



## PROGETTO ESECUTIVO

### AMPLIAMENTO DEL LICEO CORRADINI DI THIENE

CIG 6885106934 - CUP F11E16000120005

#### Oggetto

#### Relazione di calcolo

Documento:

**R02**

**rev1**

Data

12/12/2018

Scala

1:50

Nome file

52\_17\_ESE\_ST\_R\_02\_01

#### COORDINATORE DEL GRUPPO DI PROGETTAZIONE INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

ing. Zoncheddu Flavio

#### PROGETTO ARCHITETTONICO

ing. Zoncheddu Flavio  
coll. arch. Alice Orlando

#### INDAGINI GEOLOGICHE ED AMBIENTALI

geol. Giovanni Dalla Valle

#### CALCOLI STRUTTURALI

ing. Paolo Franchetti

#### PROGETTAZIONE IMPIANTISTICHE

ing. Marco Battocchio

#### SISTEMAZIONI ESTERNE E VIABILITÀ

ing. Andrea Zanon

#### COORD. SICUREZZA PROGETTAZIONE

geom. Farronato Nicola

#### PROGETTAZIONE ACUSTICA

ing. Filippo Busato

**R.U.P.:** arch. Simone Picelli

#### ATP: MANDATARIA

**ZONCHEDDU E ASSOCIATI**

Zoncheddu - Brunello - Zanon - Battocchio - Andriollo - Farronato

#### ATP: MANDANTI

**FRANCHETTI S.r.l.**

arch. ALICE ORLANDO

ing. FILIPPO BUSATO

geol. GIOVANNI DALLA VALLE

	Revisione	Causale	Disegnato	Verificato
0	25/10/18	prima emissione	MM	AB
1	12/12/2018	validazione	MM	AB
2				

# 1 INDICE

1	INDICE.....	1
1.1	Indice delle figure.....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
3	INTRODUZIONE.....	7
3.1	Descrizione generale.....	7
4	LOCALIZZAZIONE .....	11
5	criteri generali di progettazione.....	12
5.1	PRESTAZIONI DI PROGETTO E PROCEDURE DI QUALITA' .....	12
5.2	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE STRUTTURE .....	12
6	Materiali impiegati.....	13
6.1	CALCESTRUZZO.....	13
6.2	ACCIAIO DA C.A. ....	13
6.3	ACCIAIO DA CARPENTERIA .....	14
7	COPRIFERRO .....	15
8	AZIONI SULLE STRUTTURE E CRITERI DI CALCOLO .....	17
8.1	COMBINAZIONE DELLE AZIONI CARATTERISTICHE ELEMENTARI DI CALCOLO (condizioni statiche) 17	
8.2	COMBINAZIONE DELLE AZIONI CARATTERISTICHE ELEMENTARI DI CALCOLO (condizioni sismiche) 18	
8.3	CRITERI PER IL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA E VERIFICA .....	18
9	ANALISI DEI CARICHI.....	19
9.1	PESI PROPRI.....	19
9.2	CARICHI PERMANENTI.....	19
9.2.1	Peso proprio solaio alleggerito.....	19
9.2.2	Carichi permanenti di piano e copertura.....	19
9.3	CARICHI ACCIDENTALI.....	19
9.4	CARICO NEVE .....	19
9.5	AZIONE DEL VENTO .....	20
10	CARATTERISTICHE DEI TERRENI .....	21
11	Azione Sismica.....	22
11.1	Periodo di Riferimento .....	22
11.2	Categoria del sottosuolo e condizioni topografiche.....	22
11.3	Definizione del Fattore di Struttura.....	22
11.3.1	Parametri Spettrali e Spettri .....	24



12	COMBINAZIONI DI CARICO .....	26
12.1	Stato Limite Ultimo .....	27
12.2	Combinazione dell'azione Sismica con le altre Azioni.....	27
12.3	Combinazioni Considerate .....	28
13	MODELLAZIONE FEM .....	29
13.1	Premessa .....	29
13.2	Modello FEM .....	29
13.3	Software utilizzati .....	31
14	ANALISI STRUTTURALI.....	32
14.1	L'Analisi Sismica.....	32
14.2	La Normativa Italiana .....	33
14.3	Analisi modale.....	33
14.3.1	Combinazione degli effetti (sovrapposizione modale).....	34
14.3.2	Analisi dinamica lineare in SAP2000 .....	35
14.3.3	Implementazione dello spettro di progetto in SAP2000.....	36
15	risultati dell'analisi .....	37
15.1	Pilastri.....	40
15.2	Pareti.....	41
15.3	Travi .....	44
15.3.1	Valutazione del momento di progetto .....	45
15.3.2	Valutazione del taglio di progetto .....	46
15.3.3	Verifica flessionale.....	48
15.3.4	Verifica a taglio .....	48
15.3.5	Progetto delle armature longitudinali.....	48
16	progetto e verifica del solaio .....	53
17	PROGETTO E VERIFICA DELLE PARETI .....	58
17.1	Pressoflessione.....	58
17.1.1	Valutazione del momento di progetto .....	58
17.1.2	Progetto dell'armatura longitudinale .....	58
17.1.3	Verifica a presso-flessione .....	58
17.1.4	Verifica dello sforzo normale.....	59
17.2	Taglio.....	59
17.2.1	Valutazione del taglio agente .....	59
17.2.2	Progetto dell'armatura a taglio .....	59
17.2.3	Valutazione del taglio resistente .....	59
17.2.4	Verifica a taglio .....	62

17.2.5	Risultati delle analisi .....	62
18	PROGETTO DEL NUCLEO ASCENSORE .....	138
19	PROGETTO E VERIFICA DEI PILASTRI.....	142
19.1	Poggetto delle armature longitudinali .....	142
20	MARTELLAMENTO .....	161
21	PROGETTO E VERIFICA della scala antincendio.....	162
21.1	Analisi dei carichi.....	163
21.2	Azioni climatiche: Temperatura.....	163
21.3	Modellazione FEM.....	163
21.4	Resistenza al fuoco della scala antincendio.....	170
22	progetto DELLE SCALE IN CA .....	173
22.1	Schema statico scala centrale.....	173
22.1.1	Combinazione dei carichi e sollecitazioni della struttura .....	173
22.2	Schema statico scala laterale.....	174
22.2.1	Combinazione dei carichi, sollecitazioni della struttura e verifica delle sezioni.....	175
22.2.1	Schema statico scala esterna sud.....	176
22.2.2	Analisi dei carichi .....	176
22.2.3	Schema statico.....	177
22.2.4	Combinazione dei carichi e sollecitazioni della struttura .....	177
22.2.5	Verifica agli SLU per Presso-flessione.....	178
22.2.6	Verifica agli SLU per taglio.....	179
22.3	Dimensionamento della scala esterna nord .....	180
22.3.1	Analisi dei carichi .....	180
22.3.2	Schema statico.....	180
22.3.3	Combinazione dei carichi e sollecitazioni della struttura .....	180
22.3.4	Verifica agli SLU per Presso-flessione.....	181
22.3.5	Verifica agli SLU per taglio.....	182
23	progetto e verifica delle FONDAZIONI .....	183
24	progetto e verifica dei muri di sostegno.....	188
24.1	Muro Nord.....	188
24.1.1	Geometria muro e fondazione.....	188
24.2	Progetto e verifica del muro di sostegno.....	189
24.2.1	Calcolo della spinta sul muro.....	189
24.2.2	Combinazioni di carico .....	191
24.2.3	Impostazioni di analisi .....	192
24.2.4	Analisi sismica.....	192

24.2.5	Tipi di analisi prodotte .....	193
24.3	Risultati dell'analisi.....	196
24.4	Muro Ovest.....	199
24.4.1	Geometria muro F e fondazione.....	199
24.5	Muro Sistemazioni esterne.....	203
24.5.1	Geometri dei muri riguardanti le sistemazioni esterne.....	203
25	progetto della rampa d'ingresso LATO NORD .....	206
25.1	Dimensionamento e verifica.....	207
25.1	Verifica degli ancoraggi.....	210
26	progetto della rampa d'ingresso LATO EST.....	210
26.1	Dimensionamento e verifica.....	213
26.2	Verifica degli ancoraggi.....	214
27	Dimensionamento e verifica: COPERTURA ASCENSORE.....	214
28	Dimensionamento e verifica: SOLAIO -1.40 [m].....	215

## 1.1 Indice delle figure

Figura 1 - Pianta Fondazioni - Quota -3.90.....	7
Figura 2 - Pianta 1° Solaio - Quota +0.00.....	8
Figura 3 - Pianta Copertura - Quota +11.85 .....	8
Figura 4 - Trave di copertura 30x30.....	9
Figura 5 - Prospetto Ovest.....	9
Figura 6 - Sezione 3 - Dettaglio muro .....	9
Figura 7 - Prospetto Pro Nord2 .....	10
Figura 8 - Corografia generale con ubicazione dell'area - scala 1:15000 .....	11
Figura 9 - Localizzazione dell'immobile oggetto di analisi.....	11
Figura 10 - Parametri caratteristici dello spettro di risposta in accelerazione per l'SLV e SLD.....	24
Figura 11 - Spettro di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali allo SLV.....	24
Figura 12 - Spettro di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali allo SLD .....	25
Figura 13 - coefficienti di combinazione adottati allo SLU .....	27
Figura 14 - coefficienti di combinazione adottati per la combinazione sismica.....	27
Figura 15 - Modello FEM - Vista Pro Sud-Ovest.....	30
Figura 16 - Modello FEM - Vista Pro Nord-Est.....	30
Figura 17 - Modello FEM - Vista in pianta.....	31
Figura 18 - Esempio di "single shock" .....	32
Figura 19 - Esempio di moto caratterizzato da irregolarità estrema. ....	33
Figura 20 - Modi principali di vibrare in direzione X e Y.....	35
Figura 21 - Tabella delle masse partecipanti fornita in output del software SAP2000.....	36
Figura 22 - Sforzi normali agenti sui pilastri.....	40
Figura 23 - Mx agente sui pilastri.....	40
Figura 24 - Sollecitazioni dei setti.....	41
Figura 25 - Momento agente sulle travi.....	44
Figura 26 - Sforzo di taglio agente sulle travi .....	45

Figura 27 – Sezione longitudinale del solaio S-180/315.....	53
Figura 28 – Pianta nomenclatura elementi verticali .....	62
Figura 29 - Geometri, deformazioni e tensioni di una trave presso-inflessa allo SLU.....	143
Figura 30 – Modello FEM della scala antincendio.....	162
Figura 31 – Sezione trasversale della scala antincendio.....	162
Figura 32 – Valori di $\Delta T_u$ per gli edifici.....	163
Figura 33 – Modello FEM – Distribuzione dei carichi.....	164
Figura 34 – Modello FEM della scala antincendio .....	164
Figura 35 – Momento agente sulla scala .....	165
Figura 36 – Taglio agente sulla scala .....	166
Figura 37 – Sforzo normale agente sulla scala.....	167
Figura 38 – Profilati metallici Travi UPN.....	168
Figura 39 – Profilati metallici Travi IPE.....	168
Figura 40 – Modello FEM della scala antincendio.....	169
Figura 41 – Fattori di riduzione per le relazioni tensione-deformazione dell'acciaio .....	170
Figura 42: Sollecitazioni di inviluppo slv e slu scala centrale knm .....	173
Figura 43: Sollecitazioni di inviluppo slv e slu scala centrale knm.....	175
Figura 44 Verifica a momento positivo per armatura di mezzeria e a momento negativo epr armatura di appoggio .....	179
Figura 45 schemi statici .....	180
Figura 46 Verifica a momento positivo per armatura di mezzeria e a momento negativo epr armatura di appoggio .....	182
Figura 47 – Coefficienti parziali sui parametri geotecnici.....	183
Figura 48 – Modello FEM delle fondazioni .....	184
Figura 49 – Modulo di reazione verticale del terreno.....	184
Figura 50 – Taglio agente in fondazione.....	185
Figura 51 – Momenti agenti in fondazione .....	185
Figura 52 – Sezione 1: localizzazione Dettaglio E .....	188
Figura 53 – Risultati dell'analisi.....	196
Figura 54 – Sezione 1: localizzazione Dettaglio F .....	199
Figura 55 – Risultati dell'analisi.....	200
Figura 56 – Sezione 1: localizzazione Dettaglio F .....	203
Figura 57 – Risultati dell'analisi.....	203
Figura 58 – Dettaglio passerella nord.....	206
Figura 59 – Profilati metallici Travi HE220A.....	209
Figura 60 – Profilati metallici Travi HE100A.....	209
Figura 61:Diagramma dei momenti kNm .....	214
Figura 62: Freccia m .....	215
Figura 63:Diagramma dei momenti kNm.....	216
Figura 64: Freccia m .....	216

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Legge n. 64 del 02/02/1974: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D.M. 9 gennaio 1996: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- Circolare Min. LL.PP. n. 252 del 15 ottobre 1996: Istruzioni per l'applicazione "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 09.01.1996;
- D.M. 16 gennaio 1996: Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- Circolare Min. LL.PP. n. 156 del 04 luglio 1996: Istruzioni per l'applicazione "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996;
- ENV 206: Calcestruzzo – Prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità;
- EC 2: Progettazione delle strutture cementizie; P. 1: Regole generali e regole per gli edifici;
- EC 7: Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali;
- OPCM 3274 della Presidenza Consiglio dei Ministri del 25 marzo 2003: Normativa sismica;
- DGR – Regione Veneto n. 3645 del 28.11.2003: Allegato A "Categorie di edifici di interesse strategico e opere infrastrutturali di rilievo fondamentale per la protezione civile; Allegato B "Categorie di edifici e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso"; Allegato C "Indicazioni per le verifiche tecniche da effettuarsi su edifici e opere strategiche o importanti, ai sensi di quanto previsto ai commi 3 e 4 dell'art. 2 dell'ordinanza 3274/2003";
- OPCM 3362 del 08.07.2004: Modalità di attivazione Fondo per investimenti straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri istituito ai sensi dell'art. 32-bis del decreto legge 30 settembre 2003, n. 269 convertito, con modificazioni, dalla legge 24;
- OPCM 3431 del 03.05.2005: Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- DPCM 06/06/2005: Assegnazione alla Regione Veneto di risorse finanziarie ai sensi dell'art. 32-bis del decreto legge 30 Settembre 2003, n. 269, convertito con modificazioni dalla legge 24 Novembre 2003, n. 326;
- DGR – Regione Veneto n. 2954 del 11.10.2005: Graduatoria delle verifiche tecniche (OPCM 3362/04, art. 1, c. 4, lettera a) finanziate con DPCM in data 6 giugno 2005;
- OPCM 3519 del 28.04.2006: Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone;
- D.M. 17 Gennaio 2018: Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;



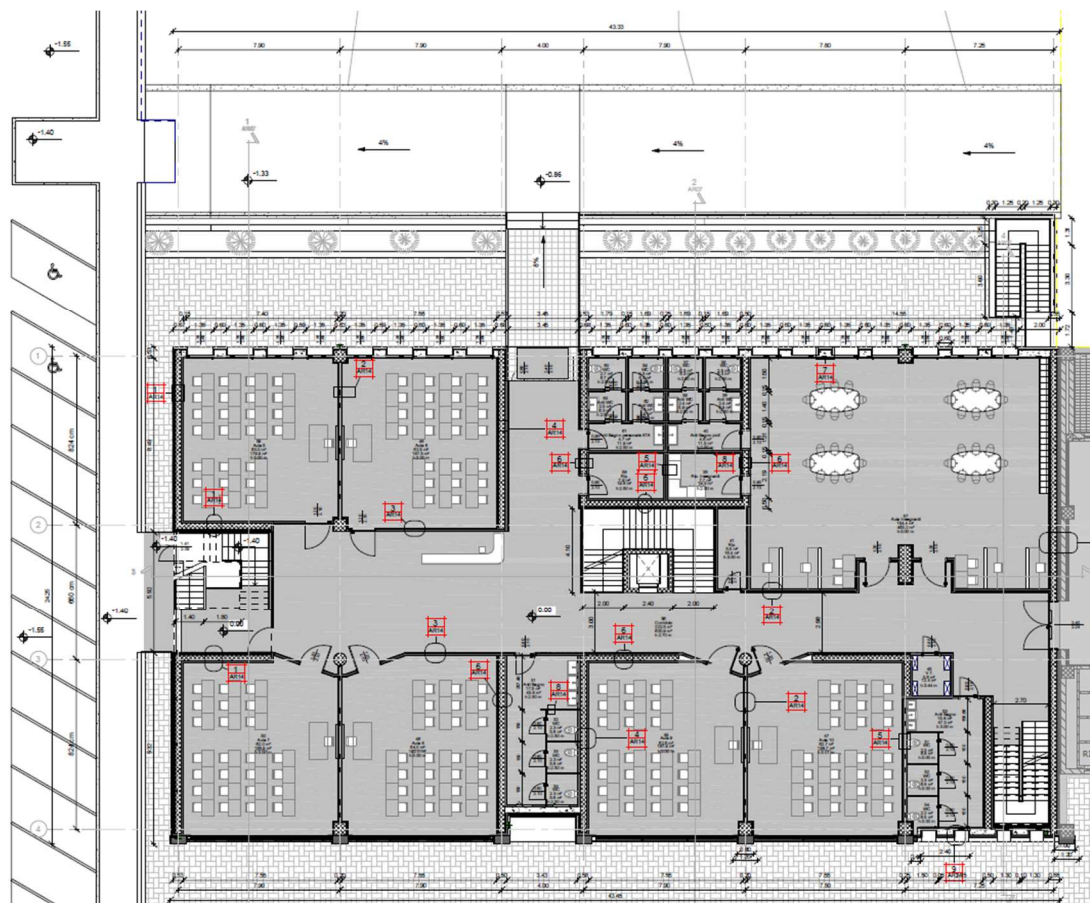


Figura 2 - Pianta 1° Solaio - Quota +0.00

La struttura di copertura è a due falde nel lato est ed ovest dell'edificio, mentre il resto dell'edificio risulta essere costituito da una copertura piana, come è possibile vedere nella Fig3. La copertura a falda realizzata sul lato est presenta un lucernario.

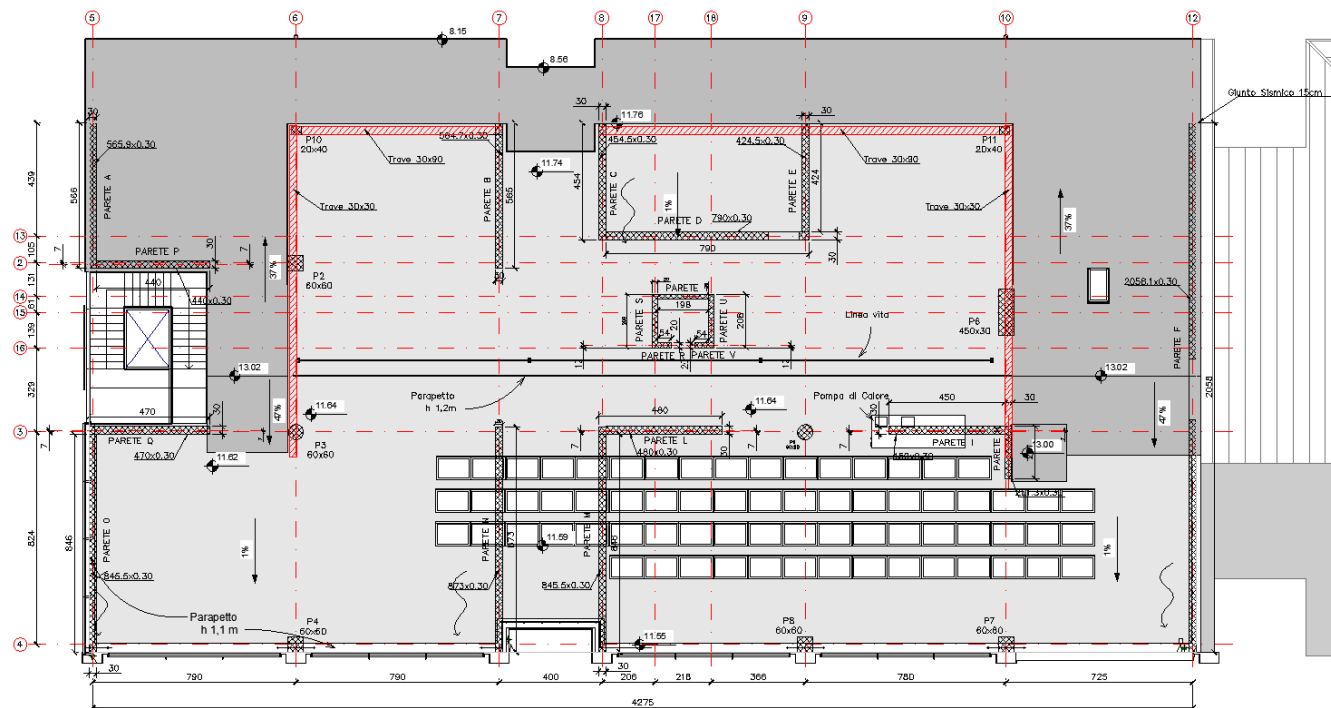
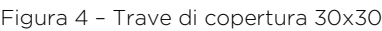


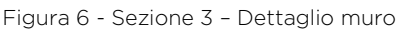
Figura 3 - Pianta Copertura - Quota +11.85



RTI: ZONCHEDDU E ASSOCIATI STUDIO FRANCHETTI SRL ING. FILIPPO BUSATO ARCH. ALICE ORLANDO GEOL. GIOVANNI DALLA VALLE



RTI: ZONCHEDDU E ASSOCIATI STUDIO FRANCHETTI SRL ING. FILIPPO BUSATO ARCH. ALICE ORLANDO GEOL. GIOVANNI DALLA VALLE





Nel lato Nord verrà realizzato un muro di sostegno di altezza variabile (Fig.8) al disopra del quale poggia una passerella in acciaio che servirà per accedere all'istituto dalla quota -0.82 alla quota +0.00 (Fig.9). La passerella sarà realizzata con travi HE220A e HE100A.



Figura 7 - Prospetto Pro Nord2

La progettazione esecutiva si articola principalmente nei seguenti aspetti principali:

- dimensionamento e verifica degli elementi verticali (pareti e pilastri);
- dimensionamento e verifica dei solai di piano e di copertura;
- dimensionamento e verifica delle strutture di fondazione;
- dimensionamento e verifica dei muri di sostegno;
- dimensionamento e verifica delle strutture di accesso in acciaio (passerelle);
- dimensionamento e verifica della scala di emergenza in acciaio.

## 4 LOCALIZZAZIONE

Il lotto dove verrà realizzata l'opera è situato in una zona urbanizzata (Fig.11) in Via dei Tigli nel Comune di Thiene (VI), a qualche centinaio di metri a sud est del centro di Thiene in zona pianeggiante e le quote dei terreni sono pari a circa 105 m s.l.m. Per la corretta valutazione dei parametri sismici si è provveduto a determinare le coordinate GPS tramite l'ausilio di Google Maps (Fig.12): 45.422332 N - 11.291735 E.



Figura 8 - Corografia generale con ubicazione dell'area - scala 1:15000



Figura 9 - Localizzazione dell'immobile oggetto di analisi.

## 5 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

### 5.1 PRESTAZIONI DI PROGETTO E PROCEDURE DI QUALITA'

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente. A tal fine è stata posta attenzione al tipo della struttura, al suo uso e alle possibili conseguenze di azioni anche accidentali; particolare rilievo è stato dato alla sicurezza delle persone.

Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura al fine di accertare, in fase di dimensionamento, che essi non vengano mai superati. Nello specifico, per quanto riguarda la definizione della vita utile della struttura, si rimanda a quanto precisato nei successivi paragrafi.

Altrettanta cura viene adoperata per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera. Per quanto riguarda la durabilità vengono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

In fase di costruzione dovranno essere attuate severe procedure di controllo sulla qualità, in particolare per quanto riguarda materiali, componenti, lavorazione, metodi costruttivi.

### 5.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE STRUTTURE

Il criterio adottato per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche è quello semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego parziale dei coefficienti di sicurezza (metodo di primo livello). Secondo tale impostazione la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra il frattile inferiore delle resistenze e le sollecitazioni corrispondenti al frattile delle azioni che minimizza la sicurezza, dopo aver opportunamente ridotto le resistenze e amplificato le azioni portandole ai valori "di calcolo" tramite l'applicazione dei corrispondenti coefficienti parziali:

$$\text{Verifica della sicurezza:} \quad R_d \geq E_d$$

## 6 MATERIALI IMPIEGATI

### 6.1 CALCESTRUZZO

#### CONDIZIONI AMBIENTALI

- R Ambiente poco aggressivo
- Umidità relativa strutture di fondazione: RH = 80%
- Umidità relativa strutture in elevazione: RH = 50%
- Condizioni ambientali: ordinarie
- Classe di esposizione per strutture di fondazione XC2
- Classe di esposizione per strutture in elevazione XC1
- Armatura: lenta (poco sensibile alla corrosione)
- Apertura delle fessure strutture di fondazione:  $\leq w_1$
- Apertura delle fessure strutture in elevazione:  $\leq w_2$
- Copriferro minimo per pilastri, pareti 45mm
- Copriferro minimo travi 40mm
- Copriferro minimo per solai 30mm

#### VALORI ASSUNTI PER IL CALCOLO

- Resistenza cubica caratteristica a compressione  $R_{ck}$  35 N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza cilindrica caratteristica a compressione  $f_{ck}$  28 N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza caratteristica a trazione  $f_{ctk,0.05}$  1.98 N/mm<sup>2</sup>
- Modulo di elasticità secante  $E_{cm}$  32.588 N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza a compressione di calcolo  $f_{cd}$  15.87 N/mm<sup>2</sup>
- Deformazione massima a rottura per flessione  $\epsilon_c$  0,35%
- Deformazione massima a rottura per compressione  $\epsilon_c$  0,20%
- Deformazione massima a rottura per trazione  $\epsilon_t$  0,015%
- Resistenza a trazione  $f_{ctd}$  1,32 N/mm<sup>2</sup>

### 6.2 ACCIAIO DA C.A.

#### BARRE DI ACCIAIO CONTROLLATE IN STABILIMENTO

- Tipo B450C
- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} \geq 450$  N/mm<sup>2</sup>
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} \geq 540$  N/mm<sup>2</sup>
- Allungamento  $(A_{gt})_k \geq 7,5$  %
- Rapporto  $(f_t/f_y)_k \geq 1,15$  e  $< 1,35$
- Rapporto  $(f_y/f_{ynom})_k \leq 1,25$
- Sovrapposizioni barre  $\geq 50$  diametri

#### RETI E TRALICCI DI ACCIAIO ELETTROSALDATI

- Tipo B450C
- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} \geq 450$  N/mm<sup>2</sup>
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} \geq 540$  N/mm<sup>2</sup>
- Allungamento  $(A_{gt})_k \geq 7,5$  %
- Rapporto  $(f_t/f_y)_k \geq 1,15$  e  $< 1,35$

- Rapporto  $(f_y/f_{ynom})_k$   $\leq 1,25$
- Sovrapposizioni  $\geq 2$  maglie

#### VALORI ASSUNTI PER IL CALCOLO

- Tensione caratteristica di snervamento (rottura conv.)  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura convenzionale  $f_{tk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo  $f_{yd} = 390 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità  $E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione massima a snervamento  $\varepsilon_{yd} = 0,2\%$
- Deformazione massima a rottura  $\varepsilon_{ys} = 1,0\%$

### 6.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA

#### PER PROFILATI, BARRE, LARGHI PIATTI E LAMIERE ( $t \leq 40 \text{ mm}$ )

- Tipo S275
- Tensione di rottura a trazione  $f_t \geq 430 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento  $f_y \geq 275 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento percentuale a rottura  $\varepsilon_t \geq 24\%$

#### PER PROFILI CAVI

- Tipo S275
- Tensione di rottura a trazione  $f_t \geq 430 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento  $f_y \geq 275 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento percentuale a rottura  $\varepsilon_t \geq 21\%$

#### VALORI ASSUNTI PER IL CALCOLO

- Resistenza caratteristica  $f_{yk,c} = 275 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità  $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione massima a snervamento  $\varepsilon_{yd} = 0.2\%$
- Deformazione massima a rottura  $\varepsilon_{ys} = 1.0\%$

## 7 COPRIFERRO

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) è stato dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature..

Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature sono stati rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Il copriferro e l'interferro delle armature devono essere dimensionati anche con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni

di aderenza con il calcestruzzo.

Con riferimento al §4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) rispetta quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti,...) o monodimensionale (travi, pilastri,...). A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità. I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a  $C_{min}$  i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm. Per acciai inossidabili o in caso di adozione di altre misure protettive contro la corrosione e verso i vani interni chiusi di solai alleggeriti (alveolari, predalles, ecc.), i copriferri potranno essere ridotti in base a documentazioni di comprovata validità.

**Tabella C4.1.IV** Copriferri minimi in mm

$C_{min}$	$C_0$	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Avendo scelto di progettare seguendo le specifiche della classe di resistenza al fuoco REI60 si sono dunque consultate anche le tabelle circa i corrispondenti copriferri.



## SOLAI E SOLETTE

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 monodirez.	80 / 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65
Solai misti di lamiera di acciaio con cls <sup>(1)</sup>	80 / 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65
Solai a travetti con alleggerimento <sup>(2)</sup>	160 / 15	200 / 30	240 / 35	240 / 45	300 / 60	300 / 75
Solai a lastra con alleggerimento <sup>(3)</sup>	160 / 15	200 / 30	240 / 35	240 / 45	300 / 60	300 / 75

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 H e a ne devono tenere conto nella seguente maniera: 10 mm di intonaco normale (definizione in D.4.1) equivale ad 10 mm di calcestruzzo; 10 mm di intonaco protettivo antincendio (definizione in D.4.1) equivale a 20 mm di calcestruzzo. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

(1) In caso di lamiera grecata H rappresenta lo spessore medio della soletta. Il valore di a non comprende lo spessore della lamiera. La lamiera ha unicamente funzione di cassero. In caso contrario la lamiera va protetta secondo quanto indicato in D.7.1

(2) Deve essere sempre presente uno strato di intonaco normale di spessore non inferiore a 20 mm ovvero uno strato di intonaco isolante di spessore non inferiore a 10 mm.

(3) In caso di alleggerimento in polistirene o materiali affini prevedere opportuni sfoghi delle sovrappressioni.

## 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)  $\leq 6$  m (per pilastri di piani intermedi) ovvero  $\leq 4,5$  m (per pilastri dell'ultimo piano);

- 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

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.

## 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.

A valle di ciò come già specificato nel paragrafo precedente si è utilizzato (da baricentro armature):

- Copriferro minimo per pilastri, pareti 45mm
- Copriferro minimo travi 40mm
- Copriferro minimo per solai 30mm

## 8 AZIONI SULLE STRUTTURE E CRITERI DI CALCOLO

L'approccio lineare elastico è stato seguito per le analisi compiute in condizioni statiche, mentre per tenere in debito conto gli effetti dovuti alle sollecitazioni sismiche si è fatto ricorso all'analisi dinamica modale mediante spettro di risposta. Il modello di calcolo prevede che alla base dei setti siano imposti dei vincoli rigidi che simulano l'incastro al piede offerto dalle fondazioni. In tal modo è possibile, a partire dalla sollecitazione al piede, desumere la sollecitazione sui setti stessi; inoltre lo schema adottato massimizza le forze agenti sui setti stessi.

Secondo il criterio adottato si considerano tre tipologie di azioni dirette (forze concentrate e carichi distribuiti) ritenendo trascurabile l'effetto di altre tipologie di azione quali: azioni indirette (spostamenti impressi, variazioni di temperatura, cedimenti, precompressione ritiro ecc..) e azioni da degrado.

- A. Statiche: azioni applicate alla struttura in maniera quasi statica;
- B. Pseudo statiche: dinamiche rappresentabili con un'azione statica equivalente;
- C. Dinamiche: azioni che causano una apprezzabile accelerazione nella struttura.

Di seguito si indicheranno le azioni elementari secondo la variazione della loro intensità nel tempo con:

- G: carichi permanenti che agiscono durante tutta la vita della costruzione;
- Q: carichi variabili che agiscono durante un periodo di tempo più o meno lungo nella vita nominale della costruzione;
- E: azioni sismiche.

Ognuna di queste azioni indicata con il pedice k rappresenta il suo valore caratteristico, ossia, il valore che si presenta con un frattile del 95% in relazione alla popolazione dei massimi nel periodo di riferimento.

