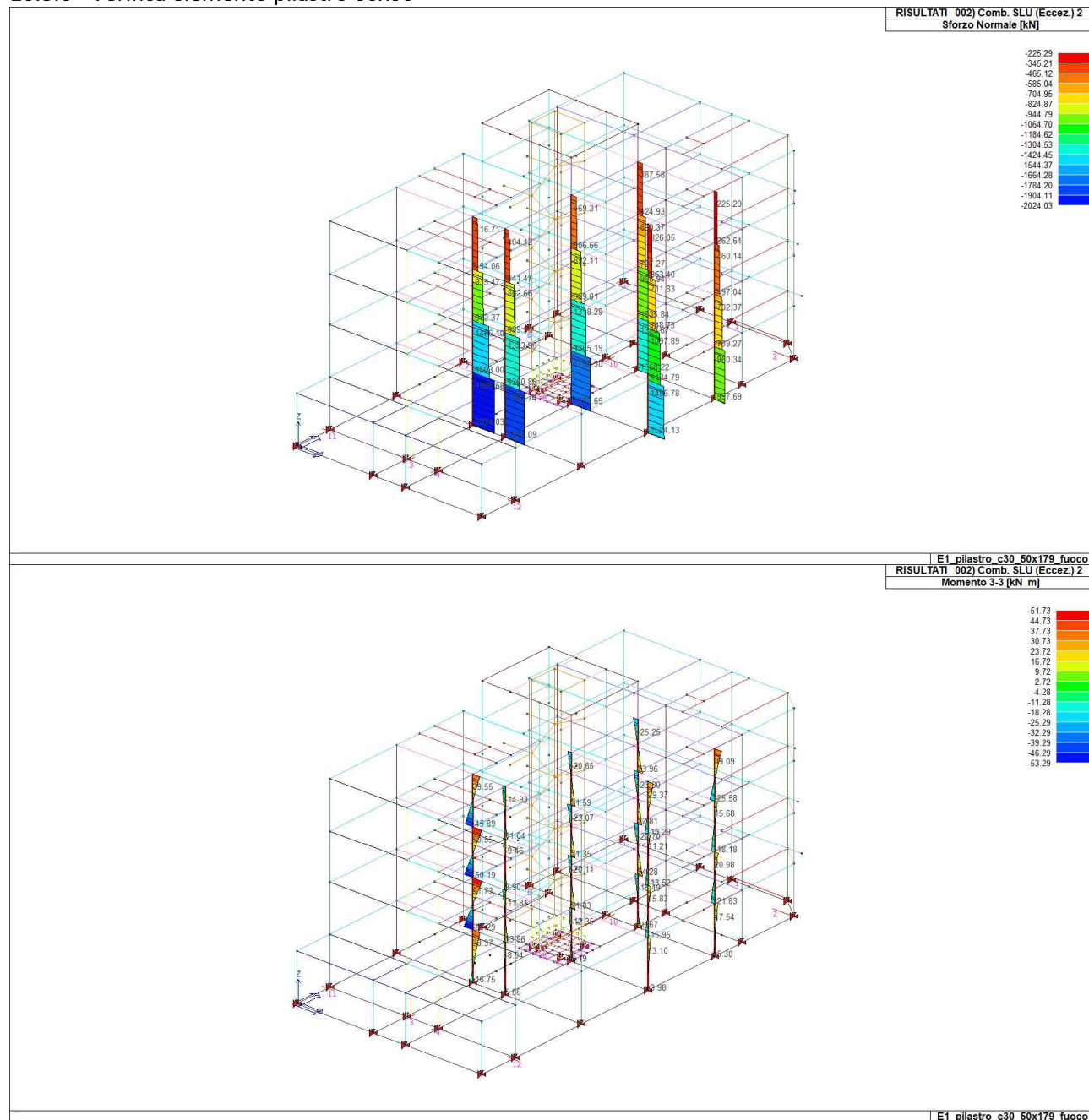
10.3.5 Verifica elemento trave 40x60

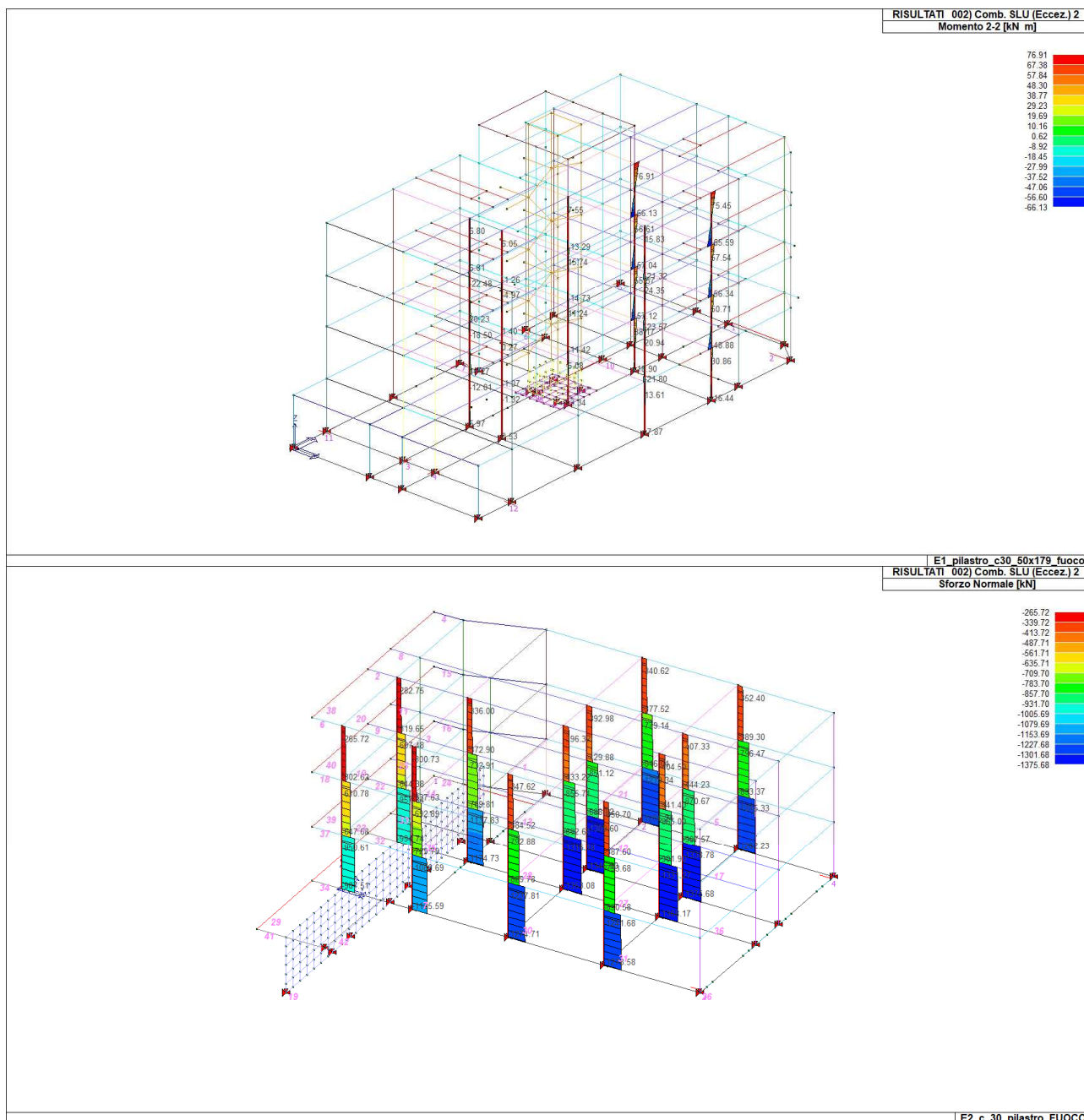
Sollecitazioni agenti

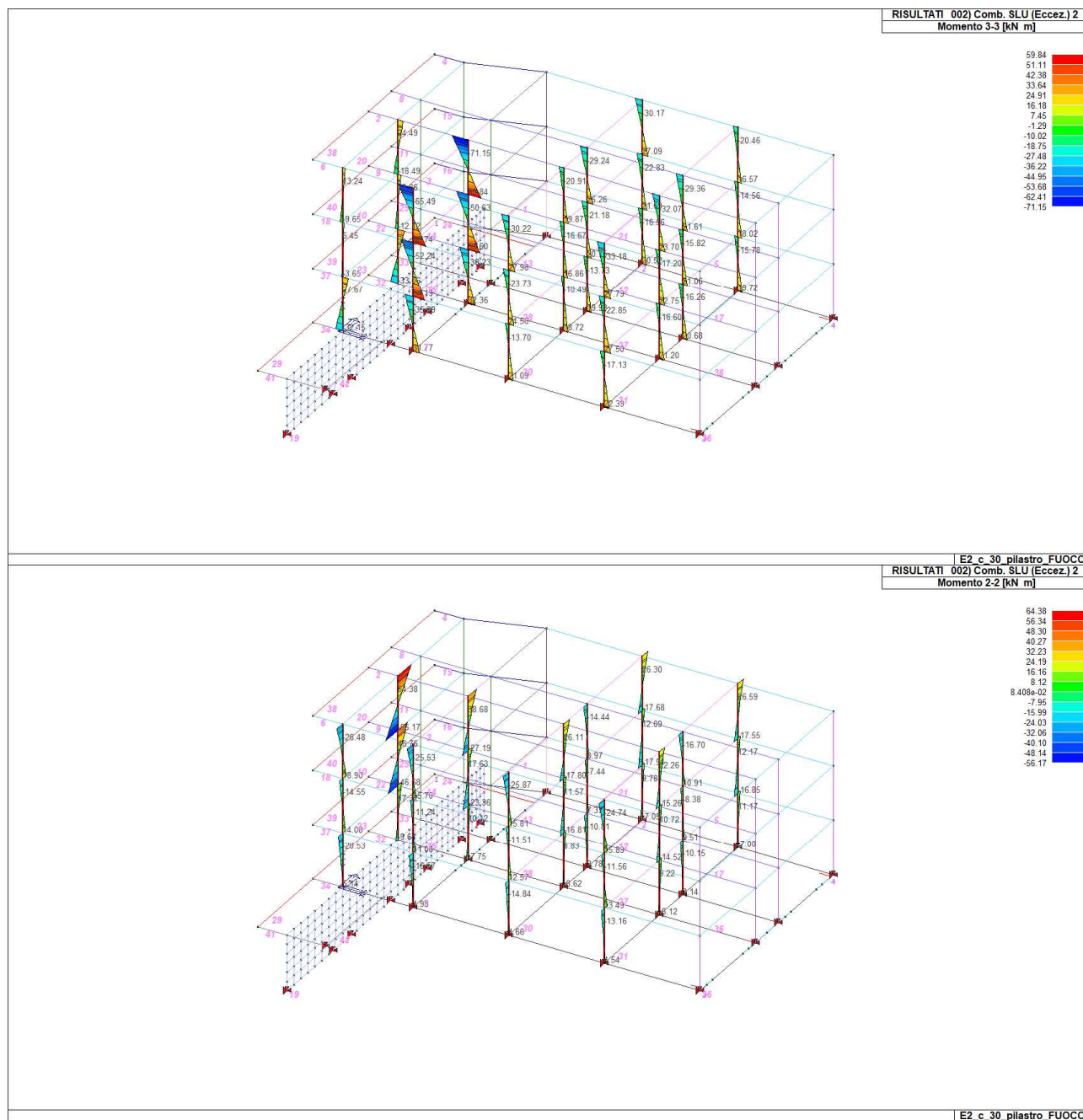


$M = 33.13 \text{ kNm}; -59.59 \text{ kNm} - V = 62.68 \text{ kN}$

10.3.6 Verifica elemento pilastro 60x60





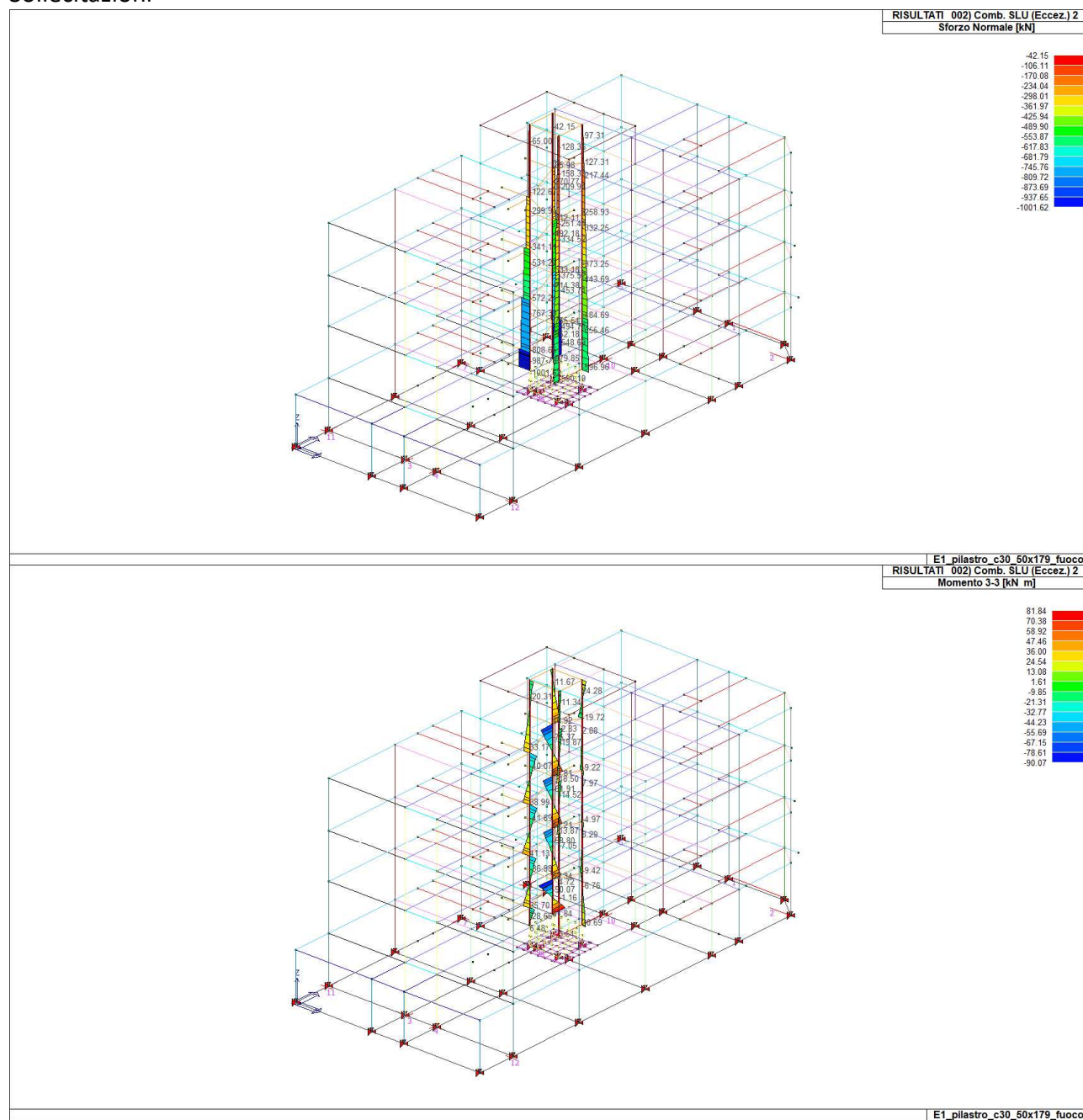


La verifica si effettua considerando

$N = -2024 \text{ kN}$ – $M_x \text{ max} = 71.15 \text{ kNm}$ – $M_y \text{ max} = 76.91 \text{ kNm}$ – $V_{ed} = 34.50 \text{ kN}$

10.3.7 Verifica elemento pilastro ad L 70x40

Sollecitazioni



La verifica si effettua considerando

$N = -1001 \text{ kN}$ – $M_x \text{ max} = 90 \text{ kNm}$ – $M_y \text{ max} = 33.00 \text{ kNm}$

11 VERIFICA SOLAI

11.1.1 Solaio edificio E1 – piano seminterrato

Carichi agenti

$$G_1 = 4.20 \text{ kN/m}^2 \quad G_2 = 2.60 \text{ kN/m}^2 \quad Q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

Lo schema statico adottato è quello di trave continua a tre campate con un momento di richiamo agli appoggi estremi pari a $pl^2/48$. La luce di calcolo è pari a 7.40-3.00-7.40 m (asse travi).

Combinazione dei carichi adottata:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum_j \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$

I coefficienti di combinazione delle azioni variabili sono pari a:

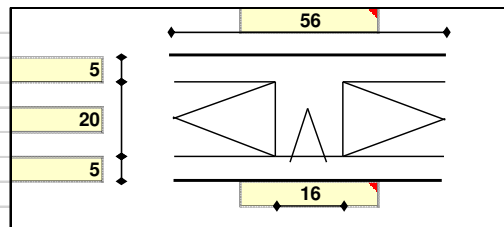
	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Variabile scuole	0.7	0.7	0.6

Geometria

Misure in centimetri

Tipo di solaio

Con blocchi in POLISTIROLO



Luci e carichi

Luci (m)	L	7.4	3	7.4
Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)	p.p.	420	420	420
Sov. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)	g1	0	0	0
Sov. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)	g2	260	260	260
Sov. variabili (daN/mq.)	q	300	300	300
Carichi totali (daN/m)	tot	980	980	980
Perm. compiutamente definiti a interasse (daN/m)	g1	235.2	235.2	235.2
Perm. non-compiutam. definiti a interasse (daN/m)	g2	145.6	145.6	145.6
Variabili a interasse (daN/m)	q	168	168	168
Sezioni (cm)	B	16	16	16
(obblig. solo se diverse)	H	30	30	30
Inerzia (cm4)	J	36000	36000	36000

Momento d'incastro negativo alle due estremità

x sx	48			48	x dx
Mg1 sx	-254			-254	Mg1 dx
Mg2 sx	-157			-157	Mg2 dx
Mq sx	-181			-181	Mq dx
Mtot sx	-593			-593	Mtot dx

Categoria del carico variabile

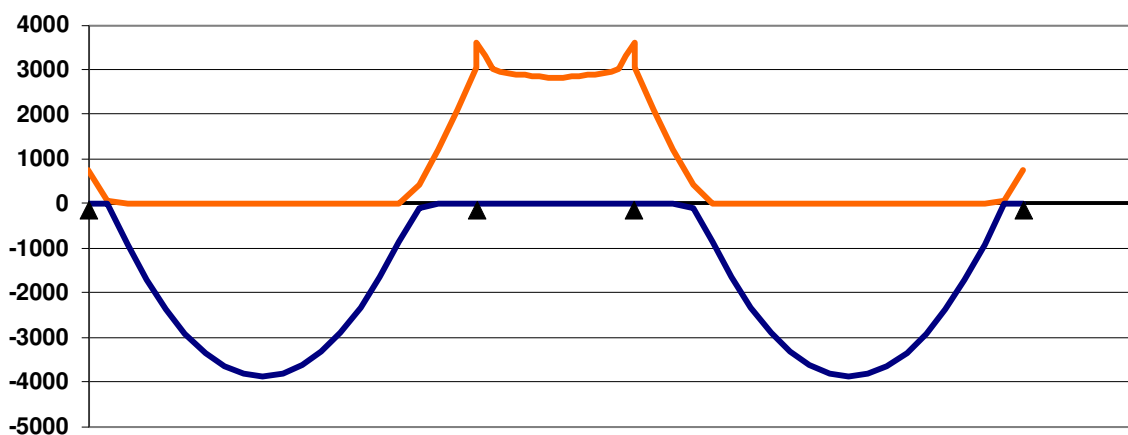
Cat. C Affollamento	ψ_0	0.7			
	ψ_1	0.7			
	ψ_2	0.6			

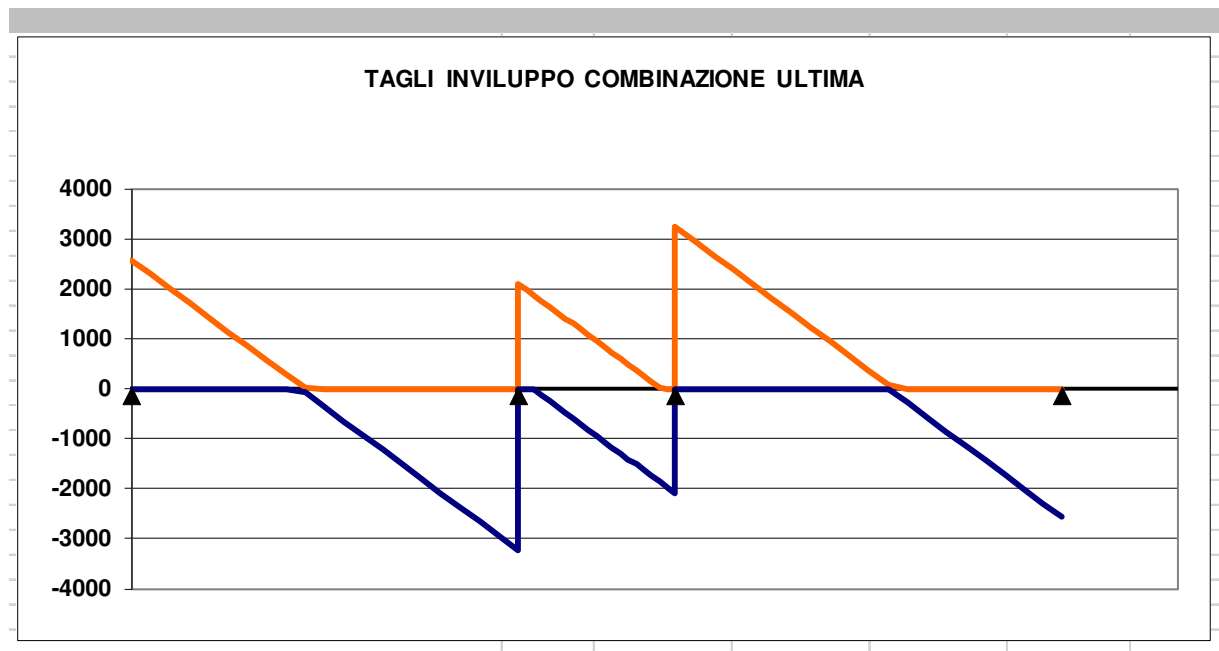
Ridistribuzione momenti comb. ultima

Ridistribuzione desiderata	1- δ	15%			
Rapporti fra le luci delle campate		1.00	2.40	0.42	1.00
Ridistribuzione applicata		15%	0%	0%	15%

1: COMBINAZIONE ULTIMA				
Momenti Max - per nervatura	-753	-3604	-3604	-753
Momenti Max + per nervatura	3887	-265	3887	
Tagli dx Max per nervatura	2573	2105	3239	2573
Tagli sx Max per nervatura		3239	2105	
Reazioni Max per nervatura	2573	5344	5344	2573
Reazioni Max per fascia di un metro	4595	9543	9543	4595
2: COMBINAZIONE RARA				
Momenti Max - per nervatura	-626	-2503	-2503	-626
Momenti Max + per nervatura	2381	-456	2381	
Tagli dx Max per nervatura	1817	1369	2284	1817
Tagli sx Max per nervatura		2284	1369	
Reazioni Max per nervatura	1817	3653	3653	1817
Reazioni Max per fascia di un metro	3244	6523	6523	3244
3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE				
Momenti Max - per nervatura	-549	-2178	-2178	-549
Momenti Max + per nervatura	2086	-513	2086	
Tagli dx Max per nervatura	1593	1151	2002	1593
Tagli sx Max per nervatura		2002	1151	
Reazioni Max per nervatura	1593	3153	3153	1593
Reazioni Max per fascia di un metro	2845	5630	5630	2845
4: COMBINAZIONE FREQUENTE				
Momenti Max - per nervatura	-569	-2259	-2259	-569
Momenti Max + per nervatura	2160	-498	2160	
Tagli dx Max per nervatura	1649	1205	2073	1649
Tagli sx Max per nervatura		2073	1205	
Reazioni Max per nervatura	1649	3278	3278	1649
Reazioni Max per fascia di un metro	2945	5853	5853	2945

MOMENTI INVILUPPO COMBINAZIONE ULTIMA





←							
Materiali							
Calcestruzzo		Classe	C28/35				
Acciaio		Tipo	B450C				

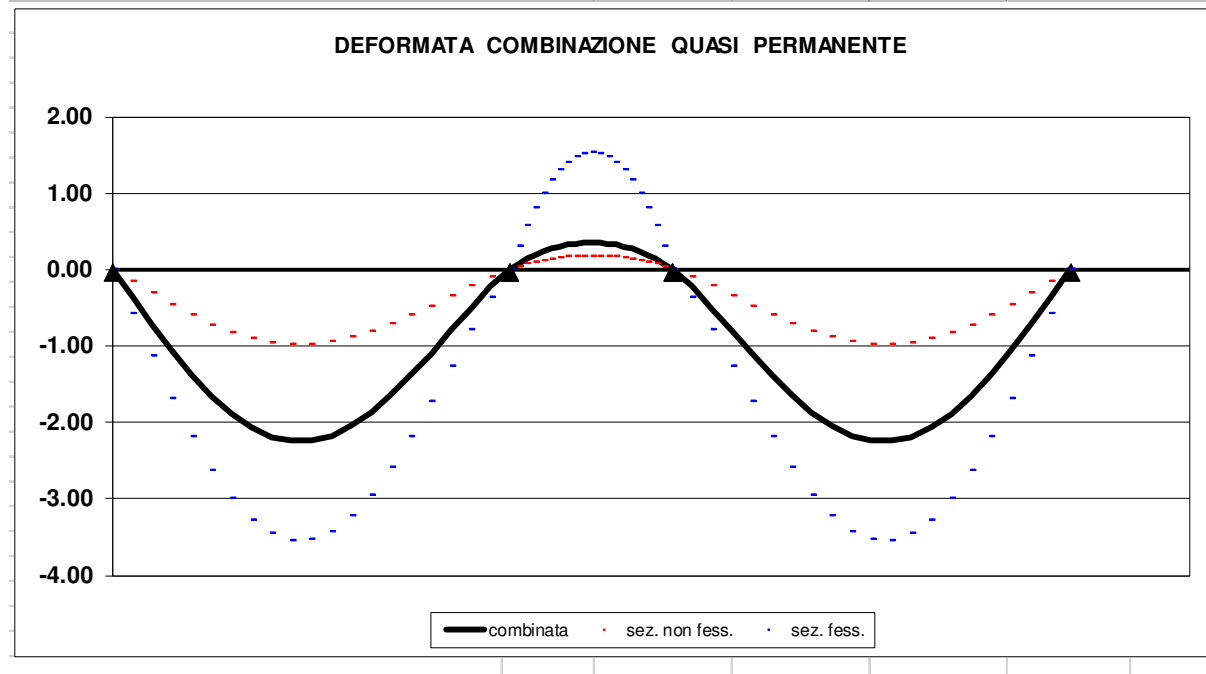
Armatura appoggi		ϕ	$n.$	$n.$	$n.$	$n.$	c
		$\phi 20$	-	2	2	-	3.5
	sup.	$\phi 16$	1	-	-	1	3.5
CLIK PER PROCEDERE							
	inf.	$\phi 16$	2	2	2	2	6.5
		-	-	-	-	-	6.5
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA							
	mm	B	160	160	160	160	
	mm	H	300	300	300	300	
	copriferro medio in zona tesa (mm)	c	43	45	45	43	
	mm ²	As compr	402	402	402	402	
	mm ²	As tesa	201	628	628	201	
	MPa	f _{cd}	16.46	16.46	16.46	16.46	
	MPa	f _{yd}	391.3	391.3	391.3	391.3	
	N	N _{ed}	0	0	0	0	
	Momento sollecitante (daN*m)	Med	753	3604	3604	753	
	Momento resistente (daN*m)	M _{rd}	1888	5402	5402	1888	
	indice di verifica	f	2.51	1.50	1.50	2.51	
	Asse neutro (cm)	x _c	4	7	7	4	
	Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913	3913	3913	
	Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-164.6	-164.6	-164.6	-164.6	
	Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%	0.959%	0.959%	1.000%	
	Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.203%	-0.350%	-0.350%	-0.203%	
	Campo di rottura	n	2	3	3	2	
	Ridistribuzione massima consentita	1- δ	30%	0%	0%	30%	
	Controllo ridistribuzione	1- δ	si	si	si	si	
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA							
		B	16	16	16	16	
		d	25.70	25.50	25.50	25.70	
	copriferro in zona compressa	h'	7.3	7.3	7.3	7.3	
		M	626	2503	2503	626	
		As tesa	2.01	6.28	6.28	2.01	
		As compr	4.02	4.02	4.02	4.02	
		y	7.91	11.52	11.52	7.91	
		J _{ci}	12202	27638	27638	12202	
		σ_s limite	3600	3600	3600	3600	
		σ_s	1370	1899	1899	1370	
	indice di verifica lato acciaio	f	2.63	1.90	1.90	2.63	
		σ_c limite	174.3	174.3	174.3	174.3	
		σ_c	40.6	104.4	104.4	40.6	
	indice di verifica lato cls	f	4.30	1.67	1.67	4.30	
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE							
		B	16	16	16	16	
		d	25.70	25.50	25.50	25.70	
	copriferro in zona compressa	h'	7.3	7.3	7.3	7.3	
		M	549	2178	2178	549	
		As tesa	2.01	6.28	6.28	2.01	
		As compr	4.02	4.02	4.02	4.02	
		y	7.91	11.52	11.52	7.91	
		J _{ci}	12202	27638	27638	12202	
		σ_c limite	130.7	130.7	130.7	130.7	
		σ_c	35.6	90.8	90.8	35.6	
	indice di verifica lato cls	f	3.67	1.44	1.44	3.67	
		σ_s	1202	1652	1652	1202	
4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE							
		σ_s	1244	1714	1714	1244	

Armatura campate		ϕ	n.	n.	n.	c
		-	-	-	-	3.5
sup.	$\phi 16$	-	-	-	-	3.5
inf.	$\phi 16$	3	1	3	3	6.5
		-	-	-	-	6.5
controllo armatura minima scelta:		nessuna	sì	sì	sì	
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA						
	mm	B	560	560	560	
	mm	H	300	300	300	
copriferro medio in zona tesa (mm)		c	73	73	73	
	mm ²	As compr	0	0	0	
	mm ²	As tesa	603	201	603	
	MPa	fcd	16.46	16.46	16.46	
	MPa	fyd	391.3	391.3	391.3	
	N	Ned	0	1	2	
	Momento sollecitante (daN*m)	Med	3887	265	3887	
	Momento resistente (daN*m)	Mrd	5016	1728	5016	
	indice di verifica	f	1.29	6.53	1.29	
	Asse neutro (cm)	xc	4	2	4	
	Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913	3913	
	Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-164.6	-123.9	-164.6	
	Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%	1.000%	1.000%	
	Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.203%	-0.101%	-0.203%	
	Campo di rottura	n.	2	2	2	
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA						
	B		56	56	56	
	d		22.7	22.7	22.7	
copriferro in zona compressa		h'	0.0	0.0	0.0	
	M		2381	456	2381	
	As tesa		6.03	2.01	6.03	
	As compr		0.00	0.00	0.00	
	y		7.10	4.43	7.10	
	Jci		28689	11685	28689	
	σ limite		3600	3600	3600	
	σ_s		1942	1069	1942	
	indice di verifica lato acciaio	f	1.85	3.37	1.85	
	σ_c limite		174.3	174.3	174.3	
	σ_c		58.9	17.3	58.9	
	indice di verifica lato cls	f	2.96	10.07	2.96	
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE						
	B		56	56	56	
	d		22.7	22.7	22.7	
copriferro in zona compressa		h'	0.0	0.0	0.0	
	M		2086	513	2086	
	As tesa		6.03	2.01	6.03	
	As compr		0.00	0.00	0.00	
	y		7.10	4.43	7.10	
	Jci		28689	11685	28689	
	σ limite		130.7	130.7	130.7	
	σ_c		51.6	19.5	51.6	
	indice di verifica lato cls	f	2.53	6.72	2.53	
	σ_s		1702	1202	1702	
4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE						
	σ_s		1762	1169	1762	

Verifiche a taglio				
1: con fasce piene				
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	1849	1849	1849
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	94 cm	39 cm	180 cm
Tagli resistenti dx (daN)	VRd		1849	1849
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	180 cm	39 cm	94 cm
2: con fasce piene e barre longitudinali tese				
	ϕ	n.	n.	n.
sup.	$\phi 20$	-	2	2
inf.	$\phi 16$	2	2	2
mm ² As sup.		201	628	628
mm ² As inf.		402	402	402
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	2687	3118	3118
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	-	16 cm
Tagli resistenti dx (daN)	VRd		3118	2687
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	16 cm	-	-
Verifiche di fessurazione				
CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE				
Appoggi				
diametro armature superiori	ϕ	16	20	20
combinazione frequente	σ_s	1244	1714	1714
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.50	1.89	1.89
combinazione quasi permanente	σ_s	1202	1652	1652
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.00	1.55	1.55
Campate				
diametro armature inferiori	ϕ	16	16	16
combinazione frequente	σ_s	1762	1169	1762
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.30	2.50	2.30
combinazione quasi permanente	σ_s	1702	1202	1702
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	1.82	2.00	1.82
Verifiche di snellezza				
ρ		1.00%	0.33%	1.00%
ρ'		0.00%	0.00%	0.00%
λ limite tab		26	30	26
K		1.3	1.5	1.3
λ limite calc		27.5	242.9	27.5
λ limite		22.0	194.3	22.0
λ		24.7	10.0	24.7
indice di verifica	f	0.89	19.43	0.89
Verifiche di deformabilità				
PER L'ASPETTO E LA FUNZIONALITA'				
Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	$\phi(\text{inf})$	2.3	2.3	2.3
Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0.98	0.00	0.98
Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	3.55	0.00	3.55
Freccia massima combinata (cm)	f max	2.25	0.00	2.25
Freccia limite (cm)	f lim	2.96	1.20	2.96
indice di verifica	f	1.32	-	1.32
Verifiche di fessurazione				
CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE				
Appoggi				
diametro armature superiori	ϕ	16	20	20
combinazione frequente	σ_s	1244	1714	1714
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.50	1.89	1.89
combinazione quasi permanente	σ_s	1202	1652	1652
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.00	1.55	1.55
Campate				
diametro armature inferiori	ϕ	16	16	16
combinazione frequente	σ_s	1762	1169	1762
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.30	2.50	2.30
combinazione quasi permanente	σ_s	1702	1202	1702
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	1.82	2.00	1.82

Verifiche di deformabilità**PER L'ASPETTO E LA FUNZIONALITA'**

Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	$\phi(\text{inf})$	2.3	2.3	2.3
Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0.98	0.00	0.98
Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	3.55	0.00	3.55
Freccia massima combinata (cm)	f max	2.25	0.00	2.25
Freccia limite (cm)	f lim	2.96	1.20	2.96
indice di verifica	f	1.32	-	1.32



11.1.2 Solaio edificio E2 – zona laboratori

Carichi agenti

$$G_1 = 4.65 \text{ kN/m}^2 \quad G_2 = 1.40 \text{ kN/m}^2 \quad Q_k = 6.00 \text{ kN/m}^2$$

Lo schema statico adottato è quello di trave continua a tre campate con un momento di richiamo agli appoggi estremi pari a $pl^2/48$. La luce di calcolo è pari a 7.40-3.00-7.40 m (asse travi).