### 8.1 COMBINAZIONE DELLE AZIONI CARATTERISTICHE ELEMENTARI DI CALCOLO (condizioni statiche)

Le azioni elementari statiche vengono combinate pesandole con i relativi coefficienti parziali di sicurezza secondo le seguenti combinazioni di calcolo.

Stato limite ultimo - dimensionamento elementi strutturali

Combinazione di calcolo ultima: 
$$f_{du} = \gamma_g \sum_{i=1}^n G_{ki} + \gamma_q \left[ Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{oi} Q_{ki} \right]$$

con  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$  relativi alla condizione A1 di tab.2.6.I

Stato limite esercizio - dimensionamento elementi in esercizio, stato limite di apertura delle fessure, stato limite di deformazione, pressione al suolo di fondazione.

Combinazione di calcolo rara: 
$$f_{dr} = \sum_{i=1}^n G_{ki} + \left[ Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{oi} Q_{ki} \right]$$

Combinazione di calcolo frequente: 
$$f_{df} = \sum_{i=1}^n G_{ki} + \left[ \psi_{1i} Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{ki} \right]$$

Combinazione di calcolo quasi permanente: 
$$f_{dqp} = \sum_{i=1}^n G_{ki} + \left[ \sum_{i=1}^n \psi_{2i} Q_{ki} \right]$$



I coefficienti che tengono in considerazione la concomitanza e la frequenza delle azioni sono assunti come da normativa per le categorie di azione variabile presenti nei fabbricati in oggetto:

CATEGORIA DELL'AZIONE VARIABILE	$\psi_o$	$\psi_1$	$\psi_2$
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Neve a quota < 1000 m.s.l.n.	0,5	0,2	0

## 8.2 COMBINAZIONE DELLE AZIONI CARATTERISTICHE ELEMENTARI DI CALCOLO (condizioni sismiche)

L'azione sismica è combinata con le altre azioni tramite la:

$$f_{de} = \sum_{i=1}^n G_{ki} + E + \left[ \sum_{i=1}^n \psi_{2i} Q_{ki} \right]$$

Associata alle masse gravitazionali:

$$f_{d,mg} = \sum_{i=1}^n G_{ki} + \left[ \sum_{i=1}^n \psi_{2i} Q_{ki} \right]$$

## 8.3 CRITERI PER IL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA E VERIFICA

Il criterio di analisi utilizzato è quello lineare dinamico così come definito D.M.17.01.18 cap.7.3.3.1. Le sollecitazioni relative a ciascun modo proprio di vibrare della struttura vengono combinate con il metodo SRSS.:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j}$$

in cui  $E$ ,  $E_i$ ,  $E_j$  sono rispettivamente l'azione sismica, l'azione relativa al modo  $i$  e l'azione relativa al modo  $j$ .

Il coefficiente di correlazione tra i modi che tiene in considerazione il fatto che gli effetti dei vari modi si combinano in funzione del rapporto  $\beta_{ij}$  tra i periodi propri di vibrazione associati al modo  $i$  e al modo  $j$ :

$$\beta_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \left[ (1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} \right]}$$

Le azioni così ottenute per le tre direzioni cartesiane vengono combinate nel seguente modo:

$$E = E_x + 0,3E_y + 0,3E_z$$

tenendo in considerazione l'azione lungo  $z$  solo nei casi previsti dal cap.7.2.1.

## 9 ANALISI DEI CARICHI

La determinazione dei carichi che gravano sulla struttura è stata effettuata facendo riferimento al  $m^2$ . I calcoli riportati di seguito fanno riferimento sia al solaio interno che di copertura.

### 9.1 PESI PROPRI

- Calcestruzzo armato 25,00 kN/m<sup>3</sup>
- Acciaio da carpenteria 78,50 kN/m<sup>3</sup>

Nota: Le masse delle murature vengono computate in automatico dal software di calcolo.

### 9.2 CARICHI PERMANENTI

La determinazione dei carichi che gravano sulla struttura è stata effettuata facendo riferimento al  $m^2$ .

#### 9.2.1 Peso proprio solaio alleggerito

Il solaio che si è scelto di realizzare sia nei solai interni che di copertura ha un comportamento a piastra alleggerito a portanza bidirezionale di spessore pari a 30 cm e avente un peso proprio pari a:

$$G_{k1} = 5.18 \text{ kN/m}^2.$$

#### 9.2.2 Carichi permanenti di piano e copertura

Il peso dovuto ai carichi permanenti non strutturali, comprendenti il pavimento, i tramezzi, gli impianti, etc, risulta essere pari a:

$$G_{k2} = 3.30 \text{ kN/m}^2$$

A favore di sicurezza tale carico viene applicato anche in copertura dove insistono i carichi dovuti all'impianto fotovoltaico. Quest'ultimo infatti incide con una pressione di circa 1 kN/m<sup>2</sup>.

### 9.3 CARICHI ACCIDENTALI

La definizione dei carichi di esercizio agenti sul solaio, avviene in accordo con la Tab 3.1.II del D.M. 18 facendo riferimento ai carichi accidentali per ambienti scolastici, e quindi ricadenti nella Categoria C1 (Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento):

$$Q_{k2} = 3.0 \text{ kN/m}^2$$

Per quanto riguarda, invece, il solaio di copertura di tutta la struttura, essendo il solaio non praticabile, facendo riferimento alla Tab. 3.1.II del D.M. 18, si ricade nella Categoria H:

$$Q_{k2} = 1.2 \text{ kN/m}^2$$

### 9.4 CARICO NEVE

- Zona I
- Altezza sul livello del mare:  $a_s \leq 200 \text{ m s.l.m.}$
- Carico neve al suolo caratteristico:  $q_{s,k} = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- Tipo di copertura piana
- Inclinazione della falda rispetto all'orizzontale:  $\alpha_1 \leq 30^\circ$
- Coefficiente di forma copertura  $\mu_1 = 0.8$
- Topografia "normale"

- Coefficiente di esposizione:  $C_e = 1,0$
- Coefficiente termico:  $C_t = 1,0$

Carico neve copertura:

$$q_{s,1} = q_{s,k} \mu_1 c_t c_e = 1.2 \text{ kN/m}^2$$

## 9.5 AZIONE DEL VENTO

Il carico vento viene trascurato in quanto non contemporaneamente agente con il sisma, secondo quanto prescritto dalla normativa vigente, e di valore inferiore a quella dell'azione sismica, azione orizzontale dominante per lo studio del comportamento della struttura in esame.

## 10 CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Come deducibile dalla relazione geologica condotta per il sedime in esame dal Dr. Geol. Dalla Valle Giovanni, cui si rimanda, le caratteristiche del terreno alla quota d'imposta della fondazione, prevista a circa -4.00 m dal p.c. sono le seguenti:

peso di volume	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
angolo d'attrito interno	$\phi = 35^\circ$
coesione non drenata	$c = 0 \text{ kPa}$

Secondo la classificazione prevista dal D.M. 17/01/2018, la categoria del suolo di fondazione è la seguente:

CATEGORIA C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
-------------	--

Dalla relazione geologica si evince come le fondazioni andrebbero ad insistere su un orizzonte **C** (ghiaia sabbiosa) con buone caratteristiche geotecniche tali garantire la fruibilità dell'opera, soprattutto in termini di cedimenti totali e differenziali.

Durante le prove non è stata riscontrata la presenza d'acqua di falda.

L'interpretazione stratigrafica ottenuta dalle prove penetrometriche dinamiche è schematizzata nella tabella sottostante:

Profondità (m)	Litologia correlata	Orizzonte	N <sub>SPT</sub>
0.00 – 0.40	Terreno di riporto	A	15
0.40 – 1.20	Ghiaia limosa	B	10
1.20 – 4.5	Ghiaia debolmente sabbiosa	C	26
4.5 – 5.5	Sabbia ghiaiosa	D	30
5.5 – fine prova	Ghiaia sabbiosa	E	50

## 11 AZIONE SISMICA

La definizione dell'azione sismica avviene in accordo al § 3.2 del D.M. 17/01/18.

Sulla base dell'**Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri** n°3274 del 20 marzo 2003 il Comune di **Thiene** risulta inserito nella **Zona 3** della classificazione delle zone sismiche, caratterizzata da un valore dell'accelerazione sismica  $a_g$  pari a 0.15 g.

### 11.1 Periodo di Riferimento

Il periodo di riferimento dell'azione sismica  $V_R$  è ottenuto dalla seguente relazione (§ 2.4.3 D.M.18):

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

con: -  $V_R$  periodo di riferimento dell'azione sismica;

- $V_N$  vita nominale dell'opera strutturale, ovvero, il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I del D.M.18.
- $C_U$  coefficiente d'uso, funzione della classe d'uso dell'edificio riferendosi alla Tabella 2.4.II del D.M.18.

La nuova costruzione appartiene al tipo 2 – “Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale” – la cui vita nominale viene fissata pari a:

$$V_N \geq 50 \text{ anni}$$

mentre si dovrà fare riferimento alla classe d'uso III cui corrisponde un coefficiente d'uso

$$C_U = 1,5$$

Ne consegue che l'azione sismica deve essere valutata in relazione al periodo di riferimento definito come:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \text{ anni.}$$

### 11.2 Categoria del sottosuolo e condizioni topografiche

Come definito al paragrafo 9 del presente documento, la categoria di sottosuolo è di tipo C e le condizioni topografiche di tipo T1 – “Superficie piane, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ” riferendosi alla Tabella 3.2.III del D.M. 18.

### 11.3 Definizione del Fattore di Struttura

Al § 7.3.1 delle NTC '18 il fattore di struttura  $q$  è definito come segue:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

- $q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura, che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto di sovrarresistenza  $\alpha_u/\alpha_1$ , rapporto 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 cui 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, come definito al § 7.3.1 delle NTC '18, e che vale  $K_R = 1$  per costruzioni regolari in altezza o  $K_R = 0.8$  per costruzioni non regolari in altezza.

La seguente tabella riporta  $q_0$  relativo alle varie tipologie strutturali sismo-resistenti previste dalla Norma al §7.3.1, Tab.7.3.II:

Tipologia	$q_0$	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste telaio-pareti	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2	3
Strutture a pendolo inverso	1,5	2

Per strutture non regolari in pianta, quali quella in esame, il rapporto di sovrarresistenza può essere stabilito in base a quanto riportato nella seguente tabella:

Tipologia: Strutture a pareti accoppiate miste o equivalenti		$\alpha_u / \alpha_1$
Strutture assimilabili a telaio	Strutture a telaio di un piano	1,1
	Strutture a telaio con più piani ed una sola campata	1,2
	Strutture a telaio con più piani e più campate	1,3
Strutture assimilabili a pareti	Strutture con due sole pareti non accoppiate per direzione orizzontale	1,0
	Altre strutture a pareti non accoppiate	1,1
	Strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti	1,2

La struttura in esame rientra tra le strutture **a pareti o miste equivalenti a pareti** poiché più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai setti. Ciò si riscontra valutando il taglio alla base degli elementi verticali.

Per quanto detto, il calcolo del fattore di struttura per l'edificio in esame risulta dai seguenti passi:

Caratteristiche della struttura	
Classe di duttilità della struttura	CD "B"
Tipologia di struttura: strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$
Rapporto $\alpha_u / \alpha_1$ : strutture miste equivalenti a pareti	1,2
Fattore $q_0$	$3,0 \times 1,2 = 3,6$
Struttura non regolare in altezza $K_R$	0,8
Fattore di struttura $q$	$3,0 \times 1,2 \times 0,8 = 2,88$

### 11.3.1 Parametri Spettrali e Spettri

Una volta definiti i parametri di cui ai paragrafi precedenti si passa alla definizione dello spettro utilizzando il foglio di calcolo Excel "Spettri-NTCver1.0.3" distribuito gratuitamente dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Si riportano quindi gli spettri di risposta per lo SLV e SLD ed i relativi parametri caratteristici.

STATO LIMITE		
	SLD	SLV
$a_g/g$	0,06	0,16
$F_0$	2,48	2,4
$T^*c$	0,25	0,28
$S_s$	1,50	1,46
$C_c$	1,65	1,58
$S_t$	1,00	1,00
$q$	2,88	2,88
$S$	1,50	1,46
$\eta$	0,34	0,34
$T_b$	0,14	0,15
$T_c$	0,42	0,45
$T_d$	1,84	2,26

Figura 10 - Parametri caratteristici dello spettro di risposta in accelerazione per l'SLV e SLD

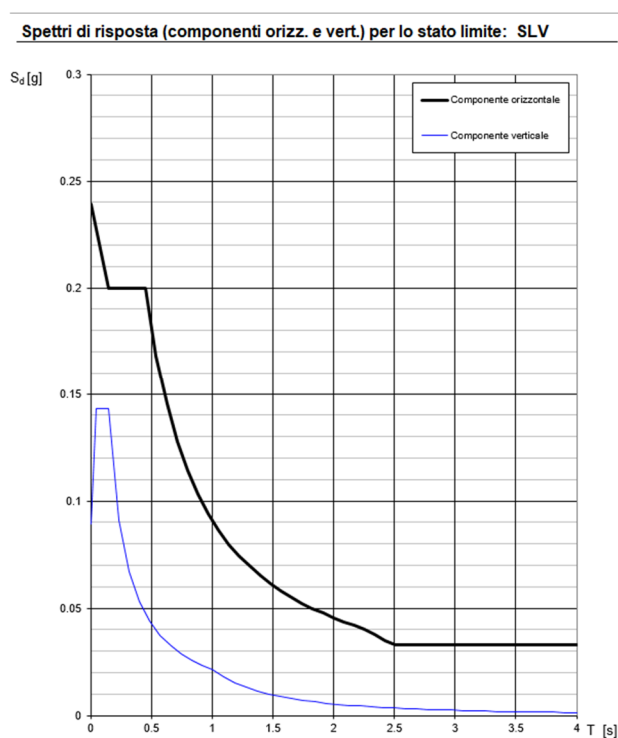


Figura 11 - Spettro di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali allo SLV

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD**

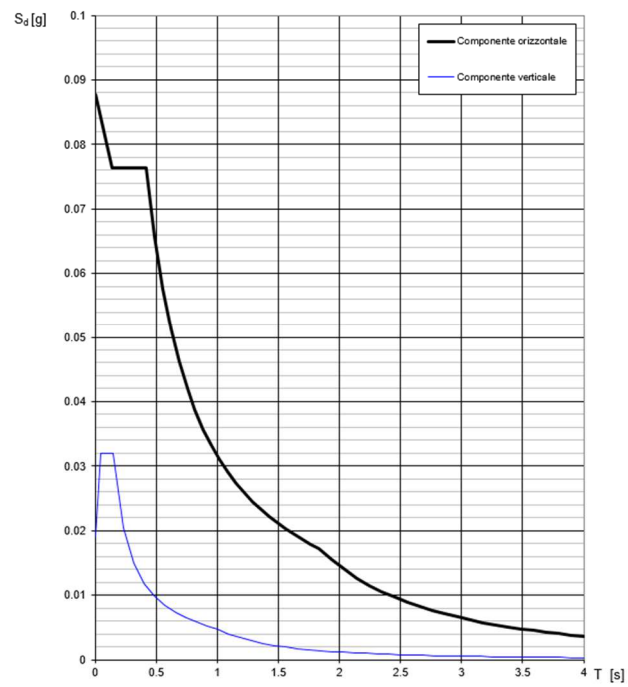


Figura 12 - Spettro di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali allo SLD

Si ricorda infine che in riferimento al § 7.2 del D.M./18 si è trascurata la componente verticale in accelerazione.



## 12 COMBINAZIONI DI CARICO

Il progetto e la verifica di tutti gli elementi strutturali sono stati operati mediante il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Le combinazioni considerate sono in accordo con quelle al §2.5.3 del D.M.18. Per l'analisi della struttura dal punto di vista sismico, la combinazione di carichi adottata è quella evidenziata in rosso e denominata appunto "Combinazione sismica".

Di seguito si riportano le combinazioni definite dalla NTC 2018:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

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

Le condizioni elementari di carico vengono tra loro combinate in modo da determinare le sollecitazioni più sfavorevoli conseguenti dall'applicazione delle tipologie di carico di seguito riassunte:

1) Peso proprio ( $G_1$ ):

- Peso proprio strutture;

2) Carichi permanenti ( $G_2$ ):

- Peso dei carichi permanenti portati come massetti, sottofondi, pavimentazioni...;

- 3) Azioni antropiche:
- Carichi da affollamento (Q1);
- 3) Azioni ambientali e naturali:
- Neve (Q4);
  - Vento (Q5);
  - Sisma (E).

## 12.1 Stato Limite Ultimo

La combinazione fondamentale impiegata agli SLU è del tipo:

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

dove:

- $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono i coefficienti parziali di sicurezza definiti al §2.6.1. del D.M.18;
- $\psi_{0i}$  sono i coefficienti di combinazione definiti nella tabella 2.5.I del D.M. 08. ed assunti pari a:

Destinazione d'uso	$\psi_{0i}$
Cat. C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7
Neve (a quota < 1000 m s.l.m.)	0,5

Figura 13 - coefficienti di combinazione adottati allo SLU

## 12.2 Combinazione dell'azione Sismica con le altre Azioni

La verifica allo stato limite ultimo (SLU) o di danno (SLD) deve essere effettuata mediante la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni:

$$\gamma_E \cdot E + \gamma_G \cdot G_k + \gamma_P \cdot P_k + \sum (\psi_{2i} \cdot \gamma_{qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- $E$  è l'azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- $\gamma_E, \gamma_G, \gamma_P, \gamma_{qi}$  sono i coefficienti parziali di sicurezza pari a 1;
- $Q_k$  è il valore caratteristico dell'azione variabile.

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

$$G_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  per le varie destinazioni d'uso sono riportati nella successiva tabella:

Destinazione d'uso	$\psi_{2i}$
Cat. C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Neve (a quota < 1000 m s.l.m.)	0,0

Figura 14 - coefficienti di combinazione adottati per la combinazione sismica

In accordo con il § 7.3.5 del D.M.18 le azioni sismiche quindi vengono opportunamente combinate nelle due direzioni con la seguente formulazione:

$$E = \pm 1 \cdot E_x \pm 0,3 \cdot E_y \pm 0,3 \cdot E_z$$

$$E = \pm 0,3 \cdot E_x \pm 1 \cdot E_y \pm 0,3 \cdot E_z$$

$$E = \pm 0,3 \cdot E_x \pm 0,3 \cdot E_y \pm 1 \cdot E_z$$

## 12.3 Combinazioni Considerate

Si ottengono in conclusione le combinazioni per SLV e per l'SLD . Se ne riportano solo 8 per SLV e 8 per SLD in quanto le altre sono state ottenute variando iterativamente i coefficiente e i segni come indicato nella formale presente al § 7.3.5 del D.M.18 e considerando infine un'eccentricità accidentale del centro di massa pari al 5% in ciascuna direzione e verso dell'azione sismica.

Combinazione 1	$G1+G2+ 2Q1+ 2Q2+ESLDx+0,3ESLDy+0.3 ES LDz$
Combinazione 2	$G1+G2+ 2Q1+ 2Q2+ESLDx-0,3ESLDy+0.3 ES LDz$
Combinazione 3	$G1+G2+ 2Q1+ 2Q2+ESLDx+0,3ESLDy-0.3 ES LDz$
Combinazione 4	$G1+G2+ 2Q1+ 2Q2+ESLDx-0,3ESLDy-0.3 ES LDz$
Combinazione 5	$G1+G2+ 2Q1+ 2Q2-ESLDx+0,3ESLDy+0.3 ES LDz$
Combinazione 6	$G1+G2+ 2Q1+ 2Q2-ESLDx-0,3ESLDy+0.3 ES LDz$
Combinazione 7	$G1+G2+ 2Q1+ 2Q2-ESLDx+0,3ESLDy-0.3 ES LDz$
Combinazione 8	$G1+G2+ 2Q1+ 2Q2-ESLDx-0,3ESLDy-0.3 ES LDz$

Combinazione 1	$G1+G2+ 2Q1+ 2Q2+ESLVx+0,3ESLVy+0.3 ESLVz$
Combinazione 2	$G1+G2+ 2Q1+ 2Q2+ESLVx-0,3ESLVy+0.3 ESLVz$
Combinazione 3	$G1+G2+ 2Q1+ 2Q2+ESLVx+0,3ESLVy-0.3 ESLVz$
Combinazione 4	$G1+G2+ 2Q1+ 2Q2+ESLVx-0,3ESLVy-0.3 ESLVz$
Combinazione 5	$G1+G2+ 2Q1+ 2Q2-ESLVx+0,3ESLVy+0.3 ESLVz$
Combinazione 6	$G1+G2+ 2Q1+ 2Q2-ESLVx-0,3ESLVy+0.3 ESLVz$
Combinazione 7	$G1+G2+ 2Q1+ 2Q2-ESLVx+0,3ESLVy-0.3 ESLVz$
Combinazione 8	$G1+G2+ 2Q1+ 2Q2-ESLVx-0,3ESLVy-0.3 ESLVz$

## 13 MODELLAZIONE FEM

### 13.1 Premessa

Si descrive il modello ottenuto dalla discretizzazione dell'edificio operata per mezzo di un programma di calcolo agli elementi finiti al fine di condurre le analisi statiche e dinamiche. In tutte le analisi eseguite c'è da tener conto che la correlazione tra la struttura reale ed il suo modello non è mai perfetta, sebbene ci si riferisca a parametri identificati: vi possono essere infatti zone od aree dove il modello non rappresenta tutti gli aspetti fisici della costruzione in esame. La correlazione dipende inoltre dal tipo di elemento usato, dal metodo di applicazione dei carichi e da come si sono introdotti i vincoli. Poiché un'analisi agli elementi finiti fornisce una soluzione approssimata, l'accuratezza della soluzione cresce col numero di elementi introdotti; tuttavia, agendo in questo modo, aumenta anche il tempo d'esecuzione del calcolo. Il metodo più sicuro è quello di procedere per passi, partendo da una modellazione semplice per poi passare, con successivi affinamenti, ad una modellazione più complessa e più rappresentativa della struttura reale. Nel caso in esame si è realizzato un complesso modello spaziale.

### 13.2 Modello FEM

La modellazione della struttura è stata sviluppata su modelli di tipo tridimensionale costituiti da elementi shell, beam, e Area None.

Sono stati utilizzati elementi tipo shell a quattro nodi per le pareti in c.a., trascurando le fasce di piano e tenendo conto quindi delle sole pareti continuative dalla base alla testa e prive pertanto di fori; ed elementi tipo beam per le travi ed i pilastri in c.a.

Le proprietà dei materiali utilizzati hanno un comportamento elastico lineare, secondo quanto indicato in precedenza. I pannelli di tamponamento sono stati esclusi dalla modellazione in quanto elementi non portanti; essi sono rappresentati nel modello a livello di massa.

Tutti i solai progettati nelle strutture analizzate presentano una soletta di spessore superiore a 4cm, dunque è stato possibile introdurre il vincolo di piano rigido abbattendo in maniera significativa i gradi di libertà della struttura. I solai inoltre, sono stati modellati mediante delle aree nulle a cui è stata assegnata un'orditura bidirezionale secondo quanto riportato dagli elaborati grafici prodotti e i pesi dei vari solai secondo quanto riportato dalle relazioni di calcolo (come riportate precedentemente nel capitolo 8). In questo modo il software automaticamente ha potuto calcolare i carichi agenti sugli elementi resistenti verticali mediante il metodo delle aree d'influenza.

L'edificio in via semplificativa è stato modellato come incastrato alla base a livello del piano campagna.

La scala è stata modellata ma non compare nelle immagini del modello per meglio far comprendere il sistema resistente dell'edificio. Le aperture non sono state modellate al fine di voler massimizzare le sollecitazioni sulla parete e sulle fondazioni. La presenza delle aperture è stata comunque valutata in un modello separato, che non è stato allegato alla documentazione di progetto, nel quale non si sono riscontrate criticità. Si riporta nel seguito un'immagine del modello di calcolo.

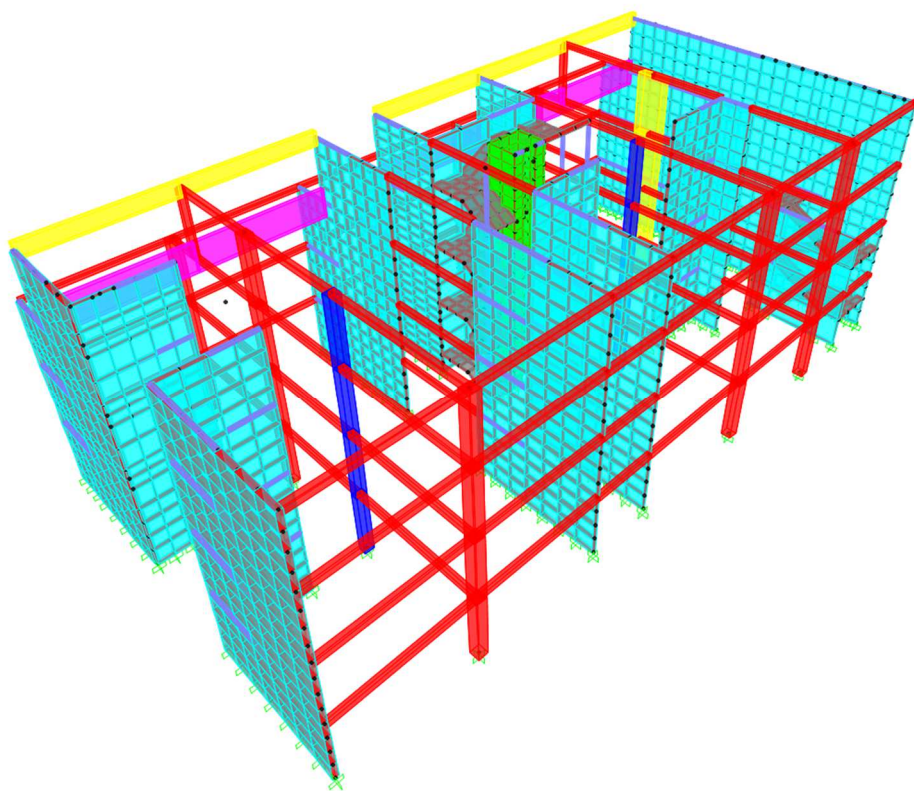


Figura 15 - Modello FEM - Vista Pro Sud-Ovest.

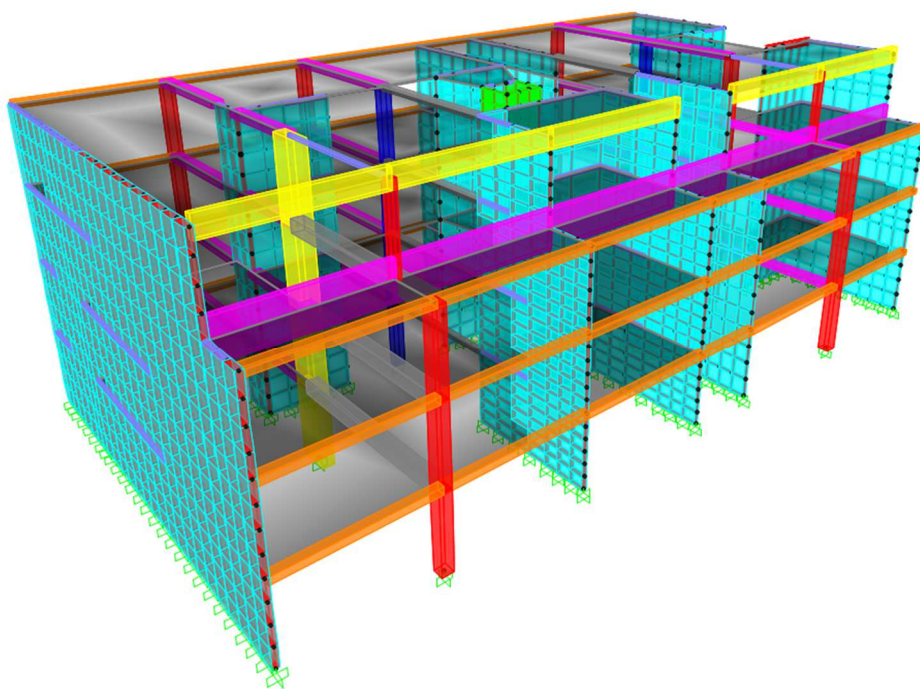


Figura 16 - Modello FEM - Vista Pro Nord-Est.

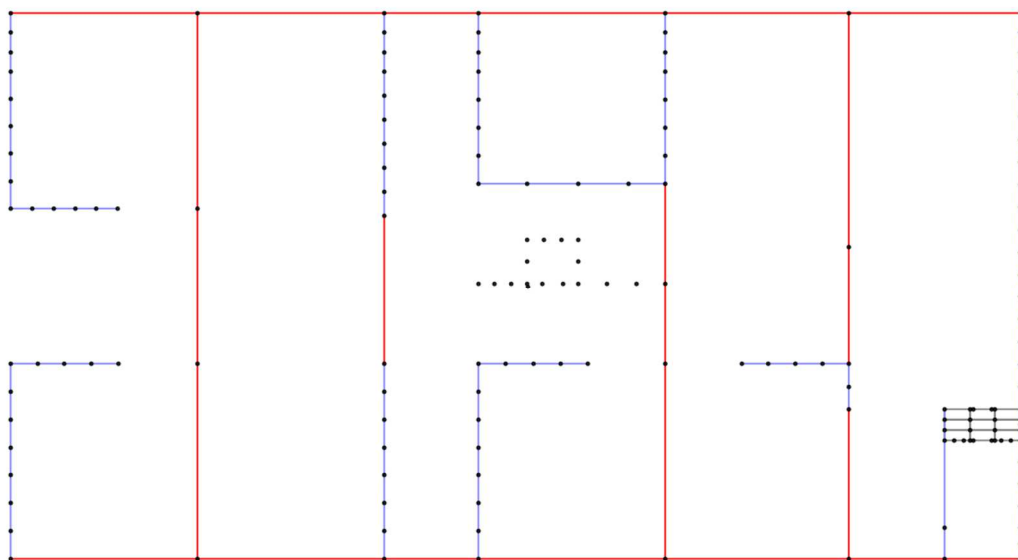


Figura 17 - Modello FEM - Vista in pianta.

### 13.3 Software utilizzati

Per l'esecuzione dell'analisi di carattere statico il software adottato è "Sap2000", programma di calcolo strutturale agli elementi finiti prodotto da Computer and Structures inc. di Berkeley, California. Esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- e/o bi- dimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici. Tale software è fra i programmi strutturali ad elementi finiti più diffusi al mondo con svariate applicazioni e di comprovata affidabilità.



## 14 ANALISI STRUTTURALI

### 14.1 L'Analisi Sismica

I terremoti vengono registrati direttamente attraverso delle apparecchiature adatte che entrano in funzione in occasione di ogni sisma che investe la zona interessata registrandone le accelerazioni in appositi accelerogrammi. Da questi è possibile attraverso semplice integrazione numerica passare alle velocità e quindi agli spostamenti.

L'esame delle registrazioni disponibili permette di notare sensibili differenze non soltanto da un posto all'altro ma anche nello stesso posto da un terremoto all'altro.

Il primo tipo di influenza si spiega facilmente con l'influenza della natura del terreno di fondazione e dei terreni circostanti; il secondo tipo di differenza pone in risalto il fatto che ogni terremoto è un evento a se stante, diverso dagli altri non soltanto per il valore di un parametro che in qualche modo ne definisca l'intensità, bensì anche per i valori di molti altri parametri che ne definiscono la forma se non la durata.

Il problema da risolvere non è tanto quello di determinare la risposta di una data struttura ad un assegnato accelerogramma, quanto il carattere aleatorio di tale fenomeno che pone chi progetta di fronte all'esigenza di garantire una adeguata sicurezza alle costruzioni.

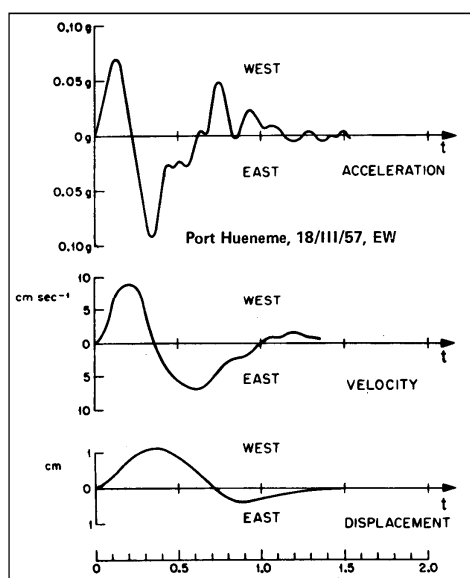


Figura 18 - Esempio di "single shock".

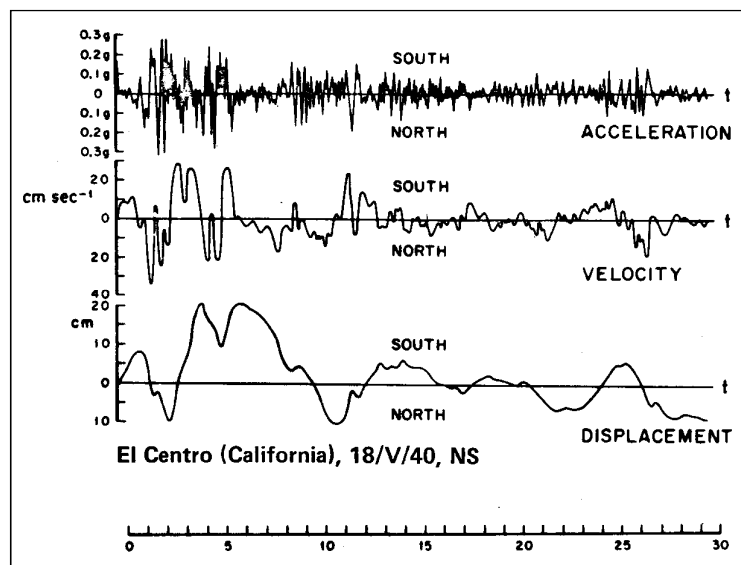


Figura 19 - Esempio di moto caratterizzato da irregolarità estrema.

## 14.2 La Normativa Italiana

Secondo la Normativa Italiana, le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche orizzontali o verticali devono essere valutate convenzionalmente mediante un'analisi statica equivalente, o in alternativa una più approfondita analisi dinamica.

Il moto del terreno si assume che possa avvenire, non contemporaneamente, in due direzioni orizzontali e ortogonali prefissate dal progettista.

Le masse della struttura sottoposte al moto impresso dal sisma sono quelle del peso proprio e dei sovraccarichi permanenti nonché di una aliquota dei sovraccarichi accidentali.

Si sono inoltre ottemperati tutti i controlli sugli elementi strutturali previste al 7.3.6 delle NTC18.

## 14.3 Analisi modale

L'analisi modale di un edificio consiste nella risoluzione delle equazioni del moto ad esso associate, ipotizzando un comportamento elastico della struttura e ricercando per essa particolari oscillazioni libere (ovvero che avvengono in assenza di forzante esterna per effetto delle sole condizioni iniziali non nulle) monofrequenziali, dette modi propri o modi naturali di vibrare. Ciascun modo, inteso come deformata i cui punti vibrano tutti con la stessa frequenza, è caratterizzato quindi da un periodo proprio di oscillazione  $T$  e da uno smorzamento  $\xi$ , nonché da una forma; tranne che per casi particolari, si assume che i modi di vibrare abbiano tutti lo stesso valore di smorzamento convenzionale pari al 5%. Qualunque configurazione deformata, anche forzata, di una costruzione può essere ottenuta come combinazione delle deformate relative ai modi propri; ovviamente, in funzione della forzante agente, alcuni modi di vibrare verranno eccitati più di altri, ovvero avranno parte più significativa nella descrizione della configurazione deformata dell'edificio sotto effetto del carico esterno.

Si può considerare che ogni modo di vibrare (e quindi ogni periodo naturale) attivi una specifica aliquota della massa totale, detta massa partecipante, che esprime la frazione delle forze sismiche (e dei relativi effetti) che il singolo modo è in grado di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione è quindi opportuno, come suggerito al §7.3.3.1 delle NTC '18, considerare tutti i modi propri con massa partecipante superiore al 5% e comunque tutti quelli necessari a raggiungere una massa partecipante complessiva pari almeno all'85% di quella della struttura.

La massa partecipante relativa ad un modo di vibrare si valuta secondo la seguente relazione:



$$M_i^* = \frac{(\phi_i^T M I)^2}{m_{tot}} = \frac{p_i^2}{m_{tot}}$$

dove:

- $M_i^*$  è proprio la massa partecipante ricercata ovvero la percentuale di massa sismica efficace;
- $M$  è la matrice delle rigidezze nel problema dinamico e lineare che conduce all'individuazione del moto del sistema;
- $m_{tot}$  è la massa sismica complessiva della struttura;
- $\phi_i$  rappresenta la forma del modo di vibrazione i-esimo;
- $I$  è un vettore di trascinamento che correla l'accelerazione alla base indotta dal sisma ai gradi di libertà della struttura;
- $p_i$  è il fattore di partecipazione modale, funzione della forma del modo di vibrazione e della matrice delle masse, il cui quadrato rappresenta la massa eccitata dal moto i-esimo.

#### 14.3.1 Combinazione degli effetti (sovrapposizione modale)

Una volta noti i modi di vibrare ed i valori massimi di sollecitazioni e spostamenti ad essi associati, è necessario stabilire come combinarli. Interpretare l'azione sismica in termini di spettro di risposta, infatti, porta ad imporre, per ciascun periodo proprio relativo ad un modo di vibrare, la massima accelerazione attesa con il tempo di ritorno richiesto dallo SL d'interesse; normalmente, tuttavia, durante un singolo evento tali accelerazioni massime relative a diversi periodi naturali non si verificano tutte contemporaneamente. Sommare semplicemente gli effetti di tali massimi condurrebbe quindi ad uno stato di sollecitazione chiaramente maggiore di quello reale. Per ovviare a ciò si ricorre a specifiche regole di combinazione probabilistiche, che tengono conto dello sfasamento temporale con il quali tali massimi vengono raggiunti. Il § 7.3.3.1 delle NTC fornisce due metodi per combinare le risposte ai singoli modi:

- Se il periodo proprio di vibrazione di ciascun modo differisce di almeno il 10% da quello di tutti gli altri, i modi di vibrare sono considerati indipendenti e la combinazione dei loro effetti adeguatamente rappresentata dalla radice quadrata della somma dei quadrati (combinazione SRSS, Square Root of Sum of Squares) degli effetti relativi a ciascun modo:

$$E = \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + \dots + E_n^2}$$

con  $E_i$  valore dell'effetto relativo all' i-esimo modo.

Tale regola deriva dall'ipotesi che i contributi massimi dei singoli modi non siano correlati.

- Se i periodi propri sono abbastanza vicini i modi sono considerati dipendenti ed i massimi contributi modali correlati; in questo caso la combinazione degli effetti dei singoli modi si realizza attraverso la combinazione CQC (Complete Quadratic Combination):

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j}$$

dove:

- $E_i$  e  $E_j$  sono il valore dell'effetto dell'i-esimo e del j-esimo modo;
- $\rho_{ij}$  è il coefficiente di correlazione tra i-esimo e j-esimo modo.

$\rho_{ij}$  si calcola secondo la seguente relazione:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) [(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]}$$

In cui:

- $\beta_{ij}$  rappresenta lo smorzamento viscoso dei mod i e j;
- $\xi_{ij}$  rappresenta il rapporto tra i periodi di ciascuna coppia i-j di modi ( $\beta_{ij} = T_j/T_i$ )

Nel caso in esame siccome i primi due periodi differiscono più del 10% è stata condotta un'analisi di tipo SRSS.

#### 14.3.2 Analisi dinamica lineare in SAP2000

L'edificio in esame data la sua forma compatta ed in generale regolare, tende a garantire forme modali "semplici", nelle quali prevale lo spostamento in una delle due direzioni principali della struttura o la rotazione intorno all'asse verticale.

Si riportano i modi principali di vibrare nelle due direzioni principali, rispettivamente X e Y, in pianta.

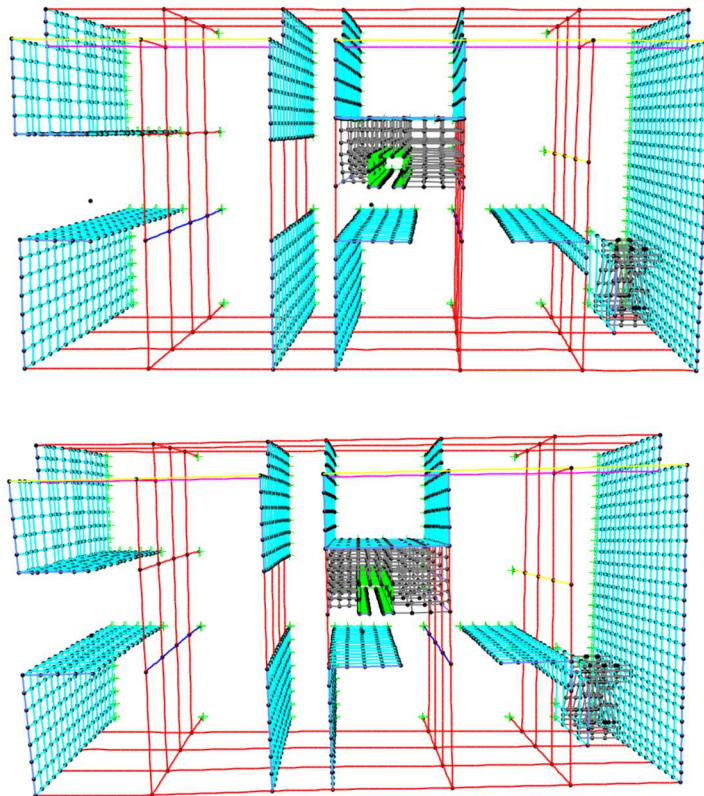


Figura 20 - Modi principali di vibrare in direzione X e Y.

Più esplicitamente, la tabella fornita dal software in output dall'analisi modale mostra come il primo modo di vibrazione attivi oltre il 72% della massa totale in direzione X e il quarto modo attiva oltre il 49% della massa in direzione Y.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.223728	0.72702	0.00158	0.00062
MODAL	Mode	2	0.153738	0.00166	0.00107	0.0158
MODAL	Mode	3	0.152023	5.662E-05	0.00287	0.01528
MODAL	Mode	4	0.129394	0.00427	0.49182	0.00045
MODAL	Mode	5	0.087296	0.00016	0.2239	7.04E-05
MODAL	Mode	6	0.082028	1.001E-11	1.86E-08	0.03365
MODAL	Mode	7	0.067617	2.791E-09	1.14E-10	0.02973
MODAL	Mode	8	0.065135	2.616E-05	1.07E-06	0.02887
MODAL	Mode	9	0.065127	0.00687	5.97E-05	0.02339
MODAL	Mode	10	0.064545	0.17935	0.00032	0.00011
MODAL	Mode	11	0.064334	0.00044	1.31E-06	0.02296
MODAL	Mode	12	0.056268	2.38E-07	9.01E-07	0.01869
MODAL	Mode	13	0.053669	0.00223	0.00259	0.01288
MODAL	Mode	14	0.045315	4.06E-09	9.13E-07	0.01682
MODAL	Mode	15	0.0453	9.227E-09	4.36E-08	0.04283
MODAL	Mode	16	0.043947	0.00145	0.00725	0.03134
MODAL	Mode	17	0.043331	9.842E-10	2.2E-06	0.01696
MODAL	Mode	18	0.041149	7.849E-05	0.00215	0.05366
MODAL	Mode	19	0.039506	0.00062	0.11389	0.00763
MODAL	Mode	20	0.037518	0.00012	0.01299	0.083
<b>Tot. Massa Partecipante 20 modi</b>				<b>0.9669654</b>	<b>0.871163</b>	

Figura 21 - Tabella delle masse partecipanti fornita in output del software SAP2000.

### 14.3.3 Implementazione dello spettro di progetto in SAP2000

Analizzate le oscillazioni libere della struttura, se ne studiano quindi quelle forzate indotte dall'azione sismica, previa implementazione di quest'ultima nel modello SAP sotto forma di spettro di progetto in accelerazione allo SLV.

## 15 RISULTATI DELL'ANALISI

Si riportano di seguito i valori delle sollecitazioni provenienti dall'involuppo DINAMICA+VERTICALI, unione dell'involuppo delle combinazioni statiche e di quello delle combinazioni dinamiche, che rappresenta la vera e propria azione di progetto complessiva, in base alla quale valutare le sollecitazioni sulla struttura. Si sottolinea inoltre che è stato eseguito un confronto di larga massima tra i tagli alla base calcolati "a mano" e del software.

Calcolo di massima delle masse sismiche di piano(manuale):

### Peso Sismico del 1° Livello

Solaio	$W_{sol}=S_{solaio}*w_{solaio}$	8157.287
Scale	$W_{scala}=S_{scala}*w_{scala}$	272.8987
Tamponature	$W_{tamp}=I_{tamp}*\Sigma li$	490.7776
Pilastrri	$W_{pil}=n_{pil}*I_{pil}*h_{pil}$	399.4951
Pareti	$W_{par}=I_{par}*\Sigma li$	3450.72
Tot.		12771.18

### Peso Sismico del 2° Livello

Solaio	$W_{sol}=S_{solaio}*w_{solaio}$	8157.287
Scale	$W_{scala}=S_{scala}*w_{scala}$	272.8987
Tamponature	$W_{tamp}=I_{tamp}*\Sigma li$	490.7776
Pilastrri	$W_{pil}=n_{pil}*I_{pil}*h_{pil}$	399.4951
Pareti	$W_{par}=I_{par}*\Sigma li$	3450.72
Tot.		12771.18

### Peso Sismico del 3° Livello

Solaio	$W_{sol}=S_{solaio}*w_{solaio}$	8157.287
Scale	$W_{scala}=S_{scala}*w_{scala}$	162.8987
Tamponature	$W_{tamp}=I_{tamp}*\Sigma li$	490.7776
Pilastrri	$W_{pil}=n_{pil}*I_{pil}*h_{pil}$	399.4951
Pareti	$W_{par}=I_{par}*\Sigma li$	3249.863
Tot.		12460.32

### Peso Sismico del 4° Livello

Solaio	$W_{sol}=S_{solaio}*w_{solaio}$	8897.198
Scale	$W_{scala}=S_{scala}*w_{scala}$	81.44936
Tamponature	$W_{tamp}=I_{tamp}*\Sigma li$	126.991
TraveParete	$W_{travi}=I_{travi}*\Sigma li$	452.1561
Pilastrri	$W_{pil}=n_{pil}*I_{pil}*h_{pil}$	199.7476
Pareti	$W_{par}=I_{par}*\Sigma li$	1406.05
Tot.		11163.59

	W(kN)	M=W/g (t)
1° Livello	12771	1302
2° Livello	12771	1302
3° Livello	12460	1270
4° Livello	11164	1138
		5012

Calcolo delle masse sismiche di piano(SAP2000):

Estratto 1 del file .xls prodotto dal software circa la massa di piano

DIAPH1_0.							CONSTR = RIGID	DOF = U1 U2 R3
LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER								
GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3		
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000		
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000		
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000		
TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA								
U1	U2	U3	R1	R2	R3			
						1223.382		
CENTER OF MASS								
GLOBAL	U1	U2	U3					
X	370.755725	370.755725	371.999704					
Y	178.799217	178.799217	178.877209					
Z	.000000	.000000	.000000					

Estratto 1 del file .xls prodotto dal software con evidenziato la somma delle masse dell'edificio:

DIAPH1_11.85							CONSTR = RIGID	DOF = U1 U2 R3
LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER								
GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3		
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000		
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000		
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000		
TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA								
U1	U2	U3	R1	R2	R3			
						760.460341		
CENTER OF MASS								
GLOBAL	U1	U2	U3					
X	370.901032	370.901032	370.737227					
Y	177.784014	177.784014	177.978066					
Z	11.850000	11.850000	11.850000					
						5557.112495		

Tagli ala base da SAP2000:

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
ENV TOT	Combination	Max	8495.612	6454.834
ENV TOT	Combination	Min	-8495.612	-6454.834

TAGLI ALLA BASE DA CALCOLO MANUALE:

FHx ALLO SLV									
Coeff	ag	Fo	Tc	$\eta$	S	Tb	q	$\lambda$	Fhx
Valori	2.364	2.409	0.293	0.347	1.351	0.154	2.88	0.85	8303.143

Massa totale	% Massa	MassaPartecipante U1=x
5012	0.7	3658.76

Analisi Statica Lin.	
T1(modale)	Sd(Tc-Td)
0.223728	2.670

Sommatoria taglia alla base F1 SAP2000	8495.61
--	---------

$0 \leq T < T_B$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$T_B \leq T < T_C$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$
$T_C \leq T < T_D$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$
$T_D \leq T$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

FHy ALLO SLV									
Coeff	ag	Fo	Tc	$\eta$	S	Tb	q	$\lambda$	Fhy
Valori	2.364	2.409	0.293	0.347	1.351	0.154	2.88	0.85	5868.343

Massa totale	% Massa	MassaPartecipante U2=y
5012	0.5	2506

Analisi Statica Lin.	
T1(modale)	Sd(Tc-Td)
0.129	2.755

Sommatoria taglia alla base F2 SAP2000	6454.00
--	---------

## 15.1 Pilastri

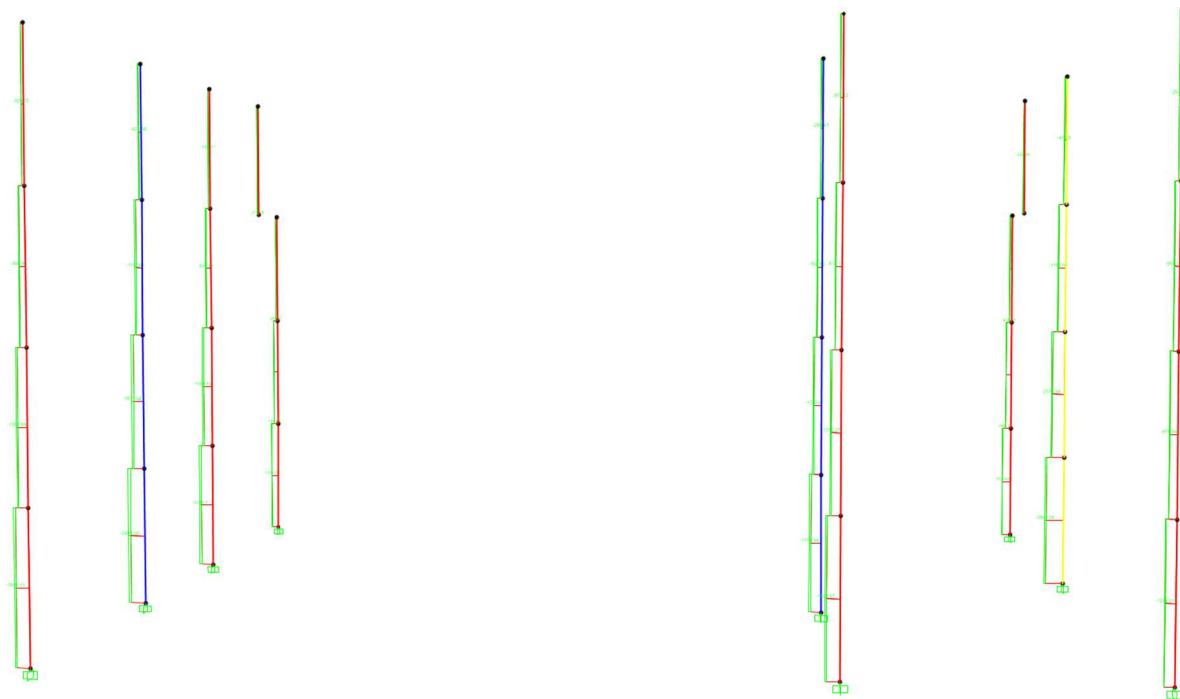


Figura 22 - Sforzi normali agenti sui pilastri

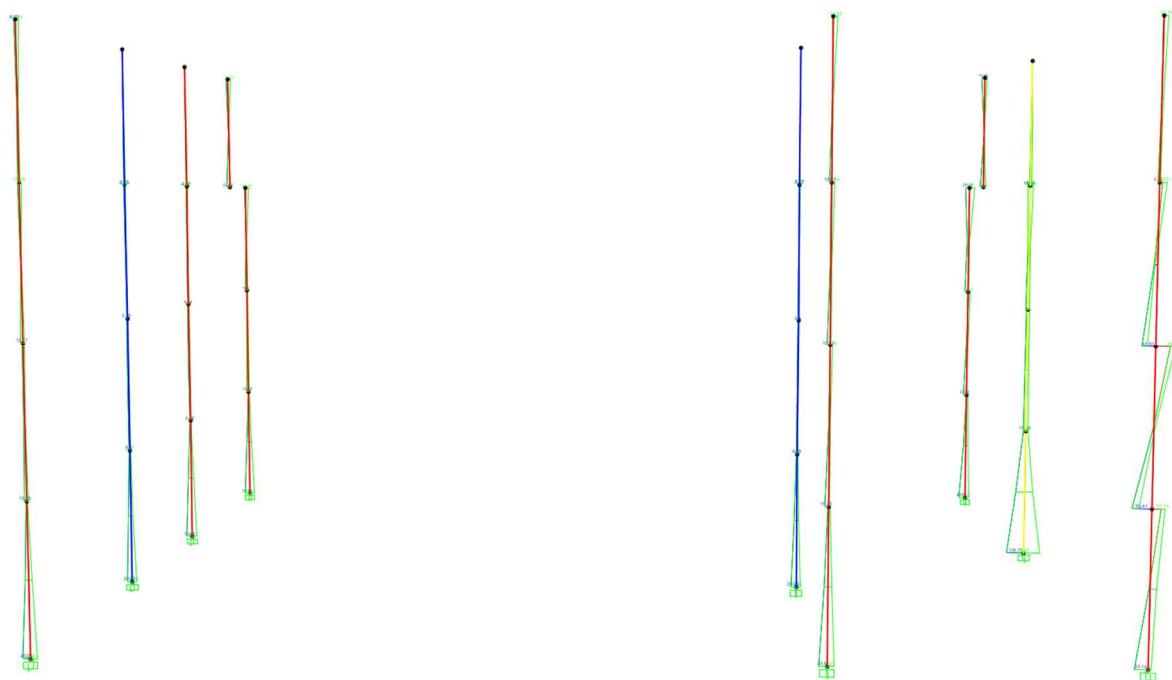


Figura 23 -  $M_x$  agente sui pilastri

## 15.2 Pareti

Si riportano i valori delle sollecitazioni sui setti provenienti dall'involuppo DINAMICA+VERTICALI, ricavate dal comando Section Cut di SAP2000.

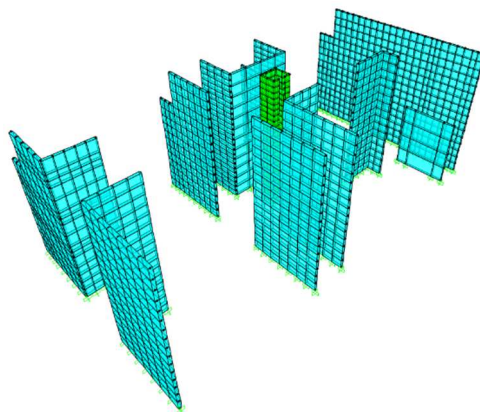


Figura 24 - Sollecitazioni dei setti.

TABLE: Section Cut Forces - Analysis								
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
A	ENV TOT	Combination	Max	117.105	1479.447	5243.309	9565.8972	132.8901
A	ENV TOT	Combination	Min	-127.431	-1471.19	-1253.489	-10557.811	-144.8502
A 0	ENV TOT	Combination	Max	7.627	1709.483	3868.091	5485.8686	47.8269
A 0	ENV TOT	Combination	Min	1.109	-1470.593	-472.309	-6986.3484	22.0246
A 3.95	ENV TOT	Combination	Max	9.122	1470.438	2357.583	2534.7304	76.0834
A 3.95	ENV TOT	Combination	Min	-5.645	-1126.376	95.163	-3967.5788	48.9854
A 7.9	ENV TOT	Combination	Max	61.791	814.168	778.288	-112.3821	119.0441
A 7.9	ENV TOT	Combination	Min	47.831	-466.232	27.803	-1644.1117	95.0482
B	ENV TOT	Combination	Max	123.789	817.957	4535.592	6589.7833	138.4301
B	ENV TOT	Combination	Min	-123.008	-845.891	3813.915	-9468.7739	-147.0433
B 0	ENV TOT	Combination	Max	-63.241	417.412	3894.342	3796.2556	-43.588
B 0	ENV TOT	Combination	Min	-88.478	-899.827	3255.214	-5916.9974	-72.9782
B 3.95	ENV TOT	Combination	Max	-62.06	127.841	2729.558	1549.1876	-48.4356
B 3.95	ENV TOT	Combination	Min	-91.064	-733.201	2269.584	-3046.3187	-76.6314
B 7.9	ENV TOT	Combination	Max	-156.704	-98.445	1137.207	-652.5186	-128.4173
B 7.9	ENV TOT	Combination	Min	-182.356	-351.254	928.554	-1726.202	-146.9038
C	ENV TOT	Combination	Max	113.707	715.026	6837.798	4209.5153	127.9974
C	ENV TOT	Combination	Min	-109.462	-861.328	-3157.796	-4889.3822	-130.1718
C 0	ENV TOT	Combination	Max	124.506	1276.206	5452.211	1575.3041	88.4167
C 0	ENV TOT	Combination	Min	79.464	-1445.784	-2245.213	-3346.0283	41.0644
C 3.95	ENV TOT	Combination	Max	128.391	1521.119	3342.539	225.4955	86.2363
C 3.95	ENV TOT	Combination	Min	83.239	-1682.718	-1295.276	-2066.8585	52.8285
C 7.9	ENV TOT	Combination	Max	5.233	955.157	1335.886	-280.9481	16.5669
C 7.9	ENV TOT	Combination	Min	-77.413	-997.738	-521.059	-869.1124	-29.946
D	ENV TOT	Combination	Max	2878.55	33.697	4114.436	42.6731	13230.0235
D	ENV TOT	Combination	Min	-2802.64	-42.811	2003.594	-35.5247	-14910.3387
D .3.95	ENV TOT	Combination	Max	3631.69	-16.949	2131.967	29.138	5453.1883



D 3.95	ENV TOT	Combination	Min	-3494.88	-45.169	1443.955	18.7163	-6305.0074
D 0	ENV TOT	Combination	Max	4049.69	-13.896	3250.854	29.5598	9339.1844
D 0	ENV TOT	Combination	Min	-3976.22	-41.639	1851.157	15.3387	-10699.6362
D 7.9	ENV TOT	Combination	Max	2408.07	-18.115	1152.562	36.8247	2724.7506
D 7.9	ENV TOT	Combination	Min	-2393.4	-61.227	947.191	22.3243	-2389.9815
E	ENV TOT	Combination	Max	114.822	556.323	8656.65	3827.647	128.2399
E	ENV TOT	Combination	Min	-110.133	-589.787	-1168.389	-5875.1269	-130.3173
E 0	ENV TOT	Combination	Max	-8.446	1313.698	7053.601	981.8192	21.9377
E 0	ENV TOT	Combination	Min	-43.2	-1029.321	-502.272	-3547.4515	-22.0737
E 3.95	ENV TOT	Combination	Max	-5.839	1547.352	4695.991	-296.1539	19.3903
E 3.95	ENV TOT	Combination	Min	-38.238	-1321.709	124.209	-1999.7611	-10.4121
E 7.9	ENV TOT	Combination	Max	193.857	1196.188	1699.905	-1224.3654	114.7422
E 7.9	ENV TOT	Combination	Min	77.198	-680.339	-110.933	-1984.4121	50.2809
F	ENV TOT	Combination	Max	307.744	2630.72	6435.904	39872.4672	353.5489
F	ENV TOT	Combination	Min	-309.88	-2548.8	4580.329	-31803.83	-377.8962
F 0	ENV TOT	Combination	Max	-44.344	2817.01	5379.673	29336.0917	-19.3736
F 0	ENV TOT	Combination	Min	-81.297	-2691.38	4245.064	-20106.591	-92.267
F 3.95	ENV TOT	Combination	Max	-47.483	2319.533	3841.693	16782.8892	-28.9155
F 3.95	ENV TOT	Combination	Min	-94.081	-2114.568	3208.567	-10238.443	-93.8204
F 7.9	ENV TOT	Combination	Max	-187.059	1089.697	2043.145	2815.3387	-153.5329
F 7.9	ENV TOT	Combination	Min	-227.16	-1087.421	1910.319	-5860.8051	-191.823
G	ENV TOT	Combination	Max	38.342	507.871	1059.377	2454.8244	77.3774
G	ENV TOT	Combination	Min	-32.867	-498.84	679.03	-2636.801	-79.746
G 0	ENV TOT	Combination	Max	8.589	212.2	634.819	819.929	16.696
G 0	ENV TOT	Combination	Min	-13.114	-214.776	470.373	-910.4332	-32.4666
G 3.95	ENV TOT	Combination	Max	0	0	0	0	0
G 3.95	ENV TOT	Combination	Min	0	0	0	0	0
H	ENV TOT	Combination	Max	29.412	126.085	2789.831	180.7172	31.53
H	ENV TOT	Combination	Min	-30.724	-131.19	-232.673	-189.2255	-33.9263
H 0	ENV TOT	Combination	Max	3.807	9.861	1833.278	278.502	5.1185
H 0	ENV TOT	Combination	Min	-1.303	-295.297	131.851	95.9171	-2.9913
H 3.95	ENV TOT	Combination	Max	2.349	-48.008	994.734	258.9452	3.3432
H 3.95	ENV TOT	Combination	Min	-1.617	-247.041	311.338	124.0091	-1.7254
H 7.9	ENV TOT	Combination	Max	5.151	-148.595	472.927	284.9615	4.4937
H 7.9	ENV TOT	Combination	Min	-1.154	-241.422	295.122	180.7853	-2.0468
I	ENV TOT	Combination	Max	878.174	35.198	3876.429	23.2113	4464.3332
I	ENV TOT	Combination	Min	-903.783	-24.254	856.778	-27.2062	-5305.1989
I 0	ENV TOT	Combination	Max	751.178	38.48	2887.351	-12.7487	2409.1747
I 0	ENV TOT	Combination	Min	-778.626	26.57	1179.021	-19.0558	-2444.5544
I 3.95	ENV TOT	Combination	Max	431.408	38.659	1761.33	-9.953	1060.8554
I 3.95	ENV TOT	Combination	Min	-459.318	26.687	1075.354	-15.4016	-868.4634
I 7.9	ENV TOT	Combination	Max	205.747	37.446	868.927	-2.8325	543.0835
I 7.9	ENV TOT	Combination	Min	-4.826	22.64	665.82	-10.497	-43.0208
L	ENV TOT	Combination	Max	922.005	29.032	4306.016	26.5573	4593.0427
L	ENV TOT	Combination	Min	-945.695	-29.257	-572.543	-26.7834	-5528.5178
L 0	ENV TOT	Combination	Max	931.889	5.038	3218.936	3.8816	2226.9806

L 0	ENV TOT	Combination	Min	-897.226	-6.412	-3.275	-2.877	-2907.8063
L 3.95	ENV TOT	Combination	Max	621.049	3.351	1941.005	2.5386	850.1646
L 3.95	ENV TOT	Combination	Min	-614.328	-4.89	339.227	-1.888	-1285.8244
L 7.9	ENV TOT	Combination	Max	298.568	-0.231	884.234	4.4429	143.436
L 7.9	ENV TOT	Combination	Min	-134.294	-6.661	401.207	-0.7509	-444.5313
M	ENV TOT	Combination	Max	121.898	697.725	5106.927	5612.9047	136.4998
M	ENV TOT	Combination	Min	-127.044	-719.835	266.36	-6592.2648	-146.5157
M 0	ENV TOT	Combination	Max	101.757	718.994	3948.443	3631.1268	77.4418
M 0	ENV TOT	Combination	Min	74.576	-921.377	756.955	-3684.1757	45.1376
M 3.95	ENV TOT	Combination	Max	96.534	547.812	2456.876	2075.0364	74.5458
M 3.95	ENV TOT	Combination	Min	67.456	-767.159	875.92	-1734.0932	47.24
M 7.9	ENV TOT	Combination	Max	98.811	272.233	1246.409	1390.6875	73.1638
M 7.9	ENV TOT	Combination	Min	71.82	-556.525	772.844	-228.9407	48.5147
N	ENV TOT	Combination	Max	121.819	810.312	4466.693	7677.1987	136.4757
N	ENV TOT	Combination	Min	-119.711	-788.349	3456.194	-7184.6723	-144.1037
N 0	ENV TOT	Combination	Max	-69.085	878.831	3814.451	4415.9491	-47.6304
N 0	ENV TOT	Combination	Min	-95.701	-332.054	2925.817	-4449.3051	-77.9368
N 3.95	ENV TOT	Combination	Max	-73.769	704.333	2641.31	1982.7543	-53.7929
N 3.95	ENV TOT	Combination	Min	-102.592	-31.129	2006.372	-2267.5251	-81.9149
N 7.9	ENV TOT	Combination	Max	-70.53	449.06	1429.849	653.1992	-56.6175
N 7.9	ENV TOT	Combination	Min	-99.194	185.568	1136.888	-664.9642	-83.1778
O 0	ENV TOT	Combination	Max	123.227	1404.565	3377.695	6655.3401	94.5636
O 0	ENV TOT	Combination	Min	92.585	-1510.207	-5.663	-7125.7666	61.8245
O 3.95	ENV TOT	Combination	Max	118.843	1082.972	2075.706	3439.5313	92.3876
O 3.95	ENV TOT	Combination	Min	86.185	-1176.728	259.56	-3558.8259	62.9084
O 7.9	ENV TOT	Combination	Max	121.577	535.429	952.059	1407.2939	91.5423
O 7.9	ENV TOT	Combination	Min	86.077	-715.083	302.953	-1150.7054	60.2661
P	ENV TOT	Combination	Max	878.42	59.835	4855.559	55.1586	4288.7991
P	ENV TOT	Combination	Min	-901.682	-60.539	-1655.679	-55.0431	-5168.3232
P 0	ENV TOT	Combination	Max	1000.6	22.918	3492.751	-3.5237	2181.1672
P 0	ENV TOT	Combination	Min	-934.467	13.187	-861.663	-14.2662	-2668.7004
P 3.95	ENV TOT	Combination	Max	707.412	24.545	2027.173	-2.0322	989.3059
P 3.95	ENV TOT	Combination	Min	-692.449	18.687	-246.883	-8.6275	-1256.2596
P 7.9	ENV TOT	Combination	Max	351.892	37.983	840.592	0.1941	309.98
P 7.9	ENV TOT	Combination	Min	-234.975	28.623	71.231	-7.2978	-385.0516
Q	ENV TOT	Combination	Max	889.534	59.72	4056.431	55.3154	4480.6285
Q	ENV TOT	Combination	Min	-906.817	-60.709	-1160.792	-55.1066	-5410.5318
Q 0	ENV TOT	Combination	Max	965.371	7.306	2888.476	4.8464	2138.204
Q 0	ENV TOT	Combination	Min	-854.949	-4.951	-526.183	-5.8327	-2656.0503
Q 3.95	ENV TOT	Combination	Max	673.43	5.544	1695.928	3.6496	883.3746
Q 3.95	ENV TOT	Combination	Min	-564.23	-4.504	-94.479	-3.8465	-1154.9616
Q 7.9	ENV TOT	Combination	Max	9.3E-11	1.019E-10	53099.418	-42313.403	20423.3352
Q 7.9	ENV TOT	Combination	Min	-1.2E-10	-9.477E-11	48269.922	-48095.376	15578.1545

TABLE: Section Cut Forces - Analysis								
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
R	ENV TOT	Combination	Max	67.518	2.632	314.574	1.7515	45.1161
R	ENV TOT	Combination	Min	-62.518	-3.286	38.227	-1.4941	-44.2055
S	ENV TOT	Combination	Max	22.505	75.053	1332.912	116.0627	15.9926
S	ENV TOT	Combination	Min	-21.457	-87.318	-312.982	-107.281	-15.6716
T	ENV TOT	Combination	Max	360.499	7.92	741.459	5.4083	495.48
T	ENV TOT	Combination	Min	-340.422	-9.56	519.926	-4.7057	-543.964
U	ENV TOT	Combination	Max	24.254	70.322	1415.959	101.0045	16.3782
U	ENV TOT	Combination	Min	-23.404	-77.716	-122.237	-93.2157	-16.1004
V	ENV TOT	Combination	Max	65.504	2.429	336.623	1.4639	44.9728
V	ENV TOT	Combination	Min	-61.63	-2.513	89.333	-1.3578	-44.1439

I valori di taglio qui riportati discendono dal modello agli elementi finiti ma al fine di seguire il criterio di gerarchia di resistenze non sono quelli con cui sono state dimensionate e successivamente verificate le pareti. Tale processo infatti risulta più cautelativo ed è volto ad evitare meccanismi di collasso dovuti al taglio.