Combinazione dei carichi adottata:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum_j \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$

I coefficienti di combinazione delle azioni variabili sono pari a:

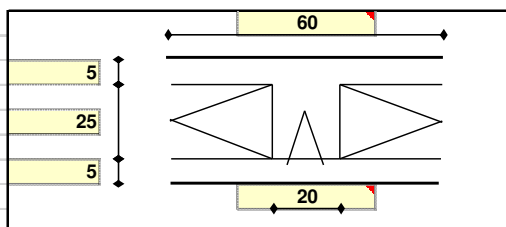
	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Laboratori	1.0	0.9	0.8

Geometria

Misure in centimetri

Tipo di solaio

Con blocchi in POLISTIROLO

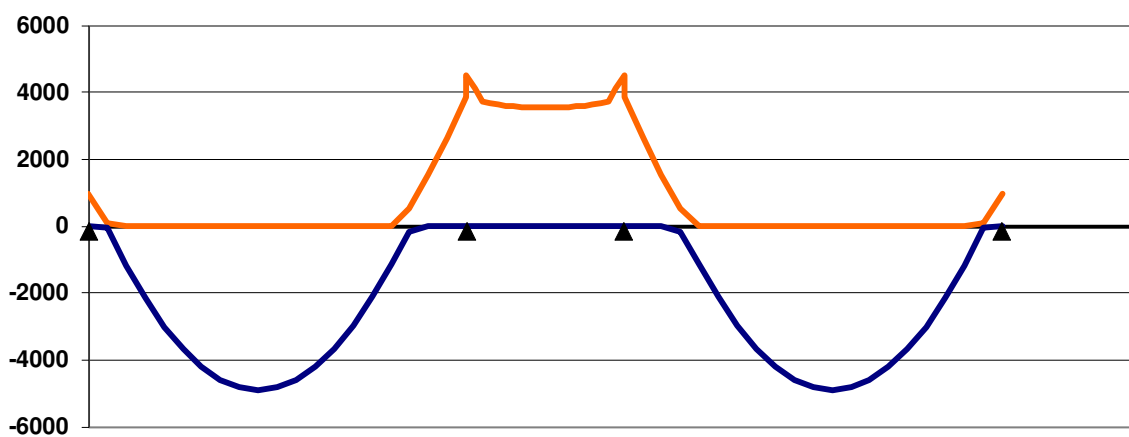


Luci e carichi

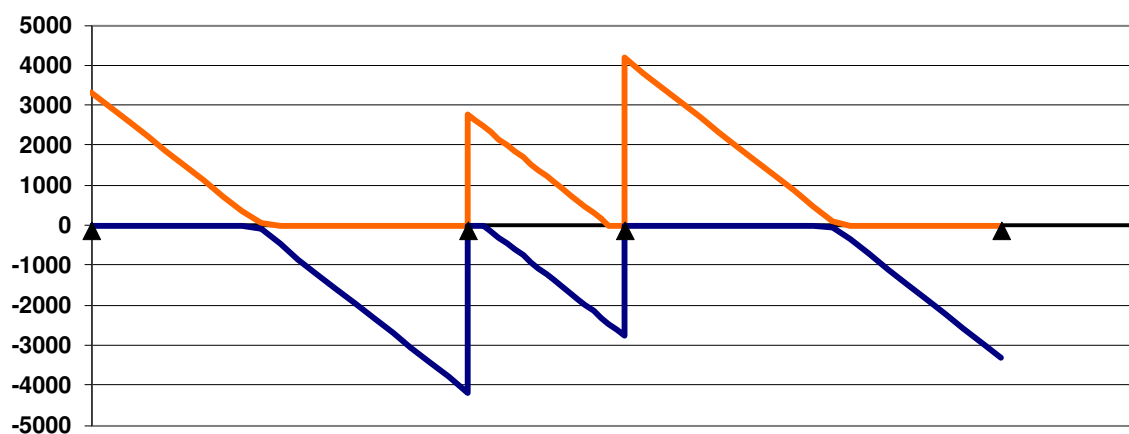
Luci (m)		L	7.2	3	7.2	
Peso proprio solaio calcolato (daN/mq.)	ADOTTA	p.p. calc	465	465	465	
Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)		p.p.	465	465	465	
Sovr. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)		g1	0	0	0	
Sovr. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)		g2	140	140	140	
Sovr. variabili (daN/mq.)		q	600	600	600	
Carichi totali (daN/m)		tot	1205	1205	1205	
Momento d'incastro negativo alle due estremità		x sx	48		48	x dx
		Mg1 sx	-301		-301	Mg1 dx
		Mg2 sx	-91		-91	Mg2 dx
		Mq sx	-389		-389	Mq dx
		Mtot sx	-781		-781	Mtot dx
Categoria del carico variabile						
Cat. E Bibl., archivi, magazz., industr.		ψ_0	1.0			
		ψ_1	0.9			
		ψ_2	0.8			
Ridistribuzione momenti comb. ultima						
Ridistribuzione desiderata		1- δ	15%			
Rapporti fra le luci delle campate			1.00	2.40	0.42	1.00
Ridistribuzione applicata			15%	0%	0%	15%

Interasse nervature (m)	i	0.60			
1: COMBINAZIONE ULTIMA					
Momenti Max - per nervatura	-944	-4530	-4530	-944	
Momenti Max + per nervatura	4899	-159	4899		
Tagli dx Max per nervatura	3324	2772	4178		
Tagli sx Max per nervatura	4178	2772	3324		
Reazioni Max per nervatura	3324	6950	6950	3324	
Reazioni Max per fascia di un metro	5540	11583	11583	5540	
2: COMBINAZIONE RARA					
Momenti Max - per nervatura	-781	-3131	-3131	-781	
Momenti Max + per nervatura	2983	-415	2983		
Tagli dx Max per nervatura	2333	1812	2929		
Tagli sx Max per nervatura	2929	1812	2333		
Reazioni Max per nervatura	2333	4741	4741	2333	
Reazioni Max per fascia di un metro	3888	7902	7902	3888	
3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE					
Momenti Max - per nervatura	-703	-2802	-2802	-703	
Momenti Max + per nervatura	2683	-475	2683		
Tagli dx Max per nervatura	2100	1586	2635		
Tagli sx Max per nervatura	2635	1586	2100		
Reazioni Max per nervatura	2100	4221	4221	2100	
Reazioni Max per fascia di un metro	3499	7035	7035	3499	
4: COMBINAZIONE FREQUENTE					
Momenti Max - per nervatura	-742	-2967	-2967	-742	
Momenti Max + per nervatura	2833	-445	2833		
Tagli dx Max per nervatura	2216	1699	2782		
Tagli sx Max per nervatura	2782	1699	2216		
Reazioni Max per nervatura	2216	4481	4481	2216	
Reazioni Max per fascia di un metro	3694	7469	7469	3694	

MOMENTI INVILUPPO COMBINAZIONE ULTIMA



TAGLI INVILUPPO COMBINAZIONE ULTIMA

**Materiali**

Calcestruzzo

Classe C28/35

Acciaio

Tipo B450C

Dati geometrici

Armatura appoggi

[CLIK PER PROCEDERE](#)

1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA

	ϕ	n.	n.	n.	n.	c
sup.	$\phi 20$	-	2	2	-	3.5
	$\phi 16$	1	-	-	1	3.5
inf.	$\phi 16$	1	1	1	1	6.5
	-	-	-	-	-	6.5
mm	B	200	200	200	200	
mm	H	350	350	350	350	
copriferro medio in zona tesa (mm)	c	43	45	45	43	
mm ²	As compr	201	201	201	201	
mm ²	As tesa	201	628	628	201	
MPa	f _{cd}	16.46	16.46	16.46	16.46	
MPa	f _{yd}	391.3	391.3	391.3	391.3	
N	N _{ed}	0	0	0	0	
Momento sollecitante (daN*m)	Med	944	4530	4530	944	
Momento resistente (daN*m)	M _{rd}	2298	6673	6673	2298	
indice di verifica	f	2.43	1.47	1.47	2.43	
Asse neutro (cm)	x _c	4	7	7	4	
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913	3913	3913	
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-157.3	-164.6	-164.6	-157.3	
Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%	1.000%	1.000%	1.000%	
Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.158%	-0.321%	-0.321%	-0.158%	
Campo di rottura	n	2	2	2	2	
Ridistribuzione massima consentita	1- δ	30%	0%	0%	30%	
Controllo ridistribuzione	1- δ	si	si	si	si	

2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA

	B	20	20	20	20	
	d	30.70	30.50	30.50	30.70	
copriferro in zona compressa	h'	7.3	7.3	7.3	7.3	
	M	781	3131	3131	781	
	As tesa	2.01	6.28	6.28	2.01	
	As compr	2.01	2.01	2.01	2.01	
	y	8.10	12.44	12.44	8.10	
	J _{ci}	18959	44355	44355	18959	
	σ_s limite	3600	3600	3600	3600	
	σ_s	1396	1913	1913	1396	
indice di verifica lato acciaio	f	2.58	1.88	1.88	2.58	
	σ_c limite	174.3	174.3	174.3	174.3	
	σ_c	33.4	87.8	87.8	33.4	
indice di verifica lato cls	f	5.22	1.99	1.99	5.22	

3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

	B	20	20	20	20	
	d	30.70	30.50	30.50	30.70	
copriferro in zona compressa	h'	7.3	7.3	7.3	7.3	
	M	703	2802	2802	703	
	As tesa	2.01	6.28	6.28	2.01	
	As compr	2.01	2.01	2.01	2.01	
	y	8.10	12.44	12.44	8.10	
	J _{ci}	18959	44355	44355	18959	
	σ_c limite	130.7	130.7	130.7	130.7	
	σ_c	30.1	78.6	78.6	30.1	
indice di verifica lato cls	f	4.35	1.66	1.66	4.35	
	σ_s	1257	1712	1712	1257	

4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE

σ_s	1326	1812	1812	1326	
------------	------	------	------	------	--

Armatura campate		ϕ	$n.$	$n.$	$n.$	c
		-	-	-	-	3.5
sup.	$\phi 16$	-	-	-	-	3.5
inf.	$\phi 16$	3	1	3	3	6.5
		-	-	-	-	6.5
controllo armatura minima scelta:		nessuna	sì	sì	sì	
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA						
	mm	B	600	600	600	
	mm	H	350	350	350	
copriferro medio in zona tesa (mm)		c	73	73	73	
	mm ²	As compr	0	0	0	
	mm ²	As tesa	603	201	603	
	MPa	fcd	16.46	16.46	16.46	
	MPa	fyd	391.3	391.3	391.3	
	N	Ned	0	1	2	
	Momento sollecitante (daN*m)	Med	4899	159	4899	
	Momento resistente (daN*m)	Mrd	6191	2116	6191	
	indice di verifica	f	1.26	13.28	1.26	
	Asse neutro (cm)	xc	4	2	4	
	Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913	3913	
	Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-160.2	-110.3	-160.2	
	Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%	1.000%	1.000%	
	Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.167%	-0.085%	-0.167%	
	Campo di rottura	n.	2	2	2	
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA						
	B		60	60	60	
	d		27.7	27.7	27.7	
copriferro in zona compressa		h'	0.0	0.0	0.0	
	M		2983	415	2983	
	As tesa		6.03	2.01	6.03	
	As compr		0.00	0.00	0.00	
	y		7.75	4.80	7.75	
	Jci		45302	18020	45302	
	σ limite		3600	3600	3600	
	σ_s		1970	791	1970	
	indice di verifica lato acciaio	f	1.83	4.55	1.83	
	σ_c limite		174.3	174.3	174.3	
	σ_c		51.1	11.0	51.1	
	indice di verifica lato cls	f	3.41	15.77	3.41	
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE						
	B		60	60	60	
	d		27.7	27.7	27.7	
copriferro in zona compressa		h'	0.0	0.0	0.0	
	M		2683	475	2683	
	As tesa		6.03	2.01	6.03	
	As compr		0.00	0.00	0.00	
	y		7.75	4.80	7.75	
	Jci		45302	18020	45302	
	σ limite		130.7	130.7	130.7	
	σ_c		45.9	12.7	45.9	
	indice di verifica lato cls	f	2.85	10.33	2.85	
	σ_s		1772	906	1772	
4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE						
	σ_s		1871	849	1871	

Verifiche a taglio					
1: con fasce piene					
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	2629	2629	2629	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	68 cm	16 cm	151 cm	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd		2629	2629	2629
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2		151 cm	16 cm	68 cm
2: con fasce piene e barre longitudinali tese					
	ϕ	n.	n.	n.	n.
	$\phi 20$	-	2	2	-
sup.	$\phi 16$	1	1	1	1
inf.	$\phi 16$	2	2	2	2
	-	-	-	-	-
	mm ²	As sup.	201	628	628
	mm ²	As inf.	402	402	402
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	3397	3942	3942	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	-	23 cm	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd		3942	3942	3397
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2		23 cm	-	-
Verifiche di snellezza					
	ρ	0.75%	0.25%	0.75%	
	ρ'	0.00%	0.00%	0.00%	
	λ limite tab	26	30	26	
	K	1.3	1.5	1.3	
	λ limite calc	29.1	581.3	29.1	
	λ limite	29.1	581.3	29.1	
	λ	20.6	8.6	20.6	
indice di verifica	f	1.41	67.82	1.41	
Verifiche di deformabilità					
PER L'ASPETTO E LA FUNZIONALITA'					
Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	$\phi(\text{inf})$	2.3	2.3	2.3	
Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0.72	0.00	0.72	
Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	2.73	0.00	2.73	
Freccia massima combinata (cm)	f max	1.52	0.00	1.52	
Freccia limite (cm)	f lim	2.88	1.20	2.88	
indice di verifica	f	1.90	-	1.90	

11.1.3 Solaio edificio E1/E2 – piano tipo (3 campate)

Carichi agenti

$$G_1 = 4.20 \text{ kN/m}^2 \quad G_2 = 2.85 \text{ kN/m}^2 \quad Q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

Lo schema statico adottato è quello di trave continua a tre campate con un momento di richiamo agli appoggi estremi pari a $pl^2/48$. La luce di calcolo è pari a 7.25-3.00-7.25 m (asse travi).

Combinazione dei carichi adottata:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum_j \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$

I coefficienti di combinazione delle azioni variabili sono pari a:

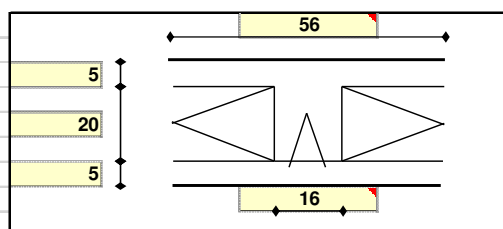
	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Variabile scuole	0.7	0.7	0.6

Geometria

Misure in centimetri

Tipo di solaio

Con blocchi in POLISTIROLO

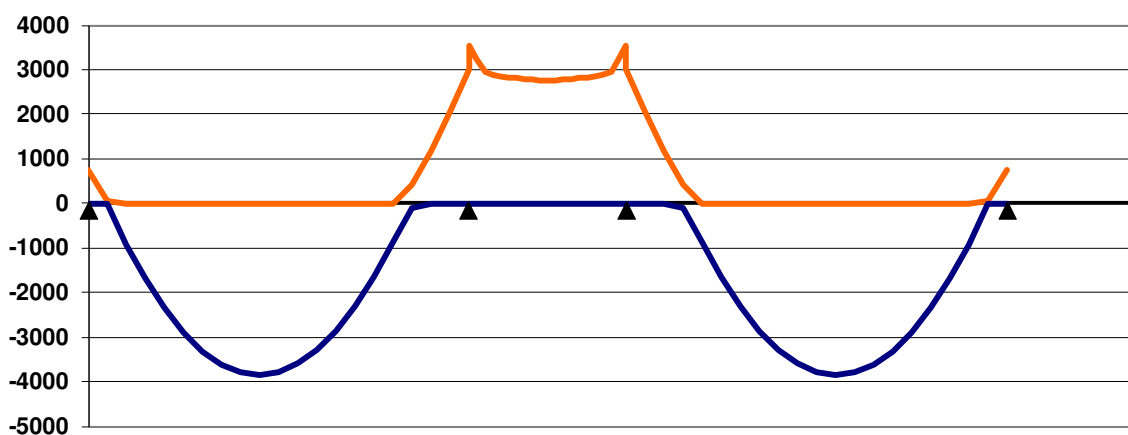


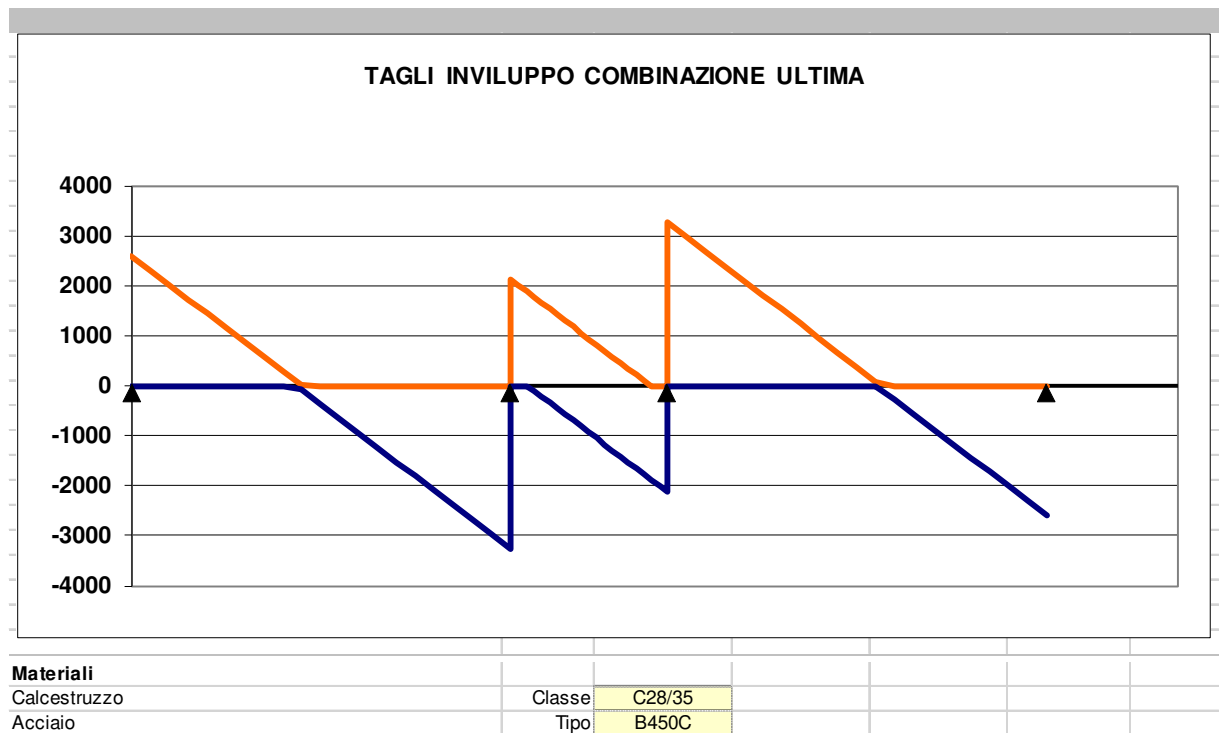
Luci e carichi

Luci (m)	L	7.25	3	7.25	
Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)	p.p.	420	420	420	
Sovr. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)	g1	0	0	0	
Sovr. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)	g2	285	285	285	
Sovr. variabili (daN/mq.)	q	300	300	300	
Carichi totali (daN/m)	tot	1005	1005	1005	
Momento d'incastro negativo alle due estremità	x sx	48		48	x dx
	Mg1 sx	-258		-258	Mg1 dx
	Mg2 sx	-175		-175	Mg2 dx
	Mq sx	-184		-184	Mq dx
	Mtot sx	-616		-616	Mtot dx
Categoria del carico variabile					
Cat. C Affollamento	ψ_0	0.7			
	ψ_1	0.7			
	ψ_2	0.6			
Ridistribuzione momenti comb. ultima					
Ridistribuzione desiderata	1- δ	15%			
Rapporti fra le luci delle campate		1.00	2.42	0.41	1.00
Ridistribuzione applicata		15%	0%	0%	15%

Interasse nervature (m)	i 0.56			
1: COMBINAZIONE ULTIMA				
Momenti Max - per nervatura	-742	-3549	-3549	-742
Momenti Max + per nervatura	3843	-206	3843	
Tagli dx Max per nervatura	2592	2131	3259	2592
Tagli sx Max per nervatura		2131		2592
Reazioni Max per nervatura	2592	5389	5389	2592
Reazioni Max per fascia di un metro	4629	9624	9624	4629
2: COMBINAZIONE RARA				
Momenti Max - per nervatura	-616	-2462	-2462	-616
Momenti Max + per nervatura	2350	-403	2350	
Tagli dx Max per nervatura	1827	1389	2295	1827
Tagli sx Max per nervatura		1389		1827
Reazioni Max per nervatura	1827	3684	3684	1827
Reazioni Max per fascia di un metro	3263	6578	6578	3263
3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE				
Momenti Max - per nervatura	-543	-2150	-2150	-543
Momenti Max + per nervatura	2066	-459	2066	
Tagli dx Max per nervatura	1608	1177	2018	1608
Tagli sx Max per nervatura		1177		1608
Reazioni Max per nervatura	1608	3195	3195	1608
Reazioni Max per fascia di un metro	2872	5705	5705	2872
4: COMBINAZIONE FREQUENTE				
Momenti Max - per nervatura	-561	-2228	-2228	-561
Momenti Max + per nervatura	2137	-445	2137	
Tagli dx Max per nervatura	1663	1230	2087	1663
Tagli sx Max per nervatura		1230		1663
Reazioni Max per nervatura	1663	3317	3317	1663
Reazioni Max per fascia di un metro	2969	5923	5923	2969

MOMENTI INVILUPPO COMBINAZIONE ULTIMA



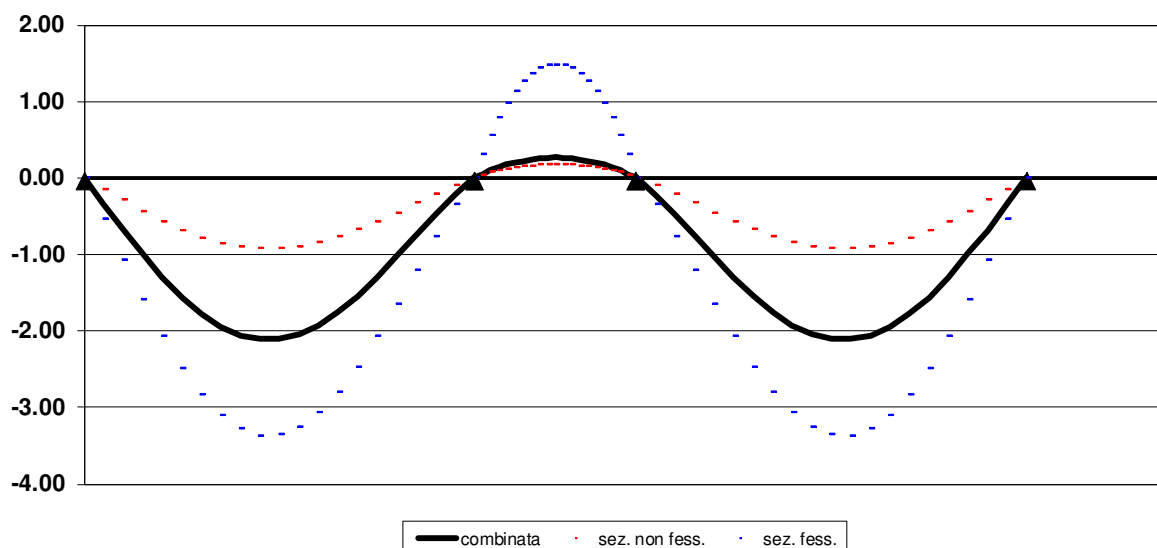


Armatura appoggi		ϕ	$n.$	$n.$	$n.$	$n.$	c
<div>CLIK PER PROCEDERE</div>		$\phi 20$	-	2	2	-	3.5
		sup. $\phi 16$	1	1	1	1	3.5
		inf. $\phi 16$	2	2	2	2	6.5
		-	-	-	-	-	6.5
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA							
	mm	B	160	160	160	160	
	mm	H	300	300	300	300	
	copriferro medio in zona tesa (mm)	c	43	45	45	43	
	mm ²	As compr	402	402	402	402	
	mm ²	As tesa	201	628	628	201	
	MPa	f _{cd}	16.46	16.46	16.46	16.46	
	MPa	f _{yd}	391.3	391.3	391.3	391.3	
	N	N _{ed}	0	0	0	0	
	Momento sollecitante (daN*m)	Med	742	3549	3549	742	
	Momento resistente (daN*m)	M _{rd}	1888	5402	5402	1888	
	indice di verifica	f	2.54	1.52	1.52	2.54	
	Asse neutro (cm)	x _c	4	7	7	4	
	Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913	3913	3913	
	Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-164.6	-164.6	-164.6	-164.6	
	Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%	0.959%	0.959%	1.000%	
	Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.203%	-0.350%	-0.350%	-0.203%	
	Campo di rottura	n	2	3	3	2	
	Ridistribuzione massima consentita	1- δ	30%	0%	0%	30%	
	Controllo redistribuzione	1- δ	si	si	si	si	
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA							
		B	16	16	16	16	
		d	25.70	25.50	25.50	25.70	
	copriferro in zona compressa	h'	7.3	7.3	7.3	7.3	
		M	616	2462	2462	616	
		As tesa	2.01	6.28	6.28	2.01	
		As compr	4.02	4.02	4.02	4.02	
		y	7.91	11.52	11.52	7.91	
		J _{ci}	12202	27638	27638	12202	
		σ_s limite	3600	3600	3600	3600	
		σ_s	1348	1868	1868	1348	
	indice di verifica lato acciaio	f	2.67	1.93	1.93	2.67	
		σ_c limite	174.3	174.3	174.3	174.3	
		σ_c	39.9	102.6	102.6	39.9	
	indice di verifica lato cls	f	4.37	1.70	1.70	4.37	
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE							
		B	16	16	16	16	
		d	25.70	25.50	25.50	25.70	
	copriferro in zona compressa	h'	7.3	7.3	7.3	7.3	
		M	543	2150	2150	543	
		As tesa	2.01	6.28	6.28	2.01	
		As compr	4.02	4.02	4.02	4.02	
		y	7.91	11.52	11.52	7.91	
		J _{ci}	12202	27638	27638	12202	
		σ_c limite	130.7	130.7	130.7	130.7	
		σ_c	35.2	89.6	89.6	35.2	
	indice di verifica lato cls	f	3.72	1.46	1.46	3.72	
		σ_s	1187	1631	1631	1187	
4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE							
		σ_s	1227	1690	1690	1227	

Armatura campate		ϕ	n.	n.	n.	c
		-	-	-	-	3.5
sup.	$\phi 16$	-	-	-	-	3.5
inf.	$\phi 16$	3	1	3	3	6.5
		-	-	-	-	6.5
controllo armatura minima scelta:		nessuna	sì	sì	sì	
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA						
	mm	B	560	560	560	
	mm	H	300	300	300	
copriferro medio in zona tesa (mm)		c	73	73	73	
	mm ²	As compr	0	0	0	
	mm ²	As tesa	603	201	603	
	MPa	fcd	16.46	16.46	16.46	
	MPa	fyd	391.3	391.3	391.3	
	N	Ned	0	1	2	
	Momento sollecitante (daN*m)	Med	3843	206	3843	
	Momento resistente (daN*m)	Mrd	5016	1728	5016	
	indice di verifica	f	1.31	8.38	1.31	
	Asse neutro (cm)	xc	4	2	4	
	Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913	3913	
	Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-164.6	-123.9	-164.6	
	Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%	1.000%	1.000%	
	Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.203%	-0.101%	-0.203%	
	Campo di rottura	n.	2	2	2	
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA						
	B		56	56	56	
	d		22.7	22.7	22.7	
copriferro in zona compressa		h'	0.0	0.0	0.0	
	M		2350	403	2350	
	As tesa		6.03	2.01	6.03	
	As compr		0.00	0.00	0.00	
	y		7.10	4.43	7.10	
	Jci		28689	11685	28689	
	σ limite		3600	3600	3600	
	σ_s		1917	944	1917	
	indice di verifica lato acciaio	f	1.88	3.81	1.88	
	σ_c limite		174.3	174.3	174.3	
	σ_c		58.2	15.3	58.2	
	indice di verifica lato cls	f	3.00	11.41	3.00	
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE						
	B		56	56	56	
	d		22.7	22.7	22.7	
copriferro in zona compressa		h'	0.0	0.0	0.0	
	M		2066	459	2066	
	As tesa		6.03	2.01	6.03	
	As compr		0.00	0.00	0.00	
	y		7.10	4.43	7.10	
	Jci		28689	11685	28689	
	σ limite		130.7	130.7	130.7	
	σ_c		51.1	17.4	51.1	
	indice di verifica lato cls	f	2.56	7.51	2.56	
	σ_s		1685	1076	1685	
4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE						
	σ_s		1743	1043	1743	

Verifiche a taglio					
1: con fasce piene					
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	1849	1849	1849	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	94 cm	42 cm	178 cm	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd		1849	1849	1849
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2		178 cm	42 cm	94 cm
2: con fasce piene e barre longitudinali tese					
	ϕ	n.	n.	n.	n.
sup.	$\phi 20$	-	2	2	-
	$\phi 16$	1	1	1	1
inf.	$\phi 16$	2	2	2	2
	-	-	-	-	-
mm ² As sup.		201	628	628	201
mm ² As inf.		402	402	402	402
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	2687	3118	3118	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	-	18 cm	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd		3118	3118	2687
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2		18 cm	-	-
Verifiche di fessurazione					
CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE					
Appoggi					
diametro armature superiori	ϕ	16	20	20	16
combinazione frequente	σ_s	1227	1690	1690	1227
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.50	1.91	1.91	2.50
combinazione quasi permanente	σ_s	1187	1631	1631	1187
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.00	1.57	1.57	2.00
Campate					
diametro armature inferiori	ϕ	16	16	16	
combinazione frequente	σ_s	1743	1043	1743	
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.32	2.50	2.32	
combinazione quasi permanente	σ_s	1685	1076	1685	
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	1.84	2.00	1.84	
Verifiche di deformabilità					
PER L'ASPETTO E LA FUNZIONALITA'					
Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	$\phi(\text{inf})$	2.3	2.3	2.3	
Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0.93	0.00	0.93	
Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	3.37	0.00	3.37	
Freccia massima combinata (cm)	f max	2.11	0.00	2.11	
Freccia limite (cm)	f lim	2.90	1.20	2.90	
indice di verifica	f	1.38	-	1.38	

DEFORMATA COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE



11.1.4 Solaio edificio E1 – piano tipo (2 campate)

Carichi agenti

$$G_1 = 4.20 \text{ kN/m}^2 \quad G_2 = 2.85 \text{ kN/m}^2 \quad Q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

Lo schema statico adottato è quello di trave continua a due campate con un momento di richiamo agli appoggi estremi pari a $pl^2/48$. La luce di calcolo è pari a 2.90-7.25 m (asse travi).