### 15.3 Travi

Si riportano i valori delle sollecitazioni sulle travi provenienti dall'involuppo DINAMICA+VERTICALI.

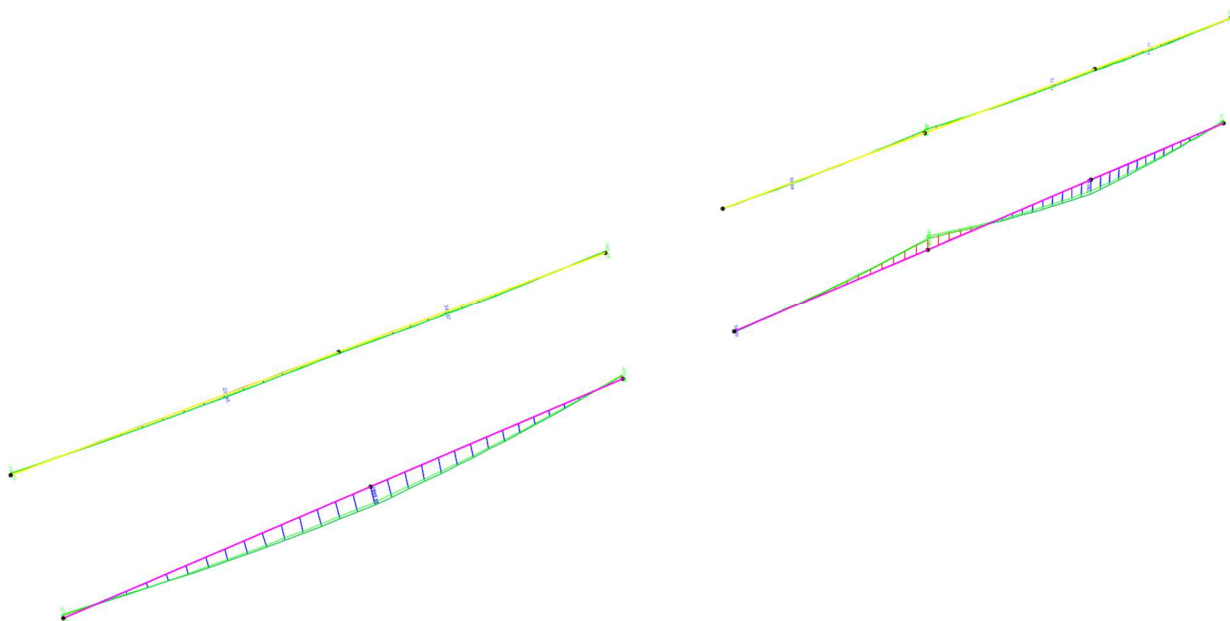


Figura 25 - Momento agente sulle travi

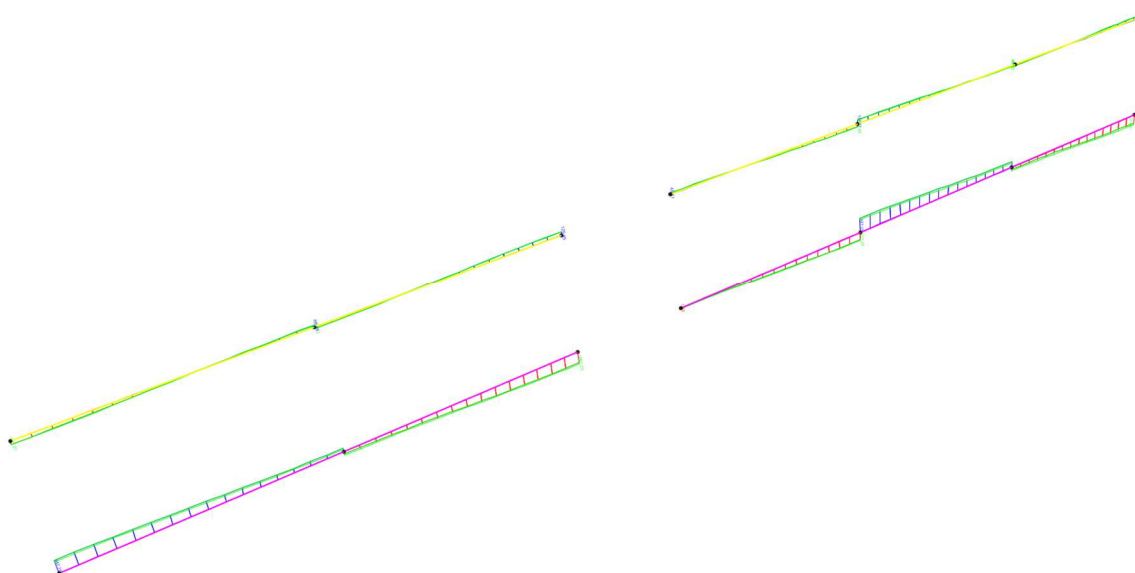


Figura 26 - Sforzo di taglio agente sulle travi

### 15.3.1 Valutazione del momento di progetto

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

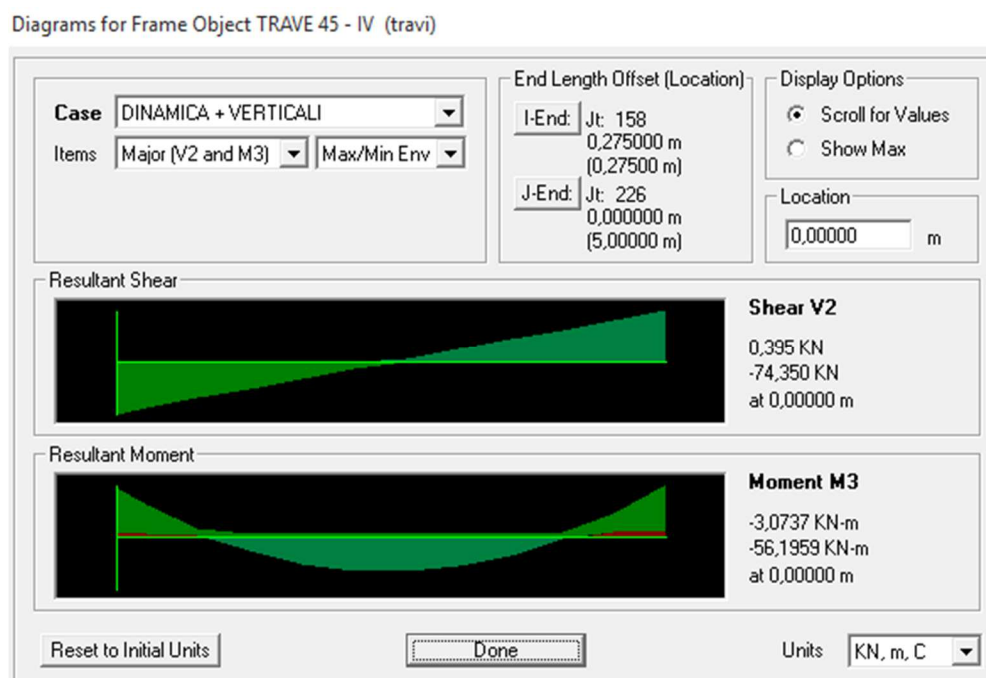
Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

I valori dei coefficienti  $\psi_{2j}$  sono riportati nella Tabella seguente tratta dalla normativa:

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

Per quel che riguarda le sollecitazioni flessionali, si utilizzano quindi i valori ottenuti dal Sap, viene mostrata di seguito un'interfaccia tipo:



### 15.3.2 Valutazione del taglio di progetto

#### Il taglio di calcolo $V_{Ed}$ (7.4.4.1.1-NTC)

Nello spirito della gerarchia delle resistenze, il taglio in base al quale verificare la sezione e progettare le armature trasversali, non è quello fornito dal calcolo, ma deve essere determinato con condizioni di equilibrio, a partire dalla capacità resistente a flessione delle sezioni di estremità della trave. Questa deve essere valutata a partire dalle armature superiori e inferiori effettivamente disposte nella sezione, includendo anche eventuali barre che possono essere disposte nel solaio, parallelamente all'asse della trave ed a una modesta distanza da questa (ad esempio armature di ripartizione del solaio). Ciò significa che i tagli si calcolano considerando l'equilibrio della trave sotto l'azione dei carichi gravitazionali nella condizione sismica di progetto ( $G_K + \psi_2 + Q_K$ ) e dei momenti resistenti  $M_{Rd}$  (corrispondenti alla formazione della cerniera plastica) nelle sezioni di estremità, amplificati del fattore  $\gamma_{Rd} = 1,2$  nel caso di Classe di Duttività Alta (CD"A") [7.4.5.2.1].

Si ricorda che nel caso di sisma "positivo", cioè da sinistra verso destra, la sezione di sinistra si plasticizza con momento flettente positivo e quella di destra con momento negativo, mentre il contrario accade con sismica di verso opposto. Gli schemi di calcolo da considerare sono dunque 4:

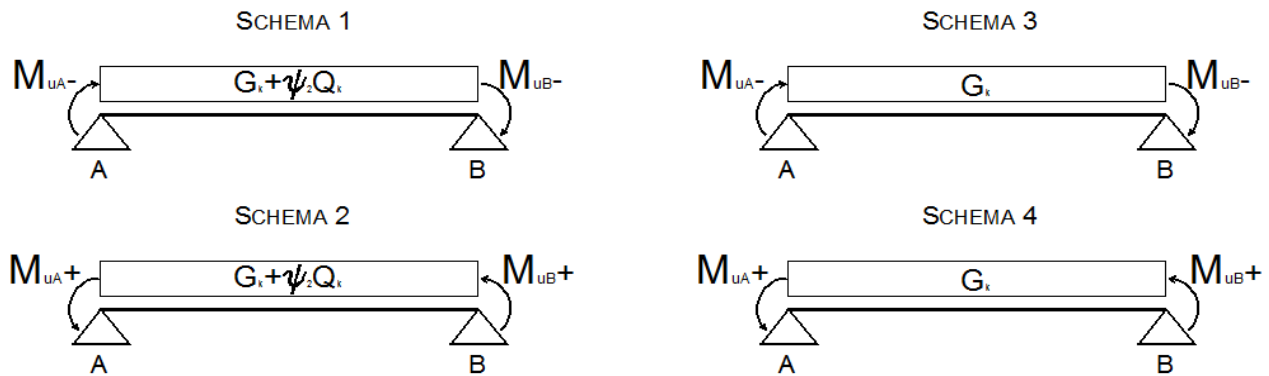


Fig.9.6 Schemi di calcolo del taglio di progetto

Si è indicato con  $M_u^+$  e  $M_u^-$  il momento resistente avente, rispettivamente, verso antiorario e orario. Il taglio è valutato attraverso la semplice sovrapposizione degli effetti e varia linearmente lungo la trave. Le formule per ottenere i tagli di calcolo  $V_{Ed}$  negli appoggi sono le seguenti:

$$\begin{aligned}
 V_{A,1} &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} - (G_k + \psi Q_k) \frac{l_{trave}}{2} & V_{B,1} &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} + (G_k + \psi Q_k) \frac{l_{trave}}{2} \\
 V_{A,2} &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} - (G_k + \psi Q_k) \frac{l_{trave}}{2} & V_{B,2} &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + (G_k + \psi Q_k) \frac{l_{trave}}{2} \\
 V_{A,3} &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} - G_k \frac{l_{trave}}{2} & V_{B,3} &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} + G_k \frac{l_{trave}}{2} \\
 V_{A,4} &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} - G_k \frac{l_{trave}}{2} & V_{B,4} &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + G_k \frac{l_{trave}}{2}
 \end{aligned}$$

Oltre al calcolo precedentemente esposto è stata considerata anche la combinazione  $V_d$  caratterizzata dai soli carichi verticali ( $1,3 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_k$ ). Il taglio di calcolo risulterà dunque dall'espressione:

$$V_{Ed} = \max(V_d; V_1; V_2; V_3; V_4)$$

Nei casi in cui le cerniere plastiche non si formino nella trave ma negli elementi che la sostengono, le sollecitazioni di taglio sono calcolate sulla base della resistenza di questi ultimi. I momenti resistenti sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente presenti, compreso il contributo di quelle poste all'interno della lunghezza collaborante di eventuali solette piene, se ancorate al di fuori della campata in esame.

#### Il taglio resistente $V_{Rd}$ (4.1.2.1.3.2-NTC)

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di un'adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo. L'armatura a taglio è normalmente realizzata con staffe, e quindi le formule seguenti sono state utilizzate ponendo  $\cot \theta$  l'inclinazione dei puntoni si considera pari a 45° affinché il comportamento sia elastico, ma si riduce di poco dopo lo snervamento delle staffe, determinando un maggior impegno per il calcestruzzo ed uno sgravio per le armature. La  $\cot \theta$  può variare in generale da 1 a 2,5. La norma sismica impone però di considerare  $\cot \theta = 1$  nelle zone critiche di strutture con classe di duttilità "A" a partire dal filo pilastro. Porre  $\cot \theta = 1$  porta a considerare una resistenza a taglio più piccola, sostanzialmente quella valutata con il classico modello di traliccio di Morsch.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\cot \alpha + \cot \vartheta}{1 + \cot^2 \vartheta}$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

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

Dove:

$d$  è l'altezza utile della sezione

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm)

$A_s$  area dell'armatura trasversale

$s$  interasse tra due armature trasversali consecutive

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave ( $\alpha = 90^\circ$ )

$f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ )

$\alpha_c$  coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrane non compresse

### 15.3.3 Verifica flessionale

In ogni sezione il momento resistente, calcolato come indicato nel precedentemente, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo, calcolato nel programma di calcolo SAP 2000 con le combinazioni sismiche.

### 15.3.4 Verifica a taglio

Per il progetto delle armature trasversali si deve soddisfare la verifica di resistenza allo SLU:

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

Dove  $V_{Rd}$  è il taglio resistente e  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente, ricordando che nelle zone critiche la  $\cot \vartheta = 1$ .

Se nelle zone critiche il rapporto tra il taglio minimo e quello massimo risulta inferiore a -0,5, e se il maggiore tra i valori assoluti dei due tagli supera il valore:

$$V_{R1} = \left( 2 - \left| \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \right| \right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

Dove  $b_w$  è la larghezza dell'anima della trave e  $d$  è l'altezza utile della sua sezione, allora nel piano verticale di inflessione della trave devono essere disposti due ordini di armature diagonali, l'uno inclinato di  $+45^\circ$  e l'altro di  $-45^\circ$  rispetto all'asse della trave.

La resistenza deve essere affidata per metà alle staffe e per metà ai due ordini di armature inclinate, per le quali deve risultare

$$V_{Ed,max} \leq \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{2}}$$

### 15.3.5 Progetto delle armature longitudinali

Il dimensionamento delle armature si effettua utilizzando le sollecitazioni provenienti dall'analisi statica lineare: il momento flettente di calcolo  $M_d$  per la zona tesa delle sezioni di estremità e di mezzzeria, e il taglio di calcolo  $V_d$  per la zona compressa delle sezioni di estremità di tutte le travi; l'area necessaria  $A_{nec}$  si calcola con le formule:

$$A_{nec} = \frac{M_d}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad A_{nec} = \frac{V_d}{f_{yd}}$$

Sia nella zona tesa sia nella zona compressa sono stati disposti almeno due ferri correnti, intorno ai quali si posizionano le armature trasversali; si è scelto un diametro  $\Phi 22$  mm per i ferri delle travi. Nonostante non fosse

necessario, da calcolo, disporre fasce piene per portare il taglio agente sul solaio, si è scelto comunque di disporre fasce piene di dimensione 15 cm in entrambe le direzioni principali. Il diametro scelto per i ferri passanti all'interno delle fasce piene è  $\Phi 8$  mm. Tale scelta è stata effettuata per limitare i vincoli imposti dalle prescrizioni sulle percentuali di armatura di cui si parla di seguito.

Stabilite le "armature di partenza", ad esse si applicano le limitazioni presenti nelle sezioni dettagli costruttivi (7.4.6-NTC e 4.1.6-NTC):

Limitazioni geometriche : (7.4.6.1-NTC)

La larghezza  $b$  della trave deve essere  $\geq 20 \text{ cm}$   $[b=30 \text{ cm}]$

Il rapporto  $b/h$  tra larghezza e altezza della sezione  $\geq 0,25$   $[b/h = 0,6 \text{ travi } 30 \times 50]$

Le zone critiche si estendono, in CD"A", per una lunghezza pari a 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro.  $[L_{cr} = 0,75 \text{ m}]$

Limitazioni di armatura: (7.4.6.2-NTC)

Almeno due barre di diametro non inferiore a 14mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave.

Al fine di assicurare le caratteristiche di duttilità locale e globale è necessario che la percentuale di armatura sia compresa nei seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove:

$\rho$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad  $A_s/A_c$ ;

$\rho_{comp}$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa pari ad  $A'_s/A_c$ ;

$f_{yk}$  la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa)

Nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere:  $\rho_{comp} \geq 0,5\rho$

Nel resto della lunghezza della trave invece deve essere:  $\rho_{comp} \geq 0,25\rho$

L'armatura superiore, disposta per il momento negativo alle estremità delle travi deve essere contenuta, per almeno il 75%, entro la larghezza dell'anima. Almeno  $\frac{1}{3}$  della suddetta armatura deve essere mantenuta per tutta la lunghezza della trave.

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a (4.1.6.1-NTC):

$$A_{s,min} = \max \left( 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d \right)$$

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio ( $A_s = T_d/f_{yd}$ ).

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente  $A_{s,max} = 0,04A_c$ , essendo  $A_c$  l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Nell'**appendice A** sono riportate le armature ottenute per sopportare tali sollecitazioni e rispettare i limiti di normativa (rispettando i dettagli costruttivi su  $A_{s,min}$  e  $A_{s,max}$  del cap.7 risultano rispettati anche i dettagli costruttivi del cap.4):

Il momento resistente delle sezioni è stato calcolato attraverso il Software "VCA SLU" .



Trave Parete 180x30																			
REBARS DESIGN										NTC 7.4.6.2.1				NTC 7.4.6.1.1	ZONA CRITICA		NTC 4.1.6.11		
			Md [kN*m]	pl'2/16 [kN/m]	T [kN]	d	As [mm²]	φ	as mia	Mr(φ)	Coeff.Verifica	1.4/fyk	3.5/fyk+pcomp	1.4/fyk < p < 3.5/fyk+pcomp	pcomp≥0.25p	pcomp	pcomp≥0.5p	As min	As max
A	sup	SX	290.00			1650	499.07	4φ24	1808.64	1050.97	3.62	0.0031	0.011127111	0.0034	verificato	0.00345	0.001700	839.10	21600
		dx			1650	499.07	4φ24	1808.64	1050.97	3.62	839.10							21600	
	inf	SX			1650	1055.46	4φ24	1808.64	1050.97	1.71	839.10							21600	
		dx		413.00	1650	1055.46	4φ24	1808.64	1050.97	1.71	839.10							21600	
B	sup	SX	1697.00			1650	2920.42	7φ24	3165.12	1839.19	1.08	0.0031	0.011222806	0.0060	verificato	0.00345	0.003014	839.10	21600
		dx			1650	2920.42	7φ24	3165.12	1839.19	1.08	839.10							21600	
	inf	SX			1650	1528.24	4φ24	1808.64	1050.97	1.18	839.10							21600	
		dx		598.00	1650	1528.24	4φ24	1808.64	1050.97	1.18	839.10							21600	
C	sup	SX	1610.00			1650	2770.70	7φ24	3165.12	1839.19	1.14	0.0031	0.011222806	0.0059	verificato	0.00345	0.002931	839.10	21600
		dx			1650	2770.70	7φ24	3165.12	1839.19	1.14	839.10							21600	
	inf	SX			1650	1505.24	4φ24	1808.64	1050.97	1.20	839.10							21600	
		dx		589.00	1650	1505.24	4φ24	1808.64	1050.97	1.20	839.10							21600	
D	sup	SX	392.00			1650	674.61	4φ24	1808.64	1050.97	2.68	0.0031	0.011222806	0.0033	verificato	0.00345	0.001650	839.10	21600
		dx			1650	674.61	4φ24	1808.64	1050.97	2.68	839.10							21600	
	inf	SX			1650	1147.46	4φ24	1808.64	1050.97	1.58	839.10							21600	
		dx		449.00	1650	1147.46	4φ24	1808.64	1050.97	1.58	839.10							21600	
AB	inf		1721.00			1650	2961.72	7φ24	3165.12	1839.19	1.07	0.0031	0.011222806	0.0059	verificato	0.00345	0.00293	839.10	21600
BC	inf		415.00			1650	714.19	4φ24	1808.64	1050.97	2.53	0.0031	0.011222806	0.0033	verificato	0.00345	0.00167	839.10	21600
CD	inf		1785.00			1650	3071.86	7φ24	3617.28	2101.93	1.18	0.0031	0.011222806	0.0067	verificato	0.00345	0.00335	839.10	21600
Trave 30x90																			
REBARS DESIGN										NTC 7.4.6.2.1				NTC 7.4.6.1.1	ZONA CRITICA		NTC 4.1.6.11		
			Md [kN*m]	pl'2/16 [kN/m]	T [kN]	d	As [mm²]	φ	as mia	Mr(φ)	Coeff.Verifica	1.4/fyk	3.5/fyk+pcomp	p	pcomp≥0.25p	pcomp	pcomp≥0.5p	As min	As max
A	sup	SX	26.00			850	86.86	4φ24	942.00	281.98	10.85	0.0031	0.009522222	0.0018	verificato	0.00179	0.000900	839.10	21600
		dx			850	86.86	4φ24	942.00	281.98	10.85	839.10							21600	
	inf	SX			850	276.00	4φ24	942.00	281.98	3.41	839.10							21600	
		dx		108.00	850	276.00	4φ24	942.00	281.98	3.41	839.10							21600	
B	sup	SX	293.00			850	978.81	7φ24	942.00	281.98	0.96	0.0031	0.009572063	0.0018	verificato	0.00179	0.000897	839.10	21600
		dx			850	978.81	7φ24	942.00	281.98	0.96	839.10							21600	
	inf	SX			850	299.00	4φ24	942.00	281.98	3.15	839.10							21600	
		dx		117.00	850	299.00	4φ24	942.00	281.98	3.15	839.10							21600	
C	sup	SX	293.00			850	978.81	7φ24	942.00	281.98	0.96	0.0031	0.009572063	0.0017	verificato	0.00179	0.000872	839.10	21600
		dx			850	978.81	7φ24	942.00	281.98	0.96	839.10							21600	
	inf	SX			850	398.67	4φ24	942.00	281.98	2.36	839.10							21600	
		dx		156.00	850	398.67	4φ24	942.00	281.98	2.36	839.10							21600	
D	sup	SX	142.00			850	474.37	4φ24	942.00	281.98	1.99	0.0031	0.009572063	0.0017	verificato	0.00179	0.000850	839.10	21600
		dx			850	474.37	4φ24	942.00	281.98	1.99	839.10							21600	
	inf	SX			850	306.67	4φ24	942.00	281.98	3.07	839.10							21600	
		dx		120.00	850	306.67	4φ24	942.00	281.98	3.07	839.10							21600	
AB	inf		67.00			850	223.82	7φ24	942.00	281.98	4.21	0.0031	0.009572063	0.0017	verificato	0.00179	0.00087	839.10	21600
BC	inf		215.00			850	718.24	4φ24	942.00	281.98	1.31	0.0031	0.009572063	0.0017	verificato	0.00179	0.00087	839.10	21600
CD	inf		215.00			850	718.24	3φ20	942.00	281.98	1.31	0.0031	0.009572063	0.0017	verificato	0.00179	0.00087	839.10	21600

180*30												
Beam	Length	Section	Mu+	Mu-	Gk	Qk,solai	V1+	V2+	V1-	V2-	V(1.3*Gk+1.5*Qk)	Ved
(n°)	(m)		(kNm)	(kNm)	kN/m	kN/m	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	15.8	A	1050.97	-	21	12	354	605	-25	-54	45	604.56
		B	1050.97	-1839.19			35	6	414	385	45	413.85
2	7.9	B	1839.19	-	21	12	536	686	-342	-	45	686.11
		C	1050.97	-1839.19			-342	-356	536	522	45	536.18
3	15	C	1839.19	-	21	12	416	761	16	-11	45	760.66
		D	1050.97	-			-47	-74	353	326	45	352.65

d	b
1650	300

Stirrups out of the critical zone							
θ	fcd[MPa]	Vr <sub>cd</sub> [kN]	Asw/s [mm <sup>2</sup> /m]	φ[mm]	Area	s	Vr <sub>sd</sub>
2.5	15.87	1218.98	450	12	226.08	0.502	1532.7

Check Asw/s	Check s min
>1.5bw	s{0.8*d,330}
OK	330

X-Direction Beams: Stirrups inside the critical zone							
θ	fcd[MPa]	Vr <sub>cd</sub> [kN]	Asw/s [mm <sup>2</sup> /m]	φ[mm]	Area	s	Vr <sub>sd</sub>
1	15.87	1767.52	450	12	226.08	0.502	1226.1

s=min{d/4;175/225;608*φ <sub>long</sub> /24*φ <sub>t</sub>
224

Shear verification: Critical Zone									
Beam	Length	Section	Crit Zon	φ	s stirrups	Vr <sub>sd</sub>	Vr <sub>cd</sub>	Vr <sub>d</sub>	Ved
(n°)	(m)		(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	15.8	A	2.9	12.0	0.1	1226.1	1767.52	1226.1	604.5638
		B				1226.1	1767.52	1226.1	413.8454
2	7.9	A	2.9	12.0	0.1	1226.1	1767.52	1226.1	686.1128
		B				1226.1	1767.52	1226.1	536.1809
3	15	A	2.9	12.0	0.1	1226.1	1767.52	1226.1	760.6628
		B				1226.1	1767.52	1226.1	352.6545

NTC 7.4.4.1.2.2						
Beam	Length	Section	Crit Zon	Vmin	V max	ξ=Vmin/Vmax
(n°)	(m)		(m)	(kN)	(kN)	<0.5
1	15.8	A	2.9	-53.61	604.56	-0.09 OK
		B		6.26	413.85	0.02
2	4.25	A	2.9	-356.06	686.11	-0.52 OK
		B		-356.06	536.18	-0.66
3	7.35	A	2.9	-10.65	760.66	-0.01 OK
		B		-73.71	352.65	-0.21

30°90												
Beam	Length	Section	Mu+	Mu-	Gk	Qk.solaio	V1+	V2+	V1-	V2-	V(1.3*Gk+1.5*Qk)	Ved
(n°)	(m)		(kNm)	(kNm)	kN/m	kN/m	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	15.8	A	281.98	-281.98	40	14	392	434	306	273	73	433.70
		B	281.98	-281.98			306	273	392	359	73	392.01
2	7.9	B	281.98	-281.98	40	14	260	276	89	72	73	275.70
		C	281.98	-281.98			89	72	260	244	73	260.26
3	15	C	281.98	-281.98	40	14	377	418	286	255	73	417.70
		D	281.98	-281.98			286	255	377	345	73	376.62

d	b
850	300

Stirrups out of the critical zone									
θ	fcd[MPa]	Vr <sub>cd</sub> [kN]	A <sub>sw</sub> /s [mm <sup>2</sup> /m]	φ[mm]	Area	s	s[m]	V <sub>rsd</sub>	
2.5	15.87	627.96	450	10	157.00	0.349	0.2	548.3	

X-Direction Beams: Stirrups inside the critical zone									
θ	fcd[MPa]	Vr <sub>cd</sub> [kN]	A <sub>sw</sub> /s [mm <sup>2</sup> /m]	φ[mm]	Area	s	s[m]	V <sub>rsd</sub>	
1	15.87	910.54	450	10	157.00	0.349	0.1	438.6	

Shear verification: Critical Zone										
Beam	Length	Section	Crit Zon	φ	s stirrups	V <sub>rsd</sub>	V <sub>rcd</sub>	V <sub>rd</sub>	V <sub>ed</sub>	
(n°)	(m)		(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
1	15.8	A	2.9	10	0.1	438.6	910.54	438.6	433.6971	
		B							392.0128	
2	7.9	A	2.9	10	0.1	438.6	910.54	438.6	275.6971	
		B							260.2556	
3	15	A	2.9	10	0.1	438.6	910.54	438.6	417.6971	
		B							376.6172	

NTC 7.4.4.1.2.2							
Beam	Length	Section	Crit Zon	V <sub>min</sub>	V <sub>max</sub>	ξ=V <sub>min</sub> /V <sub>max</sub>	
(n°)	(m)		(m)	(kN)	(kN)	<0.5	
1	15.8	A	2.9	73.00	433.70	0.17	OK
		B		73.00	392.01	0.19	
2	4.25	A	2.9	72.33	275.70	0.26	OK
		B		72.33	260.26	0.28	
3	7.35	A	2.9	73.00	417.70	0.17	OK
		B		73.00	376.62	0.19	

## 16 PROGETTO E VERIFICA DEL SOLAIO

Data la presenza delle elevate luci da coprire si è scelto di ricorrere all'utilizzo di un solaio a piastra alleggerito a portanza bidirezionale. Per progettare lo spessore e quindi il tipo di solaio da utilizzare si è fatto riferimento ai prodotti offerti dalla società Cobiax sarà comunque possibile utilizzare prodotti o soluzioni equivalenti che garantiscano le opportune caratteristiche fisiche e meccaniche.