Combinazione dei carichi adottata:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum_j \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$

I coefficienti di combinazione delle azioni variabili sono pari a:

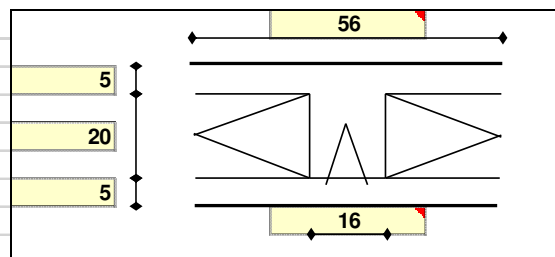
	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Variabile scuole	0.7	0.7	0.6

Geometria

Misure in centimetri

Tipo di solaio

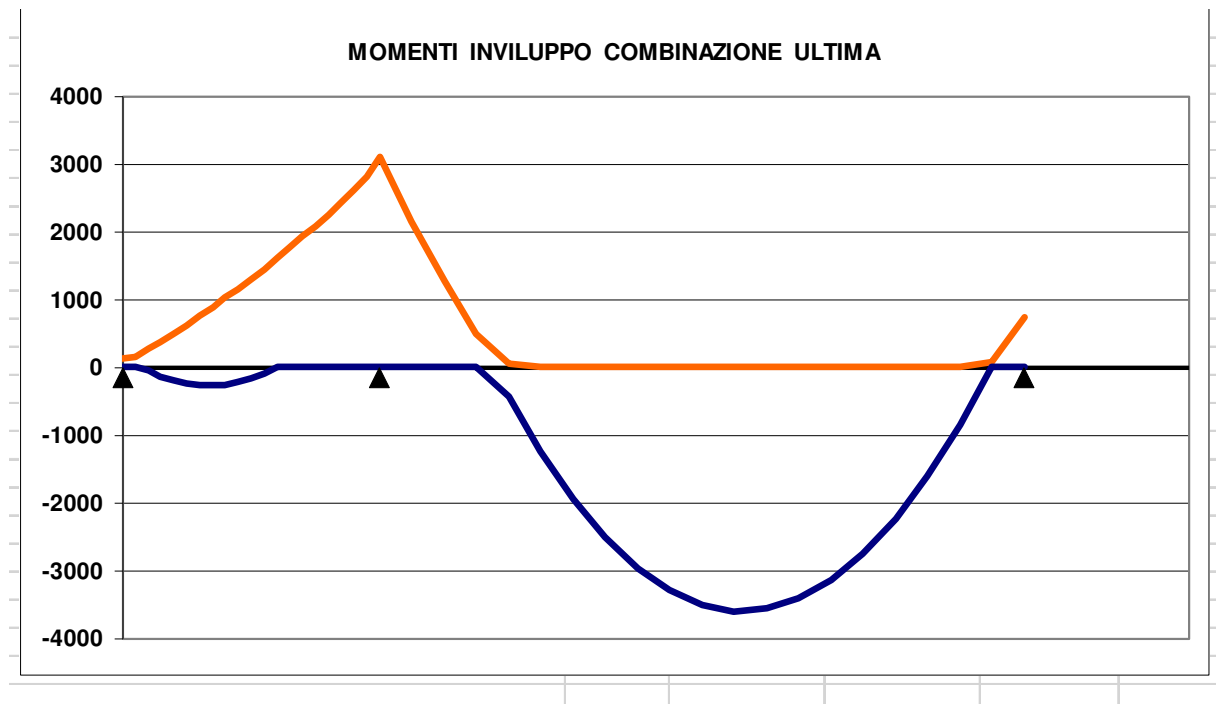
Con blocchi in POLISTIROLO



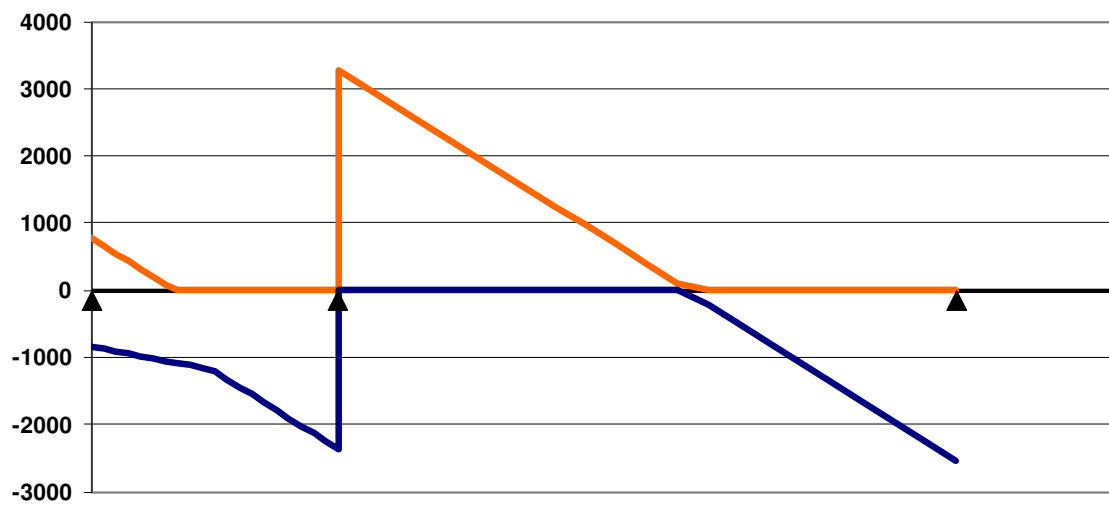
Luci e carichi

Luci (m)	L	2.9	7.25	
Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)	p.p.	420	420	
Sovr. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)	g1	0	0	
Sovr. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)	g2	285	285	
Sovr. variabili (daN/mq.)	q	300	300	
Carichi totali (daN/m)	tot	1005	1005	
Momento d'incastro negativo alle due estremità	x sx	48		48 x dx
	Mg1 sx	-41		-258 Mg1 dx
	Mg2 sx	-28		-175 Mg2 dx
	Mq sx	-29		-184 Mq dx
	Mtot sx	-99		-616 Mtot dx
Categoria del carico variabile				
Cat. C Affollamento	ψ_0	0.7		
	ψ_1	0.7		
	ψ_2	0.6		

1: COMBINAZIONE ULTIMA			
Momenti Max - per nervatura	-119	-3649	-742
Momenti Max + per nervatura	419	3606	
Tagli dx Max per nervatura	779	3273	
Tagli sx Max per nervatura		2366	2528
Reazioni Max per nervatura	779	5639	2528
Reazioni Max per fascia di un metro	1392	10069	4515
2: COMBINAZIONE RARA			
Momenti Max - per nervatura	-99	-2576	-616
Momenti Max + per nervatura	#VALORE!	2206	
Tagli dx Max per nervatura	448	2310	
Tagli sx Max per nervatura		1670	1782
Reazioni Max per nervatura	448	3981	1782
Reazioni Max per fascia di un metro	800	7109	3183
3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE			
Momenti Max - per nervatura	-87	-2269	-543
Momenti Max + per nervatura	#VALORE!	1939	
Tagli dx Max per nervatura	353	2035	
Tagli sx Max per nervatura		1471	1568
Reazioni Max per nervatura	353	3506	1568
Reazioni Max per fascia di un metro	630	6260	2801
4: COMBINAZIONE FREQUENTE			
Momenti Max - per nervatura	-90	-2345	-561
Momenti Max + per nervatura	#VALORE!	2006	
Tagli dx Max per nervatura	376	2104	
Tagli sx Max per nervatura		1521	1622
Reazioni Max per nervatura	376	3624	1622
Reazioni Max per fascia di un metro	672	6472	2896



TAGLI INVILUPPO COMBINAZIONE ULTIMA



Materiali

Calcestruzzo

Classe

C28/35

Acciaio

Tipo

B450C

Armatura appoggi

	ϕ	n.	n.	n.	c
sup.	$\phi 16$	-	-	1	3.5
	$\phi 20$	2	2	2	3.5
inf.	$\phi 16$	1	2	2	6.5
	-	-	-	-	6.5

1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA

Momento sollecitante (daN*m)	Med	119	3649	742
Momento resistente (daN*m)	Mrd	5343	5402	1888
indice di verifica	f	45.01	1.48	2.54
Asse neutro (cm)	x _c	8	7	4
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913	3913
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-164.6	-164.6	-164.6
Deformazione acciaio	ϵ_s	0.721%	0.959%	1.000%
Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.350%	-0.350%	-0.203%
Campo di rottura	n.	3	3	2
Ridistribuzione massima consentita	1- δ	15%	0%	30%
Controllo ridistribuzione	1- δ	Sì	Sì	Sì

2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA

σ_s limite	3600	3600	3600
σ_s	74	1954	1348
indice di verifica lato acciaio	f	48.51	1.84
σ_c limite	174.3	174.3	174.3
σ_c	4.3	107.4	39.9
indice di verifica lato cls	f	40.07	1.62

3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

σ_c limite	130.7	130.7	130.7
σ_c	3.8	94.6	35.2
indice di verifica lato cls	f	34.13	1.38

Armatura campate		ϕ	<i>n.</i>	<i>n.</i>	<i>c</i>
		-	-	-	3.5
sup.		-			3.5
inf.	Ø16	1	3		6.5
		-	-	-	6.5
controllo armatura minima scelta:		nessuna	sì	sì	
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA					
Momento sollecitante (daN*m)	Med	419	3606		
Momento resistente (daN*m)	Mrd	1728	5016		
indice di verifica	f	4.13	1.39		
Asse neutro (cm)	x _c	2	4		
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ _s	3913	3913		
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ _c	-123.9	-164.6		
Deformazione acciaio	ε _s	1.000%	1.000%		
Deformazione calcestruzzo	ε _c	-0.101%	-0.203%		
Campo di rottura	n.	2	2		
Verifiche a taglio					
1: con fasce piene					
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	2083	2083		
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	149 cm		
Tagli resistenti dx (daN)	VRd	2083	2083		
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	35 cm	56 cm		
2: con fasce piene e barre longitudinali tese					
	ϕ	<i>n.</i>	<i>n.</i>	<i>n.</i>	
	Ø16	-	2	-	
sup.	Ø20	1	-	1	
	Ø16	1	2	2	
	-	-	-	-	
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	2679	2909		
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	46 cm		
Tagli resistenti dx (daN)	VRd	2909	2909		
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	-	-		
Verifiche di deformabilità					
PER L'ASPETTO E LA FUNZIONALITA'					
Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	φ(inf)	2.3	2.3		
Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0.00	0.78		
Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	0.00	3.06		
Freccia massima combinata (cm)	f max	0.00	1.42		
Freccia limite (cm)	f lim	1.16	2.90		
indice di verifica	f	-	2.04		

11.1.5 Solaio edificio E2 – piano tipo (tra assi 7 e 8)

Carichi agenti

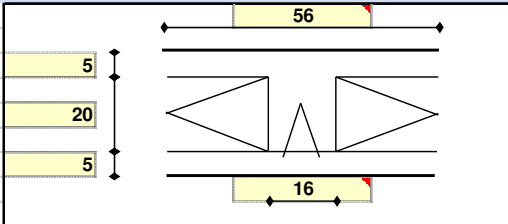
$$G_1 = 4.20 \text{ kN/m}^2 \quad G_2 = 2.85 \text{ kN/m}^2 \quad Q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

Lo schema statico adottato è quello di trave continua a tre campate con un momento di richiamo agli appoggi estremi pari a $pl^2/48$. La luce di calcolo è pari a 7.25-3.00-5.90 m (asse travi).

Combinazione dei carichi adottata:

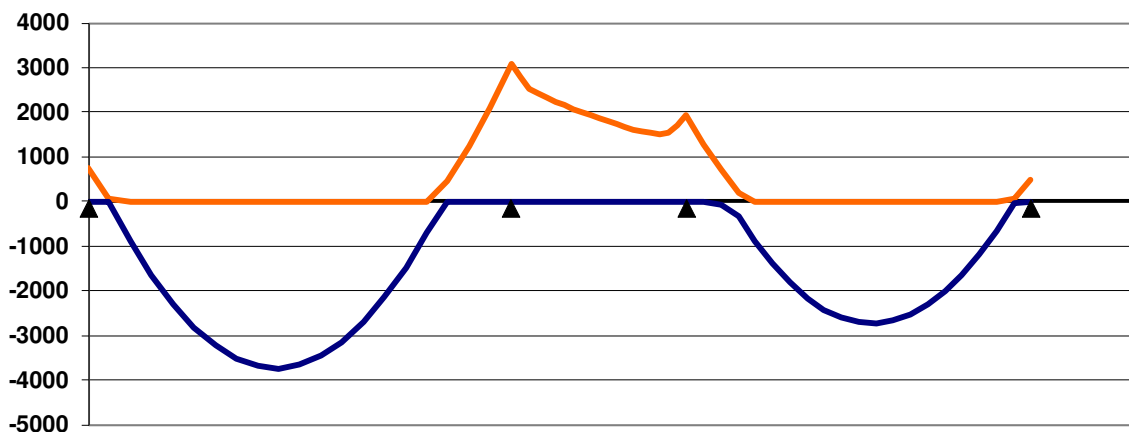
$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum_j \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$

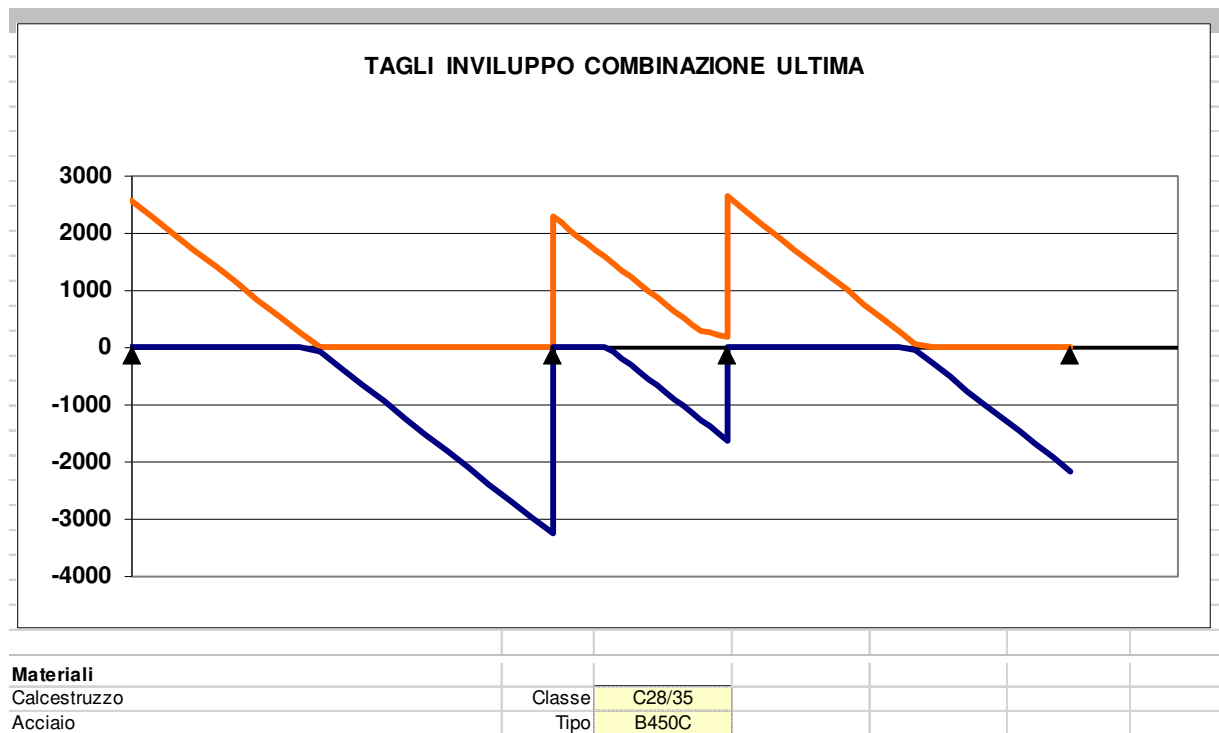
I coefficienti di combinazione delle azioni variabili sono pari a:

	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}		
Variabile scuole	0.7	0.7	0.6		
Geometria					
Misure in centimetri					
					
Tipo di solaio					
Con blocchi in POLISTIROLO					
Luci e carichi					
Luci (m)	L	7.25	3	5.9	
Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)	p.p.	420	420	420	
Sovr. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)	g1	0	0	0	
Sovr. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)	g2	285	285	285	
Sovr. variabili (daN/mq.)	q	300	300	300	
Carichi totali (daN/m)	tot	1005	1005	1005	
Momento d'incastro negativo alle due estremità	x sx	48		48	x dx
	Mg1 sx	-258		-171	Mg1 dx
	Mg2 sx	-175		-116	Mg2 dx
	Mq sx	-184		-122	Mq dx
	Mtot sx	-616		-408	Mtot dx
Categoria del carico variabile					
Cat. C Affollamento	ψ_0	0.7			
	ψ_1	0.7			
	ψ_2	0.6			
Ridistribuzione momenti comb. ultima					
Ridistribuzione desiderata	1-8	15%			
Rapporti fra le luci delle campate		1.00	2.42	0.51	1.00
Ridistribuzione applicata		15%	0%	15%	15%

Interasse nervature (m)	i	0.56			
1: COMBINAZIONE ULTIMA					
Momenti Max - per nervatura	742	3612	1815	-491	
Momenti Max + per nervatura	3739	-10	2730		
Tagli dx Max per nervatura	2564	2295	2635		
Tagli sx Max per nervatura		3268	1635	2170	
Reazioni Max per nervatura	2564	5562	4270	2170	
Reazioni Max per fascia di un metro	4579	9933	7626	3874	
2: COMBINAZIONE RARA					
Momenti Max - per nervatura	616	2622	1530	-408	
Momenti Max + per nervatura	2287	-189	1666		
Tagli dx Max per nervatura	1808	1548	1852		
Tagli sx Max per nervatura		2303	1037	1528	
Reazioni Max per nervatura	1808	3852	2889	1528	
Reazioni Max per fascia di un metro	3228	6878	5158	2728	
3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE					
Momenti Max - per nervatura	543	2210	1335	-359	
Momenti Max + per nervatura	2011	-244	1463		
Tagli dx Max per nervatura	1591	1334	1627		
Tagli sx Max per nervatura		2027	865	1344	
Reazioni Max per nervatura	1591	3361	2492	1344	
Reazioni Max per fascia di un metro	2841	6002	4451	2400	
4: COMBINAZIONE FREQUENTE					
Momenti Max - per nervatura	561	2290	1386	-372	
Momenti Max + per nervatura	2080	-230	1513		
Tagli dx Max per nervatura	1645	1388	1684		
Tagli sx Max per nervatura		2096	908	1390	
Reazioni Max per nervatura	1645	3484	2592	1390	
Reazioni Max per fascia di un metro	2938	6221	4628	2482	

MOMENTI INVILUPPO COMBINAZIONE ULTIMA





Armatura appoggi

[CLIK PER PROCEDERE](#)

1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA

	ϕ	n.	n.	n.	n.	c
sup.	$\phi 20$	-	2	2	-	3.5
	$\phi 16$	1	-	-	1	3.5
inf.	$\phi 16$	2	2	2	2	6.5
	-	-	-	-	-	6.5
mm	B	160	160	160	160	
mm	H	300	300	300	300	
copriferro medio in zona tesa (mm)	c	43	45	45	43	
mm ²	As compr	402	402	402	402	
mm ²	As tesa	201	628	628	201	
MPa	f _{cd}	16.46	16.46	16.46	16.46	
MPa	f _{yd}	391.3	391.3	391.3	391.3	
N	N _{ed}	0	0	0	0	
Momento sollecitante (daN*m)	Med	742	3612	1915	491	
Momento resistente (daN*m)	M _{rd}	1888	5402	5402	1888	
indice di verifica	f	2.54	1.50	2.82	3.84	
Asse neutro (cm)	x _c	4	7	7	4	
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913	3913	3913	
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-164.6	-164.6	-164.6	-164.6	
Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%	0.959%	0.959%	1.000%	
Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.203%	-0.350%	-0.350%	-0.203%	
Campo di rottura	n	2	3	3	2	
Ridistribuzione massima consentita	1- δ	30%	0%	23%	30%	
Controllo redistribuzione	1- δ	si	si	si	si	

2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA

	B	16	16	16	16	
	d	25.70	25.50	25.50	25.70	
copriferro in zona compressa	h'	7.3	7.3	7.3	7.3	
	M	616	2523	1539	408	
	As tesa	2.01	6.28	6.28	2.01	
	As compr	4.02	4.02	4.02	4.02	
	y	7.91	11.52	11.52	7.91	
	J _{ci}	12202	27638	27638	12202	
	σ_s limite	3600	3600	3600	3600	
	σ_s	1348	1914	1168	893	
indice di verifica lato acciaio	f	2.67	1.88	3.08	4.03	
	σ_c limite	174.3	174.3	174.3	174.3	
	σ_c	39.9	105.2	64.2	26.4	
indice di verifica lato cls	f	4.37	1.66	2.72	6.59	

3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

	B	16	16	16	16	
	d	25.70	25.50	25.50	25.70	
copriferro in zona compressa	h'	7.3	7.3	7.3	7.3	
	M	543	2210	1335	359	
	As tesa	2.01	6.28	6.28	2.01	
	As compr	4.02	4.02	4.02	4.02	
	y	7.91	11.52	11.52	7.91	
	J _{ci}	12202	27638	27638	12202	
	σ_c limite	130.7	130.7	130.7	130.7	
	σ_c	35.2	92.2	55.7	23.3	
indice di verifica lato cls	f	3.72	1.42	2.35	5.61	
	σ_s	1187	1677	1013	786	

4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE

σ_s	1227	1736	1051	813
------------	------	------	------	-----

Armatura campate		ϕ	$n.$	$n.$	$n.$	c
		-	-	-	-	3.5
sup.	$\phi 16$	-	-	-	-	3.5
inf.	$\phi 16$	3	1	2	2	6.5
		-	-	-	-	6.5
controllo armatura minima scelta:		nessuna	sì	sì	sì	
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA						
	mm	B	560	560	560	
	mm	H	300	300	300	
copriferro medio in zona tesa (mm)		c	73	73	73	
	mm ²	As compr	0	0	0	
	mm ²	As tesa	603	201	402	
	MPa	fcd	16.46	16.46	16.46	
	MPa	fyd	391.3	391.3	391.3	
	N	Ned	0	1	2	
	Momento sollecitante (daN*m)	Med	3739	10	2730	
	Momento resistente (daN*m)	Mrd	5016	1728	3397	
	indice di verifica	f	1.34	164.61	1.24	
	Asse neutro (cm)	xc	4	2	3	
	Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913	3913	
	Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-164.6	-123.9	-155.2	
	Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%	1.000%	1.000%	
	Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.203%	-0.101%	-0.152%	
	Campo di rottura	n.	2	2	2	
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA						
	B		56	56	56	
	d		22.7	22.7	22.7	
copriferro in zona compressa		h'	0.0	0.0	0.0	
	M		2287	189	1666	
	As tesa		6.03	2.01	4.02	
	As compr		0.00	0.00	0.00	
	y		7.10	4.43	6.00	
	Jci		28689	11685	20846	
	σ limite		3600	3600	3600	
	σ_s		1866	443	2002	
	indice di verifica lato acciaio	f	1.93	8.12	1.80	
	σ_c limite		174.3	174.3	174.3	
	σ_c		56.6	7.2	47.9	
	indice di verifica lato cls	f	3.08	24.30	3.64	
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE						
	B		56	56	56	
	d		22.7	22.7	22.7	
copriferro in zona compressa		h'	0.0	0.0	0.0	
	M		2011	244	1463	
	As tesa		6.03	2.01	4.02	
	As compr		0.00	0.00	0.00	
	y		7.10	4.43	6.00	
	Jci		28689	11685	20846	
	σ limite		130.7	130.7	130.7	
	σ_c		49.7	9.3	42.1	
	indice di verifica lato cls	f	2.63	14.12	3.11	
	σ_s		1640	572	1758	
4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE						
	σ_s		1697	540	1819	

Verifiche a taglio				
1: con fasce piene				
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	1849	1849	1849
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	90 cm	62 cm	100 cm
Tagli resistenti dx (daN)	VRd		1849	1849
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	179 cm	-	40 cm
2: con fasce piene e barre longitudinali tese				
	ϕ	n.	n.	n.
	$\phi 20$	-	2	2
sup.	$\phi 16$	1	1	1
inf.	$\phi 16$	2	2	2
	-	-	-	-
mm ²	As sup.	201	628	628
mm ²	As inf.	402	402	402
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	2687	3118	3118
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	-	-
Tagli resistenti dx (daN)	VRd		3118	2687
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	19 cm	-	-

Verifiche di deformabilità				
PER L'ASPETTO E LA FUNZIONALITA'				
Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	$\phi(\text{inf})$	2.3	2.3	2.3
Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0.89	0.00	0.45
Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	3.24	0.00	2.21
Freccia massima combinata (cm)	f max	1.95	0.00	0.46
Freccia limite (cm)	f lim	2.90	1.20	2.36
indice di verifica	f	1.48	-	5.14

11.1.6 Solaio copertura E1/E2 – campo tipo

Carichi agenti

$$G_1 = 4.20 \text{ kN/m}^2 \quad G_2 = 2.10 \text{ kN/m}^2 \quad Q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2 \quad Q_{\text{kneve}} = 0.52 \text{ kN/m}^2$$

Lo schema statico adottato è quello di trave continua a tre campate con un momento di richiamo agli appoggi estremi pari a $pl^2/48$. La luce di calcolo è pari a 7.25-3.00-7.25 m (asse travi).

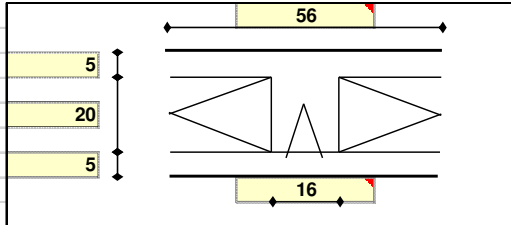
Combinazione dei carichi adottata:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum_j \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$

I coefficienti di combinazione delle azioni variabili sono pari a:

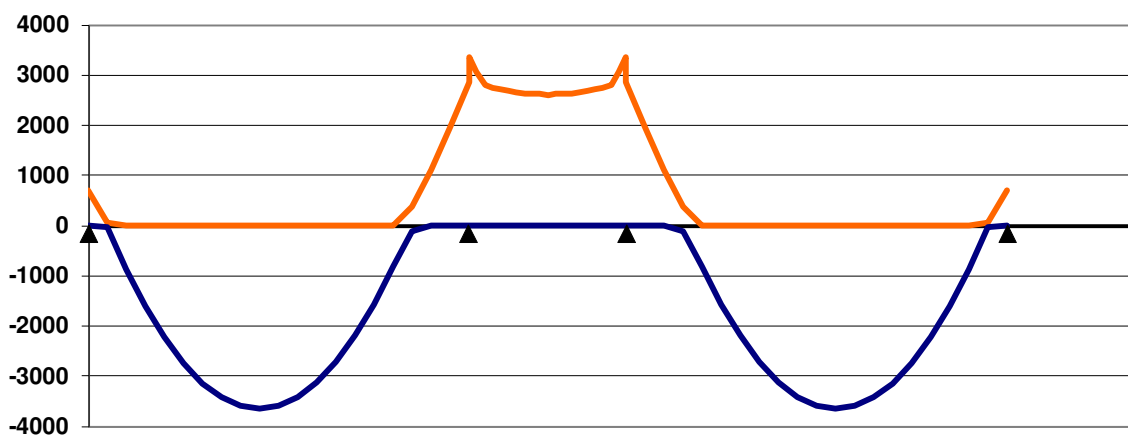
	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Variabile scuole	0.7	0.7	0.6
Variabile neve	0.5	0.2	0.0

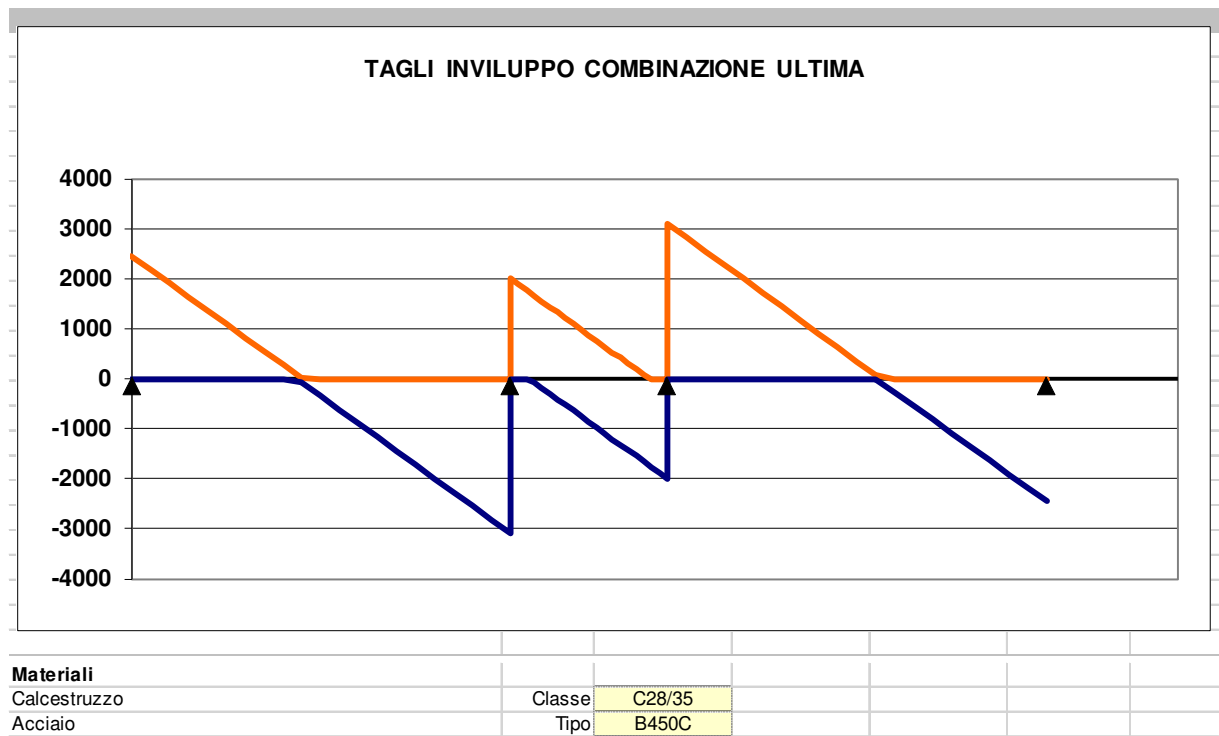
Combinazione di carico variabile SLU (NON COMBINATO CON γ): $3.00 + 0.50 \times 0.52 = 3.26$

Geometria					
Misure in centimetri					
Tipo di solaio					
Con blocchi in POLISTIROLO					
Luci e carichi					
Luci (m)	L	7.25	3	7.25	
Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)	p.p.	420	420	420	
Sovr. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)	g1	0	0	0	
Sovr. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)	g2	210	210	210	
Sovr. variabili (daN/mq.)	q	326	326	326	
Carichi totali (daN/m)	tot	956	956	956	
Momento d'incastro negativo alle due estremità					
	x sx	48		48	x dx
	Mg1 sx	-258		-258	Mg1 dx
	Mg2 sx	-129		-129	Mg2 dx
	Mq sx	-200		-200	Mq dx
	Mtot sx	-586		-586	Mtot dx
Categoria del carico variabile					
Cat. C Affollamento	ψ_0	0.7			
	ψ_1	0.7			
	ψ_2	0.6			
Ridistribuzione momenti comb. ultima					
Ridistribuzione desiderata	1- δ	15%			
Rapporti fra le luci delle campate		1.00	2.42	0.41	1.00
Ridistribuzione applicata		15%	0%	0%	15%

Interasse nervature (m)		i		0.56					
1: COMBINAZIONE ULTIMA									
Momenti Max - per nervatura		-704		-3358		-3358		-704	
Momenti Max + per nervatura		3643		-241		3643			
Tagli dx Max per nervatura		2458		2000		3090		2458	
Tagli sx Max per nervatura		3090		2000		2458			
Reazioni Max per nervatura		2458		5090		5090		2458	
Reazioni Max per fascia di un metro		4389		9089		9089		4389	
2: COMBINAZIONE RARA									
Momenti Max - per nervatura		-586		-2334		-2334		-586	
Momenti Max + per nervatura		2234		-426		2234			
Tagli dx Max per nervatura		1738		1302		2182		1738	
Tagli sx Max per nervatura		2182		1302		1738			
Reazioni Max per nervatura		1738		3484		3484		1738	
Reazioni Max per fascia di un metro		3103		6222		6222		3103	
3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE									
Momenti Max - per nervatura		-506		-1996		-1996		-506	
Momenti Max + per nervatura		1925		-487		1925			
Tagli dx Max per nervatura		1499		1071		1881		1499	
Tagli sx Max per nervatura		1881		1071		1499			
Reazioni Max per nervatura		1499		2953		2953		1499	
Reazioni Max per fascia di un metro		2678		5273		5273		2678	
4: COMBINAZIONE FREQUENTE									
Momenti Max - per nervatura		-526		-2080		-2080		-526	
Momenti Max + per nervatura		2003		-471		2003			
Tagli dx Max per nervatura		1559		1129		1957		1559	
Tagli sx Max per nervatura		1957		1129		1559			
Reazioni Max per nervatura		1559		3086		3086		1559	
Reazioni Max per fascia di un metro		2784		5510		5510		2784	

MOMENTI INVILUPPO COMBINAZIONE ULTIMA





controllo armatura minima scelta:		nessuna	si			si	
Armatura appoggi		ϕ	n.	n.	n.	n.	c
		$\phi 20$	-	1	1	-	3.5
sup.		$\phi 16$	1	1	1	1	3.5
CLIK PER PROCEDERE							
inf.		$\phi 16$	2	2	2	2	6.5
		-	-	-	-	-	6.5
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA							
	mm	B	160	160	160	160	
	mm	H	300	300	300	300	
	copriferro medio in zona tesa (mm)	c	43	44	44	43	
	mm ²	As compr	402	402	402	402	
	mm ²	As tesa	201	515	515	201	
	MPa	fcd	16.46	16.46	16.46	16.46	
	MPa	fyd	391.3	391.3	391.3	391.3	
	N	Ned	0	0	0	0	
	Momento sollecitante (daN*m)	Med	704	3358	3358	704	
	Momento resistente (daN*m)	Mrd	1888	4513	4513	1888	
	indice di verifica	f	2.68	1.34	1.34	2.68	
	Asse neutro (cm)	xc	4	6	6	4	
	Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913	3913	3913	
	Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-164.6	-164.6	-164.6	-164.6	
	Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%	1.000%	1.000%	1.000%	
	Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.203%	-0.314%	-0.314%	-0.203%	
	Campo di rottura	n.	2	2	2	2	
	Ridistribuzione massima consentita	1- δ	30%	0%	0%	30%	
	Controllo redistribuzione	1- δ	si	si	si	si	
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA							
		B	16	16	16	16	
		d	25.70	25.60	25.60	25.70	
	copriferro in zona compressa	h'	7.3	7.3	7.3	7.3	
		M	586	2334	2334	586	
		As tesa	2.01	5.15	5.15	2.01	
		As compr	4.02	4.02	4.02	4.02	
		y	7.91	10.80	10.80	7.91	
		Jci	12202	24377	24377	12202	
		σ_s limite	3600	3600	3600	3600	
		σ_s	1282	2126	2126	1282	
	indice di verifica lato acciaio	f	2.81	1.69	1.69	2.81	
		σ_c limite	174.3	174.3	174.3	174.3	
		σ_c	38.0	103.4	103.4	38.0	
	indice di verifica lato cls	f	4.59	1.69	1.69	4.59	
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE							
		B	16	16	16	16	
		d	25.70	25.60	25.60	25.70	
	copriferro in zona compressa	h'	7.3	7.3	7.3	7.3	
		M	506	1996	1996	506	
		As tesa	2.01	5.15	5.15	2.01	
		As compr	4.02	4.02	4.02	4.02	
		y	7.91	10.80	10.80	7.91	
		Jci	12202	24377	24377	12202	
		σ_c limite	130.7	130.7	130.7	130.7	
		σ_c	32.8	88.4	88.4	32.8	
	indice di verifica lato cls	f	3.99	1.48	1.48	3.99	
		σ_s	1108	1818	1818	1108	
4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE							
		σ_s	1151	1895	1895	1151	

Armatura campate		ϕ	$n.$	$n.$	$n.$	c
		-	-	-	-	3.5
sup.	$\phi 16$	-	-	-	-	3.5
inf.	$\phi 16$	3	1	3	3	6.5
		-	-	-	-	6.5
controllo armatura minima scelta:		nessuna	sì	sì	sì	
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA						
	mm	B	560	560	560	
	mm	H	300	300	300	
copriferro medio in zona tesa (mm)		c	73	73	73	
	mm ²	As compr	0	0	0	
	mm ²	As tesa	603	201	603	
	MPa	fcd	16.46	16.46	16.46	
	MPa	fyd	391.3	391.3	391.3	
	N	Ned	0	1	2	
	Momento sollecitante (daN*m)	Med	3643	241	3643	
	Momento resistente (daN*m)	Mrd	5016	1728	5016	
	indice di verifica	f	1.38	7.18	1.38	
	Asse neutro (cm)	xc	4	2	4	
	Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913	3913	
	Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-164.6	-123.9	-164.6	
	Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%	1.000%	1.000%	
	Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.203%	-0.101%	-0.203%	
	Campo di rottura	n.	2	2	2	
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA						
	B		56	56	56	
	d		22.7	22.7	22.7	
copriferro in zona compressa		h'	0.0	0.0	0.0	
	M		2234	426	2234	
	As tesa		6.03	2.01	6.03	
	As compr		0.00	0.00	0.00	
	y		7.10	4.43	7.10	
	Jci		28689	11685	28689	
	σ limite		3600	3600	3600	
	σ_s		1823	998	1823	
	indice di verifica lato acciaio	f	1.98	3.61	1.98	
	σ_c limite		174.3	174.3	174.3	
	σ_c		55.3	16.2	55.3	
	indice di verifica lato cls	f	3.15	10.79	3.15	
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE						
	B		56	56	56	
	d		22.7	22.7	22.7	
copriferro in zona compressa		h'	0.0	0.0	0.0	
	M		1925	487	1925	
	As tesa		6.03	2.01	6.03	
	As compr		0.00	0.00	0.00	
	y		7.10	4.43	7.10	
	Jci		28689	11685	28689	
	σ limite		130.7	130.7	130.7	
	σ_c		47.6	18.5	47.6	
	indice di verifica lato cls	f	2.74	7.08	2.74	
	σ_s		1571	1141	1571	
4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE						
	σ_s		1634	1105	1634	

Verifiche a taglio

1: con fasce piene

Tagli resistenti sx (daN)	VRd	1849	1849	1849
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	81 cm	24 cm	165 cm
Tagli resistenti dx (daN)	VRd		1849	1849
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	165 cm	24 cm	81 cm

2: con fasce piene e barre longitudinali tese

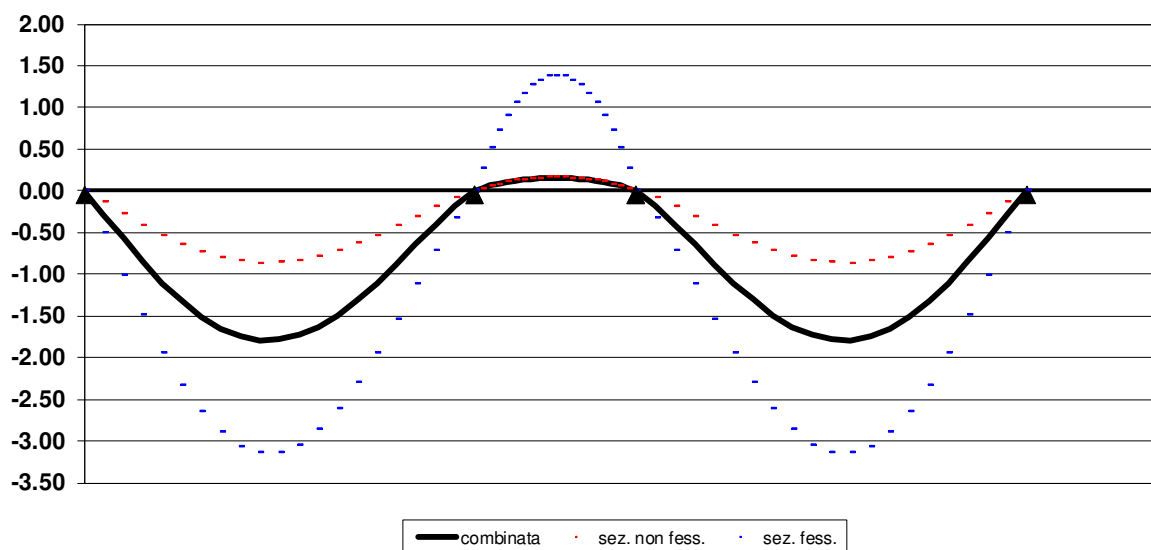
	ϕ	n.	n.	n.	n.
sup.	$\phi 20$	-	2	2	-
	$\phi 16$	1	1	1	1
inf.	$\phi 16$	2	2	2	2
	-	-	-	-	-
mm ²	As sup.	201	628	628	201
mm ²	As inf.	402	402	402	402
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	2687	3118	3118	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	-	-	-
Tagli resistenti dx (daN)	VRd		3118	3118	2687
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	-	-	-	-

Verifiche di deformabilità

PER L'ASPETTO E LA FUNZIONALITA'

Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	$\phi(\text{inf})$	2.3	2.3	2.3
Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0.87	0.00	0.87
Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	3.15	0.00	3.15
Freccia massima combinata (cm)	f max	1.79	0.00	1.79
Freccia limite (cm)	f lim	2.90	1.20	2.90
indice di verifica	f	1.62	-	1.62

DEFORMATA COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE



11.1.7 Solaio copertura piano interrato - campo tipo assi A-Z

Carichi agenti

$$G_1 = 4.20 \text{ kN/m}^2 \quad G_2 = 2.20 \text{ kN/m}^2 \quad Q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2 \quad Q_{\text{kneve}} = 0.93 \text{ kN/m}^2$$

Lo schema statico adottato è quello di trave continua a tre campate con un momento di richiamo agli appoggi estremi pari a $pl^2/48$. La luce di calcolo è pari a 7.25-3.00-7.25 m (asse travi).

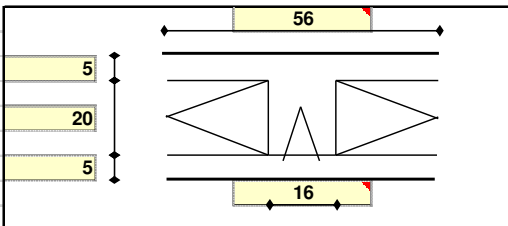
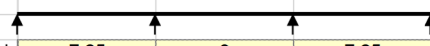

Combinazione dei carichi adottata:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum_j \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$

I coefficienti di combinazione delle azioni variabili sono pari a:

	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Variabile scuole	0.7	0.7	0.6
Variabile neve	0.5	0.2	0.0

Combinazione di carico variabile SLU (NON COMBINATO CON γ): $3.00 + 0.50 \times 0.93 = 3.50 \text{ kN/m}^2$

Geometria					
Misure in centimetri					
Tipo di solaio					
Con blocchi in POLISTIROLO					
Luci e carichi					
Luci (m)	L	7.25	3	7.25	
Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)	p.p.	420	420	420	
Sovr. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)	g1	0	0	0	
Sovr. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)	g2	220	220	200	
Sovr. variabili (daN/mq.)	q	350	350	350	
Carichi totali (daN/m)	tot	990	990	970	
Momento d'incastro negativo alle due estremità					
	x sx	48		48	x dx
	Mg1 sx	-258		-258	Mg1 dx
	Mg2 sx	-135		-123	Mg2 dx
	Mq sx	-215		-215	Mq dx
	Mtot sx	-607		-595	Mtot dx
Categoria del carico variabile					
Cat. C Affollamento					
	ψ_0	0.7			
	ψ_1	0.7			
	ψ_2	0.6			

1: COMBINAZIONE ULTIMA				
Momenti Max - per nervatura	730	3481	2418	-715
Momenti Max + per nervatura	3776	-217	3705	
Tagli dx Max per nervatura	2550	2091	3139	
Tagli sx Max per nervatura	3207	2063	2498	
Reazioni Max per nervatura	2550	5298	5201	2498
Reazioni Max per fascia di un metro	4553	9460	9288	4460
2: COMBINAZIONE RARA				
Momenti Max - per nervatura	607	2423	2374	-595
Momenti Max + per nervatura	2312	-410	2271	
Tagli dx Max per nervatura	1799	1363	2215	
Tagli sx Max per nervatura	2260	1344	1764	
Reazioni Max per nervatura	1799	3623	3558	1764
Reazioni Max per fascia di un metro	3212	6469	6354	3151
3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE				
Momenti Max - per nervatura	521	2050	2010	-509
Momenti Max + per nervatura	1980	-475	1939	
Tagli dx Max per nervatura	1543	1115	1892	
Tagli sx Max per nervatura	1938	1096	1509	
Reazioni Max per nervatura	1543	3052	2988	1509
Reazioni Max per fascia di un metro	2756	5450	5336	2694
4: COMBINAZIONE FREQUENTE				
Momenti Max - per nervatura	542	2450	2101	-530
Momenti Max + per nervatura	2063	-459	2022	
Tagli dx Max per nervatura	1607	1177	1973	
Tagli sx Max per nervatura	2018	1158	1572	
Reazioni Max per nervatura	1607	3195	3131	1572
Reazioni Max per fascia di un metro	2870	5705	5590	2808

controllo armatura minima scelta:		nessuna	si			si	
Armatura appoggi		ϕ	n.	n.	n.	n.	c
		$\phi 20$	-	2	2	-	3.5
sup.		$\phi 16$	1	-	-	1	3.5
CLIK PER PROCEDERE							
inf.		$\phi 16$	2	2	2	2	6.5
		-	-	-	-	-	6.5
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA							
	mm	B	160	160	160	160	
	mm	H	300	300	300	300	
	copriferro medio in zona tesa (mm)	c	43	45	45	43	
	mm ²	As compr	402	402	402	402	
	mm ²	As tesa	201	628	628	201	
	MPa	fcd	16.46	16.46	16.46	16.46	
	MPa	fyd	391.3	391.3	391.3	391.3	
	N	Ned	0	0	0	0	
	Momento sollecitante (daN*m)	Med	730	3491	3418	715	
	Momento resistente (daN*m)	Mrd	1888	5402	5402	1888	
	indice di verifica	f	2.58	1.55	1.58	2.64	
	Asse neutro (cm)	xc	4	7	7	4	
	Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913	3913	3913	
	Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-164.6	-164.6	-164.6	-164.6	
	Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%	0.959%	0.959%	1.000%	
	Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.203%	-0.350%	-0.350%	-0.203%	
	Campo di rottura	n.	2	3	3	2	
	Ridistribuzione massima consentita	1- δ	30%	0%	0%	30%	
	Controllo redistribuzione	1- δ	si	si	si	si	
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA							
		B	16	16	16	16	
		d	25.70	25.50	25.50	25.70	
	copriferro in zona compressa	h'	7.3	7.3	7.3	7.3	
		M	607	2423	2374	595	
		As tesa	2.01	6.28	6.28	2.01	
		As compr	4.02	4.02	4.02	4.02	
		y	7.91	11.52	11.52	7.91	
		Jci	12202	27638	27638	12202	
		σ_s limite	3600	3600	3600	3600	
		σ_s	1328	1838	1801	1301	
	indice di verifica lato acciaio	f	2.71	1.96	2.00	2.77	
		σ_c limite	174.3	174.3	174.3	174.3	
		σ_c	39.3	101.0	99.0	38.5	
	indice di verifica lato cls	f	4.43	1.73	1.76	4.52	
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE							
		B	16	16	16	16	
		d	25.70	25.50	25.50	25.70	
	copriferro in zona compressa	h'	7.3	7.3	7.3	7.3	
		M	521	2059	2010	509	
		As tesa	2.01	6.28	6.28	2.01	
		As compr	4.02	4.02	4.02	4.02	
		y	7.91	11.52	11.52	7.91	
		Jci	12202	27638	27638	12202	
		σ_c limite	130.7	130.7	130.7	130.7	
		σ_c	33.8	85.8	83.8	33.0	
	indice di verifica lato cls	f	3.87	1.52	1.56	3.96	
		σ_s	1140	1562	1525	1113	
4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE							
		σ_s	1187	1631	1594	1160	

Armatura campate		ϕ	n.	n.	n.	c
		-	-	-	-	3.5
sup.	$\phi 16$	-	-	-	-	3.5
inf.	$\phi 16$	3	1	3	3	6.5
		-	-	-	-	6.5
controllo armatura minima scelta:		nessuna	sì	sì	sì	
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA						
	mm	B	560	560	560	
	mm	H	300	300	300	
copriferro medio in zona tesa (mm)		c	73	73	73	
	mm ²	As compr	0	0	0	
	mm ²	As tesa	603	201	603	
	MPa	fcd	16.46	16.46	16.46	
	MPa	fyd	391.3	391.3	391.3	
	N	Ned	0	1	2	
	Moment	Med	3776	217	3705	
	Moment	Mrd	5016	1728	5016	
		f	1.33	7.97	1.35	
	Asse neutro (cm)	xc	4	2	4	
	Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913	3913	
	Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-164.6	-123.9	-164.6	
	Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%	1.000%	1.000%	
	Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.203%	-0.101%	-0.203%	
	Campo di rottura	n.	2	2	2	
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA						
	B		56	56	56	
	d		22.7	22.7	22.7	
copriferro in zona compressa		h'	0.0	0.0	0.0	
	M		2312	410	2271	
	As tesa		6.03	2.01	6.03	
	As compr		0.00	0.00	0.00	
	y		7.10	4.43	7.10	
	Jci		28689	11685	28689	
	σ limite		3600	3600	3600	
	σ_s		1886	960	1852	
	indice di verifica lato acciaio	f	1.91	3.75	1.94	
	σ_c limite		174.3	174.3	174.3	
	σ_c		57.2	15.5	56.2	
	indice di verifica lato cls	f	3.05	11.21	3.10	
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE						
	B		56	56	56	
	d		22.7	22.7	22.7	
copriferro in zona compressa		h'	0.0	0.0	0.0	
	M		1980	475	1939	
	As tesa		6.03	2.01	6.03	
	As compr		0.00	0.00	0.00	
	y		7.10	4.43	7.10	
	Jci		28689	11685	28689	
	σ limite		130.7	130.7	130.7	
	σ_c		49.0	18.0	48.0	
	indice di verifica lato cls	f	2.67	7.25	2.72	
	σ_s		1615	1114	1582	
4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE						
	σ_s		1683	1076	1649	

Verifiche a taglio

1: con fasce piene

Tagli resistenti sx (daN)	VRd	1849	1849	1849	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	90 cm	37 cm	169 cm	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd		1849	1849	1849
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2		174 cm	33 cm	85 cm

2: con fasce piene e barre longitudinali tese

	ϕ	n.	n.	n.	n.
	ø20	-	2	2	-
sup.	ø16	1	-	-	1
inf.	ø16	2	2	2	2
	-	-	-	-	-

mm ²	As sup.	201	628	628	201
mm ²	As inf.	402	402	402	402

Tagli resistenti sx (daN)	VRd	2687	3118	3118	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	-	3 cm	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd		3118	3118	2687
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2		11 cm	-	-

11.1.8 Solaio edificio E1 – zona impianti

Carichi agenti

$$G_1 = 4.20 \text{ kN/m}^2 \quad G_2 = 2.10 \text{ kN/m}^2 \quad Q_k = 4.00 \text{ kN/m}^2 \quad Q_{kneve} = 0.52 \text{ kN/m}^2$$

Lo schema statico adottato è quello di trave continua a tre campate con un momento di richiamo agli appoggi estremi pari a $pl^2/48$. La luce di calcolo è pari a 7.25-3.00-7.25 m (asse travi).

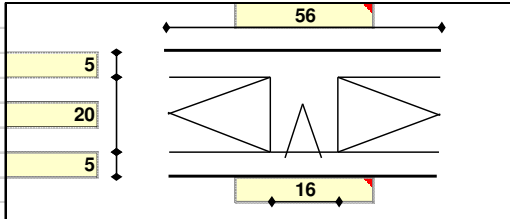
Combinazione dei carichi adottata:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum_j \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$

I coefficienti di combinazione delle azioni variabili sono pari a:

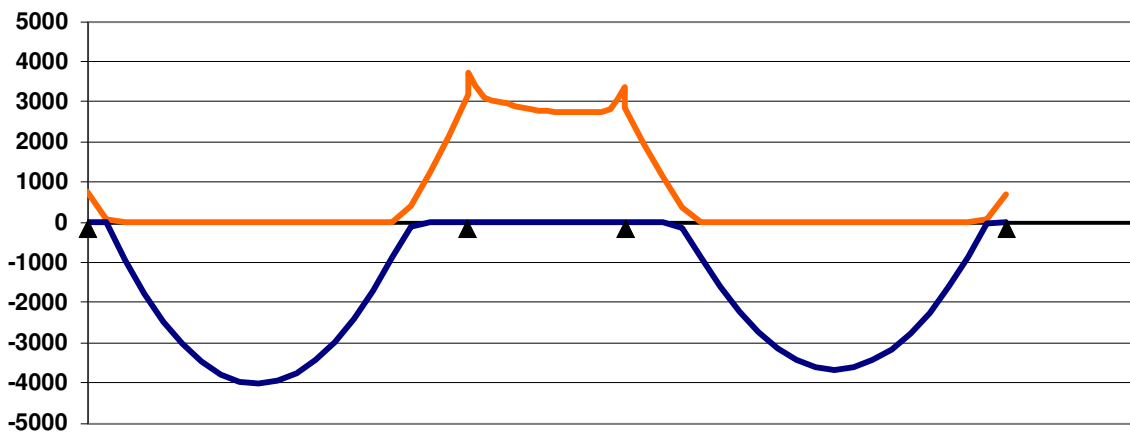
	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Variabile scuole	0.7	0.7	0.6
Variabile neve	0.5	0.2	0.0

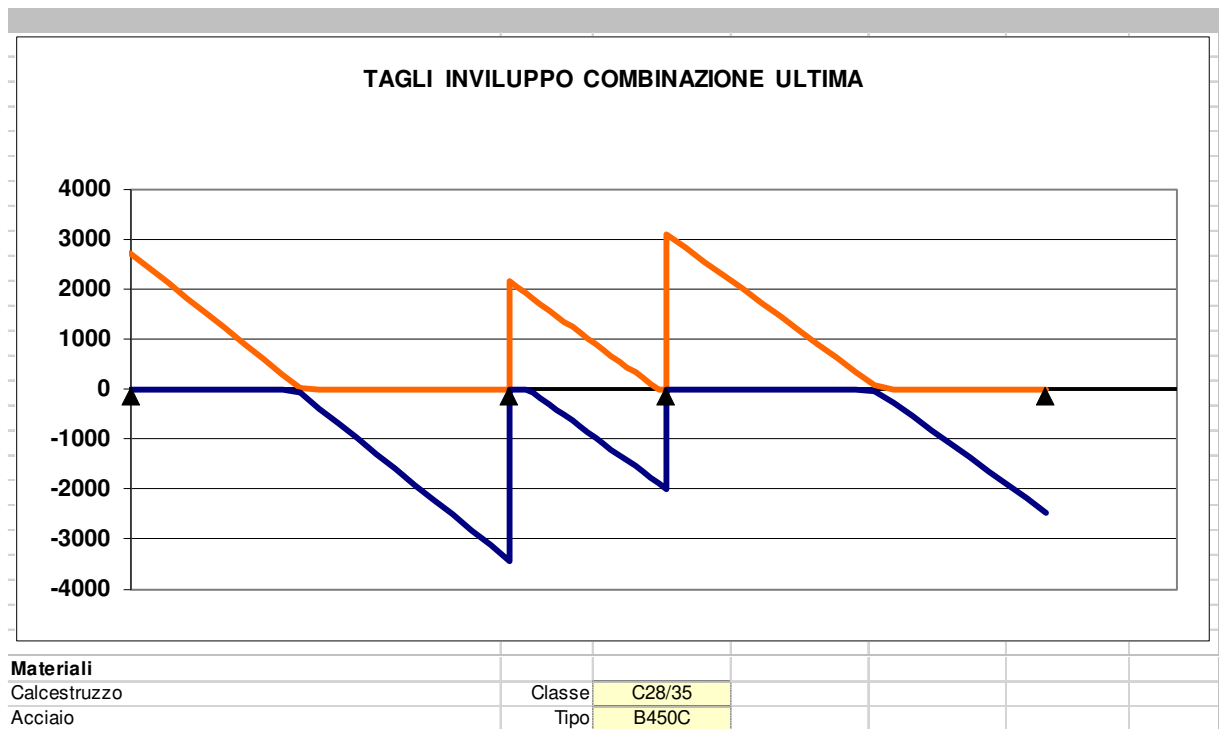
Combinazione di carico variabile SLU (NON COMBINATO CON γ): $4.00 + 0.50 \times 0.52 = 4.26$

Geometria					
Misure in centimetri					
Tipo di solaio					
Con blocchi in POLISTIROLO					
Luci e carichi					
Luci (m)	L	7.25	3	7.25	
Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)	p.p.	420	420	420	
Sovr. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)	g1	0	0	0	
Sovr. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)	g2	210	210	210	
Sovr. variabili (daN/mq.)	q	426	326	326	
Carichi totali (daN/m)	tot	1056	956	956	
Momento d'incastro negativo alle due estremità					
	x sx	48			48 x dx
	Mg1 sx	-258			-258 Mg1 dx
	Mg2 sx	-129			-129 Mg2 dx
	Mq sx	-261			-200 Mq dx
	Mtot sx	-648			-586 Mtot dx
Categoria del carico variabile					
Cat. C Affollamento	ψ_0	0.7			
	ψ_1	0.7			
	ψ_2	0.6			
Ridistribuzione momenti comb. ultima					
Ridistribuzione desiderata	1- δ	15%			
Rapporti fra le luci delle campate		1.00	2.42	0.41	1.00
Ridistribuzione applicata		15%	0%	0%	15%

1: COMBINAZIONE ULTIMA				
Momenti Max - per nervatura	-782	-3724	-3358	-704
Momenti Max + per nervatura	4024	-241	3670	
Tagli dx Max per nervatura	2725	2140	3090	
Tagli sx Max per nervatura		3432	2000	2465
Reazioni Max per nervatura	2725	5572	5090	2465
Reazioni Max per fascia di un metro	4865	9950	9089	4402
2: COMBINAZIONE RARA				
Momenti Max - per nervatura	-648	-2578	-2334	-586
Momenti Max + per nervatura	2455	-426	2250	
Tagli dx Max per nervatura	1916	1395	2182	
Tagli sx Max per nervatura		2410	1302	1743
Reazioni Max per nervatura	1916	3805	3484	1743
Reazioni Max per fascia di un metro	3421	6795	6222	3112
3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE				
Momenti Max - per nervatura	-543	-2142	-1996	-506
Momenti Max + per nervatura	2058	-487	1935	
Tagli dx Max per nervatura	1606	1127	1881	
Tagli sx Max per nervatura		2018	1071	1502
Reazioni Max per nervatura	1606	3146	2953	1502
Reazioni Max per fascia di un metro	2868	5617	5273	2683
4: COMBINAZIONE FREQUENTE				
Momenti Max - per nervatura	-569	-2251	-2080	-526
Momenti Max + per nervatura	2157	-471	2014	
Tagli dx Max per nervatura	1684	1194	1957	
Tagli sx Max per nervatura		2116	1129	1563
Reazioni Max per nervatura	1684	3311	3086	1563
Reazioni Max per fascia di un metro	3006	5912	5510	2790