Il principale vantaggio delle piastre biassiali alleggerite prese in esame od equivalenti è di riunire i vantaggi fondamentali del sistema a piastra biassiale massiccio e della soletta alleggerita portante in una sola direzione. Infatti, allo stesso tempo, si ottiene una elevata capacità portante in entrambe le direzioni (tipica della soletta massiccia) unita alla riduzione del peso proprio e alla flessibilità dei pannelli prefabbricati.

Le peculiarità del sistema risultano decisive già nel momento della scelta e configurazione dello schema statico della struttura. Un sistema a piastra di questo tipo permette di realizzare strutture portanti più snelle e campate più ampie.

Per la struttura in esame si è scelto di adottare gabbie di alleggerimento tipo S-180/315 di spessore pari a 30 cm.

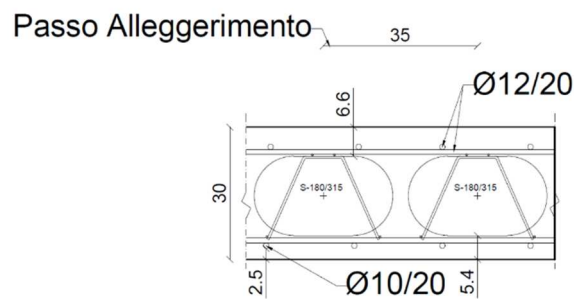


Figura 27 - Sezione longitudinale del solaio S-180/315.

Nel seguito si riporta il procedimento seguito per il dimensionamento e la verifica del solaio:

## Dimensionamento del solaio COBIAX®

### Determinazione dei parametri principali



Gabbie di Alleggerimento tipo   
 Tipologia in opera

[Scarica il Manuale Tecnico Cobiax 2014](#)

(Soluzione a completo getto in opera)

H(solaio) =  cm  
 c(calc, medio) =  "  
 h =  "

D(elem.) = 315 mm  
 passo i(trasv.) = 35 "  
 passo j(longit.) = 35 "

B(gabbia) = 245 cm  
 Nr. elem./mq = 8,16

PP(solaio) =  kN/m<sup>2</sup>

### Piano tipo

Classe di ambiente (EN206 - prEN)

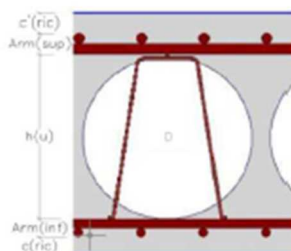
CAT. Ambiente

ordinarie

Asciutto o permanentem. bagnato

Classe REI [min]

(\*)



Cappa S<sub>sup</sub> = 64 mm Ricoprimento alleggerimento  
 h A's = 43 mm Quota Arm. Sup. da estrad.  
 c',ric (Sup.) =  (Ricoprimento ferro sup.)  
 Arm(sup) =  (Somma φ ferri sup.)  
 h(u) = 190 mm (h gabbia alleggerim.)  
 Arm(Inf) =  (Somma φ ferri inf.)  
 c,ric (Inf.) =  (Ricoprimento ferro inf.)  
**OK**

OK  
OK

H,solaio (min) =  cm  
 c,calc-med (min) =  cm

### Sezione da utilizzare solo se necessario

(\*\*)

passo i(trasv.) IMPOSTO =  OK  
 passo j(longit.) IMPOSTO =  OK

Vol.vuoti (teor.)/mq = 0,0929 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>  
 Vol.cls (teor.)/mq = 0,2071 "  
 Riduzione di peso = 232 kg/m<sup>2</sup>  
 Riduz. J(CB)/J(M) =  91,4%  
 Resist. Taglio Residua =  55,0%

(\*) Si fa riferimento al certif. MFPA - Cobiax, nonché alla tab. 5.1 del D.M. 16/02/07

(\*\*) La modifica dei passi degli elementi può essere eseguita solo previa autorizzazione di Cobiax Italia Srl

## Calcolo della capacità portante a taglio

(secondo EN 1992-1-2 : 2004)

Altezza statica Arm. Sup. d' = 25,3 cm  
 k = 1,889

Classe del CLS

OK

Classe di Consistenza

As(min) = 4,04 cm<sup>2</sup>/m

Diametro φ =  mm  
 passo =  cm

As(disp.) = 5,65 cm<sup>2</sup>/m  
 c' = 47 mm

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ct})^{1/3}$$

γ<sub>c</sub> =

### Piano tipo

(altezza utile media di calcolo)

(parametro altezza per calcolo SL)

Prescrizioni relative al calcestruzzo

a/c Max 0,60  
 Cont. Cem. min. 280 kg/m<sup>3</sup>  
 Dmax(inerte) 16 mm

(armatura minima per ciascuna direzione)

$$\rho_{min} = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,0013 \quad (b=100cm)$$

Grado di arm. min. disposta = 0,00224 (ρ<sub>min</sub>) **OK**

v<sub>min</sub> (EN 1992-1-1:05) = 0,48 N/mm<sup>2</sup>

v<sub>Rd,c</sub> (EN 1992-1-1:05) = 0,418 N/mm<sup>2</sup>

v<sub>Rd,c</sub>(CB) = 0,230 N/mm<sup>2</sup> (Residua CB)

V<sub>Rd,c</sub>(CB) = v<sub>Rd,c</sub>(CB) x d =  kN/m (Resid.su d)

V<sub>Rd,c</sub>(MD) = MAX( v<sub>Rd,c</sub>(MD) ) x d =  kN/m (Resid.su d)

### Classificazione dei carichi (secondo D.M. 16/01/08)

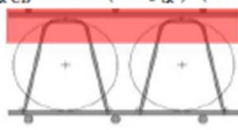
			Piano tipo		
			Interni	-	-
Peso proprio solaio CB=	5,18	kN/mq	Sovracc. permanente [kN/mq]=	3,30	-
Carichi Perm. Tot.=	8,48	kN/mq	Categoria carichi variabili=	Cat. C1	-
Carichi di serv.(pp+p+q)=	11,48	kN/mq	Sovracc. variab. [kN/mq]=	3,00	-
coeff. perm.non strutturali $\gamma_{GZ}$ =	1,3	compiutamente definiti	carichi di linea [kN/m]=	4,00	-
			carichi concentrati [kN]=	-	-

### Verifica del max momento ammissibile per il solaio cobiax

2  $M_{Sd} = 76$  kNm/m  
 $M_{maxCB} = 214,61$  kNm/m  
**OK**

solo per alleggerimenti tipo P / E (sferici) - crf. Allegato A.1

$$M_{maxCB} = 0,2 \cdot (h^3 \cdot f_{ck}) / (1,96 \cdot D_{CB})$$



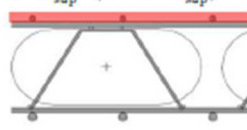
Nel caso di alleggerimenti sferici l'asse neutro può intercettare l'alleggerimento (crf. Allegato A.1 -Fig.1: posizione limite asse neutro per il momento adimensionalizzato  $\mu=0,2$ )

M.Flett. max. campata (SLU)

M.Flett. max ammissibile Cobiax in campata (SLU)

solo per alleggerimenti tipo S (toroidali)

$$M_{maxCB} = \beta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot S_{sup} \cdot (h - \kappa \cdot S_{sup}) + \alpha'_s \cdot f_{yd} \cdot A'_s \cdot (h - c')$$



Nel caso di alleggerimenti toroidali l'asse neutro non dovrà intercettare l'alleggerimento (dovrà essere minore della cappa di ricoprimento  $S_{sup}$ )

# Verifica della freccia di inflessione e della frequenza propria del solaio

## Piano tipo

Cemento  (UNI EN 197-1)

Umidità RH=

t<sub>0</sub>=

h<sub>0</sub>=2A<sub>c</sub>/u= 300,0mm

φ<sub>RH</sub>= 1,66

β(fcm)= 2,80

β(t<sub>0</sub>)= 0,45

β<sub>H</sub>= 696,76

φ<sub>0</sub>= 2,07

$$\frac{E_{RH}}{E_{t,0}} = 1 + \phi(\phi_0, t_{20})$$

Note:

Verifica in zona

Luce di calcolo L=  mt

Freccia istant. ammessa 10,2 mm

Freccia Lungo Per.(amm) 20,3 "

Freccia max. Istant. CB (st.l)=  mm

Freccia Lungo Periodo(calc.) 20,9 "

Freccia max. Istant. (Freq.)=  mm

$$v = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta}} = 6,0 \text{ Hz}$$

Freccia solo PP (CB - st.l)=  mm

Escurs. Istantanea (CB)= 3,3 "

Escurs. Lungo Per.(CB)= 17,4 "

Contromonta imposta cf=  mm

Freccia al tempo t=0 -16,5 mm

Freccia al tempo t=inf. 0,9 "

CAT. Destinazione d'uso

Cat.C - Ambienti suscettibili di affollamento

coeff. di partec. breve periodo ψ(1)= 0,7

coeff. di partec. per Lungo per. ψ(2)= 0,6

Sovracc.var. partecip.nel breve periodo= 2,10 kN/mq

Sovracc.var. partecip.nel lungo periodo= 1,80 kN/mq

f<sub>inf</sub>/f<sub>ist</sub>= 1 + φ<sub>0</sub>=

coeff. Infless. Amm. (Istant.)= L /

coeff. Infless. Amm. (LP)= L /

Rapporto luce/spessore solaio

L/H= 33,87 verificare freccia!

Riduz. Jxy (Stato I)= 0,914 (vedi sopra)

Posizione freccia

in campata

Freccia massima di servizio (SLE Q-Permanente)

OK L / 487

Freccia istantanea (SLE- Frequente)

Freq. min. ammessa 5,00 Hz

(Si attiva nel mom. dello scassero)

OK L / 3079

OK L / 585

(Da eseguirsi in opera al momento dell'armo dei casseri)

L / 616

L / 11764



## Verifica al taglio dell'interfaccia del cls gettati in tempi diversi

### Piano tipo

#### Sollecitazione di calcolo:

$$\begin{aligned} V_{Ed(CB)} = V_{rd,c(CB)} &= 58,13 \text{ kN/m} && \text{(Prima fila di alleggerimenti in prossimità della zona massicce)} \\ z = 0,9d &= 23,58 \text{ cm} && \text{braccio delle forze interne} \\ v_{Ed}^* = V_{Ed(CB)} / z &= 246,53 \text{ kN/m}^2 && \text{Sforzo di taglio all'interfaccia tra i due getti} \end{aligned}$$

#### DATI generali:

$$\begin{aligned} f_{ctd} &= 1,29 \text{ MN/m}^2 && \text{(Resistenza a trazione di design del cls)} \\ \text{Armatura Trasversale } A(s,y) &= 6,41 \text{ cm}^2/\text{m}^2 && \text{(Area staffe gabbia presenti per mq nella zona di interfaccia soggetta a verifica)} \end{aligned}$$



#### Class. Superficie di contatto

Liscia	$c(j) =$	0,35	Coeff. di scabrezza
	$\mu =$	0,6	Coeff. di frizione
Ricopr. Arm. inf. con 1° Strato di getto			
3 cm	$b_{j,red} =$	0,54	Riduz. sup. interfaccia

#### Verifica della resistenza: Resistenza a taglio all'interfaccia [EC2 -6.25]

$$v_{Rd,j} = (c_j \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_{Nd}) \cdot b_{j,red} + \rho \cdot f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) = v_{Rd,j}^* + v_{Rdj,xy} \leq v_{Rdc,CB}$$

$$v_{Rdj,Max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_{j,red} = 2,142 \text{ MN/m}^2$$

dove :  $v = 0,5$  EC2 (DAN)

Trascurando il termine relativo alla compressione all'interfaccia tra i getti ( $\sigma_{Nd}$ ) ed in assenza di armature ( $v_{Rdj,xy} = \rho f_{yd} = 0$ ):

$$\begin{aligned} v_{Rdj}^* &= c_j \cdot f_{ctd} \cdot b_{j,red} = 0,244 \text{ MN/m}^2 \\ \text{Resistenza a taglio Interfaccia} &= 244 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$< v_{Rdj,Max}$   
**ATTENZ.  $< v_{Ed}^*$  [NECESSITA VERIFICA DELL'ARMATURA](#)**

$$\text{Armatura minima richiesta } A_{s,Rich} = \frac{v_{Ed}^* - v_{Rdj}^*}{f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)} = 0,08 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

**Armatura di confezione alleggerimenti sufficiente!  $A(s,y) > A(s,rich)$**

INSERIRE TUTTE LE RELAZIONI DI COBIAX, DI TUTTI I PIANI



## 17 PROGETTO E VERIFICA DELLE PARETI

### 17.1 Pressoflessione

#### 17.1.1 Valutazione del momento di progetto

In accordo con il §7.4.4.5.1 delle NTC, le sollecitazioni di calcolo nelle pareti possono essere determinate mediante una procedura semplificata, che prevede la traslazione verso l'alto dell'involuppo dei diagrammi dei momenti flettenti derivanti dall'analisi.

Se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidezza e resistenza lungo l'altezza (come nel presente caso, in quanto le pareti in esame hanno sezione costante), l'involuppo può essere considerato lineare e la traslazione dello stesso, che deve avvenire parallelamente all'inclinazione degli elementi compressi che nascono all'esplicarsi del meccanismo resistente a taglio, deve avere estensione pari ad  $h_{cr}$  (altezza della zona critica, e quindi inelastica, di base).

L'altezza della zona critica è data da:

$$h_{cr} = \max\left(l_w; \frac{1}{6}h_w\right)$$

dove  $l_w$  rappresenta la massima dimensione in pianta della parete e  $h_w$  l'estensione in altezza della stessa, purché tale valore non superi l'altezza del piano terra (per edifici con meno di 6 orizzontamenti) o due volte l'altezza della sezione di base.

#### 17.1.2 Progetto dell'armatura longitudinale

L'armatura longitudinale delle pareti d'interesse è stata ipotizzata nel rispetto delle prescrizioni Normative indicate al §7.4.6.2.4 ed in seguito confermata attraverso la verifica a presso-flessione delle sezioni più sollecitate.

Secondo tale paragrafo, le barre devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della stessa, ad un passo non superiore a 30 cm, e devono essere collegate con legature in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

Per tutta l'altezza critica appena definita si individuano, alle estremità della parete, due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete stessa ed una lunghezza "confinata"  $l_c$  pari al 20% della lunghezza in pianta dell'elemento; tale lunghezza deve in ogni caso essere non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zona il rapporto geometrico di armatura verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

in modo da conferire l'adeguato livello di duttilità alla parete.

Nella rimanente parte dell'elemento, sia in pianta che in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un'armatura minima pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio.

#### 17.1.3 Verifica a presso-flessione

Le pareti armate sono state verificate a presso-flessione, considerando agenti su di esse il momento flettente di calcolo, individuato in precedenza, e lo sforzo normale minimo derivante dall'analisi dinamica (e ricavato concretamente dal modello SAP realizzando una "Section Cut" alla base degli elementi shell d'interesse per ciascun livello del fabbricato). Per le pareti semplici la verifica è stata effettuata in riferimento al rettangolo di base. Per ciascuna delle sezioni critiche delle pareti d'interesse deve valere:

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

#### 17.1.4 Verifica dello sforzo normale

Oltre che come concausa della nascita di uno stato tensionale di presso-flessione, lo sforzo normale di calcolo  $N_{Ed}$  deve essere considerato anche per la sua azione di compressione assiale.

A tal proposito, l' NTC impone che per le pareti di edifici in CD "B" la sollecitazione assiale massima non ecceda il 40% della forza resistente a compressione della sezione di solo cls, in modo da prevenire il collasso (fragile) per schiacciamento dell'elemento resistente. In pratica si deve verificare che:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} A_c} \leq 0.4$$

essendo  $N_{Ed}$  lo sforzo normale massimo di calcolo e  $f_{cd}$  la resistenza a compressione del calcestruzzo.

### 17.2 Taglio

#### 17.2.1 Valutazione del taglio agente

Secondo le NTC, per le strutture in CD "B" le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel §7.4.4.2.1 e quindi il taglio agente si valuta secondo l'espressione:

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

nella quale  $l_p$  è la lunghezza della parete;  $\gamma_{Rd} = 1.10$  per le strutture in CD "B" ed  $M_{C,Rd}^s$  e  $M_{C,Rd}^i$  sono i momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore.

#### 17.2.2 Progetto dell'armatura a taglio

Secondo il §7.4.6.2.4, le armature orizzontali delle pareti, come quelle verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete e non inferiore a 6 mm. Nelle zone confinate (le estremità della parete lunghe  $l_c$ , larghe come l'elemento stesso ed alte  $h_{cr}$ , definite in precedenza), le staffe devono essere disposte in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Va considerato inoltre che le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata. Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, per le quali va impiegata un'armatura minima orizzontale pari allo 0,2%.

Qualora risultasse necessario dalla verifica a taglio (descritta nel paragrafo seguente), deve poi essere definita un'armatura inclinata che attraversi le potenziali superfici di scorrimento e tutte le sezioni della parete poste al di sopra di essa e distanti meno della minore tra 1/2 dell'altezza e 1/2 della larghezza della parete stessa. Tali armature devono essere efficacemente ancorate al di sopra e al di sotto della superficie di scorrimento.

#### 17.2.3 Valutazione del taglio resistente

La Normativa italiana prevede al §7.4.4.5.1 che vengano considerate, nelle verifiche a taglio, le possibili modalità di rottura della parete, ovvero:

- rottura a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima;
- rottura a taglio-trazione delle armature dell'anima.

Per ciascuna di esse viene definito un taglio resistente, il minore dei quali rappresenterà effettivamente il  $V_{Rd}$  delle pareti.

Analogamente a quanto fatto per i pilastri, la determinazione della resistenza a “taglio-compressione” delle pareti è stata condotta assumendo un braccio delle forze interne  $z$  pari all'80% dell'altezza della sezione, mentre l'inclinazione dei puntoni diagonali compressi è stata considerata pari a  $45^\circ$ . Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo pari a 0,4.

La resistenza a taglio-compressione si valuta come:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\cot \alpha + \cot \vartheta}{1 + \cot^2 \vartheta}$$

essendo:

- $\vartheta$  l'angolo di inclinazione della biella compressa;
- $\alpha$  l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale (pari a  $90^\circ$  per l'impiego di staffe);
- $f'_{cd}$  la resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo ridotta del 50%;
- $d$  l'altezza utile della sezione;
- $b_w$  la larghezza dell'anima di calcestruzzo, ovvero della parte di sezione che fornisce resistenza al taglio;
- $\alpha_c$  un coefficiente maggiorativo che vale, in funzione del valore della tensione media di compressione nella sezione:

- 1 per membrature non compresse
- $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$  per  $0 < \sigma_{cp} < 0,25f_{cd}$
- 1,25 per  $0,25f_{cd} < \sigma_{cp} < 0,5f_{cd}$
- $2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$  per  $0,5f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

essendo  $\sigma_{cp}$  la tensione indotta dallo sforzo normale agente sul pilastro, data dal rapporto tra lo sforzo assiale agente e l'area del calcestruzzo.

Per la determinazione della resistenza a taglio-trazione va considerata la presenza di un'armatura orizzontale specificatamente volta ad assorbire lo sforzo di taglio (staffe). Il taglio resistente si calcola in maniera differente a seconda del valore assunto dal cosiddetto rapporto di taglio  $\alpha_s$ ; questo vale:

$$\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed} l_w)$$

essendo  $l_w$  l'altezza della sezione e  $M_{Ed}$  e  $V_{Ed}$  il momento ed il taglio agenti sulla parete calcolati come detto in precedenza. Per ogni piano va considerato il valore massimo assunto da tale rapporto. Quando  $\alpha_s > 2$  la verifica al taglio si effettua secondo il § 4.1.2.1.3 delle NTC, assumendo un braccio delle forze interne  $z$  pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a  $45^\circ$  e valutando il taglio resistente come:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

con:

- $\vartheta$  l'angolo di inclinazione della biella compressa;

- $\alpha$  l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale (pari a  $90^\circ$  per l'impiego di staffe);
- $\frac{A_s}{s}$  il quantitativo di armatura trasversale al metro, ovvero il rapporto tra l'area d'acciaio complessiva (in  $mm^2$ ) ed il passo  $s$  tra le staffe;
- $f_{yd}$  la resistenza allo snervamento di calcolo dell'acciaio.

Altrimenti si utilizzano le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,075 \rho_h f_{yd,h} b_w \alpha_s l_w$$

$$\rho_h f_{yd,h} b_w z \leq \rho_v f_{yd,v} b_w z + \min N_{Ed}$$

dove:

- $\rho_h$  e  $\rho_v$  rappresentano i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura, rispettivamente orizzontale o verticale, e l'area della sezione di calcestruzzo;
- $f_{yd,h}$  e  $f_{yd,v}$  sono i valori di progetto della resistenza a trazione delle armature orizzontali e verticali;
- $b_w$  è lo spessore dell'anima;
- $N_{Ed}$  è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione),
- $V_{Rd,c}$  è la resistenza a taglio degli elementi non armati, determinata in accordo con il § 4.1.2.1.3.1, da assumersi nulla nelle zone critiche quando  $N_{Ed}$  è di trazione.

Infine, il taglio resistente che si esplica nei confronti del meccanismo di collasso per scorrimento (che può avvenire su piani di debolezza posti all'interno delle zone critiche, come le riprese di getto o i giunti costruttivi) si valuta come:

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

nella quale  $V_{dd}$ ,  $V_{id}$  e  $V_{fd}$  rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, quello delle armature inclinate eventualmente presenti alla base e quello della resistenza per attrito. Tali contributi si determinano secondo le seguenti espressioni:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \\ 0,25 f_{yd} \sum A_{sj} \end{array} \right.$$

$$V_{id} = f_{yd} \sum A_{si} \cos \Phi_i$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \left[ \left( \sum A_{sj} f_{yd} + N_{Ed} \right) \xi + M_{Ed}/z \right] \\ 0,25 f_{yd} \sum A_{sj} \end{array} \right.$$

essendo:

- $\eta$  il coefficiente fornito dalla formula 7.4.9 delle NTC, già impiegato per la determinazione del taglio agente, nel quale  $\alpha_j = 0.6$
- $\mu_f$  il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (che può essere preso pari a 0,60);
- $\sum A_{sj}$  la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento;
- $\xi$  l'altezza della parte compressa della sezione, normalizzata rispetto all'altezza della sezione;
- $A_{sj}$  l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano di scorrimento formando con esso un angolo  $\Phi_i$ . L'eventuale presenza di armature inclinate comporta un incremento della resistenza a flessione alla base della parete che deve essere considerato quando si determina il taglio di calcolo VEd.

## 17.2.4 Verifica a taglio

Perché le sezioni più sollecitate a taglio delle pareti possano dirsi verificate deve valere ovunque:

$$V_{Ed} \leq \min(V_{Rcd}; V_{Rsd}),$$

purché siano soddisfatte le prescrizioni sull'armatura orizzontale espresse nel paragrafo precedente.

Sui piani di scorrimento posti all'interno delle zone critiche deve poi risultare:

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

## 17.2.5 Risultati delle analisi

Non avendo ridotto né il numero, né il diametro delle armature lungo i piani, si riportano le verifiche relative solo al primo piano in quanto rappresenta la condizione più gravosa per la struttura.

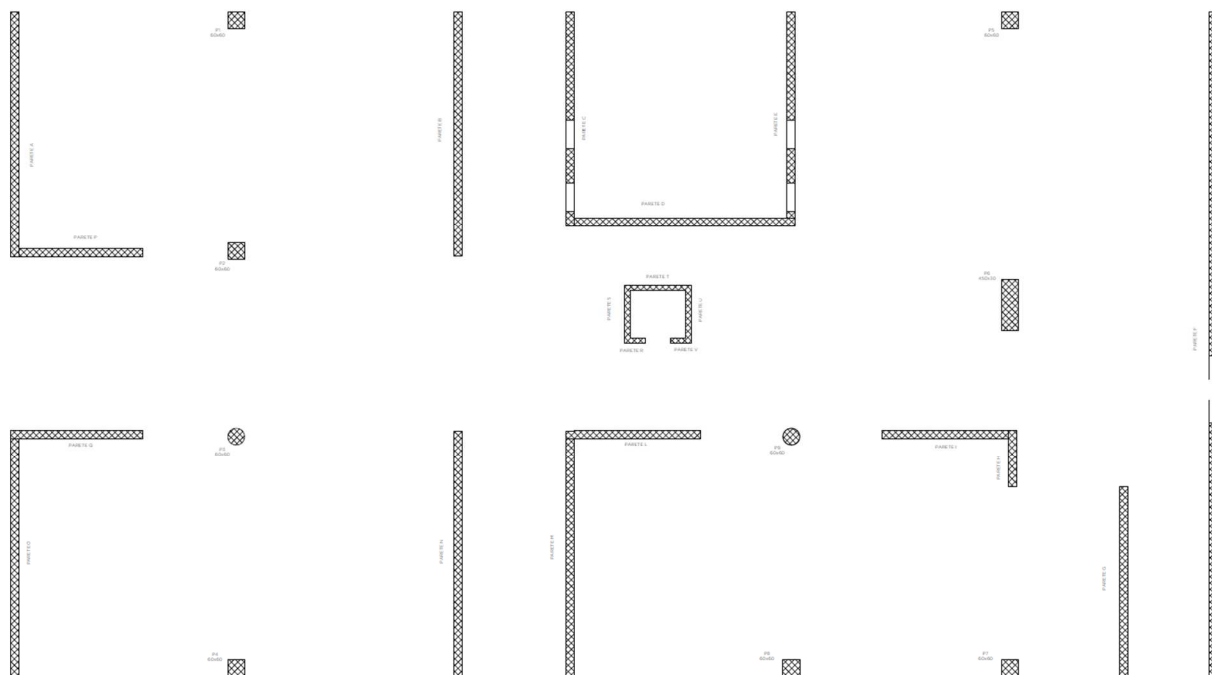


Figura 28 – Pianta nomenclatura elementi verticali

## Parete A

Sulla base della teoria precedentemente esposta si riporta nel seguito una tabella riassuntiva con le dimensioni del setto e le sollecitazioni agenti su di esso ed a seguire le verifiche a flessione e taglio condotte:

Parete	Altezza	B	H	hcr	lcr	d'	Nmax	vd<0,4	Med	V	N g	Coef.di taglio	Ved
n°	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(kN)	NTC	(kNm)	(kN)	(kN)		(kN)
Parete-I	3.9	0.3	8.76	3.9	1.752	0.05	5243	0.13	10557	1479	1994	1.940	2869
Parete-II	3.85	0.3	8.76	3.85	1.752	0.05	3868	0.09	10557	1709	1697	1.940	3315
Parete-III	3.85	0.3	8.76	3.85	1.752	0.05	2357	0.06	7917	1470	1226	1.940	2852
Parete-IV	3.85	0.3	8.76	3.85	1.752	0.05	778	0.02	5278	814	403	1.940	1579

		<i>k</i>	<i>d</i>	<i>ro</i>	<i>fck</i>	<i>gammac</i>	<i>b</i>	<i>θcp</i>	<i>0,25fcd</i>
VRD	1640.00	1.15153255	8710	0.004742	29.05	1.5	300	2.0	3.9675

Verifica a Taglio-Compressione									
Parete	Med	Ved	Ned	B	H	Zona critica	ac	Vr <sub>cd,max(y)</sub>	Vr <sub>cd</sub>
n°	(kNm)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)		(kN)	Zona Critica
Parete-I-1	10557	2869	5243	300	8760	1752	1.14	9522	3809

αs	0.4200167
----	-----------

Verifica a Taglio-Trazione								
Ved ≤ Vr <sub>d,c</sub> + 0.75 * ρ <sub>h</sub> * f <sub>yd</sub> * h * b <sub>w</sub> * α <sub>s</sub> * l <sub>w</sub>						ρ <sub>h</sub> * f <sub>yd</sub> * h * b <sub>w</sub>	ρ <sub>v</sub> * f <sub>yd</sub> * v * b <sub>w</sub> * z + min N	
Asl	Ac	φ	s	ρ <sub>h</sub>	ρ <sub>v</sub>	V1	V2	V3
15768	2628000	10	100	0.00523	0.006	3335.28	4815.819099	5521.32

Verifica a Taglio-Scorrimento									
ΣAs <sub>j</sub>	V <sub>dd1</sub>	V <sub>dd2</sub>	V <sub>dd</sub>	V <sub>id</sub>	x	ε	V <sub>fd1</sub>	V <sub>fd2</sub>	V <sub>rd,scr</sub>
0.01576	1615.33	1542.50	1542.505	30.71705	1.679	0.19166	2120.533855	2245.883	3693.7

Si evidenzia che spesso per la definizione della quantità di armatura sono stati vincolanti i minimi normativi ed infine si è scelto di adottare Ø14 nella zona critica e Ø12 e 10 al di fuori di essa

Si riporta in seguito la disposizione delle armature longitudinali così come rappresentata dal software RCSEC:



\*Nota: I ferri in blu sono quelli all'interno della zona critica (Ø14) mentre i rossi sono al di fuori della zona critica (Ø10)

Il confronto tra i valori dei tagli resistenti con il valore del taglio agente ci permette di concludere che la parete risulta Verificata. Si prescrive inoltre di prevedere legature  $\varnothing 8$  in ragione di  $9/m^2$ .

Si riporta la relativa verifica a pressoflessione effettuata con il programma RC-SEC.

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Parete A

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3260.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	318.2	1025.4
2	348.2	1025.4
3	348.2	149.4
4	318.2	149.4

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam�[mm]
1	323.2	154.4	14.0
2	343.2	154.4	14.0
3	323.2	324.6	14.0
4	343.2	324.6	14.0
5	323.0	349.6	10
6	343.4	349.6	10
7	323.0	374.6	10
8	343.4	374.6	10
9	323.0	399.6	10
10	343.4	399.6	10
11	323.0	424.6	10
12	343.4	424.6	10
13	323.0	449.6	10
14	343.4	449.6	10
15	323.0	474.6	10

16	343.4	474.6	10
17	323.0	499.6	10
18	343.4	499.6	10
19	323.0	524.6	10
20	343.4	524.6	10
21	323.0	549.6	10
22	343.4	549.6	10
23	323.0	574.6	10
24	343.4	574.6	10
25	323.0	599.6	10
26	343.4	599.6	10
27	323.0	624.6	10
28	343.4	624.6	10
29	323.0	649.6	10
30	343.4	649.6	10
31	323.0	674.6	10
32	343.4	674.6	10
33	323.0	699.6	10
34	343.4	699.6	10
35	323.0	724.6	10
36	343.4	724.6	10
37	323.0	749.6	10
38	343.4	749.6	10
39	323.0	774.6	10
40	343.4	774.6	10
41	323.0	799.6	10
42	343.4	799.6	10
43	323.0	824.6	10
44	343.4	824.6	10
45	323.2	850.2	14.0
46	343.2	850.2	14.0
47	323.2	1020.4	14.0
48	343.2	1020.4	14.0
49	323.2	165.4	14.0
50	343.2	165.4	14.0
51	323.2	176.4	14.0
52	343.2	176.4	14.0
53	323.2	187.4	14.0
54	343.2	187.4	14.0
55	323.2	198.4	14.0
56	343.2	198.4	14.0
57	323.2	209.4	14.0
58	343.2	209.4	14.0
59	323.2	220.4	14.0
60	343.2	220.4	14.0
61	323.2	231.4	14.0
62	343.2	231.4	14.0
63	323.2	242.4	14.0
64	343.2	242.4	14.0
65	323.2	253.4	14.0
66	343.2	253.4	14.0
67	323.2	264.4	14.0
68	343.2	264.4	14.0
69	323.2	275.4	14.0
70	343.2	275.4	14.0
71	323.2	286.4	14.0
72	343.2	286.4	14.0
73	323.2	297.4	14.0
74	343.2	297.4	14.0
75	323.2	308.4	14.0
76	343.2	308.4	14.0
77	323.2	319.4	14.0
78	343.2	319.4	14.0
79	323.2	861.2	14.0
80	343.2	861.2	14.0
81	323.2	872.2	14.0
82	343.2	872.2	14.0
83	323.2	883.2	14.0



84	343.2	883.2	14.0
85	323.2	894.2	14.0
86	343.2	894.2	14.0
87	323.2	905.2	14.0
88	343.2	905.2	14.0
89	323.2	916.2	14.0
90	343.2	916.2	14.0
91	323.2	927.2	14.0
92	343.2	927.2	14.0
93	323.2	938.2	14.0
94	343.2	938.2	14.0
95	323.2	949.2	14.0
96	343.2	949.2	14.0
97	323.2	960.2	14.0
98	343.2	960.2	14.0
99	323.2	971.2	14.0
100	343.2	971.2	14.0
101	323.2	982.2	14.0
102	343.2	982.2	14.0
103	323.2	993.2	14.0
104	343.2	993.2	14.0
105	323.2	1004.2	14.0
106	343.2	1004.2	14.0
107	323.2	1015.2	14.0
108	343.2	1015.2	14.0

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	125348	1055781	14485	0	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.8	cm

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)								
Mx Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)								
Mx Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000								
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa								
N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	125363	1574146	10314	125349	2212410	22878	2.096	-----

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace

Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00503	348.2	1025.4	0.00296	343.2	1020.4	-0.01587	323.2	154.4

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000087441	0.000019728	-0.047175187	----	----

### Parete B

Sulla base della teoria precedentemente esposta si riporta nel seguito una tabella riassuntiva con le dimensioni del setto e le sollecitazioni agenti su di esso ed a seguire le verifiche a flessione e taglio condotte:

Parete	Altezza	B	H	hcr	lcr	d'	Nmax	vd<0,4	Med	V	N g	Coef.di taglio	Ved
n°	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(kN)	NTC	(kNm)	(kN)	(kN)		(kN)
Parete-I	3.9	0.3	8.735	3.9	1.747	0.05	4535	0.11	9468	845	4174	1.940	1639
Parete-II	3.85	0.3	8.735	3.85	1.747	0.05	3894	0.09	7100	899	3574	1.940	1744
Parete-III	3.85	0.3	8.735	3.85	1.747	0.05	2729	0.07	4730	733	2499	1.940	1422
Parete-IV	3.85	0.3	8.735	3.85	1.747	0.05	1137	0.03	2367	351	1025	1.940	681
			k	d	ro	fck	gammac	b	δcp		0,25fcd		
VRD	1532.90	1.15175	8685	0.004756	29.05	1.5	300	1.7			3.9675		

Verifica a Taglio-Compressione									
Parete	Med	Ved	Ned	B	H	Zona critica	$\alpha c$	$V_{rcd,max}(y)$	$V_{rcd}$
n°	(kNm)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)		(kN)	Zona Critica
Parete-I-1	9468	2434	4535	300	8735	1747	1.12	9338	3735

---

$\alpha s$	0.445396
------------	----------

Verifica a Taglio-Trazione								
$V_{ed} \leq V_{rd, c + 0.75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd, h} \cdot b_w \cdot a_s \cdot l_w}$							$\rho_h \cdot f_{yd, h} \cdot b_w$	$\rho_v \cdot f_{yd, v} \cdot b_w \cdot z + \min N$
Asl	Ac	$\phi$	s	$\rho_h$	$\rho_v$	V1	V2	V3
13626.6	2620500	10	100	0.005233	0.0052	3325.489	4801.996	4771.410462

Verifica a Taglio-Scorrimento									
ΣAsj	Vdd1	Vdd2	Vdd	Vid	x	ε	Vfd1	Vfd2	Vrd,scr
0.0136266	1395.964	1333.022	1333.022	30.71705	2.76	<b>0.31597</b>	2597.394	3691.862984	3961.133265

Si evidenzia che spesso per la definizione della quantità di armatura sono stati vincolanti i minimi normativi ed infine si è scelto di adottare  $\phi 14$  nella zona critica e  $\phi 12$  e  $\phi 10$  al di fuori di essa

Si riporta in seguito la disposizione delle armature longitudinali:



\*Nota: I ferri in blu sono quelli all'interno della zona critica ( $\phi_{14}$ ) mentre i rossi sono al di fuori della zona critica( $\phi_{10}$ )

Il confronto tra i valori dei tagli resistenti con il valore del taglio agente ci permette di concludere che la parete risulta Verificata. Si prescrive inoltre di prevedere legature  $\varnothing 10$  in ragione di  $9/m^2$ .

Si riporta la relativa verifica a pressoflessione effettuata con il programma RC-SEC.

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Parete B

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3260.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	8149.1	1335.0
2	8179.1	1335.0
3	8179.1	461.5
4	8149.1	461.5

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam�[mm]
1	8154.1	466.5	14.0
2	8174.1	466.5	14.0
3	8154.1	636.0	14.0
4	8174.1	636.0	14.0
5	8153.9	661.7	10
6	8174.3	661.7	10
7	8153.9	686.7	10
8	8174.3	686.7	10
9	8153.9	711.7	10
10	8174.3	711.7	10
11	8153.9	736.7	10
12	8174.3	736.7	10
13	8153.9	761.7	10
14	8174.3	761.7	10
15	8153.9	786.7	10

16	8174.3	786.7	10
17	8153.9	811.7	10
18	8174.3	811.7	10
19	8153.9	836.7	10
20	8174.3	836.7	10
21	8153.9	861.7	10
22	8174.3	861.7	10
23	8153.9	886.7	10
24	8174.3	886.7	10
25	8153.9	911.7	10
26	8174.3	911.7	10
27	8153.9	936.7	10
28	8174.3	936.7	10
29	8153.9	961.7	10
30	8174.3	961.7	10
31	8153.9	986.7	10
32	8174.3	986.7	10
33	8153.9	1011.7	10
34	8174.3	1011.7	10
35	8153.9	1036.7	10
36	8174.3	1036.7	10
37	8153.9	1061.7	10
38	8174.3	1061.7	10
39	8153.9	1086.7	10
40	8174.3	1086.7	10
41	8153.9	1111.7	10
42	8174.3	1111.7	10
43	8153.9	1136.7	10
44	8174.3	1136.7	10
45	8154.1	1160.2	14.0
46	8174.1	1160.2	14.0
47	8154.1	1329.9	14.0
48	8174.1	1329.9	14.0
49	8154.1	477.1	14.0
50	8174.1	477.1	14.0
51	8154.1	488.1	14.0
52	8174.1	488.1	14.0
53	8154.1	499.1	14.0
54	8174.1	499.1	14.0
55	8154.1	510.1	14.0
56	8174.1	510.1	14.0
57	8154.1	521.1	14.0
58	8174.1	521.1	14.0
59	8154.1	532.1	14.0
60	8174.1	532.1	14.0
61	8154.1	543.1	14.0
62	8174.1	543.1	14.0
63	8154.1	554.1	14.0
64	8174.1	554.1	14.0
65	8154.1	565.1	14.0
66	8174.1	565.1	14.0
67	8154.1	576.1	14.0
68	8174.1	576.1	14.0
69	8154.1	587.1	14.0
70	8174.1	587.1	14.0
71	8154.1	598.1	14.0
72	8174.1	598.1	14.0
73	8154.1	609.1	14.0
74	8174.1	609.1	14.0
75	8154.1	620.1	14.0
76	8174.1	620.1	14.0
77	8154.1	631.1	14.0
78	8174.1	631.1	14.0
79	8154.1	1170.8	14.0
80	8174.1	1170.8	14.0
81	8154.1	1181.8	14.0
82	8174.1	1181.8	14.0
83	8154.1	1192.8	14.0

84	8174.1	1192.8	14.0
85	8154.1	1203.8	14.0
86	8174.1	1203.8	14.0
87	8154.1	1214.8	14.0
88	8174.1	1214.8	14.0
89	8154.1	1225.8	14.0
90	8174.1	1225.8	14.0
91	8154.1	1236.8	14.0
92	8174.1	1236.8	14.0
93	8154.1	1247.8	14.0
94	8174.1	1247.8	14.0
95	8154.1	1258.8	14.0
96	8174.1	1258.8	14.0
97	8154.1	1269.8	14.0
98	8174.1	1269.8	14.0
99	8154.1	1280.8	14.0
100	8174.1	1280.8	14.0
101	8154.1	1291.8	14.0
102	8174.1	1291.8	14.0
103	8154.1	1302.8	14.0
104	8174.1	1302.8	14.0
105	8154.1	1313.8	14.0
106	8174.1	1313.8	14.0
107	8154.1	1324.8	14.0
108	8174.1	1324.8	14.0

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	381391	946877	14704	0	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.5	cm

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	381404	2240968	20841	381386	2948916	32649	3.116	-----

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)

Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00244	8179.1	1335.0	0.00299	8174.1	1329.9	-0.00984	8154.1	466.5

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c. nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000089655	0.000012775	-0.746849204	----	----

## Parete C

Sulla base della teoria precedentemente esposta si riporta nel seguito una tabella riassuntiva con le dimensioni del setto e le sollecitazioni agenti su di esso ed a seguire le verifiche a flessione e taglio condotte:

<i>Parete</i>	<i>Altezza</i>	<i>B</i>	<i>H</i>	<i>hcr</i>	<i>lcr</i>	<i>d'</i>	<i>Nmax</i>	<i>vd&lt;0,4</i>	<i>Med</i>	<i>V</i>	<i>N g</i>	<i>Coef.di taglio</i>	<i>Ved</i>
<i>n°</i>	<i>(m)</i>	<i>(m)</i>	<i>(m)</i>	<i>(m)</i>	<i>(m)</i>		<i>(kN)</i>	<i>NTC</i>	<i>(kNm)</i>	<i>(kN)</i>	<i>(kN)</i>		<i>(kN)</i>
Parete-I	3.9	0.3	7.645	3.9	1.529	0.05	6837	0.19	4889	1275	1840	1.940	2474
Parete-II	3.85	0.3	7.645	3.85	1.529	0.05	5452	0.15	3346	715	1603	1.940	1387
Parete-III	3.85	0.3	7.645	3.85	1.529	0.05	3342	0.09	2066	128	1023	1.940	248
Parete-IV	3.85	0.3	7.645	3.85	1.529	0.05	1335	0.04	869	77	407	1.940	149

		<i>k</i>	<i>d</i>	<i>ro</i>	<i>fck</i>	<i>gammac</i>	<i>b</i>	<i>θcp</i>	<i>0,25fcd</i>
VRD	1808.72	1.162275	7595	0.005434	29.05	1.5	300	3.0	3.9675

<i>Verifica a Taglio-Compressione</i>									
<i>Parete</i>	<i>Med</i>	<i>Ved</i>	<i>Ned</i>	<i>B</i>	<i>H</i>	<i>Zona critica</i>	<i>αc</i>	<i>Vrcd,max(y)</i>	<i>Vrcd</i>
<i>n°</i>	<i>(kNm)</i>	<i>(kN)</i>	<i>(kN)</i>	<i>(mm)</i>	<i>(mm)</i>	<i>(mm)</i>		<i>(kN)</i>	<i>Zona Critica</i>
Parete-I-1	4889	2474	6837	300	7645	1529	1.21	8819	3527

<b>αs</b>	0.258542
-----------	----------

<i>Verifica a Taglio-Trazione</i>								
<i>Ved≤Vrd,c+0.75*ph*fyd,h*bw*αs*lw</i>							<i>ph*fyd,h*bw</i>	<i>pv*fyd,v*bw*z+minN</i>
Asl	Ac	φ	s	ph	pv	V1	V2	V3
13761	2293500	10	100	0.005233	0.006	2719.432	4199.328	4814.51607

<i>Verifica a Taglio-Scorrimento</i>									
ΣAsj	Vdd1	Vdd2	Vdd	Vid	x	ε	Vfd1	Vfd2	Vrd,scr
0.013761	1409.733	1346.17	1346.17	30.71705	3.58	<b>0.46828</b>	3863.042	4788.720827	5239.929068

Si evidenzia che spesso per la definizione della quantità di armatura sono stati vincolanti i minimi normativi ed infine si è scelto di adottare Ø14 nella zona critica e Ø12 e 10 al di fuori di essa

Si riporta in seguito la disposizione delle armature longitudinali:



\*Nota: I ferri in blu sono quelli all'interno della zona critica (Ø14) mentre i rossi sono al di fuori della zona critica(Ø10)



Il confronto tra i valori dei tagli resistenti con il valore del taglio agente ci permette di concludere che la parete risulta Verificata. Si prescrive inoltre di prevedere legature  $\varnothing 10$  in ragione di  $9/m^2$ .

Si riporta la relativa verifica a pressoflessione effettuata con il programma RC-SEC.

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Parete C

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3260.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	1519.5	1077.6
2	1549.5	1077.6
3	1549.5	313.6
4	1519.5	313.6

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam�[mm]
1	1544.5	1072.6	14.0
2	1524.5	1072.6	14.0
3	1544.7	516.5	10
4	1524.3	516.5	10
5	1544.7	491.5	10
6	1524.3	491.5	10
7	1544.5	350.2	14.0
8	1544.5	318.6	14.0
9	1524.5	318.6	14.0
10	1544.5	466.5	14.0
11	1524.5	466.5	14.0
12	1524.5	350.2	14.0
13	1524.5	329.1	14.0
14	1544.5	381.9	14.0

15	1544.5	371.4	14.0
16	1544.5	360.8	14.0
17	1524.5	381.9	14.0
18	1524.5	371.4	14.0
19	1524.5	360.8	14.0
20	1544.5	413.6	14.0
21	1544.5	403.0	14.0
22	1544.5	392.5	14.0
23	1524.5	413.6	14.0
24	1524.5	403.0	14.0
25	1524.5	392.5	14.0
26	1544.5	445.3	14.0
27	1544.5	434.7	14.0
28	1544.5	424.2	14.0
29	1524.5	445.3	14.0
30	1524.5	434.7	14.0
31	1524.5	424.2	14.0
32	1544.5	455.8	14.0
33	1524.5	455.8	14.0
34	1544.5	956.3	14.0
35	1544.5	945.8	14.0
36	1544.5	935.2	14.0
37	1544.5	924.7	14.0
38	1524.5	924.7	14.0
39	1524.5	956.3	14.0
40	1524.5	945.8	14.0
41	1524.5	935.2	14.0
42	1544.5	988.0	14.0
43	1544.5	977.5	14.0
44	1544.5	966.9	14.0
45	1524.5	988.0	14.0
46	1524.5	977.5	14.0
47	1524.5	966.9	14.0
48	1544.5	1019.7	14.0
49	1544.5	1009.1	14.0
50	1544.5	998.6	14.0
51	1524.5	1019.7	14.0
52	1524.5	1009.1	14.0
53	1524.5	998.6	14.0
54	1544.5	1051.4	14.0
55	1544.5	1040.8	14.0
56	1544.5	1030.3	14.0
57	1524.5	1051.4	14.0
58	1524.5	1040.8	14.0
59	1524.5	1030.3	14.0
60	1544.5	1061.9	14.0
61	1524.5	1061.9	14.0
62	1544.7	566.5	10
63	1524.3	566.5	10
64	1544.7	541.5	10
65	1524.3	541.5	10
66	1544.7	591.5	10
67	1524.3	591.5	10
68	1544.7	641.5	10
69	1524.3	641.5	10
70	1544.7	616.5	10
71	1524.3	616.5	10
72	1544.7	666.5	10
73	1524.3	666.5	10
74	1544.7	716.5	10
75	1524.3	716.5	10
76	1544.7	691.5	10
77	1524.3	691.5	10
78	1544.7	741.5	10
79	1524.3	741.5	10
80	1544.7	791.5	10
81	1524.3	791.5	10
82	1544.7	766.5	10

83	1524.3	766.5	10
84	1544.7	816.5	10
85	1524.3	816.5	10
86	1544.7	866.5	10
87	1524.3	866.5	10
88	1544.7	841.5	10
89	1524.3	841.5	10
90	1544.7	916.5	10
91	1524.3	916.5	10
92	1544.7	891.5	10
93	1524.3	891.5	10
94	1524.5	338.7	14.0
95	1544.5	338.7	14.0
96	1544.5	329.1	14.0

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	315779	488938	13017	0	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.0	cm

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)								
Mx Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)								
Mx Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000								
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa								
N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	315790	1496741	34837	315780	2002503	51415	4.099	-----

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione									
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace									
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)									
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)									
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00146	1549.5	1077.6	0.00277	1544.5	1072.6	-0.00734	1524.5	318.6

## POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.				
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)				
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000136612	0.000009788	-0.218726727	----	----

Parete D

Sulla base della teoria precedentemente esposta si riporta nel seguito una tabella riassuntiva con le dimensioni del setto e le sollecitazioni agenti su di esso ed a seguire le verifiche a flessione e taglio condotte:

Parete	Altezza	B	H	A/B	Sezione	hcr	lcr	d'	Nmax	Med	V	Mrd	Pareti estese debolmente armate	Ved
n°	(m)	(m)	(m)			(m)	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)		(kN)
Parete-I	3.9	0.3	7.645	13.00	inf sup	3.9	1.529	0.05	6837	4889	1275	35465	1.940	2910
Parete-II	3.85	0.3	7.645	12.83	inf sup	3.85	1.529	0.05	5452	4889	715	23030	1.940	2774
Parete-III	3.85	0.3	7.645	12.83	inf sup	3.85	1.529	0.05	3342	2066	128	18117	1.940	2658
Parete-IV	3.85	0.3	7.645	12.83	inf sup	3.85	1.529	0.05	1335	869	77	12508	1.940	2522

Si evidenzia che spesso per la definizione della quantità di armatura sono stati vincolanti i minimi normativi ed infine si è scelto di adottare Ø14 nella zona critica e Ø12 e 10 al di fuori di essa

		$k$	$d$	$ro$	$fck$	$\gamma_{mac}$	$b$		$\vartheta_{cp}$	$0,25fcd$
VRD	1254.83	1.159617	7850	0.002637	29.05	1.5	300		1.7	3.9675

Verifica a Taglio-Compressione									
Parete	Med	Ved	Ned	B	H	Zona critica	αc	Vrcd,max(y)	Vrcd
n°	(kNm)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)		(kN)	Zona Critica
Parete-I-1	14910	2910	4114	300	7900	1580	1.12	8448	3379

αs	0.648571
----	----------

Verifica a Taglio-Trazione								
Asl	Ac	φ	s	ph	pv	V1	V2	V3
7759.108	2370000	10	100	0.005233	0.003274	3615.609177	4340.319	3968.231

Verifica a Taglio-Scorrimento									
ΣAsj	Vdd1	Vdd2	Vdd	Vid	x	ε	Vfd1	Vfd2	Vrd,scr
0.00948	971.1696	927.381	927.381	30.71705	1.679	0.212531646	2263.89	2245.883	3203.981365

Si riporta in seguito la disposizione delle armature longitudinali:



\*Nota: I ferri in blu sono quelli all'interno della zona critica (Ø14) mentre i rossi sono al di fuori della zona critica(Ø10)

Il confronto tra i valori dei tagli resistenti con il valore del taglio agente ci permette di concludere che la parete risulta Verificata. Si prescrive inoltre di prevedere legature  $\varnothing 10$  in ragione di  $9/m^2$ .

Si riporta la relativa verifica a pressoflessione effettuata con il programma RC-SEC.

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Parete D

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3260.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C28/35	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	7608.1	466.3
2	8428.1	466.3
3	8428.1	436.3
4	7608.1	436.3

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam�[mm]
1	7633.1	441.3	14.0
2	7613.1	441.3	14.0
3	7613.1	461.5	14.0
4	7766.1	461.5	14.0
5	7766.1	441.5	14.0
6	7622.8	461.5	14.0
7	7622.8	441.5	14.0
8	7645.9	461.5	14.0
9	7645.9	441.5	14.0
10	7656.8	461.5	14.0
11	7656.8	441.5	14.0
12	7667.8	461.5	14.0
13	7667.8	441.5	14.0
14	7678.7	461.5	14.0

15	7678.7	441.5	14.0
16	7689.6	461.5	14.0
17	7689.6	441.5	14.0
18	7700.6	461.5	14.0
19	7700.6	441.5	14.0
20	7711.5	461.5	14.0
21	7711.5	441.5	14.0
22	7722.4	461.5	14.0
23	7722.4	441.5	14.0
24	7733.3	461.5	14.0
25	7733.3	441.5	14.0
26	7744.3	461.5	14.0
27	7744.3	441.5	14.0
28	7755.2	461.5	14.0
29	7755.2	441.5	14.0
30	7780.6	461.5	10
31	7780.6	441.1	10
32	7805.6	461.5	10
33	7805.6	441.1	10
34	7830.6	461.5	10
35	7830.6	441.1	10
36	7855.6	461.5	10
37	7855.6	441.1	10
38	7880.6	461.5	10
39	7880.6	441.1	10
40	7905.6	461.5	10
41	7905.6	441.1	10
42	7930.6	461.5	10
43	7930.6	441.1	10
44	7955.6	461.5	10
45	7955.6	441.1	10
46	7980.6	461.5	10
47	7980.6	441.1	10
48	8005.6	461.5	10
49	8005.6	441.1	10
50	8030.6	461.5	10
51	8030.6	441.1	10
52	8055.6	461.5	10
53	8055.6	441.1	10
54	8080.6	461.5	10
55	8080.6	441.1	10
56	8105.6	461.5	10
57	8105.6	441.1	10
58	8130.6	461.5	10
59	8130.6	441.1	10
60	8155.6	461.5	10
61	8155.6	441.1	10
62	8180.6	461.5	10
63	8180.6	441.1	10
64	8205.6	461.5	10
65	8205.6	441.1	10
66	8270.1	461.5	14.0
67	8270.1	441.5	14.0
68	8413.3	461.5	14.0
69	8413.3	441.5	14.0
70	8390.3	461.5	14.0
71	8390.3	441.5	14.0
72	8379.4	461.5	14.0
73	8379.4	441.5	14.0
74	8368.5	461.5	14.0
75	8368.5	441.5	14.0
76	8357.6	461.5	14.0
77	8357.6	441.5	14.0
78	8346.6	461.5	14.0
79	8346.6	441.5	14.0
80	8335.7	461.5	14.0
81	8335.7	441.5	14.0
82	8324.8	461.5	14.0

83	8324.8	441.5	14.0
84	8313.8	461.5	14.0
85	8313.8	441.5	14.0
86	8302.9	461.5	14.0
87	8302.9	441.5	14.0
88	8292.0	461.5	14.0
89	8292.0	441.5	14.0
90	8281.1	461.5	14.0
91	8281.1	441.5	14.0
92	8230.6	441.2	10
93	8255.6	441.2	10
94	8230.6	461.6	10
95	8255.6	461.6	10
96	8403.1	461.3	14.0
97	8423.1	461.3	14.0
98	8403.1	441.3	14.0
99	8423.1	441.4	14.0
100	7633.1	461.5	14.0

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	200359	4267	1491033	0	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.3	cm

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo trav. Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	200348	-110	1673004	200373	-133	2251787	1.510	-----

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)



N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00789	8428.1	466.3	0.00334	8423.1	461.3	-0.02292	7613.1	441.3

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000032413	0.000000092	-0.269726498	----	----

## Parete E

Sulla base della teoria precedentemente esposta si riporta nel seguito una tabella riassuntiva con le dimensioni del setto e le sollecitazioni agenti su di esso ed a seguire le verifiche a flessione e taglio condotte:

Parete	Altezza	B	H	hcr	lcr	d'	Nmax	vd<0,4	Med	V	N g	Coef.di taglio	Ved
n°	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(kN)	NTC	(kNm)	(kN)	(kN)		(kN)
Parete-I	3.9	0.3	7.34	3.9	1.468	0.05	8656	0.25	5875	589	3744	1.940	1143
Parete-II	3.85	0.3	7.34	3.85	1.468	0.05	7053	0.20	3547	1313	3275	1.940	2547
Parete-III	3.85	0.3	7.34	3.85	1.468	0.05	4095	0.12	1999	1547	2410	1.940	3001
Parete-IV	3.85	0.3	7.34	3.85	1.468	0.05	1699	0.05	1984	1196	794	1.940	2320

	k	d	ro	fck	gammac	b	θcp	0,25fcd
VRD	2060.19	1.165635	7290	0.00566	29.05	1.5	3.9	3.9675

Verifica a Taglio-Compressione									
Parete	Med	Ved	Ned	B	H	Zona critica	ac	Vrcd,max(y)	Vrcd
n°	(kNm)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)		(kN)	Zona Critica
Parete-I-1	5875	1143	8656	300	7340	1468	1.25	8744	3498

αs	0.700478
----	----------

Verifica a Taglio-Trazione								
Ved ≤ Vrd,c + 0.75 * ph * fyd, h * bw * αs * lw							ph * fyd, h * bw	pv * fyd, v * bw * z + minN
Asl	Ac	φ	s	ph	pv	V1	V2	V3
13212	2202000	10	100	0.005233	0.006	4429.175	4030.691	4621.17474

Verifica a Taglio-Scorrimento									
ΣAsj	Vdd1	Vdd2	Vdd	Vid	x	ε	Vfd1	Vfd2	Vrd,scr
0.013212	1353.491	1292.464	1292.464	30.71705	2.2	0.299728	3023.659	2942.789335	4265.970285

Si evidenzia che spesso per la definizione della quantità di armatura sono stati vincolanti i minimi normativi ed infine si è scelto di adottare Ø14 nella zona critica e Ø12 e 10 al di fuori di essa

Si riporta in seguito la disposizione delle armature longitudinali:



\*Nota: I ferri in blu sono quelli all'interno della zona critica (Ø14) mentre i rossi sono al di fuori della zona critica (Ø10)

Il confronto tra i valori dei tagli resistenti con il valore del taglio agente ci permette di concludere che la parete risulta Verificata. Si prescrive inoltre di prevedere legature  $\varnothing 10$  in ragione di  $9/m^2$ .

Si riporta la relativa verifica a pressoflessione effettuata con il programma RC-SEC.

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Parete E

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3260.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	822.5	8016.5
2	822.5	7252.5
3	792.5	7252.5
4	792.5	8016.5

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam�[mm]
1	797.5	7287.5	14.0
2	817.5	7287.5	14.0
3	797.5	7297.5	14.0
4	817.5	7297.5	14.0
5	797.5	7307.5	14.0
6	817.5	7307.5	14.0
7	797.5	7317.5	14.0
8	817.5	7317.5	14.0
9	797.5	7327.5	14.0
10	817.5	7327.5	14.0
11	797.5	7337.5	14.0
12	817.5	7337.5	14.0
13	797.5	7347.5	14.0
14	817.5	7347.5	14.0

15	797.5	7357.5	14.0
16	817.5	7357.5	14.0
17	797.5	7367.5	14.0
18	817.5	7367.5	14.0
19	797.5	7404.7	14.0
20	817.5	7404.7	14.0
21	797.5	7377.5	14.0
22	817.5	7377.5	14.0
23	797.5	8011.5	14.0
24	817.5	8011.5	14.0
25	797.5	8001.5	14.0
26	817.5	8001.5	14.0
27	797.5	7991.5	14.0
28	817.5	7991.5	14.0
29	797.5	7981.5	14.0
30	817.5	7981.5	14.0
31	797.5	7971.5	14.0
32	817.5	7971.5	14.0
33	797.5	7961.5	14.0
34	817.5	7961.5	14.0
35	797.5	7951.5	14.0
36	817.5	7951.5	14.0
37	797.5	7941.5	14.0
38	817.5	7941.5	14.0
39	797.5	7931.5	14.0
40	817.5	7931.5	14.0
41	797.5	7911.5	14.0
42	817.5	7911.5	14.0
43	797.5	7901.5	14.0
44	817.5	7901.5	14.0
45	797.5	7891.5	14.0
46	817.5	7891.5	14.0
47	797.5	7921.5	14.0
48	817.5	7921.5	14.0
49	797.5	7863.6	14.0
50	817.5	7863.6	14.0
51	797.3	7432.0	10
52	817.7	7432.0	10
53	797.3	7457.0	10
54	817.7	7457.0	10
55	797.3	7482.0	10
56	817.7	7482.0	10
57	797.3	7507.0	10
58	817.7	7507.0	10
59	797.3	7532.0	10
60	817.7	7532.0	10
61	797.3	7557.0	10
62	817.7	7557.0	10
63	797.3	7582.0	10
64	817.7	7582.0	10
65	797.3	7607.0	10
66	817.7	7607.0	10
67	797.3	7632.0	10
68	817.7	7632.0	10
69	797.3	7657.0	10
70	817.7	7657.0	10
71	797.3	7682.0	10
72	817.7	7682.0	10
73	797.3	7707.0	10
74	817.7	7707.0	10
75	797.3	7732.0	10
76	817.7	7732.0	10
77	797.3	7757.0	10
78	817.7	7757.0	10
79	797.3	7782.0	10
80	817.7	7782.0	10
81	797.3	7807.0	10
82	817.7	7807.0	10

83	797.3	7832.0	10
84	817.7	7832.0	10
85	797.5	7267.5	14.0
86	817.5	7267.5	14.0
87	797.5	7277.5	14.0
88	817.5	7277.5	14.0
89	797.5	7257.5	14.0
90	817.5	7257.5	14.0
91	797.3	7407.0	10
92	817.7	7407.0	10
93	797.3	7857.0	10
94	817.7	7857.0	10
95	797.5	7881.5	14.0
96	817.5	7881.5	14.0
97	797.5	7871.5	14.0
98	817.5	7871.5	14.0
99	797.5	7387.5	14.0
100	817.5	7387.5	14.0
101	797.5	7397.5	14.0
102	817.5	7397.5	14.0

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	116838	587512	13031	0	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	1.1	cm

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	116842	1221662	16416	116829	1722317	33728	2.931	-----

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)

Ys min      Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max      Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xs max      Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys max      Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00331	822.5	8016.5	0.00283	817.5	8011.5	-0.01171	797.5	7257.5

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c      Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
 x/d      Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
 C.Rid.      Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000118791	0.000016124	-0.223466169	----	----

## Parete F

Sulla base della teoria precedentemente esposta si riporta nel seguito una tabella riassuntiva con le dimensioni del setto e le sollecitazioni agenti su di esso ed a seguire le verifiche a flessione e taglio condotte:

Parete	Altezza	B	H	hcr	lcr	d'	Nmax	vd<0,4	Med	V	N g	Coef.di taglio	Ved
n°	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(kN)	NTC	(kNm)	(kN)	(kN)		(kN)
Parete-I	3.9	0.3	23.68	3.9	4.736	0.05	6435	0.06	39872	2630	6282	1.940	5102
Parete-II	3.85	0.3	23.68	3.85	4.736	0.05	5379	0.05	29336	2817	5298	1.940	5465
Parete-III	3.85	0.3	23.68	3.85	4.736	0.05	3841	0.03	16782	2319	3790	1.940	4499
Parete-IV	3.85	0.3	23.68	3.85	4.736	0.05	2043	0.02	5860	1089	2026	1.940	2113

		<i>k</i>	<i>d</i>	<i>ro</i>	<i>fck</i>	<i>gammac</i>	<i>b</i>	<i>θcp</i>	<i>0,25fcd</i>	<i>0,25fcd</i>
VRD	2553.15	1.091999	23630	0.001754	29.05	1.5	300	0.9	3.9675	3.9675

Verifica a Taglio-Compressione									
Parete	Med	Ved	Ned	B	H	Zona critica	αc	Vrcd,max(y)	Vrcd
n°	(kNm)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)		(kN)	Zona Critica
Parete-I-1	39872	5102	6435	300	23680	4736	1.06	23997	9599

αs	0.330011
----	----------

Verifica a Taglio-Trazione								
$Ved \leq Vrd, c + 0.75 \cdot ph \cdot fy_d, h \cdot bw \cdot \alpha_s \cdot lw$							$ph \cdot fy_d, h \cdot bw$	$pv \cdot fy_d, v \cdot bw \cdot z + min N$
Asl	Ac	φ	s	ph	pv	V1	V2	V3
42624	7104000	10	100	0.005233	0.006	6153.803	13065.19	14979.19878

Verifica a Taglio-Scorrimento									
ΣAsj	Vdd1	Vdd2	Vdd	Vid	x	ε	Vfd1	Vfd2	Vrd,scr
0.042624	4366.575	4169.693	4169.693	30.71705	5.1	0.215372	4111.728	6821.920732	8312.13781

Si evidenzia che spesso per la definizione della quantità di armatura sono stati vincolanti i minimi normativi ed infine si è scelto di adottare Ø14 nella zona critica e Ø12 e 10 al di fuori di essa

Si riporta in seguito la disposizione delle armature longitudinali:



\*Nota: I ferri in blu sono quelli all'interno della zona critica (Ø14) mentre i rossi sono al di fuori della zona critica (Ø10)

Il confronto tra i valori dei tagli resistenti con il valore del taglio agente ci permette di concludere che la parete risulta Verificata. Si prescrive inoltre di prevedere legature  $\varnothing 10$  in ragione di  $9/m^2$ .