MOMENTI INVILUPPO COMBINAZIONE ULTIMA

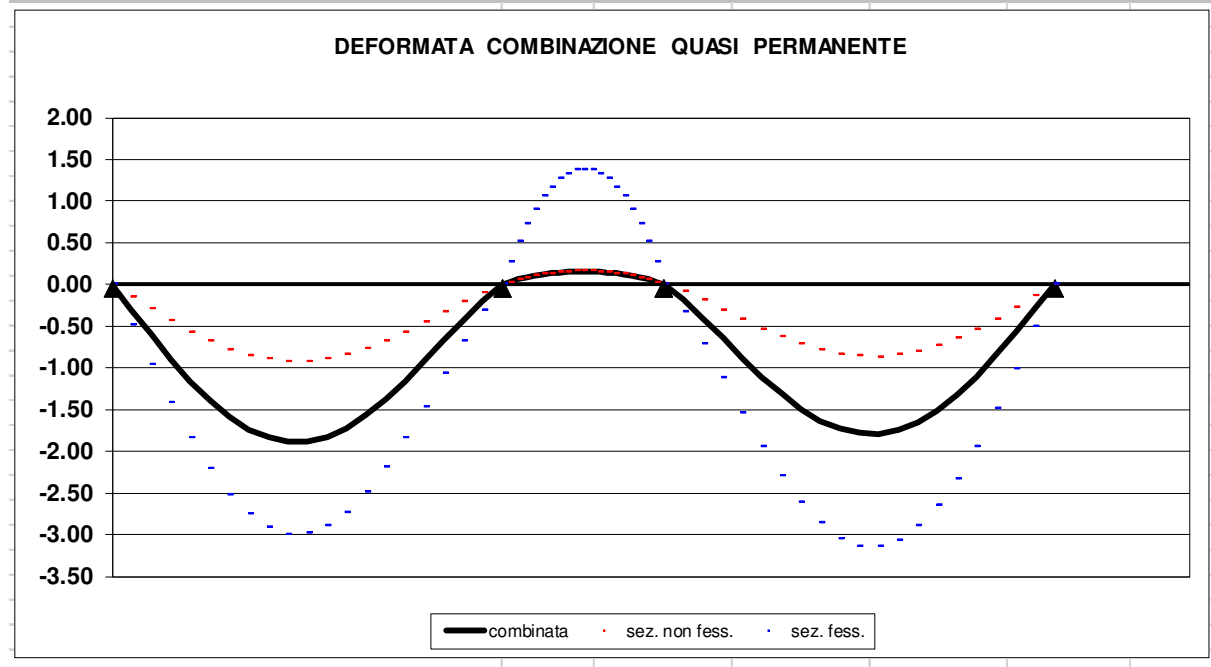




controllo armatura minima scelta:		nessuna	si			si	
Armatura appoggi	ϕ	n.	n.	n.	n.	c	
	$\phi 20$	-	2	2	-	3.5	
	sup. $\phi 16$	2			1	3.5	
	inf. $\phi 16$	2	2	2	2	6.5	
	-	-	-	-	-	6.5	
CLIK PER PROCEDERE							
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA							
	mm	B	160	160	160	160	
	mm	H	300	300	300	300	
	copriferro medio in zona tesa (mm)	c	43	45	45	43	
	mm ²	As compr	402	402	402	402	
	mm ²	As tesa	402	628	628	201	
	MPa	fcd	16.46	16.46	16.46	16.46	
	MPa	fyd	391.3	391.3	391.3	391.3	
	N	Ned	0	0	0	0	
	Momento sollecitante (daN*m)	Med	782	3724	3358	704	
	Momento resistente (daN*m)	Mrd	3596	5402	5402	1888	
	indice di verifica	f	4.60	1.45	1.61	2.68	
	Asse neutro (cm)	xc	5	7	7	4	
	Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913	3913	3913	
	Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-164.6	-164.6	-164.6	-164.6	
	Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%	0.959%	0.959%	1.000%	
	Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.270%	-0.350%	-0.350%	-0.203%	
	Campo di rottura	n.	2	3	3	2	
	Ridistribuzione massima consentita	1- δ	29%	0%	0%	30%	
	Controllo redistribuzione	1- δ	si	si	si	si	
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA							
		B	16	16	16	16	
		d	25.70	25.50	25.50	25.70	
	copriferro in zona compressa	h'	7.3	7.3	7.3	7.3	
		M	648	2578	2334	586	
		As tesa	4.02	6.28	6.28	2.01	
		As compr	4.02	4.02	4.02	4.02	
		y	9.94	11.52	11.52	7.91	
		Jci	20632	27638	27638	12202	
		σ_s limite	3600	3600	3600	3600	
		σ_s	742	1956	1771	1282	
	indice di verifica lato acciaio	f	4.85	1.84	2.03	2.81	
		σ_c limite	174.3	174.3	174.3	174.3	
		σ_c	31.2	107.5	97.3	38.0	
	indice di verifica lato cls	f	5.59	1.62	1.79	4.59	
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE							
		B	16	16	16	16	
		d	25.70	25.50	25.50	25.70	
	copriferro in zona compressa	h'	7.3	7.3	7.3	7.3	
		M	543	2142	1996	506	
		As tesa	4.02	6.28	6.28	2.01	
		As compr	4.02	4.02	4.02	4.02	
		y	9.94	11.52	11.52	7.91	
		Jci	20632	27638	27638	12202	
		σ_c limite	130.7	130.7	130.7	130.7	
		σ_c	26.2	89.3	83.2	32.8	
	indice di verifica lato cls	f	5.00	1.46	1.57	3.99	
		σ_s	622	1625	1514	1108	
4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE							
		σ_s	652	1708	1578	1151	

Armatura campate		ϕ	$n.$	$n.$	$n.$	c
		-	-	-	-	3.5
sup.	$\phi 16$	-	-	-	-	3.5
inf.	$\phi 16$	2	1	3		6.5
	$\phi 20$	1	-	-		6.5
controllo armatura minima scelta:		nessuna	sì	sì	sì	
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA						
	mm	B	560	560	560	
	mm	H	300	300	300	
copriferro medio in zona tesa (mm)		c	74	73	73	
	mm ²	As compr	0	0	0	
	mm ²	As tesa	716	201	603	
	MPa	fcd	16.46	16.46	16.46	
	MPa	fyd	391.3	391.3	391.3	
	N	Ned	0	1	2	
	Momento sollecitante (daN*m)	Med	4024	241	3670	
	Momento resistente (daN*m)	Mrd	5869	1728	5016	
	indice di verifica	f	1.46	7.18	1.37	
	Asse neutro (cm)	xc	4	2	4	
	Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913	3913	
	Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-164.6	-123.9	-164.6	
	Deformazione acciaio	ϵ_s	1.000%	1.000%	1.000%	
	Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0.232%	-0.101%	-0.203%	
	Campo di rottura	n.	2	2	2	
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA						
	B		56	56	56	
	d		22.6	22.7	22.7	
copriferro in zona compressa		h'	0.0	0.0	0.0	
	M		2455	426	2250	
	As tesa		7.16	2.01	6.03	
	As compr		0.00	0.00	0.00	
	y		7.59	4.43	7.10	
	Jci		32356	11685	28689	
	σ limite		3600	3600	3600	
	σ_s		1709	998	1836	
	indice di verifica lato acciaio	f	2.11	3.61	1.96	
	σ_c limite		174.3	174.3	174.3	
	σ_c		57.6	16.2	55.7	
	indice di verifica lato cls	f	3.03	10.79	3.13	
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE						
	B		56	56	56	
	d		22.6	22.7	22.7	
copriferro in zona compressa		h'	0.0	0.0	0.0	
	M		2058	487	1935	
	As tesa		7.16	2.01	6.03	
	As compr		0.00	0.00	0.00	
	y		7.59	4.43	7.10	
	Jci		32356	11685	28689	
	σ limite		130.7	130.7	130.7	
	σ_c		48.3	18.5	47.9	
	indice di verifica lato cls	f	2.71	7.08	2.73	
	σ_s		1432	1141	1578	
4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE						
	σ_s		1501	1105	1643	

Verifiche a taglio					
1: con fasce piene					
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	1849	1849	1849	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	105 cm	50 cm	165 cm	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd		1849	1849	1849
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2		190 cm	24 cm	82 cm
2: con fasce piene e barre longitudinali tese					
	ϕ	n.	n.	n.	n.
	$\phi 20$	-	2	2	-
sup.	$\phi 16$	1	1	1	1
inf.	$\phi 16$	2	2	2	2
	-	-	-	-	-
	mm ²	As sup.	201	628	628
	mm ²	As inf.	402	402	402
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	2687	3118	3118	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	5 cm	-	-	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd		3118	3118	2687
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2		38 cm	-	-
Verifiche di deformabilità					
PER L'ASPETTO E LA FUNZIONALITA'					
Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	$\phi(\text{inf})$	2.3	2.3	2.3	
Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0.92	0.00	0.87	
Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	2.99	0.00	3.15	
Freccia massima combinata (cm)	f max	1.89	0.00	1.79	
Freccia limite (cm)	f lim	2.90	1.20	2.90	
indice di verifica	f	1.54	-	1.62	



11.1.9 Solaio edificio E1 – zona impianti (due campate)

Carichi agenti

$$G_1 = 4.20 \text{ kN/m}^2 \quad G_2 = 2.10 \text{ kN/m}^2 \quad Q_k = 4.00 \text{ kN/m}^2 \quad Q_{kneve} = 0.52 \text{ kN/m}^2$$

Lo schema statico adottato è quello di trave continua a due campate con un momento di richiamo agli appoggi estremi pari a $pl^2/48$. La luce di calcolo è pari a 7.25-3.00m (asse travi).

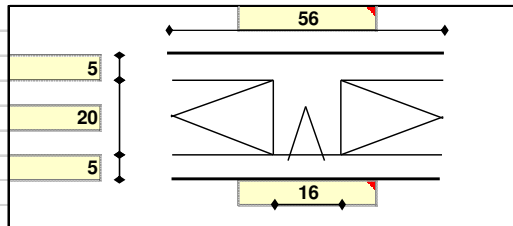
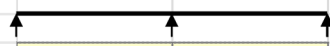
Combinazione dei carichi adottata:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum_j \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$

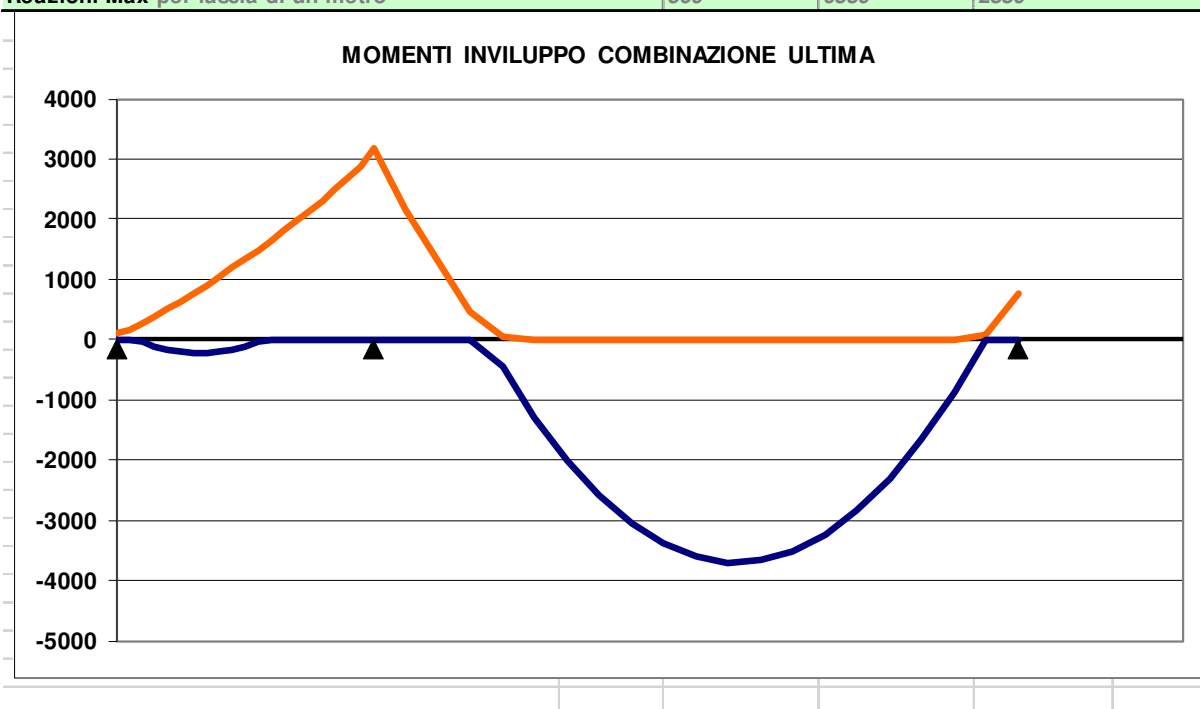
I coefficienti di combinazione delle azioni variabili sono pari a:

	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Variabile scuole	0.7	0.7	0.6
Variabile neve	0.5	0.2	0.0

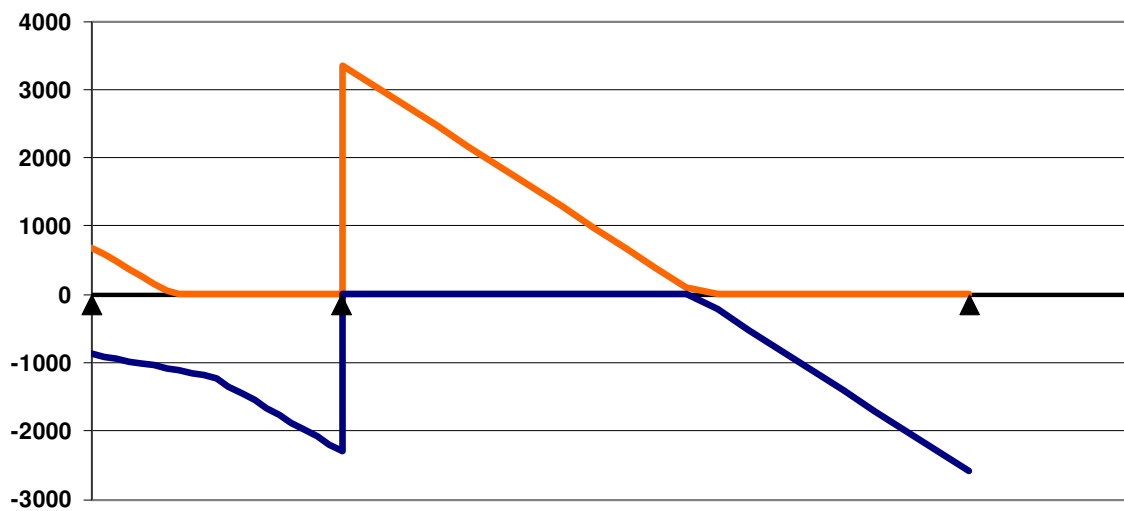
Combinazione di carico variabile SLU (NON COMBINATO CON γ): $4.00 + 0.50 \times 0.52 = 4.26$

Geometria			
Misure in centimetri			
Tipo di solaio			
Con blocchi in POLISTIROLO			
Luci e carichi			
Luci (m)	L	2.9	7.25
Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)	p.p.	420	420
Sovr. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)	g1	0	0
Sovr. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)	g2	210	210
Sovr. variabili (daN/mq.)	q	300	400
Carichi totali (daN/m)	tot	930	1030
Momento d'incastro negativo alle due estremità	x sx	48	48
	Mg1 sx	-41	-258
	Mg2 sx	-21	-129
	Mq sx	-29	-245
	Mtot sx	-91	-632
Categoria del carico variabile			
Cat. C Affollamento	ψ_0	0.7	
	ψ_1	0.7	
	ψ_2	0.6	
Ridistribuzione momenti comb. ultima			
Ridistribuzione desiderata	1- δ	15%	
Rapporti fra le luci delle campate		1.00	0.40
Ridistribuzione applicata		15%	0%

1: COMBINAZIONE ULTIMA			
Momenti Max - per nervatura	-109	-3722	-762
Momenti Max + per nervatura	359	3702	
Tagli dx Max per nervatura	690	3356	
Tagli sx Max per nervatura		2304	2595
Reazioni Max per nervatura	690	5659	2595
Reazioni Max per fascia di un metro	1233	10106	4634
2: COMBINAZIONE RARA			
Momenti Max - per nervatura	-91	-2625	-632
Momenti Max + per nervatura	#VALORE!	2261	
Tagli dx Max per nervatura	388	2366	
Tagli sx Max per nervatura		1629	1827
Reazioni Max per nervatura	388	3995	1827
Reazioni Max per fascia di un metro	693	7133	3262
3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE			
Momenti Max - per nervatura	-79	-2221	-534
Momenti Max + per nervatura	#VALORE!	1906	
Tagli dx Max per nervatura	293	1999	
Tagli sx Max per nervatura		1396	1542
Reazioni Max per nervatura	293	3395	1542
Reazioni Max per fascia di un metro	523	6062	2753
4: COMBINAZIONE FREQUENTE			
Momenti Max - per nervatura	-82	-2322	-558
Momenti Max + per nervatura	#VALORE!	1995	
Tagli dx Max per nervatura	317	2091	
Tagli sx Max per nervatura		1454	1613
Reazioni Max per nervatura	317	3545	1613
Reazioni Max per fascia di un metro	566	6330	2880



TAGLI INVILUPPO COMBINAZIONE ULTIMA



Materiali

Calcestruzzo

Classe

C28/35

Acciaio

Tipo

B450C

controllo armatura minima scelta:

nessuna

si

Armatura appoggi

 ϕ

n.

n.

si

n.

c

CLIK PER PROCEDERE

sup.

 $\phi 16$

-

-

1

3.5

 $\phi 20$

2

2

-

3.5

inf.

 $\phi 16$

1

2

2

6.5

-

-

-

-

6.5

1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA

Momento sollecitante (daN*m)

Med

109

3722

762

Momento resistente (daN*m)

Mrd

5343

5402

1888

indice di verifica

f

48.87

1.45

2.48

Asse neutro (cm)

xc

8

7

4

Sforzo acciaio (daN/cm²) σ_s

3913

3913

3913

Sforzo calcestruzzo (daN/cm²) σ_c

-164.6

-164.6

-164.6

Deformazione acciaio

 ϵ_s

0.721%

0.959%

1.000%

Deformazione calcestruzzo

 ϵ_c

-0.350%

-0.350%

-0.203%

Campo di rottura

n.

3

3

2

Ridistribuzione massima consentita

1- δ

15%

0%

30%

Controllo redistribuzione

1- δ

si

si

si

2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA

 σ_s limite

3600

3600

3600

 σ_s

69

1991

1382

indice di verifica lato acciaio

f

52.43

1.81

2.61

 σ_c limite

174.3

174.3

174.3

 σ_c

4.0

109.4

40.9

indice di verifica lato cls

f

43.31

1.59

4.26

3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

 σ_s limite

130.7

130.7

130.7

 σ_s

3.5

92.6

34.6

indice di verifica lato cls

f

37.29

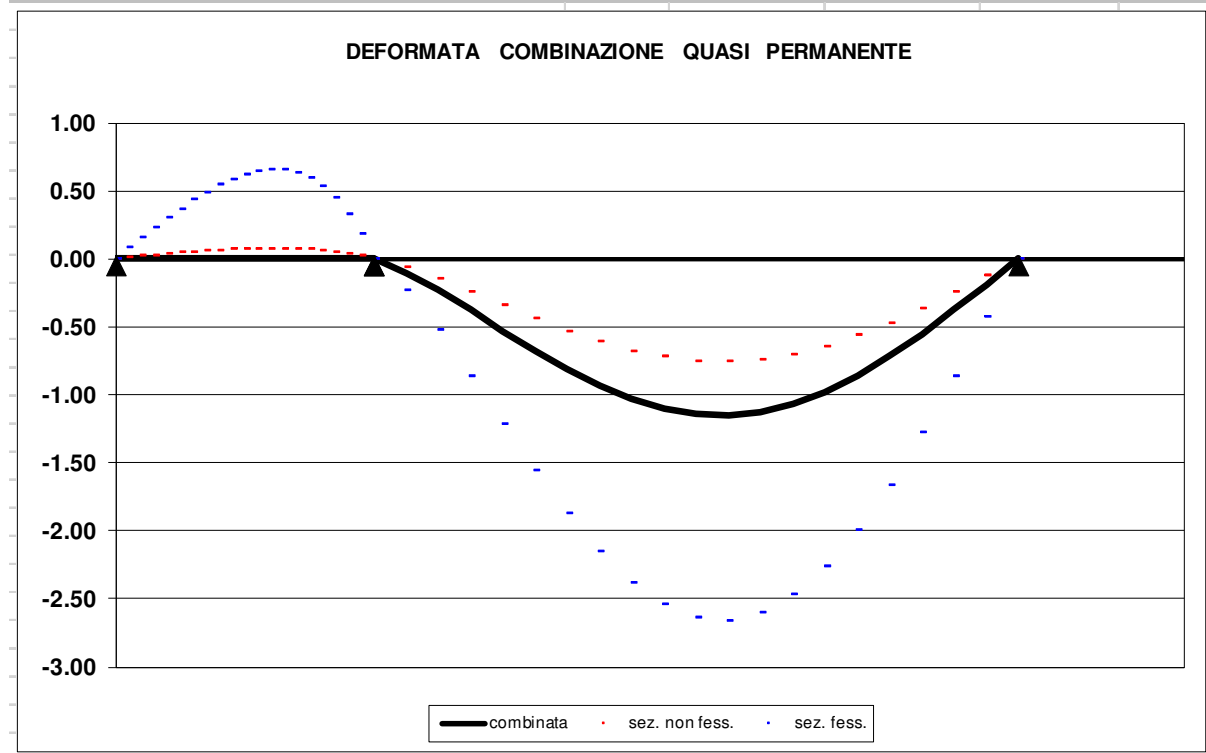
1.41

3.78

Armatura campate		ϕ	$n.$	$n.$	c
		-	-	-	3.5
sup.		-	-	-	3.5
inf.		$\phi 16$	1	2	6.5
		$\phi 20$	-	1	6.5
controllo armatura minima scelta:		nessuna	sì	sì	
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA					
Momento sollecitante (daN*m)	Med		359	3702	
Momento resistente (daN*m)	Mrd		1728	5869	
indice di verifica	f		4.82	1.59	
Asse neutro (cm)	x_c		2	4	
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s		3913	3913	
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c		-123.9	-164.6	
Deformazione acciaio	ϵ_s		1.000%	1.000%	
Deformazione calcestruzzo	ϵ_c		-0.101%	-0.232%	
Campo di rottura	$n.$		2	2	
Verifiche a taglio					
1: con fasce piene					
Tagli resistenti sx (daN)	VRd		2083	2083	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-		156 cm	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd		2083	2083	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2		33 cm	63 cm	
2: con fasce piene e barre longitudinali tese					
		ϕ	$n.$	$n.$	$n.$
		$\phi 16$	-	-	1
sup.		$\phi 20$	2	2	-
		$\phi 16$	1	2	2
		-	-	-	-
Tagli resistenti sx (daN)	VRd		3375	3375	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-		-	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd		3375	2909	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2		-	-	

Verifiche di deformabilità**PER L'ASPETTO E LA FUNZIONALITA'**

Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	$\phi(\text{inf})$	2.3	2.3
Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0.00	0.76
Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	0.00	2.66
Freccia massima combinata (cm)	f max		1.15
Freccia limite (cm)	f lim	1.16	2.90
indice di verifica	f	-	2.52



11.1.10 Rampa scala

Analisi dei carichi rampa

peso proprio G1	- Peso proprio soletta	$0.16 \times 25 / 0.86 =$	4.65	kN/m ²
	- Gradini in c.a.	$0.5 \times (0.30 \times 0.165) \times 25 / 0.3 =$	2.06	kN/m ²
		totale peso proprio =	≈6.75	kN/m²
Permanenti G1	- Intonaco		0.30	kN/m ²
	- Allettamento pedata	$0.03 \times 0.30 \times 20 / 0.30 =$	0.60	kN/m ²
	- Rivestimento pedata	$0.02 \times 0.30 \times 27 / 0.30 =$	0.54	
	- Allettamento alzata	$0.01 \times 0.165 \times 20 / 0.30 =$	0.11	
	- Rivestimento alzata	$0.02 \times 0.145 \times 27 / 0.30 =$	0.26	
	- Intonaco	$0.03 \times 0.30 \times 20 / 0.30 =$	0.30	
		totale permanenti =	≈1.85	kN/m²

Analisi dei carichi pianerottolo

peso proprio G1	- Peso proprio soletta	$0.20 \times 25 =$	5.00	kN/m ²
		totale peso proprio =	5.00	kN/m²
Permanenti G2	- pavimento+allettamento	$0.02 \times 20 + 0.03 \times 27$	1.21	kN/m ²
	- intonaco	=	0.30	kN/m ²
		totale permanenti =	≈1.25	kN/m²

Carico variabile $Q_k = 4.00 \text{ kN/m}^2$

I coefficienti di combinazione delle azioni variabili sono in questo caso pari a:

	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Scuola materna	0.7	0.7	0.6
Scale, balconi e ballatoi	0.7	0.7	0.6
Neve (a quota ≤1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0

Lo schema statico adottato per le verifiche è quello soletta continua appoggiata alle travi della gabbia ascensore con due sbalzi agli estremi (pianerottoli)

Analisi dei carichi

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \sum_j \gamma_{Qj} \cdot \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

$$\text{Rampa: } Q_{\max} = (1.3 \times 8.60 + 1.5 \times 4.00) = 17.18 \text{ kN/m}$$

$$\text{Rampa: } Q_{\min} = (1.3 \times 8.60 + 0.0 \times 4.00) = 11.18 \text{ kN/m}$$

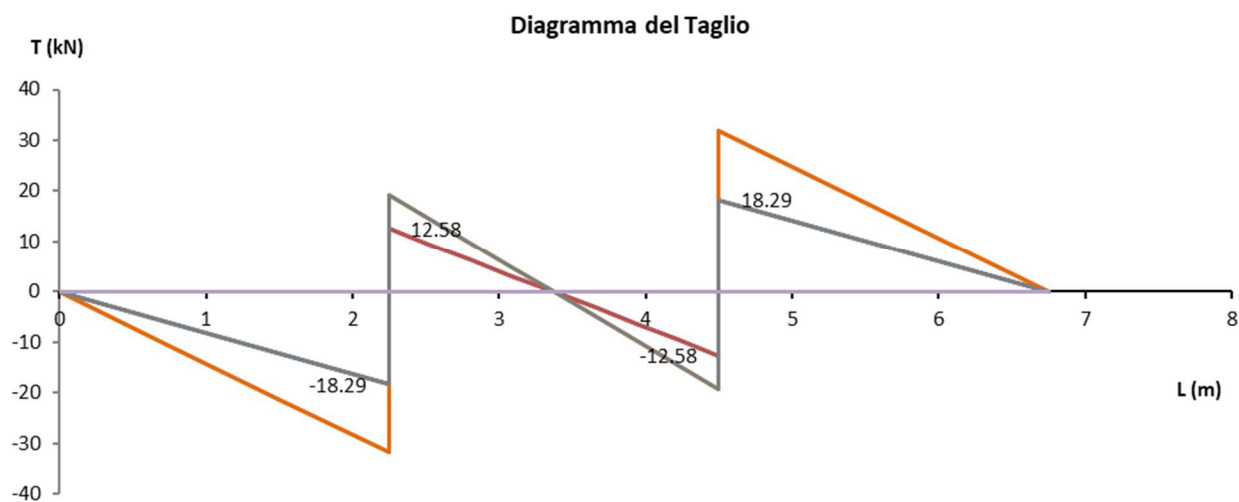
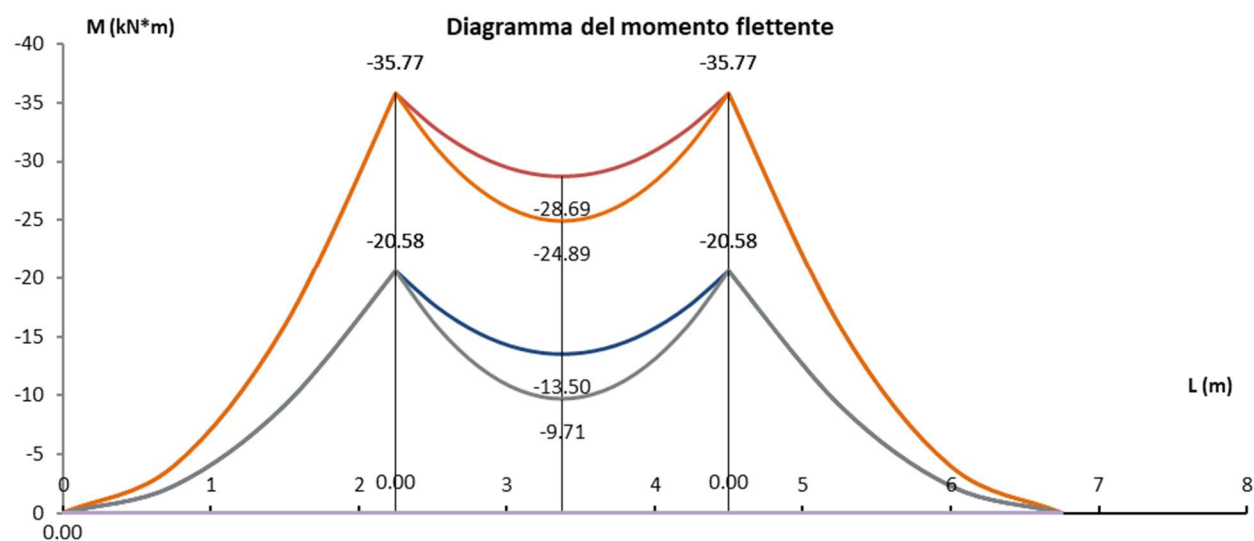
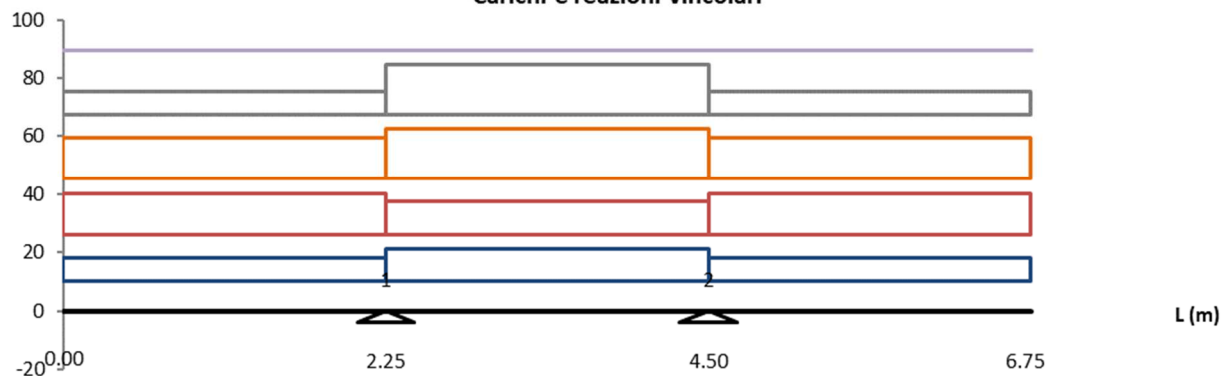
$$\text{pianerottolo: } Q_{\max} = (1.3 \times 6.25 + 1.5 \times 4.00) = 14.13 \text{ kN/m}$$

$$\text{pianerottolo: } Q_{\min} = (1.3 \times 6.25 + 0.0 \times 4.00) = 8.13 \text{ kN/m}$$

Carichi

cond. car.1	kN/m	8.13	11.18	8.13
cond. car.2	kN/m	14.13	11.18	14.13
cond. car.3	kN/m	14.13	17.18	14.13
cond. car.4	kN/m	8.13	17.18	8.13
cond. car.5	kN/m	0.00	0.00	0.00

Carichi e reazioni vincolari



Taglio sugli appoggi			
T1s	T1d	T2s	T2d
(kN)			
cond. car.1			
-18.29	12.58	-12.58	18.29
cond. car.2			
-31.79	12.58	-12.58	31.79
cond. car.3			
-31.79	19.33	-19.33	31.79
cond. car.4			
-18.29	19.33	-19.33	18.29
cond. car.5			
0.00	0.00	0.00	0.00

Reazioni vincolari		
	R1	R2
(kN)		
cond. car.1	30.87	30.87
cond. car.2	44.37	44.37
cond. car.3	51.12	51.12
cond. car.4	37.62	37.62
cond. car.5	0.00	0.00

Le sollecitazioni massime sulla soletta (considerata di larghezza unitaria) risultano pari a:

$$M_{ED} = -35.77 \text{ kNm}$$

$$V_{ED} = 31.79 \text{ kNm}$$

Si eseguono le verifiche considerando la soletta di spessore 16 cm armata con 1+1 ϕ 14/15 e copriferro 3cm

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The 'Materiali' section is highlighted, showing properties for B450C and C28/35. The 'Sezione' section shows a rectangular section with dimensions b=100 cm, h=16 cm, and effective depth d=13 cm. The 'Sollecitazioni' section shows input values for N_{Ed}, M_{Ed}, and V_{Ed}. The 'P.to applicazione N' section shows the application point as 'Centro'. The 'Tipo rottura' section shows 'Lato calcestruzzo - Acciaio snervato'. The 'Metodo di calcolo' section shows 'S.L.U. + Metodo n'. The 'Tipo flessione' section shows 'Retta'. The 'Calcola MRd' section shows the calculated moment resistance M_{RD} = -42.86 kNm. The 'Dominio M-N' section shows the calculated moment resistance M_{RD} = -42.86 kNm. The 'M-curvatura' section shows the calculated moment resistance M_{RD} = -42.86 kNm.

Risulta $M_{ED} = -35.77 \text{ kNm} < M_{RD} = -42.06 \text{ kNm}$ (VERIFICATO)

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}	31,79	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	2,24	[-]
		2,00	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,0071048	[-]
		0,0071048	[-]

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

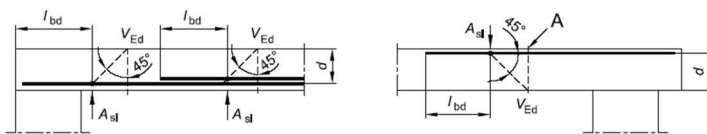
$$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,00$$

$$\rho_l = A_{s,tesa} / (b d)$$

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

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso

$$V_{Rd,c} = 85,58 \text{ [kN]}$$

Resistenza minima del calcestruzzo teso

$$V_{Rd,min} = 69,36 \text{ [kN]}$$

Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso

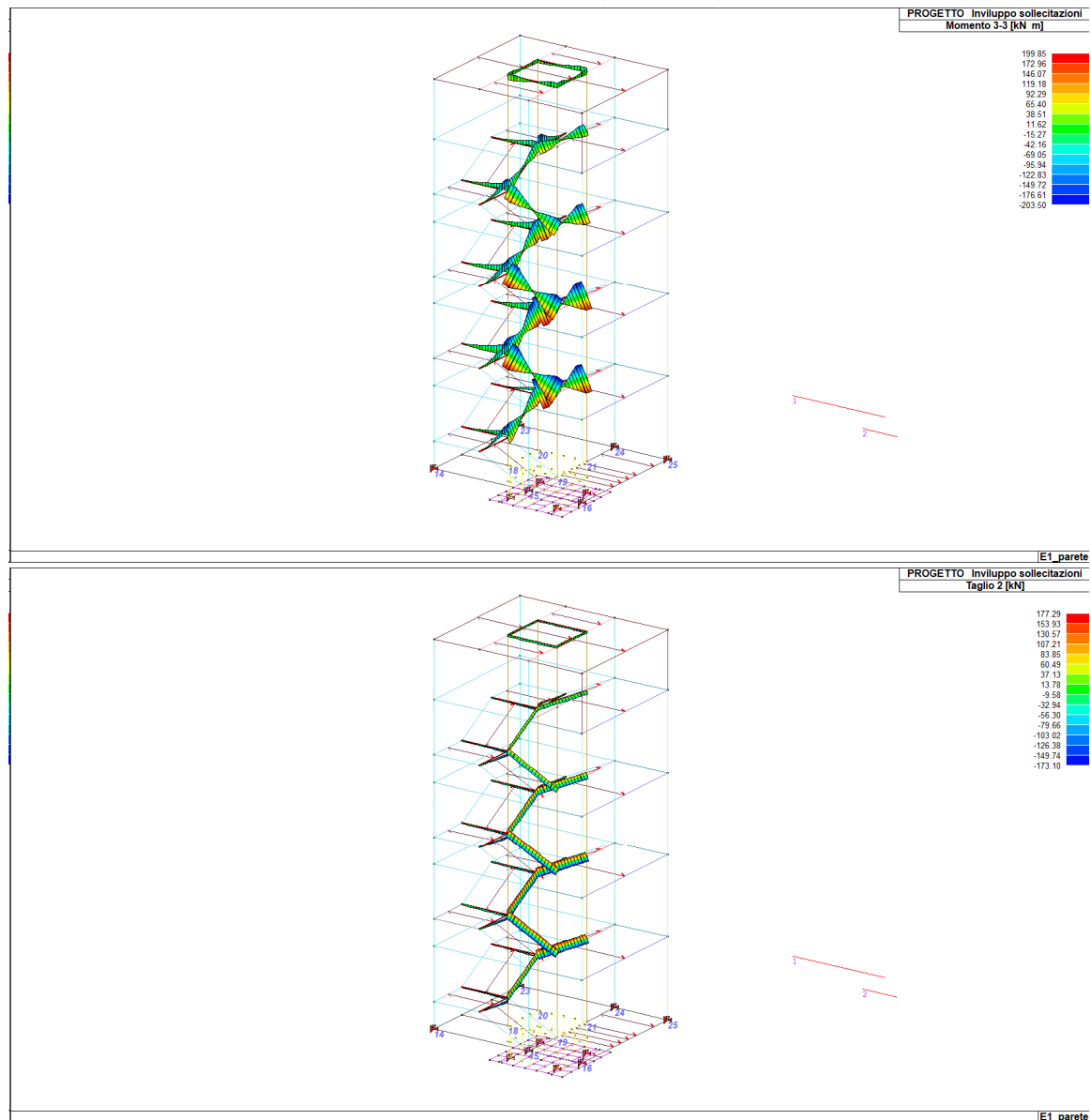
$$V_{Rd} = 85,58 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ctk})^{1/3} b d$$

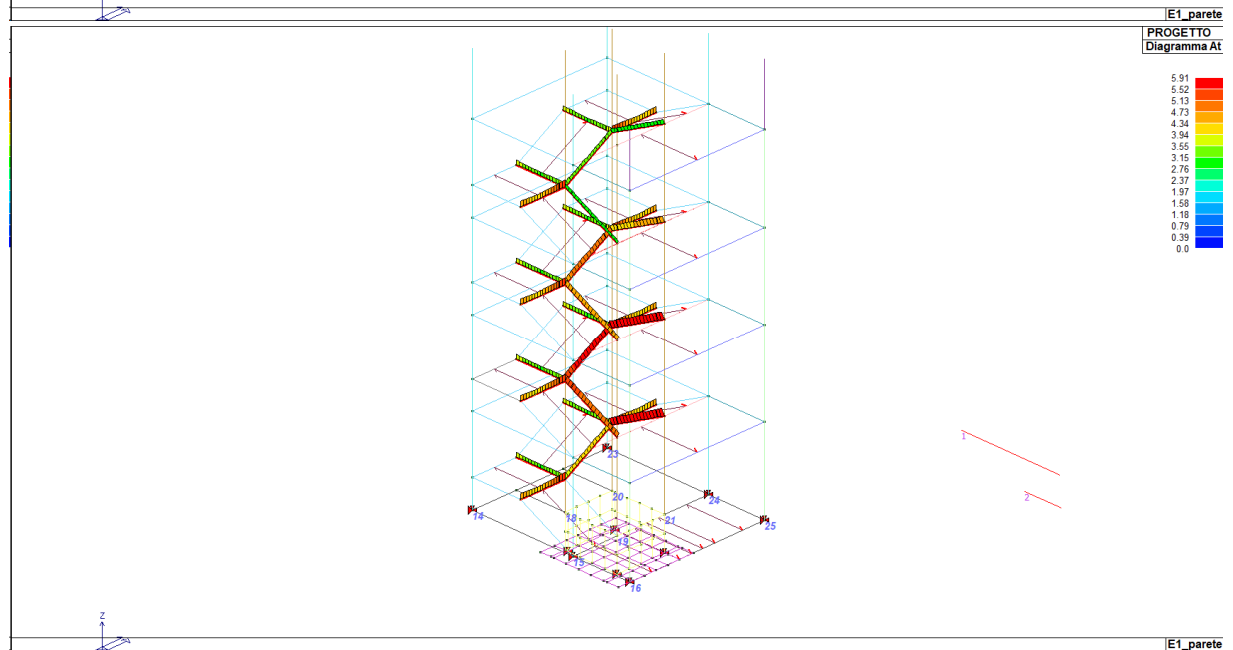
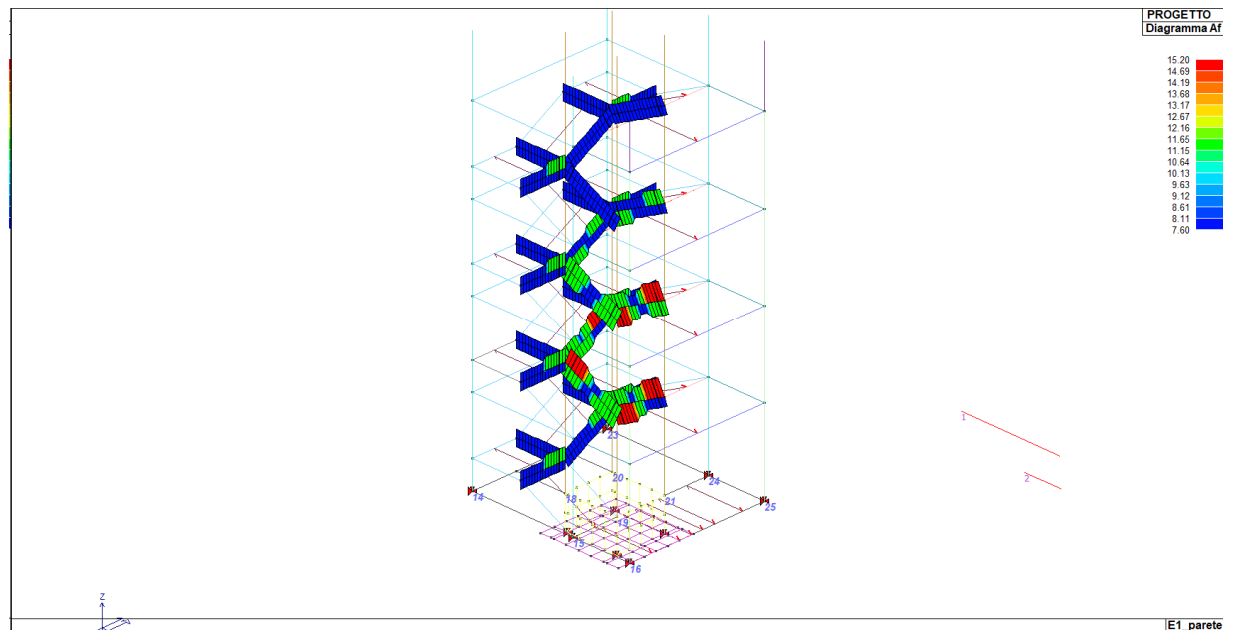
$$V_{Rd,min} = (0,035 k^{3/2} f_{ctk})^{1/2} b d$$

Disporre il quantitativo minimo di orditura a tagli

Sulle travi di bordo scala l'involuppo del momento e taglio è il seguente:



L'armatura necessaria alle verifiche risulta:



12 VERIFICHE ELEMENTI NON STRUTTURALI

12.1 Tamponature esterne

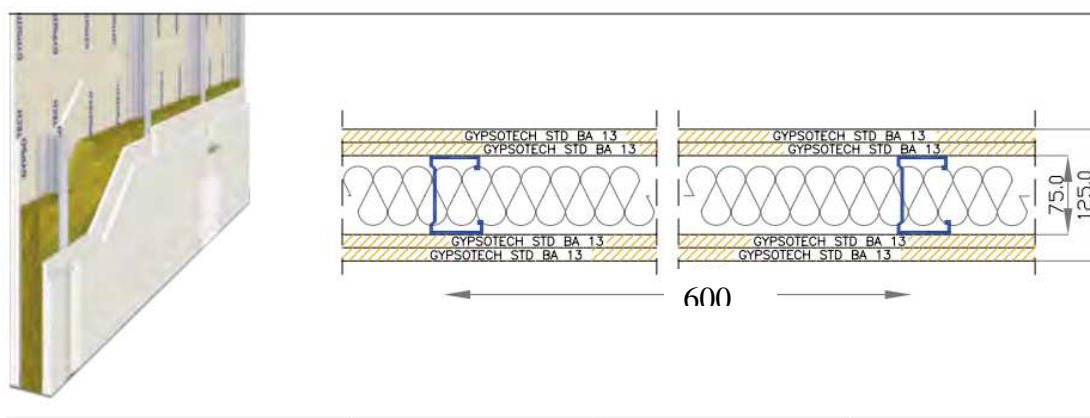
Per gli elementi secondari (tamponature esterne) senza funzione strutturale sono state adottate misure che impediscono collassi prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione sismica.

Per tutti i tamponamenti è previsto l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta a distanza non superiore a 500mm.

Pertanto così come previsto al punto C7.3.6.2 della Circolare n° 67 del 21/01/2019 le verifiche sono automaticamente soddisfatte.

12.2 Tramezzature interne

In accordo con il punto 3.1.4.3 delle NTC 2018 si verifica la parete in cartongesso tipologica avente schema di montaggio sotto riportato:



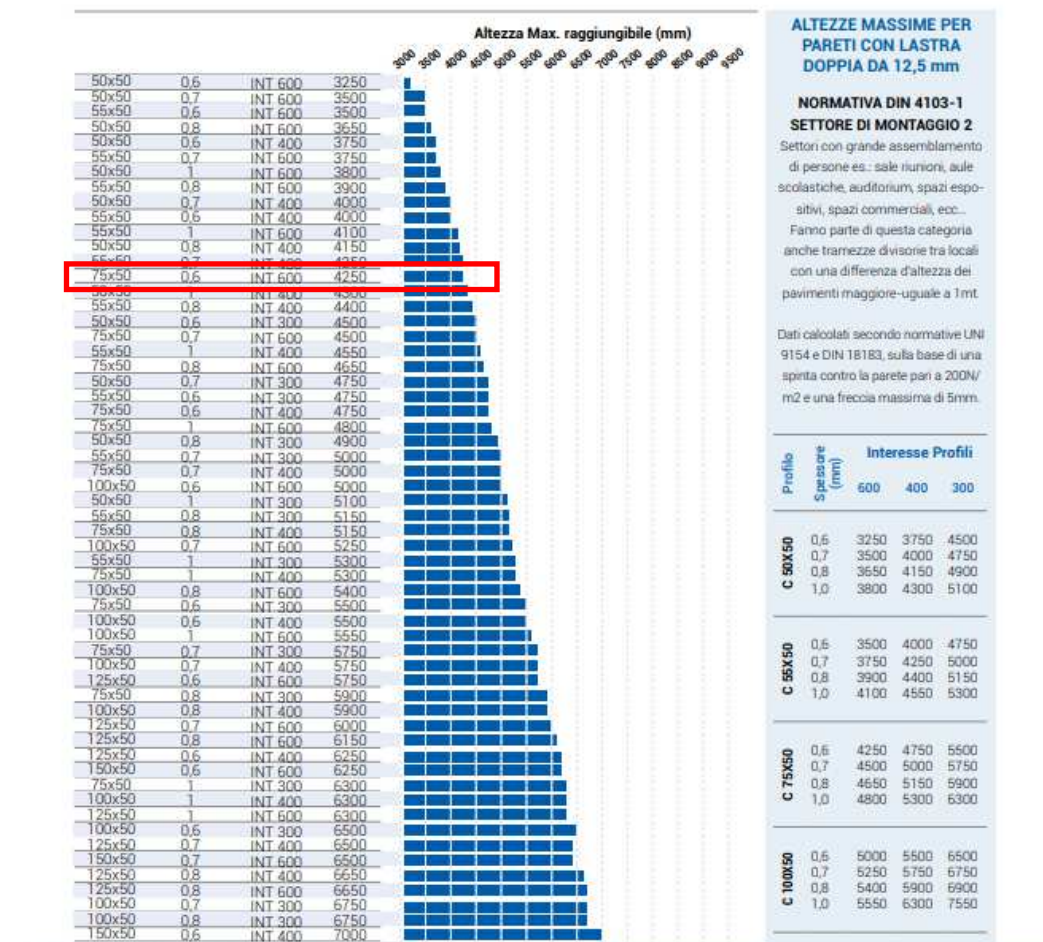
Il carico orizzontale H_k di entità pari a 1.00 kN/m (Tab.3.1.II – cat. C1) viene applicato ad un'altezza di 1.20m.

La parete ha altezza di m. 3.70m. I montanti sono a C di dimensioni 50/74/47 posti ad interasse 40 cm (max) conformi alla norma armonizzata EN 14195 riguardante "Profili per Sistemi in Lastre in Gesso Rivestito".

Le verifiche vengono svolte in forma tabellare (da scheda tecnica del produttore).

Nella tabella seguente si riportano le altezze massime della parete formata da doppia lastra in cartongesso con montanti 75x50x0.6 posti ad interasse di 60cm. In accordo con la norma DIN 4103-1 settore di montaggio 2 (ambienti suscettibili di grande affollamento) si ha, per la tipologia di parete in oggetto, un'altezza massima di 4250mm > 3800mm prevista in progetto.

Scheda Tecnica
ALTEZZE PARETI LASTRA DOPPIA
 Settore di montaggio 1 - luoghi con **alta** densità di persone



12.3 Collegamento frangisole

Il frangisole fa parte di un sistema brevettato prodotto dalla soc. PACUR ed è composto da una traversa orizzontale in profilato cavo di alluminio che ha la funzione di sostegno e di distanziatore dalla facciata e forgiato sulla parte frontale a modo di binario in cui viene installato un sistema a “clips” di aggancio del profilo verticale cavo in alluminio di dimensioni 600x80mm.

Il peso dell'elemento verticale è pari a 10 kg/ml ed è posto ogni 80cm.

Il peso della traversa orizzontale, installata ogni piano, è pari a 10 kg/ml

Nel presente paragrafo si dimensionerà il solo sistema di attacco composto da 4 tasselli per ogni lama verticale.

Il carico verticale agente su ogni attacco posto ogni 80 cm è pari a:

$$N_{Ed} = 0.1 (\text{peso lama}) \times 4.10 (\text{altezza interpiano}) + 0.10 (\text{peso barra}) \times 0.80 (\text{interasse}) = 0.49 \text{ kN}$$

Azione del vento agente in direzione perpendicolare alla lama:

In accordo con il punto C3.3.8.7 della Circolare 21.01.2019 si assume $c_p=2,8$ considerando la pressione

valutata con riferimento alla superficie della parte piena di una sola faccia.

Pertanto:

$$p = 1.04 \frac{kN}{m^2} \cdot 2.8 = 2.91 \frac{kN}{m^2}$$

su ogni collegamento si avrà:

$$V_{ED} = 2.91 \times 0.80 (\text{larghezza lama}) \times 4.10 (\text{altezza interpiano}) = 9.54 \text{ kN}$$

Il baricentro della lama è posto a $b = 0.24 + 0.8/2 = 0.64 \text{ m}$ dal filo trave esterna.

Sul nodo si avranno pertanto le seguenti sollecitazioni allo SLU:

Taglio verticale:

$$V_{ed,z} = 0.49 \times 1.3 = 0.64 \text{ kN}$$

Taglio orizzontale:

$$V_{ed,x} = 9.54 \times 1.50 = 14.31 \text{ kN}$$

Momento verticale:

$$M_V = V_{ed,z} \times b = 0.64 \times 0.64 = 0.40 \text{ kNm}$$

Momento orizzontale:

$$M_O = V_{ed,x} \times b = 14.31 \times 0.64 = 9.15 \text{ kNm}$$

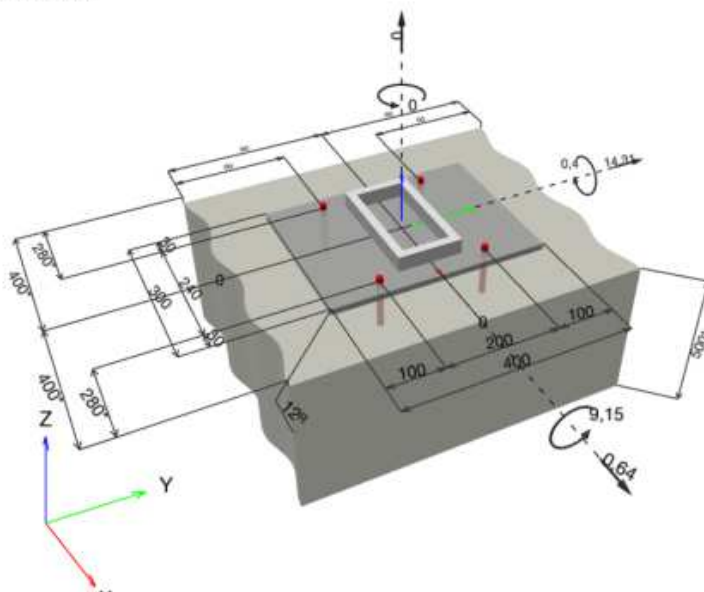
1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HSL4 M12_hef1
Vita utile (durata in anni):	50
Codice articolo:	2237412 HSL4 M12 d18x131 25/-/-
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef} = 80,0 \text{ mm}$
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA-19/0556
Emesso l'Valido:	02/08/2023 -
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, meccanica
Fissaggio distanziato:	$e_o = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 12,0 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio ^R :	$l_x \times l_y \times t = 300,0 \text{ mm} \times 400,0 \text{ mm} \times 12,0 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	Profilo cavo allungato, $220 \times 120 \times 16,0$; $(L \times W \times T) = 220,0 \text{ mm} \times 120,0 \text{ mm} \times 16,0 \text{ mm}$
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C30/37, $f_{c,cal} = 30,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 500,0 \text{ mm}$, Coefficiente parziale di sicurezza materiale definito dall'utente $\gamma_c = 1,500$
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	interasse delle armature $< 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $< 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12,0 \text{ [mm]}$ + maglia chiusa (staffe) $s \leq 100,0 \text{ [mm]}$



^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

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 = 0,640; V _y = 14,310; M _x = 9,150; M _y = 0,400; M _z = 0,000;	no	no		88

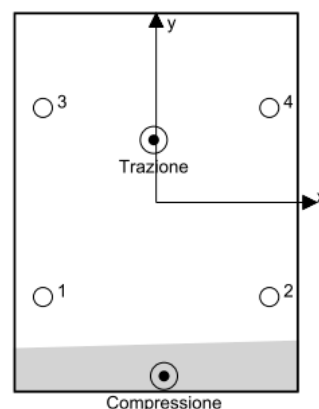
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	3,301	3,581	0,160	3,578
2	2,907	3,581	0,160	3,578
3	15,409	3,581	0,160	3,578
4	15,015	3,581	0,160	3,578

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,18 [‰]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 5,42 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-2,6/66,1): 36,631 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(8,3/-183,7): 36,631 [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*	15,409	44,933	35	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	36,631	41,906	88	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]
67,400	1,500	44,933	15,409

3.2 Rottura conica del calcestruzzo

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

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

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

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

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

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.5)}$$

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

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

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N} [\text{mm}^2]$	$A_{c,N}^0 [\text{mm}^2]$	$c_{cr,N} [\text{mm}]$	$s_{cr,N} [\text{mm}]$	$f_{c,cyl} [\text{N/mm}^2]$		
211.200	57.600	120,0	240,0	30,00		
$e_{c1,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
2,6	0,979	66,1	0,645	1,000	0,900	
$z [\text{mm}]$	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0 [\text{kN}]$	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c} [\text{kN}]$	$N_{Ed} [\text{kN}]$
250,0	1,000	7,700	30,178	1,500	41,906	36,631

ID gruppo ancoranti

1-4

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)*	3,581	71,680	5	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	14,324	179,256	8	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	7,184	149,788	5	OK

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

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

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

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

$V_{Rk,s}^0 [\text{kN}]$	k_7	$V_{Rk,s} [\text{kN}]$	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s} [\text{kN}]$	$V_{Ed} [\text{kN}]$
89,600	1,000	89,600	1,250	71,680	3,581

4.2 Rottura per pryout

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{M,c,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39a)}$$

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

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

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

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

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.5)}$$

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

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

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N} [\text{mm}^2]$	$A_{c,N}^0 [\text{mm}^2]$	$c_{cr,N} [\text{mm}]$	$s_{cr,N} [\text{mm}]$	k_8	$f_{c,cyl} [\text{N/mm}^2]$	
211.200	57.600	120,0	240,0	2,700	30,00	
$e_{c1,V} [\text{mm}]$	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V} [\text{mm}]$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	0,900	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0 [\text{kN}]$	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp} [\text{kN}]$	$V_{Ed} [\text{kN}]$		
7,700	30,178	1,500	179,256	14,324		

ID gruppo ancoranti
1-4

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

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

$$V_{Rk,c} = k_T \cdot V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.40)}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1.5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.41)}$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1} \right)^{0.5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.42)}$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1} \right)^{0.2} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.43)}$$

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.44)}$$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.45)}$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h} \right)^{0.5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.46)}$$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_V}{3 \cdot c_1} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.47)}$$

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.48)}$$

$l_f [\text{mm}]$	$d_{nom} [\text{mm}]$	k_9	α	β	$f_{c,cyl} [\text{N/mm}^2]$	
80,0	18,00	1,700	0,053	0,058	30,00	
$c_1 [\text{mm}]$	$A_{c,V} [\text{mm}^2]$	$A_{c,V}^0 [\text{mm}^2]$				
280,0	436.800	352.800				
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\alpha_V [^\circ]$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V} [\text{mm}]$	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,000	84,89	1,977	0,0	1,000	1,400
$V_{Rk,c}^0 [\text{kN}]$	k_T	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c} [\text{kN}]$	$V_{Ed} [\text{kN}]$		
65,579	1,0	1,500	149,788	7,184		

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
0,343	0,050	2,000	13	OK

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

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,874	0,080	1,000	80	OK

$$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1,0$$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk}	=	11,414 [kN]	δ_N	=	0,6714 [mm]
V_{Sk}	=	2,653 [kN]	δ_V	=	0,3264 [mm]
			δ_{NV}	=	0,7465 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk}	=	11,414 [kN]	δ_N	=	1,2309 [mm]
V_{Sk}	=	2,653 [kN]	δ_V	=	0,4870 [mm]
			δ_{NV}	=	1,3238 [mm]

L'ancoraggio risulta verificato!

12.4 Impianti

Per quanto attiene agli impianti (impianto vero e proprio, dispositivi di alimentazione dell'impianto, collegamenti tra gli impianti e la struttura principale), secondo quanto indicato al 7.2.4 delle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018) – “*Criteri di progettazione degli impianti*” – la capacità dei diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare.

L'effetto dell'azione sismica sull'impianto, in assenza di determinazioni più precise, può essere valutato considerando una forza (F_a) applicata al baricentro di ciascuno degli elementi funzionali componenti l'impianto. Gli impianti non possono essere vincolati alla costruzione contando solo sull'effetto dell'attrito, bensì debbono essere collegati ad essa con dispositivi di vincolo rigidi o flessibili.

Il sistema di ancoraggio di tutti gli impianti (meccanici, elettrici, tecnologici, ecc.) dovrà essere realizzato nel rispetto delle indicazioni riportate nelle “*linee guida per la riduzione della vulnerabilità di elementi non strutturali, arredi ed impianti*” emessa dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile nel giugno 2009 e nella linea guida CEI 023 “*Guida per la corretta progettazione ed installazione di sistemi e componenti elettrici per BT in ambienti soggetti a rischio sismico*”

Per quanto riguarda la tipologia ed il dimensionamento degli staffaggi, posto il rispetto delle prescrizioni presenti nelle NTC 2018 e delle linee guida è lasciata all'appaltatore la libertà di definirne gli elementi costitutivi dimostrandone comunque l'idoneità alle sollecitazioni statiche e sismiche. Come prescritto al punto 7.2.4 delle NTC 2018 “*A meno di contrarie indicazioni della legislazione nazionale di riferimento, della progettazione antisismica degli impianti è responsabile il produttore, della progettazione antisismica degli elementi di alimentazione e collegamento è responsabile l'installatore, della progettazione antisismica degli orizzontamenti, delle tamponature e dei tramezzi a cui si ancorano gli impianti è responsabile il progettista strutturale.*”

Allo scopo l'installatore dovrà produrre, e fare approvare alla D.L., apposito progetto di installazione dei supporti e successivamente rilasciarne la certificazione di idoneità e corretta posa.

Di seguito si riportano i parametri per il calcolo dell'input dell'azione sismica per il dimensionamento degli staffaggi:

Clasificazione sito:

Coordinate:

- WGS84: Latitudine: 41.726676 Longitudine: 13.0149194
- ED 50: Latitudine: 41.72766 Longitudine: 13.015831

Categoria di terreno B
 Categoria Topografica T1

Dati edificio

Classe d'uso III
 Vita Nominale 50 anni
 Numero di piani 1
 Quota livello 0 -3.15m(E1); +0.95m (E2)
 Quota livello copertura +13.59m (E1); +13.59m (E2)

Riferimenti per il dimensionamento

Staffaggi da dimensionare secondo NTC 2018 punti 7.2.3 – C.7.2.3 – 7.2.4

Fattore di comportamento q_A da adottarsi per il dimensionamento degli elementi di sostegno/ancoraggio secondo NTC2018 tabella C.7.2.1 o normative di comprovata validità.