Si riporta la relativa verifica a pressoflessione effettuata con il programma RC-SEC.

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Parete F

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3260.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C28/35	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	820.2	-1610.3
2	790.2	-1610.3
3	790.2	757.7
4	820.2	757.7

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam�[mm]
1	815.2	712.7	14.0
2	795.2	712.7	14.0
3	815.2	692.7	14.0
4	795.2	692.7	14.0
5	815.2	672.7	14.0
6	795.2	672.7	14.0
7	815.2	652.7	14.0
8	795.2	652.7	14.0
9	815.2	632.7	14.0
10	795.2	632.7	14.0
11	815.2	732.7	14.0
12	795.2	732.7	14.0
13	815.2	752.7	14.0
14	795.2	752.7	14.0



15	815.2	592.7	14.0
16	795.2	592.7	14.0
17	815.2	572.7	14.0
18	795.2	572.7	14.0
19	815.2	552.7	14.0
20	795.2	552.7	14.0
21	815.2	532.7	14.0
22	795.2	532.7	14.0
23	815.2	612.7	14.0
24	795.2	612.7	14.0
25	815.2	492.7	14.0
26	795.2	492.7	14.0
27	815.2	472.7	14.0
28	795.2	472.7	14.0
29	815.2	452.7	14.0
30	795.2	452.7	14.0
31	815.2	432.7	14.0
32	795.2	432.7	14.0
33	815.2	512.7	14.0
34	795.2	512.7	14.0
35	815.2	392.7	14.0
36	795.2	392.7	14.0
37	815.2	372.7	14.0
38	795.2	372.7	14.0
39	815.2	352.7	14.0
40	795.2	352.7	14.0
41	815.2	332.7	14.0
42	795.2	332.7	14.0
43	815.2	412.7	14.0
44	795.2	412.7	14.0
45	815.2	292.7	14.0
46	795.2	292.7	14.0
47	815.2	312.7	14.0
48	795.2	312.7	14.0
49	815.2	-1565.3	14.0
50	795.2	-1565.3	14.0
51	815.2	-1545.3	14.0
52	795.2	-1545.3	14.0
53	815.2	-1525.3	14.0
54	795.2	-1525.3	14.0
55	815.2	-1505.3	14.0
56	795.2	-1505.3	14.0
57	815.2	-1485.3	14.0
58	795.2	-1485.3	14.0
59	815.2	-1585.3	14.0
60	795.2	-1585.3	14.0
61	815.2	-1605.3	14.0
62	795.2	-1605.3	14.0
63	815.2	-1445.3	14.0
64	795.2	-1445.3	14.0
65	815.2	-1425.3	14.0
66	795.2	-1425.3	14.0
67	815.2	-1405.3	14.0
68	795.2	-1405.3	14.0
69	815.2	-1385.3	14.0
70	795.2	-1385.3	14.0
71	815.2	-1465.3	14.0
72	795.2	-1465.3	14.0
73	815.2	-1345.3	14.0
74	795.2	-1345.3	14.0
75	815.2	-1325.3	14.0
76	795.2	-1325.3	14.0
77	815.2	-1305.3	14.0
78	795.2	-1305.3	14.0
79	815.2	-1285.3	14.0
80	795.2	-1285.3	14.0
81	815.2	-1365.3	14.0
82	795.2	-1365.3	14.0

83	815.2	-1245.3	14.0
84	795.2	-1245.3	14.0
85	815.2	-1225.3	14.0
86	795.2	-1225.3	14.0
87	815.2	-1205.3	14.0
88	795.2	-1205.3	14.0
89	815.2	-1185.3	14.0
90	795.2	-1185.3	14.0
91	815.2	-1265.3	14.0
92	795.2	-1265.3	14.0
93	815.2	-1145.3	14.0
94	795.2	-1145.3	14.0
95	815.2	-1165.3	14.0
96	795.2	-1165.3	14.0
97	815.4	273.7	10
98	795.0	273.7	10
99	815.4	248.7	10
100	795.0	248.7	10
101	815.4	223.7	10
102	795.0	223.7	10
103	815.4	198.7	10
104	795.0	198.7	10
105	815.4	173.7	10
106	795.0	173.7	10
107	815.4	148.7	10
108	795.0	148.7	10
109	815.4	123.7	10
110	795.0	123.7	10
111	815.4	98.7	10
112	795.0	98.7	10
113	815.4	73.7	10
114	795.0	73.7	10
115	815.4	48.7	10
116	795.0	48.7	10
117	815.4	23.7	10
118	795.0	23.7	10
119	815.4	-1.3	10
120	795.0	-1.3	10
121	815.4	-26.3	10
122	795.0	-26.3	10
123	815.4	-51.3	10
124	795.0	-51.3	10
125	815.4	-76.3	10
126	795.0	-76.3	10
127	815.4	-101.3	10
128	795.0	-101.3	10
129	815.4	-126.3	10
130	795.0	-126.3	10
131	815.4	-151.3	10
132	795.0	-151.3	10
133	815.4	-176.3	10
134	795.0	-176.3	10
135	815.4	-201.3	10
136	795.0	-201.3	10
137	815.4	-226.3	10
138	795.0	-226.3	10
139	815.4	-251.3	10
140	795.0	-251.3	10
141	815.4	-276.3	10
142	795.0	-276.3	10
143	815.4	-301.3	10
144	795.0	-301.3	10
145	815.4	-326.3	10
146	795.0	-326.3	10
147	815.4	-351.3	10
148	795.0	-351.3	10
149	815.4	-376.3	10
150	795.0	-376.3	10

151	815.4	-401.3	10
152	795.0	-401.3	10
153	815.4	-426.3	10
154	795.0	-426.3	10
155	815.4	-451.3	10
156	795.0	-451.3	10
157	815.4	-476.3	10
158	795.0	-476.3	10
159	815.4	-501.3	10
160	795.0	-501.3	10
161	815.4	-526.3	10
162	795.0	-526.3	10
163	815.4	-551.3	10
164	795.0	-551.3	10
165	815.4	-576.3	10
166	795.0	-576.3	10
167	815.4	-601.3	10
168	795.0	-601.3	10
169	815.4	-626.3	10
170	795.0	-626.3	10
171	815.4	-651.3	10
172	795.0	-651.3	10
173	815.4	-676.3	10
174	795.0	-676.3	10
175	815.4	-701.3	10
176	795.0	-701.3	10
177	815.4	-726.3	10
178	795.0	-726.3	10
179	815.4	-751.3	10
180	795.0	-751.3	10
181	815.4	-776.3	10
182	795.0	-776.3	10
183	815.4	-801.3	10
184	795.0	-801.3	10
185	815.4	-826.3	10
186	795.0	-826.3	10
187	815.4	-851.3	10
188	795.0	-851.3	10
189	815.4	-876.3	10
190	795.0	-876.3	10
191	815.4	-901.3	10
192	795.0	-901.3	10
193	815.4	-926.3	10
194	795.0	-926.3	10
195	815.4	-951.3	10
196	795.0	-951.3	10
197	815.4	-976.3	10
198	795.0	-976.3	10
199	815.4	-1001.3	10
200	795.0	-1001.3	10
201	815.4	-1026.3	10
202	795.0	-1026.3	10
203	815.4	-1051.2	10
204	795.0	-1051.2	10
205	815.4	-1076.2	10
206	795.0	-1076.2	10
207	815.4	-1101.2	10
208	795.0	-1101.2	10
209	815.4	-1126.2	10
210	795.0	-1126.2	10

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia

				con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.	
Vy				Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y	
Vx				Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x	
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	458032	3987246	37789	0	0

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	17.8	cm

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
As Tesa	Area armature [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	458055	9266354	28963	458044	12867632	61943	3.227	-----

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00475	820.2	757.7	0.00297	815.2	752.7	-0.01522	795.2	-1605.3

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000099344	0.000006872	-0.083186257	----	----

## Parete G

Sulla base della teoria precedentemente esposta si riporta nel seguito una tabella riassuntiva con le dimensioni del setto e le sollecitazioni agenti su di esso ed a seguire le verifiche a flessione e taglio condotte:

Parete	Altezza	B	H	hcr	lcr	d'	Nmax	vd<0,4	Med	V	N g	Coef.di taglio	Ved
n°	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(kN)	NTC	(kNm)	(kN)	(kN)		(kN)
Parete-I	3.9	0.3	6.342	3.9	1.2684	0.05	1059	0.04	2454	507	602	1.940	984
Parete-II	3.85	0.3	6.342	3.85	1.2684	0.05	634	0.02	910	214	0	1.940	415

		$k$	$d$	$ro$	$fck$	$\gamma_{mac}$	$b$	$\vartheta_{cp}$	$0,25fcd$	$0,25fcd$
VRD	863.18	1.178287	6292	0.00655	29.05	1.5	300	0.6	3.9675	3.9675

Verifica a Taglio-Compressione									
Parete	Med	Ved	Ned	B	H	Zona critica	ac	Vrcd,max(y)	Vrcd
n°	(kNm)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)		(kN)	Zona Critica
Parete-I-1	2454	1460	1059	300	6342	1268	1.04	6277	2511

αs	0.265001
----	----------

Verifica a Taglio-Trazione								
Ved ≤ Vrd,c + 0.75 * ρh * fy,d,h * bw * αs * lw							ρh * fy,d,h * bw	ρv * fy,d,v * bw * z + minN
Asl	Ac	φ	s	ph	pv	V1	V2	V3
11415.6	1902600	10	100	0.005233	0.006	1637.539859	3478.89	3988.537

Verifica a Taglio-Scorrimento									
ΣAsj	Vdd1	Vdd2	Vdd	Vid	x	ε	Vfd1	Vfd2	Vrd,scr
0.011416	1169.46	1116.731	1116.731	30.71705	2.07	0.326395459	1342.195	2768.897	2489.642789

Si evidenzia che spesso per la definizione della quantità di armatura sono stati vincolanti i minimi normativi ed infine si è scelto di adottare Ø14 nella zona critica e Ø12 e 10 al di fuori di essa

Si riporta in seguito la disposizione delle armature longitudinali:



\*Nota: I ferri in blu sono quelli all'interno della zona critica (Ø14) mentre i rossi sono al di fuori della zona critica (Ø12)

Il confronto tra i valori dei tagli resistenti con il valore del taglio agente ci permette di concludere che la parete risulta Verificata. Si prescrive inoltre di prevedere legature  $\varnothing 10$  in ragione di  $9/m^2$ .

Si riporta la relativa verifica a pressoflessione effettuata con il programma RC-SEC.

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Parete G

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3260.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C28/35	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	5954.0	-193.1
2	5924.0	-193.1
3	5924.0	441.1
4	5954.0	441.1

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam�[mm]
1	5929.0	436.1	14.0
2	5949.0	436.1	14.0
3	5929.0	426.1	14.0
4	5949.0	426.1	14.0
5	5929.0	416.1	14.0
6	5949.0	416.1	14.0
7	5929.0	406.1	14.0
8	5949.0	406.1	14.0
9	5929.0	396.1	14.0
10	5949.0	396.1	14.0
11	5929.0	386.1	14.0
12	5949.0	386.1	14.0

13	5929.0	376.1	14.0
14	5949.0	376.1	14.0
15	5929.0	366.1	14.0
16	5949.0	366.1	14.0
17	5929.0	356.1	14.0
18	5949.0	356.1	14.0
19	5929.0	346.1	14.0
20	5949.0	346.1	14.0
21	5929.0	336.1	14.0
22	5949.0	336.1	14.0
23	5929.0	326.1	14.0
24	5949.0	326.1	14.0
25	5929.0	316.1	14.0
26	5949.0	316.1	14.0
27	5929.0	-188.1	14.0
28	5949.0	-188.1	14.0
29	5929.0	-178.1	14.0
30	5949.0	-178.1	14.0
31	5929.0	-168.1	14.0
32	5949.0	-168.1	14.0
33	5929.0	-158.1	14.0
34	5949.0	-158.1	14.0
35	5929.0	-148.1	14.0
36	5949.0	-148.1	14.0
37	5929.0	-138.1	14.0
38	5949.0	-138.1	14.0
39	5929.0	-128.1	14.0
40	5949.0	-128.1	14.0
41	5929.0	-118.1	14.0
42	5949.0	-118.1	14.0
43	5929.0	-108.1	14.0
44	5949.0	-108.1	14.0
45	5929.0	-98.1	14.0
46	5949.0	-98.1	14.0
47	5929.0	-88.1	14.0
48	5949.0	-88.1	14.0
49	5929.0	-78.1	14.0
50	5949.0	-78.1	14.0
51	5929.0	-68.1	14.0
52	5949.0	-68.1	14.0
53	5949.1	286.5	12
54	5928.9	286.5	12
55	5949.1	261.5	12
56	5928.9	261.5	12
57	5949.1	236.5	12
58	5928.9	236.5	12
59	5949.1	211.5	12
60	5928.9	211.5	12
61	5949.1	186.5	12
62	5928.9	186.5	12
63	5949.1	161.5	12
64	5928.9	161.5	12
65	5949.1	136.5	12
66	5928.9	136.5	12
67	5949.1	111.5	12
68	5928.9	111.5	12
69	5949.1	86.5	12
70	5928.9	86.5	12
71	5949.1	61.5	12
72	5928.9	61.5	12
73	5949.1	36.5	12
74	5928.9	36.5	12
75	5949.1	11.5	12
76	5928.9	11.5	12
77	5949.1	-13.5	12
78	5928.9	-13.5	12
79	5949.1	-38.5	12
80	5928.9	-38.5	12

81	5949.1	-63.5	12
82	5928.9	-63.5	12
83	5949.1	311.5	12
84	5928.9	311.5	12

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	67903	263680	7974	0	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.3	cm

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)								
Mx Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)								
Mx Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My)								
	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000								
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa								
N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	67921	778538	16519	67905	1159371	32652	4.397	-----

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione									
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace									
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)									
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)									
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00288	5954.0	441.1	0.00274	5949.0	436.1	-0.01062	5929.0	-188.1

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.				
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)				
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000134173	0.000017111	-0.802914131	----	----





## Parete H

Sulla base della teoria precedentemente esposta si riporta nel seguito una tabella riassuntiva con le dimensioni del setto e le sollecitazioni agenti su di esso ed a seguire le verifiche a flessione e taglio condotte:

<i>Parete</i>	<i>Altezza</i>	<i>B</i>	<i>H</i>	<i>hcr</i>	<i>lcr</i>	<i>d'</i>	<i>Nmax</i>	<i>vd&lt;0,4</i>	<i>Med</i>	<i>V</i>	<i>N g</i>	<i>Coef.di taglio</i>	<i>Ved</i>
<i>n°</i>	<i>(m)</i>	<i>(m)</i>	<i>(m)</i>	<i>(m)</i>	<i>(m)</i>		<i>(kN)</i>	<i>NTC</i>	<i>(kNm)</i>	<i>(kN)</i>	<i>(kN)</i>		<i>(kN)</i>
Parete-I	3.9	0.3	2.013	3.25	0.45	0.05	2789	0.29	232	131	1278	1.940	254
Parete-II	3.85	0.3	2.013	3.208333	0.45	0.05	1833	0.19	1833	295	982	1.940	572
Parete-III	3.85	0.3	2.013	3.208333	0.45	0.05	994	0.10	994	247	653	1.940	479
Parete-IV	3.85	0.3	2.013	3.208333	0.45	0.05	472	0.05	472	241	384	1.940	468

		<i>k</i>	<i>d</i>	<i>ro</i>	<i>fck</i>	<i>gammac</i>	<i>b</i>	<i>θcp</i>	<i>0,25fcd</i>	<i>0,25fcd</i>
VRD	767.87	1.319194	1963	0.020637	29.05	1.5	300	4.6	3.9675	3.9675

<b>Verifica a Taglio-Compressione</b>									
<i>Parete</i>	<i>Med</i>	<i>Ved</i>	<i>Ned</i>	<i>B</i>	<i>H</i>	<i>Zona critica</i>	<i>αc</i>	<i>Vrcd,max(y)</i>	<i>Vrcd</i>
<i>n°</i>	<i>(kNm)</i>	<i>(kN)</i>	<i>(kN)</i>	<i>(mm)</i>	<i>(mm)</i>	<i>(mm)</i>		<i>(kN)</i>	<i>Zona Critica</i>
Parete-I-1	232	377	2789	300	2013	450	1.33	2545	1018

<b>αs</b>	0.305478
-----------	----------

<b>Verifica a Taglio-Trazione</b>								
<i>Ved ≤ Vrd,c + 0.75 * ρh * fyd, h * bw * αs * lw</i>							<i>ρh * fyd, h * bw</i>	<i>ρv * fyd, v * bw * z + min N</i>
Asl	Ac	φ	s	ρh	ρv	V1	V2	V3
3907.8	603900	10	100	0.005233	0.006471	1051.206	1085.356	1342.026868

<b>Verifica a Taglio-Scorrimento</b>									
ΣAsj	Vdd1	Vdd2	Vdd	Vid	x	ε	Vfd1	Vfd2	Vrd,scr
0.003908	400.3309	382.2805	382.2805	30.71705	1.39	<b>0.690512</b>	1867.819	1859.307807	2272.305392

Si evidenzia che spesso per la definizione della quantità di armatura sono stati vincolanti i minimi normativi ed infine si è scelto di adottare Ø12 nella zona critica e Ø12 e 10 al di fuori di essa

Si riporta in seguito la disposizione delle armature longitudinali:



Il confronto tra i valori dei tagli resistenti con il valore del taglio agente ci permette di concludere che la parete risulta Verificata. Si prescrive inoltre di prevedere legature  $\varnothing 10$  in ragione di  $9/m^2$ .

Si riporta la relativa verifica a pressoflessione effettuata con il programma RC-SEC.

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Parete H

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3260.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	319.6	282.8
2	289.6	282.8
3	289.6	484.1
4	319.6	484.1

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	314.7	433.4	12
2	294.5	433.4	12
3	314.7	408.4	12
4	294.5	408.4	12
5	314.7	383.4	12
6	294.5	383.4	12
7	314.7	358.4	12
8	294.5	358.4	12
9	314.7	333.4	12
10	294.5	333.4	12
11	314.7	449.1	12
12	314.7	459.1	12
13	314.7	469.1	12
14	314.7	479.1	12
15	294.5	449.1	12

16	294.5	459.1	12
17	294.5	469.1	12
18	294.5	479.1	12
19	314.7	317.8	12
20	314.7	307.8	12
21	314.7	297.8	12
22	314.7	287.8	12
23	294.5	317.8	12
24	294.5	307.8	12
25	294.5	297.8	12
26	294.5	287.8	12
27	314.7	439.1	12
28	294.5	439.1	12
29	314.7	327.8	12
30	294.5	327.8	12

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	23267	18922	3392	0	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	4.4	cm

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)								
Mx Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)								
Mx Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000								
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa								
N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	23249	48155	10600	23275	83998	14992	4.439	-----

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione									
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace									
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)									
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)									
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00245	319.6	484.1	0.00195	314.7	479.1	-0.00883	294.5	287.8

## POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.				
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)				
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000291189	0.000025601	-0.101962635	----	----



Il confronto tra i valori dei tagli resistenti con il valore del taglio agente ci permette di concludere che la parete risulta Verificata. Si prescrive inoltre di prevedere legature  $\varnothing 10$  in ragione di  $9/m^2$ .

Si riporta la relativa verifica a pressoflessione effettuata con il programma RC-SEC.

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Parete I

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3260.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C28/35	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	801.2	1158.3
2	801.2	1128.3
3	321.2	1128.3
4	321.2	1158.3

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam�[mm]
1	326.2	1133.3	14.0
2	326.2	1153.3	14.0
3	336.2	1133.3	14.0
4	336.2	1153.3	14.0
5	346.2	1133.3	14.0
6	346.2	1153.3	14.0
7	356.2	1133.3	14.0
8	356.2	1153.3	14.0
9	366.2	1133.3	14.0
10	366.2	1153.3	14.0
11	376.2	1133.3	14.0
12	376.2	1153.3	14.0

13	386.2	1133.3	14.0
14	386.2	1153.3	14.0
15	396.2	1133.3	14.0
16	396.2	1153.3	14.0
17	406.2	1133.3	14.0
18	406.2	1153.3	14.0
19	756.2	1133.3	14.0
20	756.2	1153.3	14.0
21	746.2	1133.3	14.0
22	746.2	1153.3	14.0
23	736.2	1133.3	14.0
24	736.2	1153.3	14.0
25	726.2	1133.3	14.0
26	726.2	1153.3	14.0
27	716.2	1133.3	14.0
28	716.2	1153.3	14.0
29	421.2	1153.4	12
30	421.2	1133.2	12
31	446.2	1153.4	12
32	446.2	1133.2	12
33	471.2	1153.4	12
34	471.2	1133.2	12
35	496.2	1153.4	12
36	496.2	1133.2	12
37	521.2	1153.4	12
38	521.2	1133.2	12
39	546.2	1153.4	12
40	546.2	1133.2	12
41	571.2	1153.4	12
42	571.2	1133.2	12
43	596.2	1153.4	12
44	596.2	1133.2	12
45	621.2	1153.4	12
46	621.2	1133.2	12
47	646.2	1153.4	12
48	646.2	1133.2	12
49	671.2	1153.4	12
50	671.2	1133.2	12
51	696.2	1153.4	12
52	696.2	1133.2	12
53	766.2	1133.3	14.0
54	766.2	1153.3	14.0
55	706.2	1133.3	14.0
56	706.2	1153.3	14.0
57	796.3	1133.3	12
58	796.3	1153.3	12
59	776.1	1133.3	12
60	776.1	1153.3	12

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	85677	2720	530519	0	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.3 cm



Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.6 cm

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	85676	225	554040	85666	485	775340	1.461	-----

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione

ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00723	801.2	1158.3	0.00322	796.3	1153.3	-0.02125	326.2	1133.3

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000051872	0.000004350	-0.043096923	----	----

## Parete L

Si evidenzia che spesso per la definizione della quantità di armatura sono stati vincolanti i minimi normativi ed infine si è scelto di adottare  $\varnothing 14$  nella zona critica e  $\varnothing 12$  e 10 al di fuori di essa

Parete	Altezza	B	H	hcr	lcr	d'	Nmax	vd<0,4	Med	V	N g	Coef.di taglio	Ved
n°	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(kN)	NTC	(kNm)	(kN)	(kN)		(kN)
Parete-I	3.9	0.3	4.8	3.9	0.96	0.05	4306	0.19	5528	945	1866	1.940	1833
Parete-II	3.85	0.3	4.8	3.85	0.96	0.05	3218	0.14	2907	931	1607	1.940	1806
Parete-III	3.85	0.3	4.8	3.85	0.96	0.05	1941	0.08	1285	621	1140	1.940	1205
Parete-IV	3.85	0.3	4.8	3.85	0.96	0.05	884	0.04	445	298	642	1.940	578

		<i>k</i>	<i>d</i>	<i>ro</i>	<i>fck</i>	<i>gammac</i>	<i>b</i>	<i>ϑcp</i>	<i>0,25fcd</i>	<i>0,25fcd</i>
VRD	1118.47	1.205196	4750	0.004442	29.05	1.5	300	3.0	3.9675	3.9675

Verifica a Taglio-Compressione									
Parete	Med	Ved	Ned	B	H	Zona critica	$\alpha c$	Vrcd,max(y)	Vrcd
n°	(kNm)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)		(kN)	Zona Critica
Parete-I-1	5528	1833	4306	300	4800	960	1.21	5540	2216

$\alpha s$	0.628193
------------	----------

Verifica a Taglio-Trazione								
$Ved \leq Vrd, c + 0.75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd} \cdot h \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w$							$\rho_h \cdot f_{yd} \cdot h \cdot b_w$	$\rho_v \cdot f_{yd} \cdot v \cdot b_w \cdot z + \min N$
Asl	Ac	$\phi$	s	$\rho_h$	$\rho_v$	V1	V2	V3
8640	1440000	10	100	0.005233	0.006	2507.796701	2626.308	3011.0535

Verifica a Taglio-Scorrimento									
$\Sigma As_j$	Vdd1	Vdd2	Vdd	Vid	x	$\varepsilon$	Vfd1	Vfd2	Vrd,scr
0.00864	885.1166	845.208	845.208	30.71705	1	0.208333333	1736.714	1337.631516	2213.556566

Si evidenzia che spesso per la definizione della quantità di armatura sono stati vincolanti i minimi normativi ed infine si è scelto di adottare  $\varnothing 14$  nella zona critica e  $\varnothing 12$  e 10 al di fuori di essa

Si riporta in seguito la disposizione delle armature longitudinali:



\*Nota: I ferri in blu sono quelli all'interno della zona critica ( $\varnothing 14$ ) mentre i rossi sono al di fuori della zona critica ( $\varnothing 12$ )

Il confronto tra i valori dei tagli resistenti con il valore del taglio agente ci permette di concludere che la parete risulta Verificata. Si prescrive inoltre di prevedere legature  $\varnothing 10$  in ragione di  $9/m^2$ .

Si riporta la relativa verifica a pressoflessione effettuata con il programma RC-SEC.

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Parete L

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3260.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	5422.8	1384.5
2	5422.8	1354.5
3	4942.8	1354.5
4	4942.8	1384.5

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam�[mm]
1	4947.8	1379.5	14.0
2	4957.8	1359.5	14.0
3	4957.8	1379.5	14.0
4	4977.8	1359.5	14.0
5	4977.8	1379.5	14.0
6	4987.8	1359.5	14.0
7	4987.8	1379.5	14.0
8	4997.8	1359.5	14.0
9	4997.8	1379.5	14.0
10	5007.8	1359.5	14.0
11	5007.8	1379.5	14.0
12	5017.8	1359.5	14.0
13	5017.8	1379.5	14.0
14	5027.8	1359.5	14.0
15	5027.8	1379.5	14.0

16	5037.8	1359.5	14.0
17	5037.8	1379.5	14.0
18	5417.8	1359.5	14.0
19	5417.8	1379.5	14.0
20	5407.8	1359.5	14.0
21	5407.8	1379.5	14.0
22	5397.8	1359.5	14.0
23	5397.8	1379.5	14.0
24	5387.8	1359.5	14.0
25	5387.8	1379.5	14.0
26	5377.8	1359.5	14.0
27	5377.8	1379.5	14.0
28	5367.8	1359.5	14.0
29	5367.8	1379.5	14.0
30	5357.8	1359.5	14.0
31	5357.8	1379.5	14.0
32	5347.8	1359.5	14.0
33	5347.8	1379.5	14.0
34	5337.8	1359.5	14.0
35	5337.8	1379.5	14.0
36	5327.8	1359.5	14.0
37	5327.8	1379.5	14.0
38	5045.3	1379.6	12
39	5045.3	1359.4	12
40	5070.3	1379.6	12
41	5070.3	1359.4	12
42	5095.3	1379.6	12
43	5095.3	1359.4	12
44	5120.3	1379.6	12
45	5120.3	1359.4	12
46	5145.3	1379.6	12
47	5145.3	1359.4	12
48	5170.3	1379.6	12
49	5170.3	1359.4	12
50	5195.3	1379.6	12
51	5195.3	1359.4	12
52	5220.3	1379.6	12
53	5220.3	1359.4	12
54	5245.3	1379.6	12
55	5245.3	1359.4	12
56	5270.3	1379.6	12
57	5270.3	1359.4	12
58	5295.3	1379.6	12
59	5295.3	1359.4	12
60	5320.3	1379.6	12
61	5320.3	1359.4	12
62	4947.8	1379.5	14.0
63	4967.8	1379.5	14.0
64	4967.8	1359.5	14.0
65	4947.8	1359.5	14.0

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	57254	2678	552851	0	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

## Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: -1.4 cm

## METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sn Sforzo normale allo snervamento [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)  
Mx Sn Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Sn Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)  
Mx Ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
As Tesa Area armature [cm<sup>2</sup>] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	57276	-290	551253	57274	-55	786994	1.423	-----

## METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00802	5422.8	1384.5	0.00320	5417.8	1379.5	-0.02307	4947.8	1359.5

## POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000055701	0.000004654	-0.304997519	----	----

## Parete M

Si evidenzia che spesso per la definizione della quantità di armatura sono stati vincolanti i minimi normativi ed infine si è scelto di adottare  $\varnothing 14$  nella zona critica e  $\varnothing 12$  e 10 al di fuori di essa

Parete	Altezza	B	H	hcr	lcr	d'	Nmax	vd<0,4	Med	V	N g	Coef.di taglio	Ved
n°	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(kN)	NTC	(kNm)	(kN)	(kN)		(kN)
Parete-I	3.9	0.3	8.6	3.9	1.72	0.05	5106	0.12	6592	719	2686	1.940	1395
Parete-II	3.85	0.3	8.6	3.85	1.72	0.05	3948	0.10	3684	921	2352	1.940	1787
Parete-III	3.85	0.3	8.6	3.85	1.72	0.05	2456	0.06	2075	767	1666	1.940	1488
Parete-IV	3.85	0.3	8.6	3.85	1.72	0.05	1246	0.03	1390	556	1009	1.940	1079

		<i>k</i>	<i>d</i>	<i>ro</i>	<i>fck</i>	<i>gammac</i>	<i>b</i>	<i>θcp</i>	<i>0,25fcd</i>	<i>0,25fcd</i>
VRD	1609.90	1.152944	8550	0.00483	29.05	1.5	300	2.0	3.9675	3.9675

Verifica a Taglio-Compressione									
Parete	Med	Ved	Ned	B	H	Zona critica	ac	Vrcd,max(y)	Vrcd
n°	(kNm)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)		(kN)	Zona Critica
Parete-I-1	6592	2071	5106	300	8600	1720	1.14	9338	3735

αs	0.370167
----	----------

Verifica a Taglio-Trazione								
Ved ≤ Vrd,c + 0.75 * ph * fyd, h * bw * αs * lw							ph * fyd, h * bw	pv * fyd, v * bw * z + min N
Asl	Ac	φ	s	ph	pv	V1	V2	V3
15480	2580000	10	100	0.005233	0.006	3076.69	4727.354	5419.896

Verifica a Taglio-Scorrimento									
ΣAsj	Vdd1	Vdd2	Vdd	Vid	x	ε	Vfd1	Vfd2	Vrd,scr
0.01548	1585.834	1514.331	1514.331	30.71705	2.62	0.304651	2554.548	3504.595	4099.596

Si evidenzia che spesso per la definizione della quantità di armatura sono stati vincolanti i minimi normativi ed infine si è scelto di adottare  $\varnothing 14$  nella zona critica e  $\varnothing 12$  e 10 al di fuori di essa

Si riporta in seguito la disposizione delle armature longitudinali:



\*Nota: I ferri in blu sono quelli all'interno della zona critica ( $\varnothing 14$ ) mentre i rossi sono al di fuori della zona critica ( $\varnothing 12$ )

Il confronto tra i valori dei tagli resistenti con il valore del taglio agente ci permette di concludere che la parete risulta Verificata. Si prescrive inoltre di prevedere legature  $\varnothing 10$  in ragione di  $9/m^2$ .

Si riporta la relativa verifica a pressoflessione effettuata con il programma RC-SEC.