13 ALLEGATI DI CALCOLO

Si allegano:

TABULATI DI CALCOLO VERIFICHE FUOCO

Risultati verifica esposizione al fuoco secondo NTC e EC2

Dati geometrici della sezione

Nome della sezione:
50x70

Tipo di struttura: Trave

Area: 3500 cm²

Materiale della sezione: C30/37

Materiale delle armature: B450C

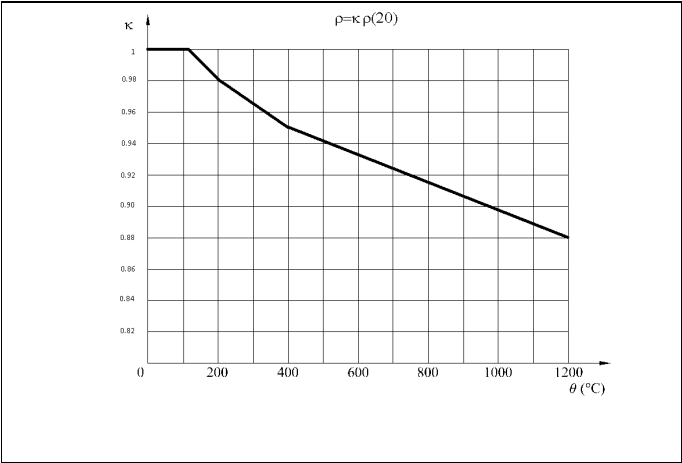
Discretizzazione della sezione

Nome della sezione:
50x70

Dimensione media mesh: 5 cm

Proprietà termiche dei materiali

<p>Calcestruzzo: C30/37</p> <p>Calore specifico: c_c [kJ/kgK] umidità μ: 1,5%</p>	<p>Conducibilità termica: λ_c [W/m°K]</p>
<p>Densità: ρ (20) 2500 kg/m³</p>	



Sollecitazioni

Carichi allo stato limite ultimo per azione eccezionale incendio

Combinazione	Azione assiale N [kN]	Taglio T _x [kN]	Taglio T _y [kN]	Momento flettente M _x [kN m]	Momento flettente M _y [kN m]
1	0,00	0,00	233,00	168,00	0,00

INCENDIO - Tempo di esposizione: 60 minuti

Curva di incendio:
Curva temperatura-tempo normalizzata

Equazione scambio termico:
 $q = \alpha (T_f - T) + \epsilon \sigma (T_f^4 - T^4)$
[σ =costante di Boltzmann]

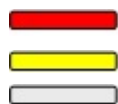
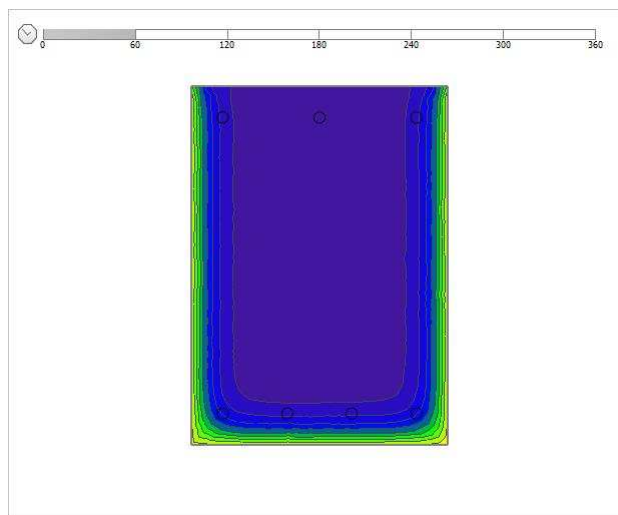
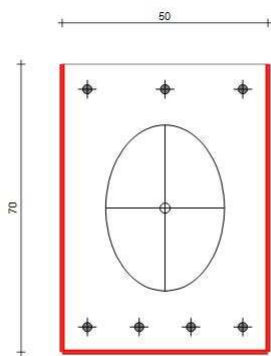
Temperatura Ambiente: $T_{amb} = 20$ °C

incendio normale

Time (min)	Temperature (°C)
30	842
60	945
90	1006
120	1049
150	1082
180	1110
210	1133
240	1153
270	1170
300	1186
330	1201
360	1214

Condizioni al contorno

Mappa termica



Lato esposto al fuoco
Lato in condizioni adiabatiche
Lato non esposto

Lato esposto al fuoco			Lato esposto all'aria		
Emissività del materiale	$\epsilon_{\text{sup}} =$	0,7	Emissività del materiale	$\epsilon_{\text{sup}} =$	0,7
Emissività del fuoco	$\epsilon =$	1,0	Fattore di configurazione	$\phi =$	1,0
Fattore di configurazione	$\phi =$	1,0	Fattore di convezione	$h =$	6,0 W/m ² °C
Fattore di convezione	$h =$	25,0 W/m ² °C			

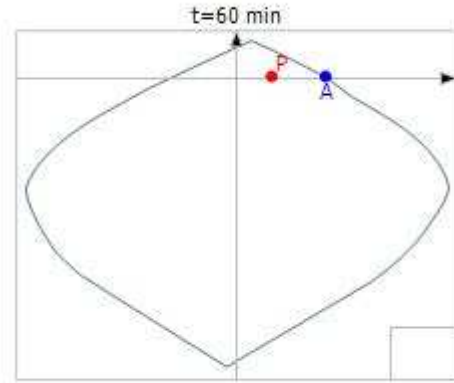
RISULTATI: Tempo di esposizione: 60 minuti

Isoterma T=500°C

t= 60 min



Dominio di rottura: t=60 minuti



Proprietà delle barre di armatura

Ferro	X [cm]	Y [cm]	Ø [mm]	Temperatura [°C]	$k_s(\theta)$ $\epsilon < 2\%$	$k_s(\theta)$ $\epsilon > 2\%$
1	-18,9	28,9	22	170	0,93	1,00
2	0,0	28,9	22	30	1,00	1,00
3	18,9	28,9	22	180	0,92	1,00
4	18,9	-28,9	22	300	0,80	1,00
5	6,3	-28,9	22	180	0,92	1,00
6	-6,3	-28,9	22	170	0,93	1,00
7	-18,9	-28,9	22	290	0,81	1,00

Staffatura

Ø 8 ogni 10 cm, 2 bracci

Fattore di riduzione della resistenza al taglio a t=60 minuti: 1,00

Verifica a flessione

Coefficienti di sicurezza	
Coefficiente di sicurezza	2,46
M resistente	413,08
Verifica	OK

Verifica a presso-flessione deviata

Coefficienti di sicurezza	
Coefficiente di sicurezza M_x =costante	-
Coefficiente di sicurezza M_y =costante	-
Coefficiente di sicurezza M_x/M_y =costante	-
Verifica	-

Verifica al taglio – Direzione y

Resistenza	UM	Valore
V _{RD} (senza staffe)	kN	109,27
V _{RSD}	kN	647,19
V _{RCD}	kN	1 176,03
Verifica		ok

Verifica al taglio – Direzione x

Resistenza	UM	Valore
V _{RD} (senza staffe)	kN	-
V _{RSD}	kN	-
V _{RCD}	kN	-
Verifica		-

Verifica all' isolamento

Coefficienti di sicurezza	
Temperatura massima	742
Temperatura media	129
Verifica	NO

Risultati verifica esposizione al fuoco secondo NTC e EC2

Dati geometrici della sezione

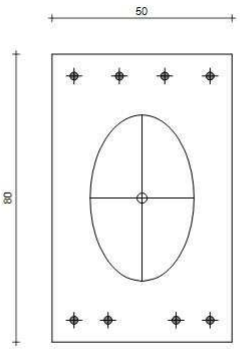
Nome della sezione:
R 50x80

Tipo di struttura: Trave

Area: 4000 cm²

Materiale della sezione: C30/37

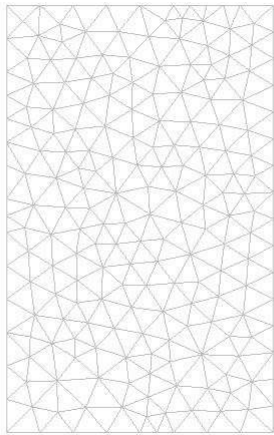
Materiale delle armature: B450C



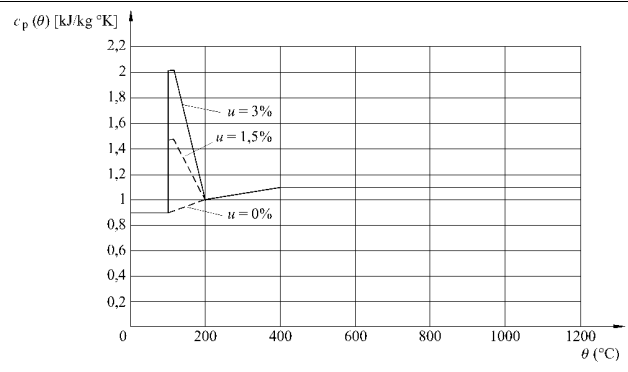
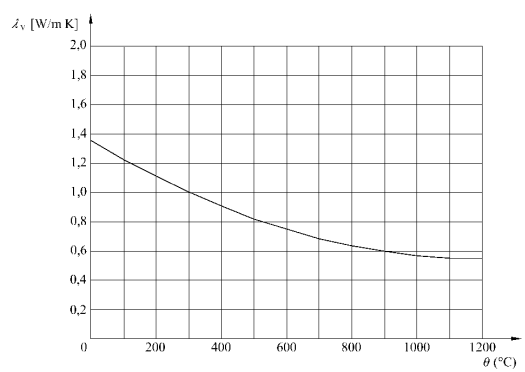
Discretizzazione della sezione

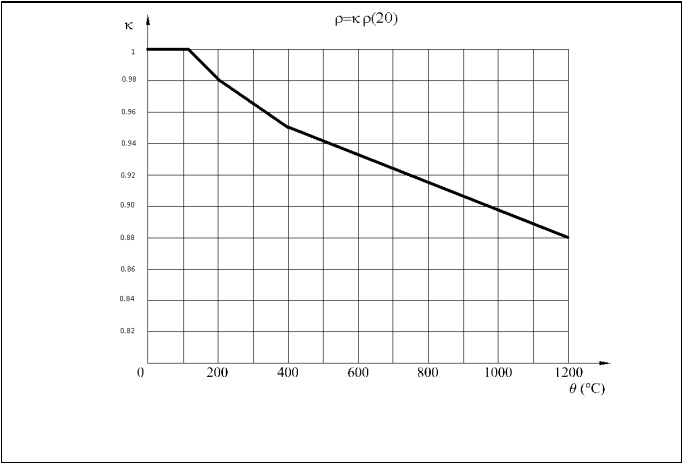
Nome della sezione:
R 50x80

Dimensione media mesh: 5 cm



Proprietà termiche dei materiali

<p>Calcestruzzo: C30/37</p> <p>Calore specifico: c_c [kJ/kgK] umidità μ: 1,5%</p>	<p>Conducibilità termica: λ_c [W/m°K]</p>
	
<p>Densità: ρ (20) 2500 kg/m³</p>	



Sollecitazioni

Carichi allo stato limite ultimo per azione eccezionale incendio

Combinazione	Azione assiale N [kN]	Taglio T _x [kN]	Taglio T _y [kN]	Momento flettente M _x [kN m]	Momento flettente M _y [kN m]
1	0,00	0,00	221,00	-291,00	0,00

INCENDIO - Tempo di esposizione: 90 minuti

Curva di incendio:
Curva temperatura-tempo normalizzata

Equazione scambio termico:
 $q = \alpha (T_f - T) + \epsilon \sigma (T_f^4 - T^4)$
[σ =costante di Boltzmann]

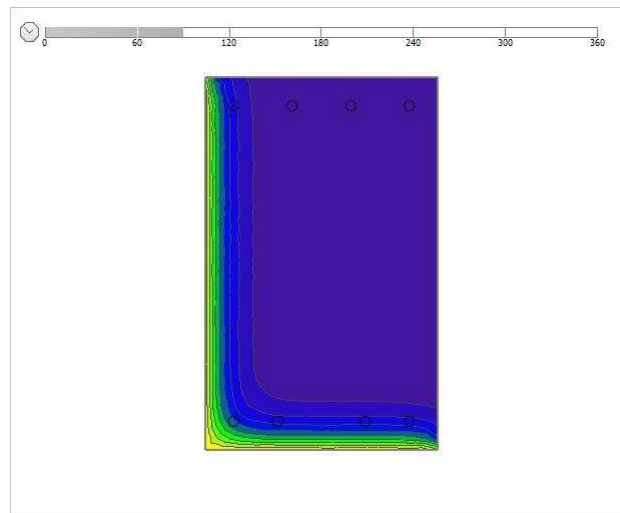
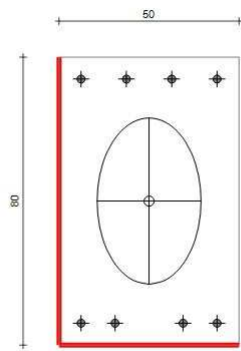
Temperatura Ambiente: $T_{amb} = 20$ °C

incendio normale

Time (min)	Temperature (°C)
30	842
60	945
90	1006
120	1049
150	1082
180	1110
210	1133
240	1153
270	1170
300	1186
330	1201
360	1214

Condizioni al contorno

Mapa termica



- Lato esposto al fuoco
- Lato in condizioni adiabatiche
- Lato non esposto

Lato esposto al fuoco			Lato esposto all'aria		
Emissività del materiale	$\epsilon_{\text{sup}} =$	0,7	Emissività del materiale	$\epsilon_{\text{sup}} =$	0,7
Emissività del fuoco	$\epsilon =$	1,0	Fattore di configurazione	$\phi =$	1,0
Fattore di configurazione	$\phi =$	1,0	Fattore di convezione	$h =$	6,0 W/m ² °C
Fattore di convezione	$h =$	25,0 W/m ² °C			

RISULTATI: Tempo di esposizione: 90 minuti

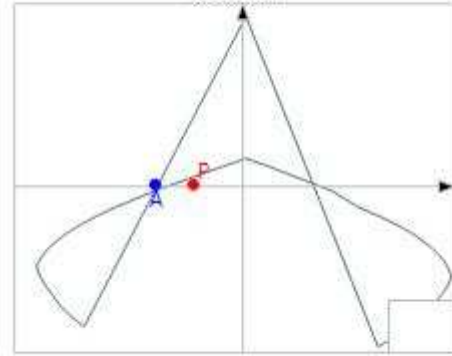
Isoterma T=500°C

t= 90 min



Dominio di rottura: t=90 minuti

t=90 min



Proprietà delle barre di armatura

Ferro	X [cm]	Y [cm]	Ø [mm]	Temperatura [°C]	$k_s(\theta)$ $\epsilon < 2\%$	$k_s(\theta)$ $\epsilon > 2\%$
1	-18,9	33,9	22	240	0,86	1,00
2	-6,3	33,9	22	30	1,00	1,00
3	6,3	33,9	22	30	1,00	1,00
4	18,9	33,9	22	30	1,00	1,00
5	18,9	-33,9	22	240	0,86	1,00
6	9,4	-33,9	22	260	0,84	1,00
7	-9,4	-33,9	22	270	0,83	1,00
8	-18,9	-33,9	22	430	0,66	0,93

Staffatura

Ø 10 ogni 15 cm, 2 bracci

Fattore di riduzione della resistenza al taglio a t=90 minuti: 1,00

Verifica a flessione

Coefficienti di sicurezza	
Coefficiente di sicurezza	1,81
M resistente	-525,26
Verifica	OK

Verifica a presso-flessione deviata

Coefficienti di sicurezza	
Coefficiente di sicurezza M_x =costante	-
Coefficiente di sicurezza M_y =costante	-
Coefficiente di sicurezza M_x/M_y =costante	-
Verifica	-

Verifica al taglio – Direzione y

Resistenza	UM	Valore
V _{RD} (senza staffe)	kN	121,42
V _{RSD}	kN	763,06
V _{RCD}	kN	1 350,19
Verifica		ok

Verifica al taglio – Direzione x

Resistenza	UM	Valore
V _{RD} (senza staffe)	kN	-
V _{RSD}	kN	-
V _{RCD}	kN	-
Verifica		-

Verifica all' isolamento

Coefficienti di sicurezza	
Temperatura massima	815
Temperatura media	72
Verifica	NO

Risultati verifica esposizione al fuoco secondo NTC e EC2

Dati geometrici della sezione

Nome della sezione:

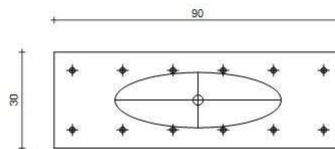
R 90x30

Tipo di struttura: Trave

Area: 2700 cm²

Materiale della sezione: C30/37

Materiale delle armature: B450C

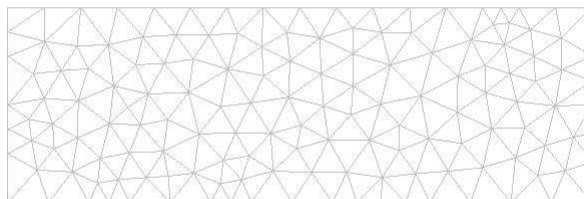


Discretizzazione della sezione

Nome della sezione:

R 90x30

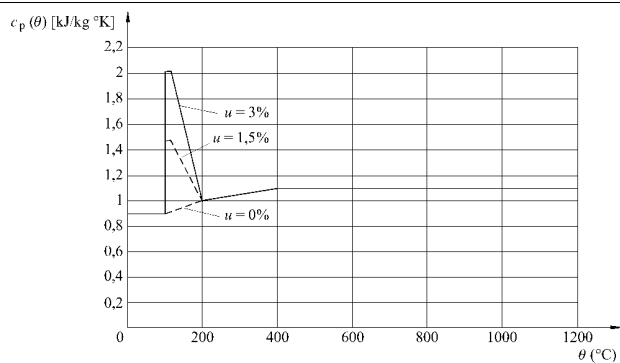
Dimensione media mesh: 5 cm



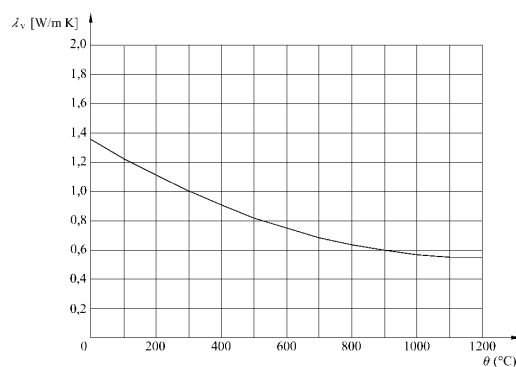
Proprietà termiche dei materiali

Calcestruzzo: C30/37

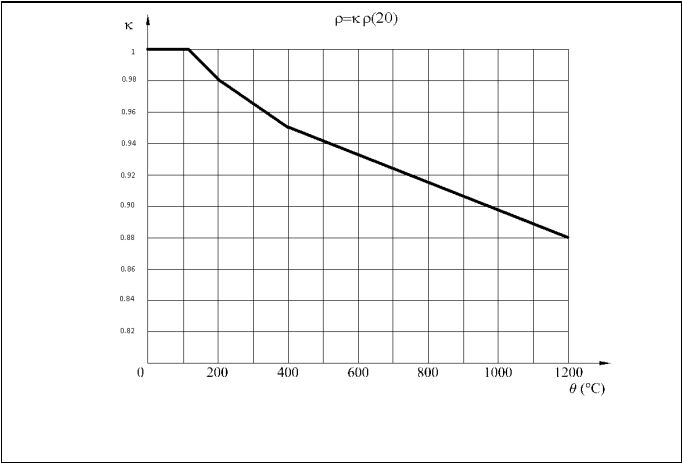
Calore specifico: c_c [kJ/kgK] umidità μ : 1,5%



Conducibilità termica: λ_c [W/mK]



Densità: ρ (20) 2500 kg/m³



Sollecitazioni

Carichi allo stato limite ultimo per azione eccezionale incendio

Combinazione	Azione assiale N [kN]	Taglio T _x [kN]	Taglio T _y [kN]	Momento flettente M _x [kN m]	Momento flettente M _y [kN m]
1	0,00	0,00	53,00	34,00	0,00

INCENDIO - Tempo di esposizione: 60 minuti

Curva di incendio:
Curva temperatura-tempo normalizzata

Equazione scambio termico:
 $q = \alpha (T_f - T) + \epsilon \sigma (T_f^4 - T^4)$
[σ =costante di Boltzmann]

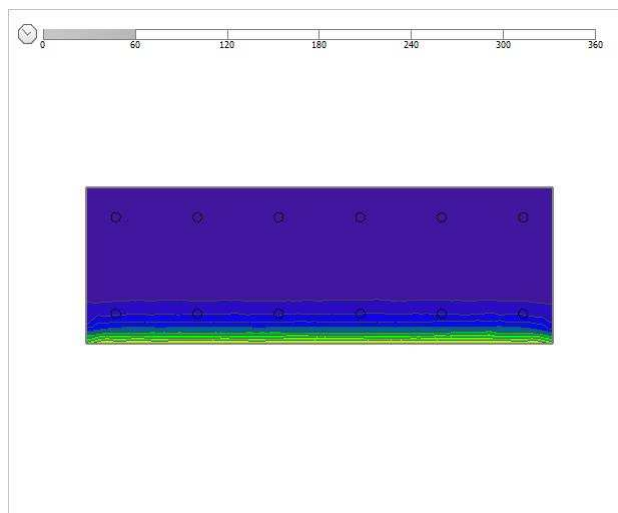
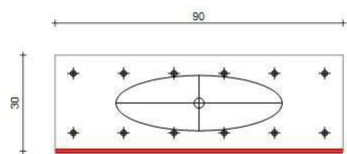
Temperatura Ambiente: $T_{amb} = 20$ °C

incendio normale

Tempo trascorso (min)	Temperatura (°C)
30	842
60	945
90	1006
120	1049
150	1082
180	1110
210	1133
240	1153
270	1170
300	1186
330	1201
360	1214

Condizioni al contorno

Mappa termica



Lato esposto al fuoco
Lato in condizioni adiabatiche
Lato non esposto

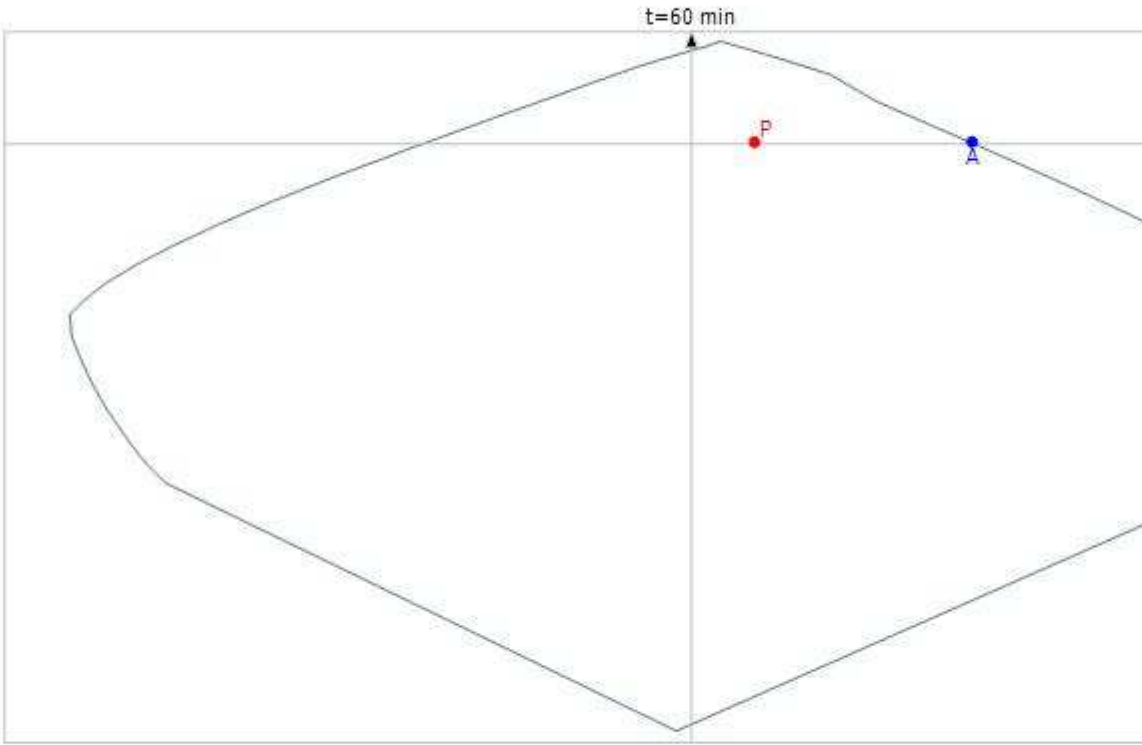
Lato esposto al fuoco			Lato esposto all'aria		
Emissività del materiale	$\epsilon_{\text{sup}} =$	0,7	Emissività del materiale	$\epsilon_{\text{sup}} =$	0,7
Emissività del fuoco	$\epsilon =$	1,0	Fattore di configurazione	$\phi =$	1,0
Fattore di configurazione	$\phi =$	1,0	Fattore di convezione	$h =$	6,0 W/m ² °C
Fattore di convezione	$h =$	25,0 W/m ² °C			

RISULTATI: Tempo di esposizione: 60 minuti

Isoterma T=500°C

Dominio di rottura: t=60 minuti

t= 60 min



Proprietà delle barre di armatura

Ferro	X [cm]	Y [cm]	Ø [mm]	Temperatura [°C]	$k_S(\theta) \ \varepsilon < 2\%$	$k_S(\theta) \ \varepsilon > 2\%$
1	-39,3	9,3	18	30	1,00	1,00
2	-23,6	9,3	18	30	1,00	1,00
3	-7,9	9,3	18	30	1,00	1,00
4	7,9	9,3	18	30	1,00	1,00
5	23,6	9,3	18	30	1,00	1,00
6	39,3	9,3	18	30	1,00	1,00
7	39,3	-9,3	18	200	0,90	1,00
8	23,6	-9,3	18	200	0,90	1,00
9	7,9	-9,3	18	200	0,90	1,00
10	-7,9	-9,3	18	200	0,90	1,00
11	-23,6	-9,3	18	200	0,90	1,00
12	-39,3	-9,3	18	190	0,91	1,00

Staffatura

Ø 8 ogni 5 cm, 4 bracci

Fattore di riduzione della resistenza al taglio a t=60 minuti: 1,00

Verifica a flessione

Coefficienti di sicurezza	
Coefficiente di sicurezza	4,35
M resistente	147,98
Verifica	OK

Verifica a presso-flessione deviata

Coefficienti di sicurezza	
Coefficiente di sicurezza M_x =costante	-
Coefficiente di sicurezza M_y =costante	-
Coefficiente di sicurezza M_x/M_y =costante	-
Verifica	-

Verifica al taglio – Direzione y

Resistenza	UM	Valore
V_{RD} (senza staffe)	kN	109,03
V_{RSD}	kN	910,16
V_{RCD}	kN	916,75
Verifica		ok

Verifica al taglio – Direzione x

Resistenza	UM	Valore
V_{RD} (senza staffe)	kN	-
V_{RSD}	kN	-
V_{RCD}	kN	-
Verifica		-

Verifica all'isolamento

Coefficienti di sicurezza	
Temperatura massima	751
Temperatura media	56
Verifica	NO

Risultati verifica esposizione al fuoco secondo NTC e EC2

Dati geometrici della sezione

Nome della sezione:

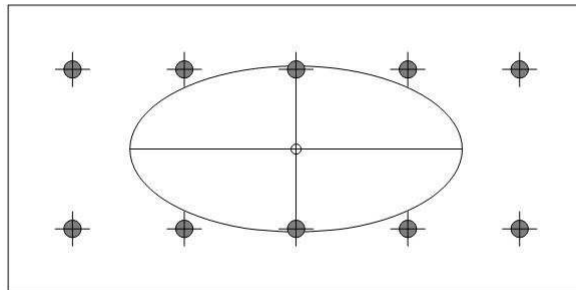
R 60 x 30

Tipo di struttura: Trave

Area: 1800 cm²

Materiale della sezione: C30/37

Materiale delle armature: B450C

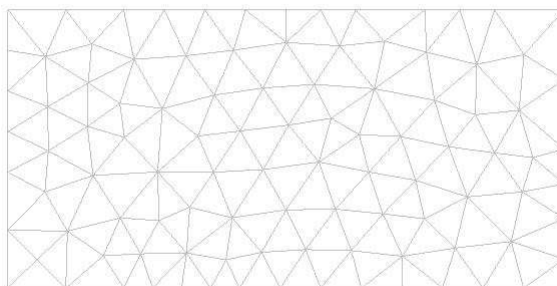


Discretizzazione della sezione

Nome della sezione:

R 60 x 30

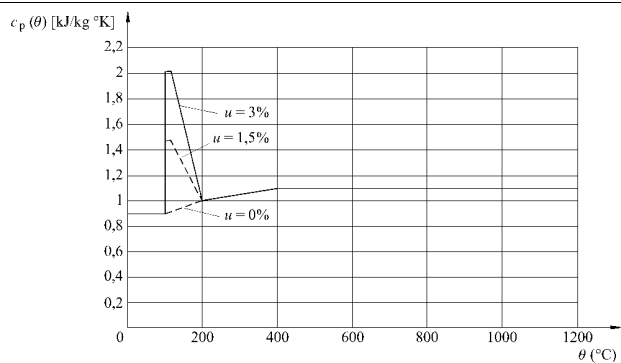
Dimensione media mesh: 5 cm



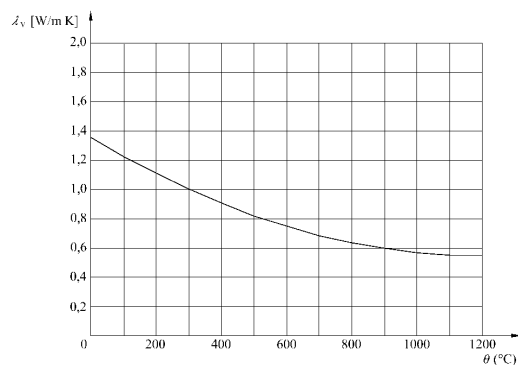
Proprietà termiche dei materiali

Calcestruzzo: C30/37

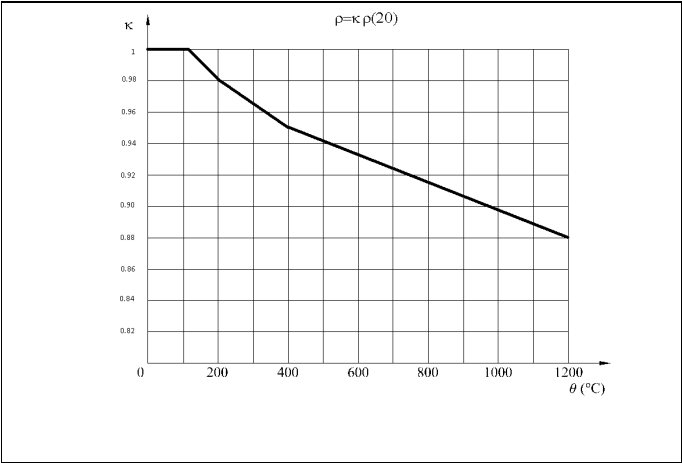
Calore specifico: c_c [kJ/kgK] umidità μ : 1,5%



Conducibilità termica: λ_c [W/m°K]



Densità: ρ (20) 2500 kg/m³



Sollecitazioni

Carichi allo stato limite ultimo per azione eccezionale incendio

Combinazione	Azione assiale N [kN]	Taglio T _x [kN]	Taglio T _y [kN]	Momento flettente M _x [kN m]	Momento flettente M _y [kN m]
1	0,00	0,00	56,00	41,00	0,00

INCENDIO - Tempo di esposizione: 60 minuti

Curva di incendio:
Curva temperatura-tempo normalizzata

Equazione scambio termico:
 $q = \alpha (T_f - T) + \epsilon \sigma (T_f^4 - T^4)$
[σ =costante di Boltzmann]

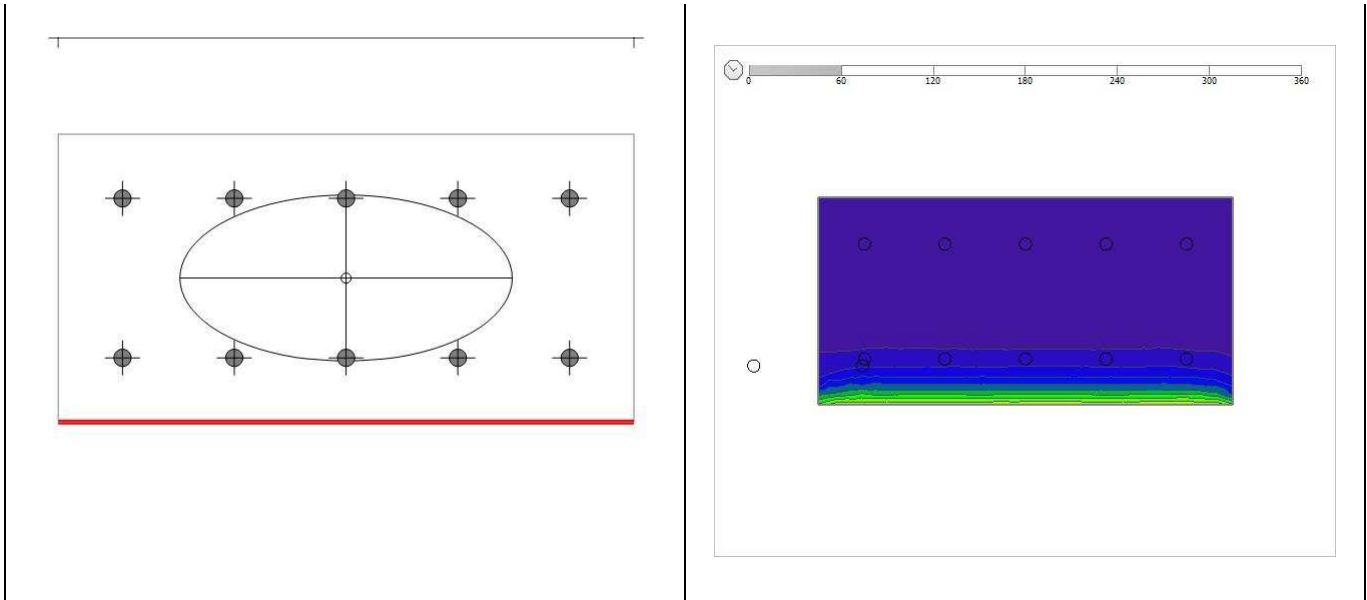
Temperatura Ambiente: $T_{amb} = 20$ °C

incendio normale

Tempo trascorso (min)	Temperatura (°C)
30	842
60	945
90	1006
120	1049
150	1082
180	1110
210	1133
240	1153
270	1170
300	1186
330	1201
360	1214

Condizioni al contorno

Mappa termica



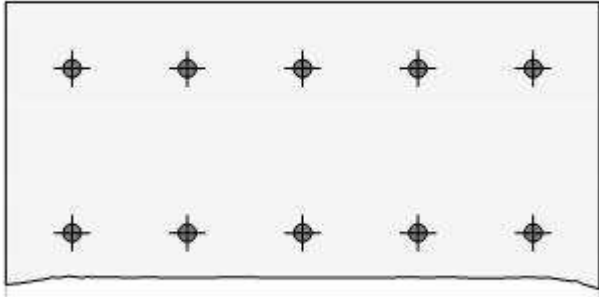
- Lato esposto al fuoco
- Lato in condizioni adiabatiche
- Lato non esposto

Lato esposto al fuoco			Lato esposto all'aria		
Emissività del materiale	$\epsilon_{\text{sup}} =$	0,7	Emissività del materiale	$\epsilon_{\text{sup}} =$	0,7
Emissività del fuoco	$\epsilon =$	1,0	Fattore di configurazione	$\phi =$	1,0
Fattore di configurazione	$\phi =$	1,0	Fattore di convezione	$h =$	6,0 W/m ² °C
Fattore di convezione	$h =$	25,0 W/m ² °C			

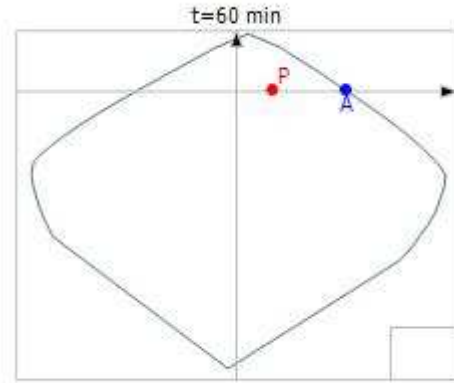
RISULTATI: Tempo di esposizione: 60 minuti

Isoterma T=500°C

t= 60 min



Dominio di rottura: t=60 minuti



Proprietà delle barre di armatura

Ferro	X [cm]	Y [cm]	Ø [mm]	Temperatura [°C]	$k_s(\theta) \ \varepsilon < 2\%$	$k_s(\theta) \ \varepsilon > 2\%$
1	-23,3	8,3	18	30	1,00	1,00
2	-11,6	8,3	18	30	1,00	1,00
3	0,0	8,3	18	30	1,00	1,00
4	11,6	8,3	18	30	1,00	1,00
5	23,3	8,3	18	30	1,00	1,00
6	23,3	-8,3	18	150	0,95	1,00
7	11,6	-8,3	18	150	0,95	1,00
8	0,0	-8,3	18	150	0,95	1,00
9	-11,6	-8,3	18	150	0,95	1,00
10	-23,3	-8,3	18	150	0,95	1,00

Staffatura

Ø 8 ogni 5 cm, 4 bracci

Fattore di riduzione della resistenza al taglio a t=60 minuti: 1,00

Verifica a flessione

Coefficienti di sicurezza	
Coefficiente di sicurezza	2,95
M resistente	121,06
Verifica	OK

Verifica a presso-flessione deviata

Coefficienti di sicurezza	
Coefficiente di sicurezza Mx=costante	-
Coefficiente di sicurezza My=costante	-
Coefficiente di sicurezza Mx/My=costante	-
Verifica	-

Verifica al taglio – Direzione y

Resistenza	UM	Valore
V _{RD} (senza staffe)	kN	69,81
V _{RSD}	kN	673,44
V _{RCD}	kN	676,25
Verifica		ok

Verifica al taglio – Direzione x

Resistenza	UM	Valore
V _{RD} (senza staffe)	kN	-
V _{RSD}	kN	-
V _{RCD}	kN	-
Verifica		-

Verifica all' isolamento

Coefficienti di sicurezza	
Temperatura massima	750
Temperatura media	73
Verifica	NO

Risultati verifica esposizione al fuoco secondo NTC e EC2

Dati geometrici della sezione

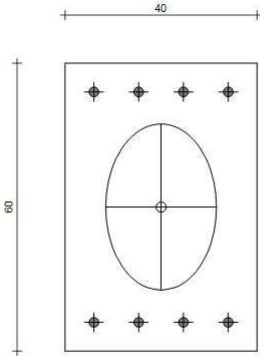
Nome della sezione:
R 40x60

Tipo di struttura: Trave

Area: 2400 cm²

Materiale della sezione: C30/37

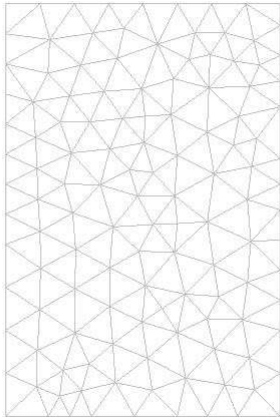
Materiale delle armature: B450C



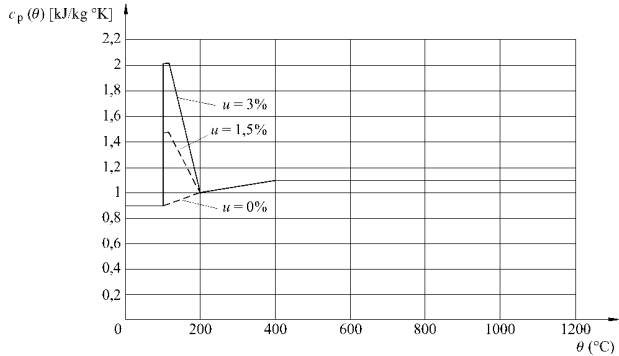
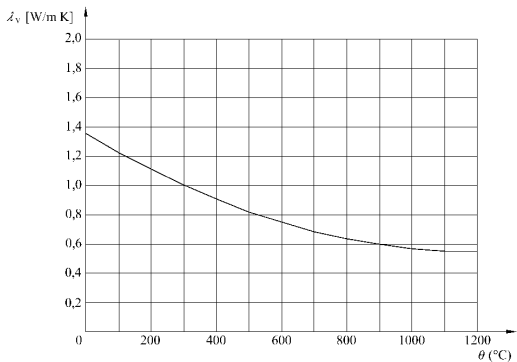
Discretizzazione della sezione

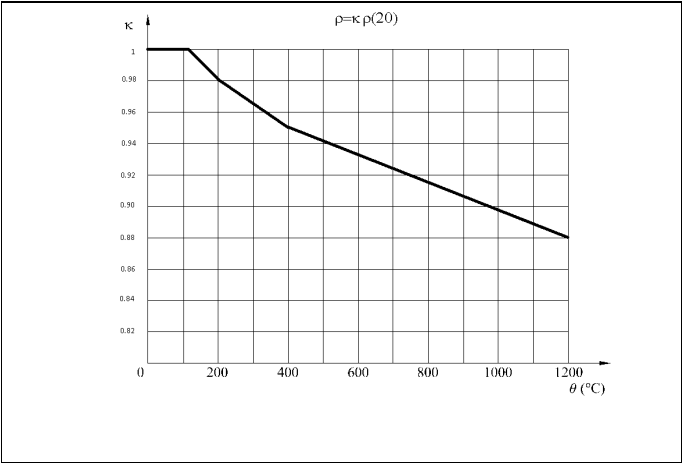
Nome della sezione:
R 40x60

Dimensione media mesh: 5 cm



Proprietà termiche dei materiali

<p>Calcestruzzo: C30/37</p> <p>Calore specifico: c_c [kJ/kgK] umidità μ: 1,5%</p>	<p>Conducibilità termica: λ_c [W/m°K]</p>
	
<p>Densità: ρ (20) 2500 kg/m³</p>	



Sollecitazioni

Carichi allo stato limite ultimo per azione eccezionale incendio

Combinazione	Azione assiale N [kN]	Taglio T _x [kN]	Taglio T _y [kN]	Momento flettente M _x [kN m]	Momento flettente M _y [kN m]
1	0,00	0,00	63,00	-60,00	0,00

INCENDIO - Tempo di esposizione: 60 minuti

Curva di incendio:
Curva temperatura-tempo normalizzata

Equazione scambio termico:
 $q = \alpha (T_f - T) + \epsilon \sigma (T_f^4 - T^4)$
[σ =costante di Boltzmann]

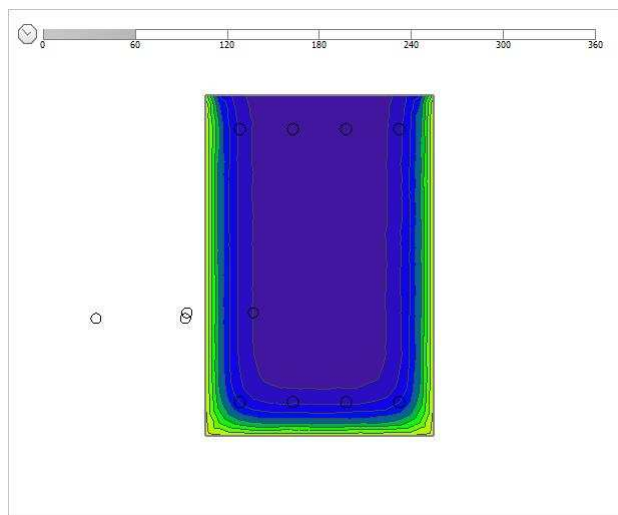
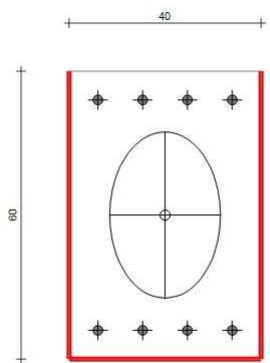
Temperatura Ambiente: $T_{amb} = 20\text{ °C}$

incendio normale

Tempo trascorso (min)	Temperatura (°C)
30	842
60	945
90	1006
120	1049
150	1082
180	1110
210	1133
240	1153
270	1170
300	1186
330	1201
360	1214

Condizioni al contorno

Mappa termica



Lato esposto al fuoco
Lato in condizioni adiabatiche
Lato non esposto

Lato esposto al fuoco			Lato esposto all'aria		
Emissività del materiale	$\epsilon_{\text{sup}} =$	0,7	Emissività del materiale	$\epsilon_{\text{sup}} =$	0,7
Emissività del fuoco	$\epsilon =$	1,0	Fattore di configurazione	$\phi =$	1,0
Fattore di configurazione	$\phi =$	1,0	Fattore di convezione	$h =$	6,0 W/m ² °C
Fattore di convezione	$h =$	25,0 W/m ² °C			

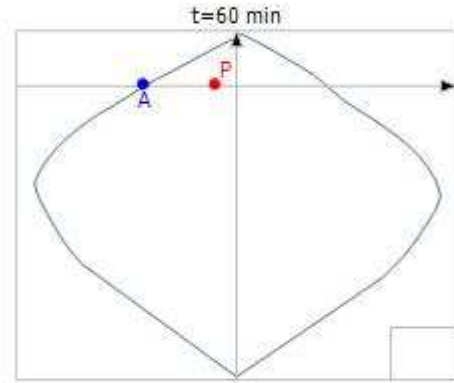
RISULTATI: Tempo di esposizione: 60 minuti

Isoterma T=500°C

t= 60 min



Dominio di rottura: t=60 minuti



Proprietà delle barre di armatura

Ferro	X [cm]	Y [cm]	Ø [mm]	Temperatura [°C]	$k_s(\theta) \ \varepsilon < 2\%$	$k_s(\theta) \ \varepsilon > 2\%$
1	-14,0	24,0	20	180	0,92	1,00
2	-4,7	24,0	20	30	1,00	1,00
3	4,7	24,0	20	30	1,00	1,00
4	14,0	24,0	20	180	0,92	1,00
5	14,0	-24,0	20	300	0,80	1,00
6	4,7	-24,0	20	190	0,91	1,00
7	-4,7	-24,0	20	190	0,91	1,00
8	-14,0	-24,0	20	300	0,80	1,00

Staffatura

Ø 10 ogni 8 cm, 2 bracci

Fattore di riduzione della resistenza al taglio a t=60 minuti: 1,00

Verifica a flessione

Coefficienti di sicurezza	
Coefficiente di sicurezza	4,58
M resistente	-275,03
Verifica	OK

Verifica a presso-flessione deviata

Coefficienti di sicurezza	
Coefficiente di sicurezza M_x =costante	-
Coefficiente di sicurezza M_y =costante	-
Coefficiente di sicurezza M_x/M_y =costante	-
Verifica	-

Verifica al taglio – Direzione y

Resistenza	UM	Valore
V _{RD} (senza staffe)	kN	73,04
V _{RSD}	kN	841,47
V _{RCD}	kN	846,72
Verifica		ok

Verifica al taglio – Direzione x

Resistenza	UM	Valore
V _{RD} (senza staffe)	kN	-
V _{RSD}	kN	-
V _{RCD}	kN	-
Verifica		-

Verifica all' isolamento

Coefficienti di sicurezza	
Temperatura massima	741
Temperatura media	167
Verifica	NO

Risultati verifica esposizione al fuoco secondo NTC e EC2

Dati geometrici della sezione

Nome della sezione:
R 60 x 60

Tipo di struttura: Pilastro

Area: 3600 cm²

Materiale della sezione: C30/37

Materiale delle armature: B450C

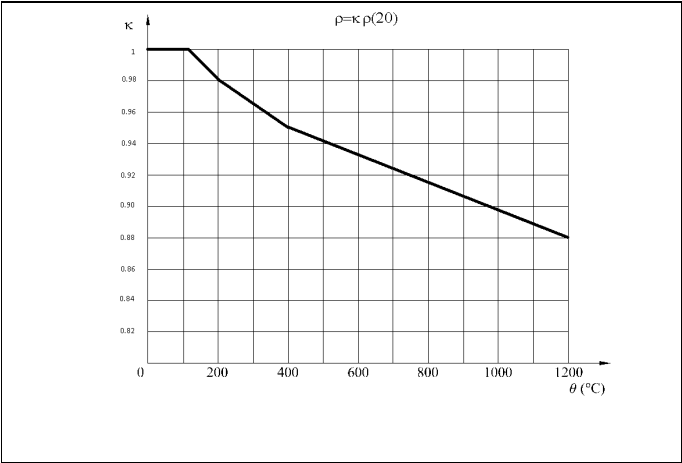
Discretizzazione della sezione

Nome della sezione:
R 60 x 60

Dimensione media mesh: 5 cm

Proprietà termiche dei materiali

<p>Calcestruzzo: C30/37</p> <p>Calore specifico: c_c [kJ/kgK] umidità μ: 1,5%</p>	<p>Conducibilità termica: λ_c [W/m°K]</p>
<p>Densità: ρ (20) 2500 kg/m³</p>	



Sollecitazioni

Carichi allo stato limite ultimo per azione eccezionale incendio

Combinazione	Azione assiale N [kN]	Taglio T _x [kN]	Taglio T _y [kN]	Momento flettente M _x [kN m]	Momento flettente M _y [kN m]
1	-2 024,00	3 450,00	0,00	72,00	77,00

INCENDIO - Tempo di esposizione: 60 minuti

Curva di incendio:
Curva temperatura-tempo normalizzata

Equazione scambio termico:
 $q = \alpha (T_f - T) + \epsilon \sigma (T_f^4 - T^4)$
[σ =costante di Boltzmann]

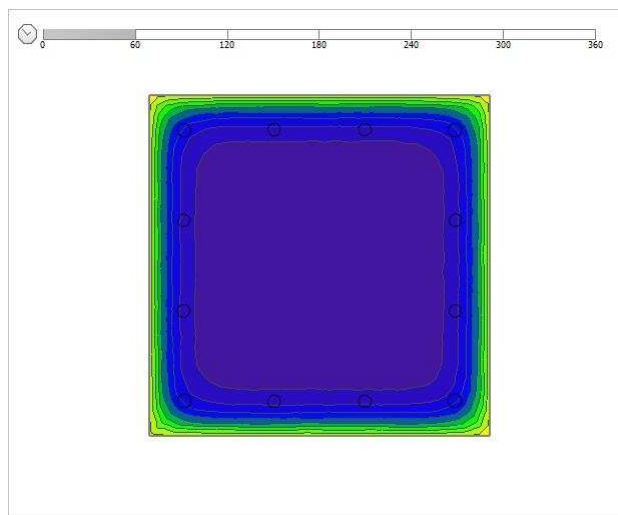
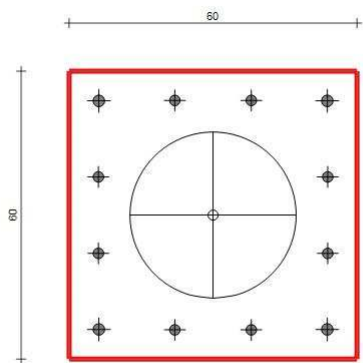
Temperatura Ambiente: $T_{amb} = 20$ °C

incendio normale

Time (min)	Temperature (°C)
30	842
60	945
90	1006
120	1049
150	1082
180	1110
210	1133
240	1153
270	1170
300	1186
330	1201
360	1214

Condizioni al contorno

Mapa termica



- Lato esposto al fuoco
- Lato in condizioni adiabatiche
- Lato non esposto

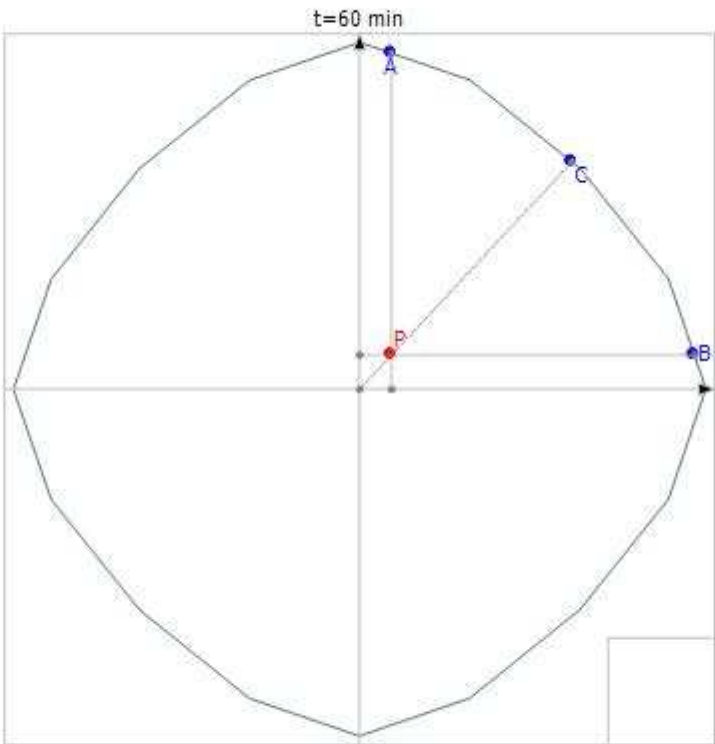
Lato esposto al fuoco			Lato esposto all'aria		
Emissività del materiale	$\epsilon_{\text{sup}} =$	0,7	Emissività del materiale	$\epsilon_{\text{sup}} =$	0,7
Emissività del fuoco	$\epsilon =$	1,0	Fattore di configurazione	$\phi =$	1,0
Fattore di configurazione	$\phi =$	1,0	Fattore di convezione	$h =$	6,0 W/m ² °C
Fattore di convezione	$h =$	25,0 W/m ² °C			

RISULTATI: Tempo di esposizione: 60 minuti

Isoterma T=500°C	Dominio di rottura: t=60 minuti
t= 60 min	

t= 60 min

Dominio di rottura: $t=60$ minuti



Proprietà delle barre di armatura

Ferro	X [cm]	Y [cm]	Ø [mm]	Temperatura [°C]	k _S (θ) ε=2%	k _S (θ) ε>=2%
1	-23,8	23,8	24	290	0,81	1,00
2	23,8	23,8	24	290	0,81	1,00
3	23,8	-23,8	24	290	0,81	1,00
4	-23,8	-23,8	24	290	0,81	1,00
5	-8,0	23,9	22	180	0,92	1,00
6	8,0	23,9	22	170	0,93	1,00
7	23,9	8,0	22	170	0,93	1,00
8	23,9	-8,0	22	180	0,92	1,00
9	8,0	-23,9	22	180	0,92	1,00
10	-8,0	-23,9	22	180	0,92	1,00
11	-23,9	-8,0	22	170	0,93	1,00
12	-23,9	8,0	22	170	0,93	1,00

Staffatura

Ø 10 ogni 10 cm, 4 bracci

Fattore di riduzione della resistenza al taglio a t=60 minuti: 1,00

Verifica a flessione

Coefficienti di sicurezza	
Coefficiente di sicurezza	-
M resistente	-
Verifica	-

Verifica a presso-flessione deviata

Coefficienti di sicurezza	
Coefficiente di sicurezza M_x =costante	9,82
Coefficiente di sicurezza M_y =costante	10,47
Coefficiente di sicurezza M_x/M_y =costante	6,64
Verifica	OK

Verifica al taglio – Direzione y

Resistenza	UM	Valore
V_{RD} (senza staffe)	kN	334,86
V_{RSD}	kN	1 514,72
V_{RCD}	kN	1 519,06
Verifica		ok

Verifica al taglio – Direzione x

Resistenza	UM	Valore
V_{RD} (senza staffe)	kN	334,83
V_{RSD}	kN	1 514,82
V_{RCD}	kN	1 518,92
Verifica		NO

Verifica all' isolamento

Coefficienti di sicurezza	
Temperatura massima	741
Temperatura media	167
Verifica	NO

Risultati verifica esposizione al fuoco secondo NTC e EC2

Dati geometrici della sezione

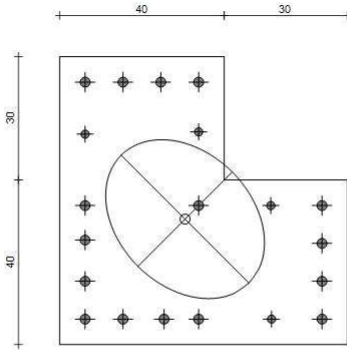
Nome della sezione:
L

Tipo di struttura: Pilastro

Area: 4000 cm²

Materiale della sezione: C30/37

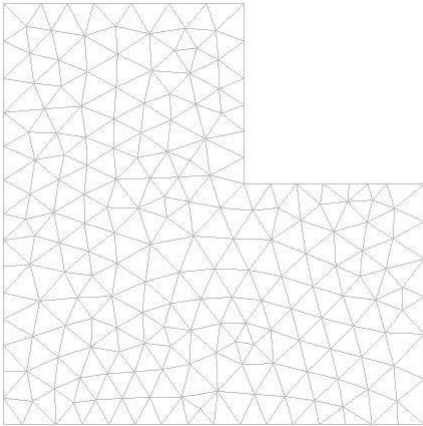
Materiale delle armature: B450C



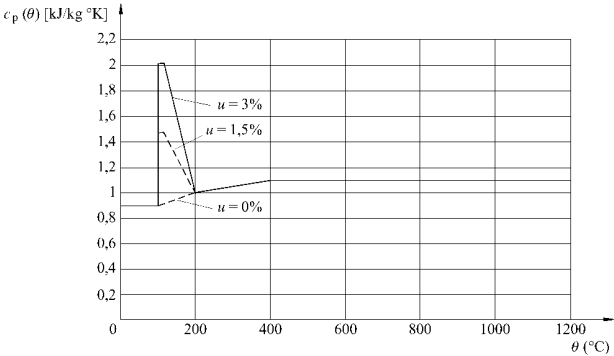
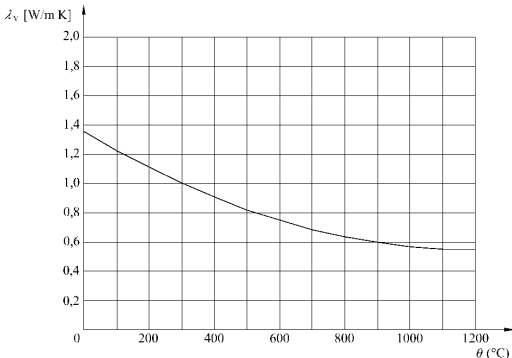
Discretizzazione della sezione

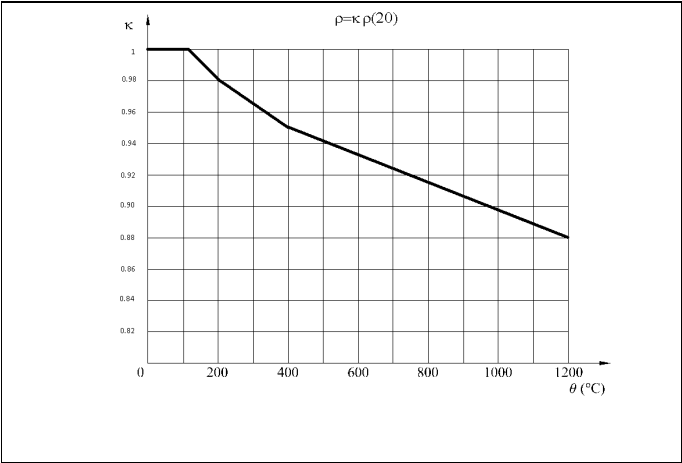
Nome della sezione:
L

Dimensione media mesh: 5 cm



Proprietà termiche dei materiali

Calcestruzzo: C30/37	
Calore specifico: c_c [kJ/kgK] umidità μ : 1,5%	Conducibilità termica: λ_c [W/m°K]
	
Densità: ρ (20) 2500 kg/m³	



Sollecitazioni

Carichi allo stato limite ultimo per azione eccezionale incendio

Combinazione	Azione assiale N [kN]	Taglio T _x [kN]	Taglio T _y [kN]	Momento flettente M _x [kN m]	Momento flettente M _y [kN m]
1	-1 000,00	0,00	0,00	33,00	90,00

INCENDIO - Tempo di esposizione: 60 minuti

Curva di incendio:
Curva temperatura-tempo normalizzata

Equazione scambio termico:
 $q = \alpha (T_f - T) + \epsilon \sigma (T_f^4 - T^4)$
[σ=costante di Boltzmann]

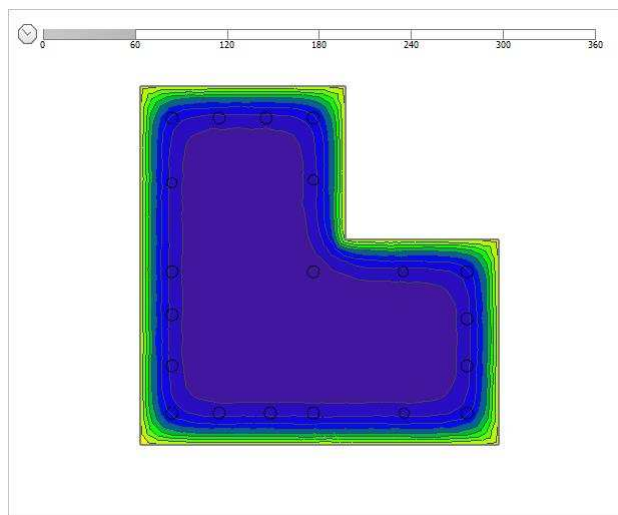
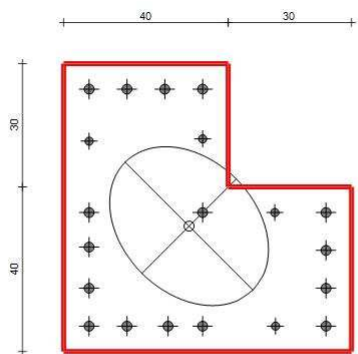
Temperatura Ambiente: $T_{amb} = 20\text{ °C}$

incendio normale

Tempo trascorso (min)	Temperatura (°C)
30	842
60	945
90	1006
120	1049
150	1082
180	1110
210	1133
240	1153
270	1170
300	1186
330	1201
360	1214

Condizioni al contorno

Mappa termica



- Lato esposto al fuoco
- Lato in condizioni adiabatiche
- Lato non esposto

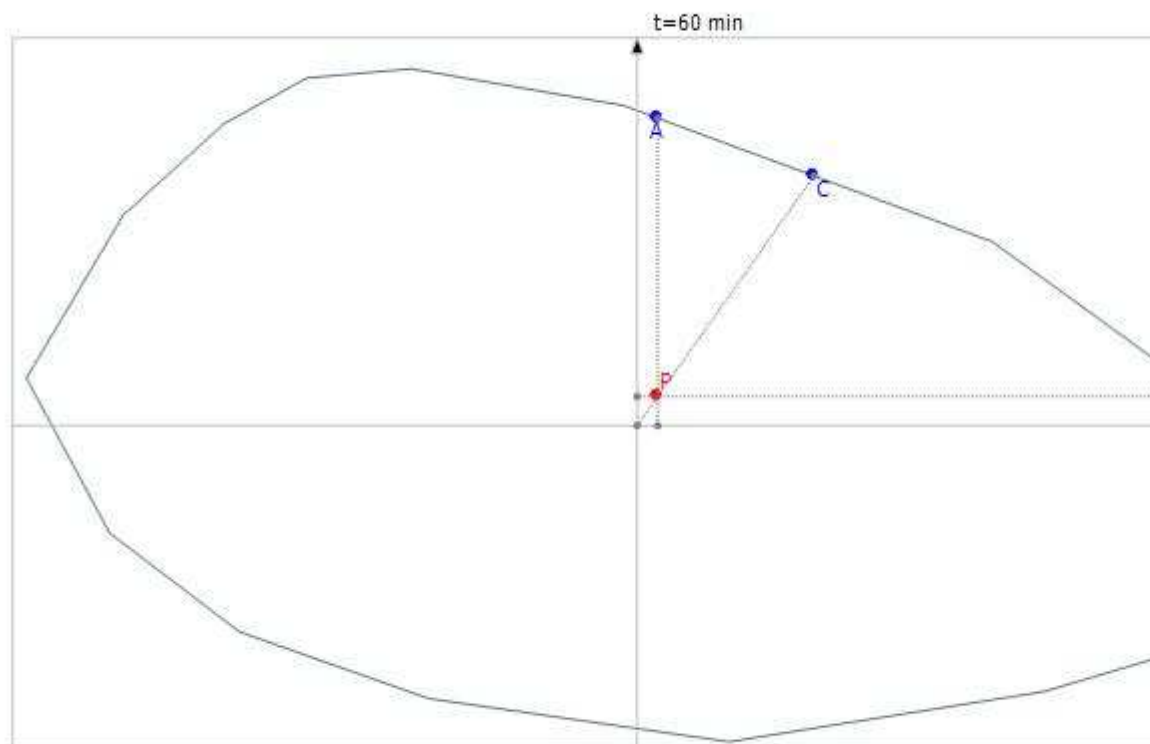
Lato esposto al fuoco			Lato esposto all'aria		
Emissività del materiale	$\epsilon_{\text{sup}} =$	0,7	Emissività del materiale	$\epsilon_{\text{sup}} =$	0,7
Emissività del fuoco	$\epsilon =$	1,0	Fattore di configurazione	$\phi =$	1,0
Fattore di configurazione	$\phi =$	1,0	Fattore di convezione	$h =$	6,0 W/m ² °C
Fattore di convezione	$h =$	25,0 W/m ² °C			

RISULTATI: Tempo di esposizione: 60 minuti

Isoterma T=500°C

Dominio di rottura: t=60 minuti

t= 60 min



Proprietà delle barre di armatura

Ferro	X [cm]	Y [cm]	Ø [mm]	Temperatura [°C]	$k_s(\theta) \ \varepsilon < 2\%$	$k_s(\theta) \ \varepsilon > 2\%$
1	-24,3	-24,3	24	290	0,81	1,00
2	-24,3	33,3	24	280	0,82	1,00
3	3,3	33,3	24	280	0,82	1,00
4	3,3	3,3	24	60	1,00	1,00
5	33,3	3,3	24	290	0,81	1,00
6	33,3	-24,3	24	290	0,81	1,00
7	-24,3	-5,1	24	180	0,92	1,00
8	-24,3	20,6	20	170	0,93	1,00
9	-15,1	33,3	24	180	0,92	1,00
10	-5,9	33,3	24	180	0,92	1,00
11	3,3	21,2	20	170	0,93	1,00
12	20,8	3,3	20	170	0,93	1,00
13	33,3	-5,9	24	170	0,93	1,00
14	33,3	-15,1	24	170	0,93	1,00
15	21,0	-24,3	20	170	0,93	1,00
16	-5,1	-24,3	24	180	0,92	1,00
17	-15,1	-24,3	24	170	0,93	1,00

18	3,3	-24,3	24	180	0,92	1,00
19	-24,3	-15,1	24	180	0,92	1,00
20	-24,3	3,3	24	170	0,93	1,00

Staffatura

Ø 10 ogni 10 cm, 2 bracci

Fattore di riduzione della resistenza al taglio a t=60 minuti: 1,00

Verifica a flessione

Coefficienti di sicurezza	
Coefficiente di sicurezza	-
M resistente	-
Verifica	-

Verifica a presso-flessione deviata

Coefficienti di sicurezza	
Coefficiente di sicurezza Mx=costante	10,56
Coefficiente di sicurezza My=costante	27,60
Coefficiente di sicurezza Mx/My=costante	8,58
Verifica	OK

Verifica al taglio – Direzione y

Resistenza	UM	Valore
V _{RD} (senza staffe)	kN	-14,85
V _{RSD}	kN	933,01
V _{RCD}	kN	937,79
Verifica		ok

Verifica al taglio – Direzione x

Resistenza	UM	Valore
V _{RD} (senza staffe)	kN	0,00
V _{RSD}	kN	0,00
V _{RCD}	kN	0,00
Verifica		ok

Verifica all' isolamento

Coefficienti di sicurezza	
Temperatura massima	-
Temperatura media	-
Verifica	OK