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Parete M

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3260.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C28/35	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	5806.1	10129.4
2	5806.1	9253.9
3	5776.1	9253.9
4	5776.1	10129.4

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam�[mm]
1	5781.1	10124.4	14.0
2	5781.1	9258.9	14.0
3	5801.1	9258.9	14.0
4	5781.1	9268.9	14.0
5	5801.1	9268.9	14.0
6	5781.1	9278.9	14.0
7	5801.1	9278.9	14.0
8	5781.1	9288.9	14.0
9	5801.1	9288.9	14.0
10	5781.1	9298.9	14.0
11	5801.1	9298.9	14.0
12	5781.1	9308.9	14.0

13	5801.1	9308.9	14.0
14	5781.1	9318.9	14.0
15	5801.1	9318.9	14.0
16	5781.1	9328.9	14.0
17	5801.1	9328.9	14.0
18	5781.1	9338.9	14.0
19	5801.1	9338.9	14.0
20	5781.1	9348.9	14.0
21	5801.1	9348.9	14.0
22	5781.1	9358.9	14.0
23	5801.1	9358.9	14.0
24	5781.1	9368.9	14.0
25	5801.1	9368.9	14.0
26	5781.1	9378.9	14.0
27	5801.1	9378.9	14.0
28	5781.1	9388.9	14.0
29	5801.1	9388.9	14.0
30	5781.1	9398.9	14.0
31	5801.1	9398.9	14.0
32	5781.1	9408.9	14.0
33	5801.1	9408.9	14.0
34	5781.1	9418.9	14.0
35	5801.1	9418.9	14.0
36	5781.1	10124.4	14.0
37	5801.1	10124.4	14.0
38	5781.1	10084.4	14.0
39	5801.1	10084.4	14.0
40	5781.1	10074.4	14.0
41	5801.1	10074.4	14.0
42	5781.1	10064.4	14.0
43	5801.1	10064.4	14.0
44	5781.1	10054.4	14.0
45	5801.1	10054.4	14.0
46	5781.1	10044.4	14.0
47	5801.1	10044.4	14.0
48	5781.1	10034.4	14.0
49	5801.1	10034.4	14.0
50	5781.1	10024.4	14.0
51	5801.1	10024.4	14.0
52	5781.1	10014.4	14.0
53	5801.1	10014.4	14.0
54	5781.1	10004.4	14.0
55	5801.1	10004.4	14.0
56	5781.1	9994.4	14.0
57	5801.1	9994.4	14.0
58	5781.1	9984.4	14.0
59	5801.1	9984.4	14.0
60	5781.1	9974.4	14.0
61	5801.1	9974.4	14.0
62	5781.1	9964.4	14.0
63	5801.1	9964.4	14.0
64	5781.1	9954.4	14.0
65	5801.1	9954.4	14.0
66	5781.0	9444.3	12
67	5801.2	9444.3	12
68	5781.0	9469.3	12
69	5801.2	9469.3	12
70	5781.0	9494.3	12
71	5801.2	9494.3	12
72	5781.0	9569.3	12
73	5801.2	9569.3	12
74	5781.0	9594.3	12
75	5801.2	9594.3	12
76	5781.0	9619.3	12
77	5801.2	9619.3	12
78	5781.0	9644.3	12
79	5801.2	9644.3	12
80	5781.0	9669.3	12



81	5801.2	9669.3	12
82	5781.0	9694.3	12
83	5801.2	9694.3	12
84	5781.0	9719.3	12
85	5801.2	9719.3	12
86	5781.0	9744.3	12
87	5801.2	9744.3	12
88	5781.0	9769.3	12
89	5801.2	9769.3	12
90	5781.0	9794.3	12
91	5801.2	9794.3	12
92	5781.0	9819.3	12
93	5801.2	9819.3	12
94	5781.0	9844.3	12
95	5801.2	9844.3	12
96	5781.0	9869.3	12
97	5801.2	9869.3	12
98	5781.0	9894.3	12
99	5801.2	9894.3	12
100	5781.0	9919.3	12
101	5801.2	9919.3	12
102	5801.1	10104.4	14.0
103	5801.1	10094.4	14.0
104	5781.1	10104.4	14.0
105	5781.1	10094.4	14.0
106	5781.0	9944.3	12
107	5801.2	9944.3	12
108	5781.0	9544.3	12
109	5801.2	9544.3	12
110	5781.0	9519.3	12
111	5801.2	9519.3	12

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	26636	659226	14651	0	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	-1.4	cm

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata				
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)				
Mx Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia				
My Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia				
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)				
Mx Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia				
My Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia				
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My)				
	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000				
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa				

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
--------	-----	------	-------	-------	-------	--------	--------	----------	---------

1 S 26615 1240423 19137 26612 1917208 41525 2.908 -----

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00344	5806.1	10129.4	0.00272	5801.1	10124.4	-0.01190	5781.1	9258.9

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000142027	0.000013617	-0.959048700	----	----

## Parete N

Si evidenzia che spesso per la definizione della quantità di armatura sono stati vincolanti i minimi normativi ed infine si è scelto di adottare  $\emptyset 14$  nella zona critica e  $\emptyset 12$  e 10 al di fuori di essa

Parete	Altezza	B	H	hcr	lcr	d'	Nmax	vd<0,4	Med	V	N g	Coef.di taglio	Ved
n°	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(kN)	NTC	(kNm)	(kN)	(kN)		(kN)
Parete-I	3.9	0.3	8.76	3.9	1.752	0.05	4466	0.11	7677	810	3961	1.940	1571
Parete-II	3.85	0.3	8.76	3.85	1.752	0.05	3814	0.09	4449	878	3370	1.940	1703
Parete-III	3.85	0.3	8.76	3.85	1.752	0.05	2925	0.07	2267	704	2323	1.940	1366
Parete-IV	3.85	0.3	8.76	3.85	1.752	0.05	1429	0.03	664	449	1277	1.940	871

		$k$	$d$	$ro$	$fck$	$\gamma_{mac}$	$b$	$\vartheta_{cp}$	$0,25fcd$	$0,25fcd$
VRD	1524.12	1.151533	8710	0.004742	29.05	1.5	300	1.7	3.9675	3.9675

Verifica a Taglio-Compressione									
Parete	Med	Ved	Ned	B	H	Zona critica	ac	Vrcd,max(y)	Vrcd
n°	(kNm)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)		(kN)	Zona Critica
Parete-I-1	7677	2333	4466	300	8760	1752	1.12	9347	3739

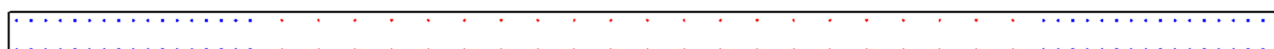
as	0.375673
----	----------

Verifica a Taglio-Trazione								
Ved ≤ Vrd,c + 0.75 * ρh * fyd, h * bw * as * lw							ρh * fyd, h * bw	ρv * fyd, v * bw * z + minN
Asl	Ac	φ	s	ph	pv	V1	V2	V3
15768	2628000	10	100	0.005233	0.006	3040.417	4815.819	5521.321

Verifica a Taglio-Scorrimento									
ΣAsj	Vdd1	Vdd2	Vdd	Vid	x	ε	Vfd1	Vfd2	Vrd,scr
0.015768	1615.338	1542.505	1542.505	30.71705	4.23	0.482877	3669.132	5658.181	5242.353468

Si evidenzia che spesso per la definizione della quantità di armatura sono stati vincolanti i minimi normativi ed infine si è scelto di adottare  $\emptyset 14$  nella zona critica e  $\emptyset 12$  e 10 al di fuori di essa

Si riporta in seguito la disposizione delle armature longitudinali:



\*Nota: I ferri in blu sono quelli all'interno della zona critica ( $\emptyset 14$ ) mentre i rossi sono al di fuori della zona critica ( $\emptyset 12$ )

Il confronto tra i valori dei tagli resistenti con il valore del taglio agente ci permette di concludere che la parete risulta Verificata. Si prescrive inoltre di prevedere legature  $\varnothing 10$  in ragione di  $9/m^2$ .

Si riporta la relativa verifica a pressoflessione effettuata con il programma RC-SEC.

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Parete N

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3260.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C28/35	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-2260.4	8216.3
2	-2290.4	8216.3
3	-2290.4	9088.9
4	-2260.4	9088.9

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam�[mm]
1	-2285.4	9083.9	14.0
2	-2285.4	9073.9	14.0
3	-2265.4	9073.9	14.0
4	-2285.4	9063.9	14.0
5	-2265.4	9063.9	14.0
6	-2285.4	9053.9	14.0
7	-2265.4	9053.9	14.0
8	-2285.4	9043.9	14.0
9	-2265.4	9043.9	14.0
10	-2285.4	9033.9	14.0
11	-2265.4	9033.9	14.0
12	-2285.4	9023.9	14.0

13	-2265.4	9023.9	14.0
14	-2285.4	9013.9	14.0
15	-2265.4	9013.9	14.0
16	-2285.4	9003.9	14.0
17	-2265.4	9003.9	14.0
18	-2285.4	8993.9	14.0
19	-2265.4	8993.9	14.0
20	-2285.4	8983.9	14.0
21	-2265.4	8983.9	14.0
22	-2285.4	8973.9	14.0
23	-2265.4	8973.9	14.0
24	-2285.4	8963.9	14.0
25	-2265.4	8963.9	14.0
26	-2285.4	8953.9	14.0
27	-2265.4	8953.9	14.0
28	-2285.4	8943.9	14.0
29	-2265.4	8943.9	14.0
30	-2285.4	8933.9	14.0
31	-2265.4	8933.9	14.0
32	-2285.4	8923.9	14.0
33	-2265.4	8923.9	14.0
34	-2285.4	8221.3	14.0
35	-2265.4	8221.3	14.0
36	-2285.4	8231.3	14.0
37	-2265.4	8231.3	14.0
38	-2285.4	8241.3	14.0
39	-2265.4	8241.3	14.0
40	-2285.4	8251.3	14.0
41	-2265.4	8251.3	14.0
42	-2285.4	8261.3	14.0
43	-2265.4	8261.3	14.0
44	-2285.4	8271.3	14.0
45	-2265.4	8271.3	14.0
46	-2285.4	8281.3	14.0
47	-2265.4	8281.3	14.0
48	-2285.4	8291.3	14.0
49	-2265.4	8291.3	14.0
50	-2285.4	8301.3	14.0
51	-2265.4	8301.3	14.0
52	-2285.4	8311.3	14.0
53	-2265.4	8311.3	14.0
54	-2285.4	8321.3	14.0
55	-2265.4	8321.3	14.0
56	-2285.4	8331.3	14.0
57	-2265.4	8331.3	14.0
58	-2285.4	8341.3	14.0
59	-2265.4	8341.3	14.0
60	-2285.4	8351.3	14.0
61	-2265.4	8351.3	14.0
62	-2285.4	8361.3	14.0
63	-2265.4	8361.3	14.0
64	-2285.4	8371.3	14.0
65	-2265.4	8371.3	14.0
66	-2285.4	8381.3	14.0
67	-2265.4	8381.3	14.0
68	-2265.3	8902.3	12
69	-2285.5	8902.3	12
70	-2265.3	8877.3	12
71	-2285.5	8877.3	12
72	-2265.3	8852.3	12
73	-2285.5	8852.3	12
74	-2265.3	8827.3	12
75	-2285.5	8827.3	12
76	-2265.3	8802.3	12
77	-2285.5	8802.3	12
78	-2265.3	8777.3	12
79	-2285.5	8777.3	12
80	-2265.3	8752.3	12

81	-2285.5	8752.3	12
82	-2265.3	8727.3	12
83	-2285.5	8727.3	12
84	-2265.3	8702.3	12
85	-2285.5	8702.3	12
86	-2265.3	8677.3	12
87	-2285.5	8677.3	12
88	-2265.3	8652.3	12
89	-2285.5	8652.3	12
90	-2265.3	8627.3	12
91	-2285.5	8627.3	12
92	-2265.3	8602.3	12
93	-2285.5	8602.3	12
94	-2265.3	8577.3	12
95	-2285.5	8577.3	12
96	-2265.3	8552.3	12
97	-2285.5	8552.3	12
98	-2265.3	8527.3	12
99	-2285.5	8527.3	12
100	-2265.3	8502.3	12
101	-2285.5	8502.3	12
102	-2265.3	8477.3	12
103	-2285.5	8477.3	12
104	-2265.3	8452.3	12
105	-2285.5	8452.3	12
106	-2265.3	8427.3	12
107	-2285.5	8427.3	12
108	-2265.3	8402.3	12
109	-2285.5	8402.3	12
110	-2265.4	9083.9	14.0

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	345619	767719	14410	0	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copri ferro netto minimo barre longitudinali:	4.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.6	cm

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)								
Mx Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)								
Mx Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My)								
	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000								
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa								
N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	345595	1950988	41205	345612	2677171	61755	3.487	-----

## METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00137	-2260.4	9088.9	0.00277	-2265.4	9083.9	-0.00712	-2285.4	8221.3

## POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000138093	0.000008264	0.240527777	----	----

## Parete O

Si evidenzia che spesso per la definizione della quantità di armatura sono stati vincolanti i minimi normativi ed infine si è scelto di adottare  $\varnothing 14$  nella zona critica e  $\varnothing 12$  e 10 al di fuori di essa

Parete	Altezza	B	H	hcr	lcr	d'	Nmax	vd<0,4	Med	V	N g	Coef.di taglio	Ved
n°	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(kN)	NTC	(kNm)	(kN)	(kN)		(kN)
Parete-I	3.9	0.3	8.35	3.9	1.67	0.05	4466	0.11	7677	810	3961	1.940	1571
Parete-II	3.85	0.3	8.35	3.85	1.67	0.05	3814	0.10	4449	878	3370	1.940	1703
Parete-III	3.85	0.3	8.35	3.85	1.67	0.05	2925	0.07	2267	704	2323	1.940	1366
Parete-IV	3.85	0.3	8.35	3.85	1.67	0.05	1429	0.04	664	449	1277	1.940	871

		$k$	$d$	$ro$	$fck$	$\gamma_{mac}$	$b$	$\vartheta_{cp}$	$0,25fcd$	$0,25fcd$
VRD	1522.65	1.15523	8300	0.004975	29.05	1.5	300	1.8	3.9675	3.9675

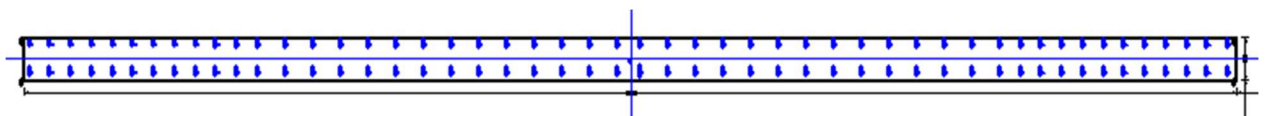
Verifica a Taglio-Compressione									
Parete	Med	Ved	Ned	B	H	Zona critica	αc	Vrcd,max(y)	Vrcd
n°	(kNm)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)		(kN)	Zona Critica
Parete-I-1	11838	2757	4623	300	8350	1670	1.13	8992	3597

αs	0.514276
----	----------

Verifica a Taglio-Trazione								
Ved ≤ Vrd,c + 0.75 * ph * fyd, h * bw * αs * lw							ph * fyd, h * bw	pv * fyd, v * bw * z + minN
Asl	Ac	φ	s	ph	pv	V1	V2	V3
15030	2505000	10	100	0.005233	0.006	3501.232	4589.127	5261.4198

Verifica a Taglio-Scorrimento									
ΣAsj	Vdd1	Vdd2	Vdd	Vid	x	ε	Vfd1	Vfd2	Vrd,scr
0.01503	1539.734	1470.31	1470.31	30.71705	1.67	0.2	2211.352	2233.844632	3712.378853

Si evidenzia che spesso per la definizione della quantità di armatura sono stati vincolanti i minimi normativi ed infine si è scelto di adottare  $\varnothing 14$  nella zona critica e  $\varnothing 12$  e 10 al di fuori di essa



\*Nota: All'interno della zona critica ( $\varnothing 14$ ) mentre al di fuori della zona critica ( $\varnothing 12$ )



Il confronto tra i valori dei tagli resistenti con il valore del taglio agente ci permette di concludere che la parete risulta Verificata. Si prescrive inoltre di prevedere legature  $\varnothing 10$  in ragione di  $9/m^2$ .

Si riporta la relativa verifica a pressoflessione effettuata con il programma RC-SEC.

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

##### NOME SEZIONE: 009-17\_P\_3\_ST\_SEC\_13.00\_Parete O

(Percorso File: \\server2012\Commesse\Commesse 2017\009-17 Bando Provincia di Vicenza-Liceo Corradini Thiene\009-17\_P\_3\_ST\_SEC\009-17\_P\_3\_ST\_SEC\_13.00\_Parete O.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3260.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	1072.7	8501.8
2	1072.7	7626.3
3	1042.7	7626.3
4	1042.7	8501.8

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam�[mm]
1	1047.7	8476.8	14.0
2	1047.7	8496.8	14.0
3	1067.7	8476.8	14.0
4	1067.7	8496.8	14.0
5	1047.7	7631.3	14.0
6	1067.7	7631.3	14.0
7	1067.7	7791.3	14.0
8	1047.7	7641.3	14.0
9	1067.7	7641.3	14.0

10	1047.7	7651.3	14.0
11	1067.7	7651.3	14.0
12	1047.7	7661.3	14.0
13	1067.7	7661.3	14.0
14	1047.7	7671.3	14.0
15	1067.7	7671.3	14.0
16	1047.7	7681.3	14.0
17	1067.7	7681.3	14.0
18	1047.7	7691.3	14.0
19	1067.7	7691.3	14.0
20	1047.7	7701.3	14.0
21	1067.7	7701.3	14.0
22	1047.7	7711.3	14.0
23	1067.7	7711.3	14.0
24	1047.7	7721.3	14.0
25	1067.7	7721.3	14.0
26	1047.7	7731.3	14.0
27	1067.7	7731.3	14.0
28	1047.7	7741.3	14.0
29	1067.7	7741.3	14.0
30	1047.7	7751.3	14.0
31	1067.7	7751.3	14.0
32	1047.7	7761.3	14.0
33	1067.7	7761.3	14.0
34	1047.7	7771.3	14.0
35	1067.7	7771.3	14.0
36	1047.7	7781.3	14.0
37	1067.7	7781.3	14.0
38	1047.6	8041.7	12
39	1067.8	8041.7	12
40	1047.6	8066.7	12
41	1067.8	8066.7	12
42	1047.6	8016.7	12
43	1067.8	8016.7	12
44	1047.6	7991.7	12
45	1067.8	7991.7	12
46	1047.6	7966.7	12
47	1067.8	7966.7	12
48	1047.6	7941.7	12
49	1067.8	7941.7	12
50	1047.6	7916.7	12
51	1067.8	7916.7	12
52	1047.6	7891.7	12
53	1067.8	7891.7	12
54	1047.6	7866.7	12
55	1067.8	7866.7	12
56	1047.6	7841.7	12
57	1067.8	7841.7	12
58	1047.6	7816.7	12
59	1067.8	7816.7	12
60	1047.6	8066.7	12
61	1067.8	8066.7	12
62	1047.6	8091.7	12
63	1067.8	8091.7	12
64	1047.6	8116.7	12
65	1067.8	8116.7	12
66	1047.6	8141.7	12
67	1067.8	8141.7	12
68	1047.6	8166.7	12
69	1067.8	8166.7	12
70	1047.6	8191.7	12
71	1067.8	8191.7	12
72	1047.6	8216.7	12
73	1067.8	8216.7	12
74	1047.6	8241.7	12
75	1067.8	8241.7	12
76	1047.6	8266.7	12
77	1067.8	8266.7	12

78	1047.6	8291.7	12
79	1067.8	8291.7	12
80	1047.7	8456.8	14.0
81	1067.7	8456.8	14.0
82	1047.7	8446.8	14.0
83	1067.7	8446.8	14.0
84	1047.7	8436.8	14.0
85	1067.7	8436.8	14.0
86	1047.7	8426.8	14.0
87	1067.7	8426.8	14.0
88	1047.7	8416.8	14.0
89	1067.7	8416.8	14.0
90	1047.7	8406.8	14.0
91	1067.7	8406.8	14.0
92	1047.7	8396.8	14.0
93	1067.7	8396.8	14.0
94	1047.7	8386.8	14.0
95	1067.7	8386.8	14.0
96	1047.7	8376.8	14.0
97	1067.7	8376.8	14.0
98	1047.7	8366.8	14.0
99	1067.7	8366.8	14.0
100	1047.7	8356.8	14.0
101	1067.7	8356.8	14.0
102	1047.7	8346.8	14.0
103	1067.7	8346.8	14.0
104	1047.7	8336.8	14.0
105	1067.7	8336.8	14.0
106	1047.7	8326.8	14.0
107	1067.7	8326.8	14.0
108	1047.7	7791.3	14.0
109	1047.7	8466.8	14.0
110	1067.7	8466.8	14.0
111	1047.6	8316.7	12
112	1067.8	8316.7	12

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	446600	767700	14731	0	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.3 cm

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

As Tesa		Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa							
N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	62001	1498379	7149	62007	2237828	17635	1.890	-----

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione									
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace									
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)									
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)									
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00576	1072.7	8501.8	0.00303	1067.7	8496.8	-0.01763	1047.7	7631.3

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.					
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)					
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue					
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.	
1	0.000071421	0.000022228	-0.262090134	----	----	

Parete P

Sulla base della teoria precedentemente esposta si riporta nel seguito una tabella riassuntiva con le dimensioni del setto e le sollecitazioni agenti su di esso ed a seguire le verifiche a flessione e taglio condotte:

Parete	Altezza	B	H	hcr	lcr	d'	Nmax	vd<0,4	Med	V	N g	Coef.di taglio	Ved
n°	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(kN)	NTC	(kNm)	(kN)	(kN)		(kN)
Parete-I	3.9	0.3	4.375	3.9	0.875	0.05	4466	0.21	7677	1000	1599	1.940	1940
Parete-II	3.85	0.3	4.375	3.85	0.875	0.05	3814	0.18	4449	878	1315	1.940	1703
Parete-III	3.85	0.3	4.375	3.85	0.875	0.05	2925	0.14	2267	704	890	1.940	1366
Parete-IV	3.85	0.3	4.375	3.85	0.875	0.05	1429	0.07	664	449	455	1.940	871

	k	d	ro	fck	gammac	b	θcp	0,25fcd	0,25fcd
VRD	1227.56	1.215041	4325	0.009495	29.05	1.5	3.4	3.9675	3.9675

Verifica a Taglio-Compressione									
Parete	Med	Ved	Ned	B	H	Zona critica	ac	Vrcd,max(y)	Vrcd
n°	(kNm)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)		(kN)	Zona Critica
Parete-I-1	7677	1500	4466	300	4375	875	1.24	5171	2068

as	1.169829
----	----------

Verifica a Taglio-Trazione								
Ved≤Vrd,c+0.75*ph*fyd,h*bw*as*lw						ph*fyd,h*bw	pv*fyd,v*bw*z+minN	
Asl	Ac	φ	s	ph	pv	V1	V2	V3
7875	1312500	10	100	0.005233	0.006	3585.712	2391.322	2741.643

Verifica a Taglio-Scorrimento									
ΣAsj	Vdd1	Vdd2	Vdd	Vid	x	ε	Vfd1	Vfd2	Vrd,scr
0.007875	806.7469	770.3719	770.3719	30.71705	0.86	0.196571	2073.525	1150.363	1951.452

Si evidenzia che spesso per la definizione della quantità di armatura sono stati vincolanti i minimi normativi ed infine si è scelto di adottare Ø14 nella zona critica e Ø12 e 10 al di fuori di essa

Si riporta in seguito la disposizione delle armature longitudinali:



\*Nota: I ferri in blu sono quelli all'interno della zona critica (Ø14) mentre i rossi sono al di fuori della zona critica(Ø12)

Il confronto tra i valori dei tagli resistenti con il valore del taglio agente ci permette di concludere che la parete risulta Verificata. Si prescrive inoltre di prevedere legature  $\varnothing 8$  in ragione di  $9/m^2$ .

Si riporta la relativa verifica a pressoflessione effettuata con il programma RC-SEC.

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Parete P

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3260.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C28/35	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-5497.1	13691.4
2	-5497.1	13661.4
3	-5934.6	13661.4
4	-5934.6	13691.4

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam�[mm]
1	-5502.1	13686.4	14.0
2	-5502.1	13666.4	14.0
3	-5929.6	13686.4	14.0
4	-5512.1	13686.4	14.0
5	-5512.1	13666.4	14.0
6	-5522.1	13686.4	14.0
7	-5522.1	13666.4	14.0
8	-5532.1	13686.4	14.0
9	-5532.1	13666.4	14.0
10	-5542.1	13686.4	14.0
11	-5542.1	13666.4	14.0
12	-5552.1	13686.4	14.0
13	-5552.1	13666.4	14.0
14	-5562.1	13686.4	14.0

15	-5562.1	13666.4	14.0
16	-5572.1	13686.4	14.0
17	-5572.1	13666.4	14.0
18	-5582.1	13686.4	14.0
19	-5582.1	13666.4	14.0
20	-5849.6	13686.4	14.0
21	-5849.6	13666.4	14.0
22	-5869.6	13686.4	14.0
23	-5869.6	13666.4	14.0
24	-5879.6	13686.4	14.0
25	-5879.6	13666.4	14.0
26	-5889.6	13686.4	14.0
27	-5889.6	13666.4	14.0
28	-5899.6	13686.4	14.0
29	-5899.6	13666.4	14.0
30	-5909.6	13686.4	14.0
31	-5909.6	13666.4	14.0
32	-5919.6	13686.4	14.0
33	-5919.6	13666.4	14.0
34	-5824.6	13686.5	12
35	-5824.6	13666.3	12
36	-5799.6	13686.5	12
37	-5799.6	13666.3	12
38	-5774.6	13686.5	12
39	-5774.6	13666.3	12
40	-5749.6	13686.5	12
41	-5749.6	13666.3	12
42	-5724.6	13686.5	12
43	-5724.6	13666.3	12
44	-5699.6	13686.5	12
45	-5699.6	13666.3	12
46	-5674.6	13686.5	12
47	-5674.6	13666.3	12
48	-5649.6	13686.5	12
49	-5649.6	13666.3	12
50	-5624.6	13686.5	12
51	-5624.6	13666.3	12
52	-5599.6	13686.5	12
53	-5599.6	13666.3	12
54	-5592.1	13686.4	14.0
55	-5592.1	13666.4	14.0
56	-5929.6	13666.4	14.0

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	165567	5515	516832	0	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.2	cm

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)

Mx Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	165592	2659	565929	165559	4706	757531	1.468	-----

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00444	-5497.1	13691.4	0.00313	-5502.1	13686.4	-0.01465	-5929.6	13666.4

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000039942	0.000034861	-0.254225607	----	----



Parete Q

Sulla base della teoria precedentemente esposta si riporta nel seguito una tabella riassuntiva con le dimensioni del setto e le sollecitazioni agenti su di esso ed a seguire le verifiche a flessione e taglio condotte:

Parete	Altezza	B	H	hcr	lcr	d'	Nmax	vd<0,4	Med	V	N g	Coef.di taglio	Ved
n°	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(kN)	NTC	(kNm)	(kN)	(kN)		(kN)
Parete-I	3.9	0.3	4.7	3.9	0.94	0.05	4092	0.18	7677	1000	1599	1.940	1940
Parete-II	3.85	0.3	4.7	3.85	0.94	0.05	2904	0.13	4449	878	1315	1.940	1703
Parete-III	3.85	0.3	4.7	3.85	0.94	0.05	1694	0.08	2267	704	890	1.940	1366
Parete-IV	3.85	0.3	4.7	3.85	0.94	0.05	1500	0.07	664	449	455	1.940	871

		$k$	$d$	$ro$	$fck$	$\gamma_{mac}$	$b$	$\vartheta_{cp}$	$0,25fcd$	$0,25fcd$
VRD	1197.13	1.20739	4650	0.008838638	29.05	1.5	300	2.9	3.9675	3.9675

Verifica a Taglio-Compressione									
Parete	Med	Ved	Ned	B	H	Zona critica	αc	Vrcd,max(y)	Vrcd
n°	(kNm)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)		(kN)	Zona Critica
Parete-I-1	7677	1500	4092	300	4700	940	1.21	5396	2159

αs	1.088936
----	----------

Verifica a Taglio-Trazione								
Ved≤Vrd,c+0.75*ph*fyd,h*bw*αs*lw							ph*fyd,h*bw	pv*fyd,v*bw*z+minN
Asl	Ac	φ	s	ph	pv	V1	V2	V3
8460	1410000	12	100	0.007536	0.006	4592.863	3702.264602	2947.663

Verifica a Taglio-Scorrimento									
ΣAsj	Vdd1	Vdd2	Vdd	Vid	x	ε	Vfd1	Vfd2	Vrd,scr
0.00846	866.6767	827.5995	827.5995	44.232552	0.8	0.170213	1856.634744	1070.105	1941.937265

Si riporta in seguito la disposizione delle armature longitudinali:



\*Nota: I ferri in blu sono quelli all'interno della zona critica (Ø14) mentre i rossi sono al di fuori della zona critica(Ø12)

Il confronto tra i valori dei tagli resistenti con il valore del taglio agente ci permette di concludere che la parete risulta Verificata. Si prescrive inoltre di prevedere legature  $\varnothing 8$  in ragione di  $9/m^2$ .

Si riporta la relativa verifica a pressoflessione effettuata con il programma RC-SEC.

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

##### NOME SEZIONE: Parete Q

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3260.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C28/35	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-780.1	14345.0
2	-780.1	14315.0
3	-1250.1	14315.0
4	-1250.1	14345.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam�[mm]
1	-1245.1	14320.0	14.0
2	-1245.1	14340.0	14.0
3	-1235.1	14320.0	14.0
4	-1235.1	14340.0	14.0
5	-1225.1	14320.0	14.0
6	-1225.1	14340.0	14.0
7	-1215.1	14320.0	14.0
8	-1215.1	14340.0	14.0
9	-1205.1	14320.0	14.0
10	-1205.1	14340.0	14.0
11	-1195.1	14320.0	14.0
12	-1195.1	14340.0	14.0

13	-1185.1	14320.0	14.0
14	-1185.1	14340.0	14.0
15	-1175.1	14320.0	14.0
16	-1175.1	14340.0	14.0
17	-1155.1	14320.0	14.0
18	-1155.1	14340.0	14.0
19	-1165.1	14320.0	14.0
20	-1165.1	14340.0	14.0
21	-785.1	14320.0	14.0
22	-785.1	14340.0	14.0
23	-795.1	14320.0	14.0
24	-795.1	14340.0	14.0
25	-805.1	14320.0	14.0
26	-805.1	14340.0	14.0
27	-815.1	14320.0	14.0
28	-815.1	14340.0	14.0
29	-825.1	14320.0	14.0
30	-825.1	14340.0	14.0
31	-835.1	14320.0	14.0
32	-835.1	14340.0	14.0
33	-845.1	14320.0	14.0
34	-845.1	14340.0	14.0
35	-855.1	14320.0	14.0
36	-855.1	14340.0	14.0
37	-875.1	14320.0	14.0
38	-875.1	14340.0	14.0
39	-865.1	14320.0	14.0
40	-865.1	14340.0	14.0
41	-1140.1	14319.9	12
42	-1140.1	14340.1	12
43	-1115.1	14319.9	12
44	-1115.1	14340.1	12
45	-1090.1	14319.9	12
46	-1090.1	14340.1	12
47	-1065.1	14319.9	12
48	-1065.1	14340.1	12
49	-1040.1	14319.9	12
50	-1040.1	14340.1	12
51	-1015.1	14319.9	12
52	-1015.1	14340.1	12
53	-990.1	14319.9	12
54	-990.1	14340.1	12
55	-965.1	14319.9	12
56	-965.1	14340.1	12
57	-940.1	14319.9	12
58	-940.1	14340.1	12
59	-915.1	14319.9	12
60	-915.1	14340.1	12
61	-890.1	14319.9	12
62	-890.1	14340.1	12

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	116079	5531	541053	0	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

## Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.6 cm

## METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sn Sforzo normale allo snervamento [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)  
Mx Sn Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Sn Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Ult Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)  
Mx Ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	116070	2478	594042	116065	4736	823708	1.522	-----

## METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00535	-780.1	14345.0	0.00311	-785.1	14340.0	-0.01675	-1245.1	14320.0

## POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000041601	0.000036273	-0.484378225	----	----

Parete Z

Sulla base della teoria precedentemente esposta si riporta nel seguito una tabella riassuntiva con le dimensioni del setto e le sollecitazioni agenti su di esso ed a seguire le verifiche a flessione e taglio condotte:

Parete	Altezza	B	H	A/B	Sezione	hcr	lcr	d'	Nmax	Med	V	Coef.di taglio	Ved
n°	(m)	(m)	(m)			(m)	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)		(kN)
Parete-I	3.9	0.3	5.55	13.00	inf sup	3.9	1.11	0.05	200	4484	815	1.94	1581

	k	d	ro	fck	gammac	b		∂cp	0,25fcd
VRD	605.79	1.190693	5500	0.005159784	29.05	1.5	300	0.1	3.9675

Verifica a Taglio-Compressione									
Parete	Med	Ved	Ned	B	H	Zona critica	αc	Vrcd,max(y)	Vrcd
n°	(kNm)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)		(kN)	Zona Critica
Parete-I-1	4484	1581	200	300	5550	1110	1.01	5330	2132

αs	0.510991
----	----------

Verifica a Taglio-Trazione								
Asl	Ac	φ	s	ph	pv	V1	V2	V3
8591.04	1665000	12	100	0.007536	0.00516	2487.447589	4379.023	4251.25

Verifica a Taglio-Scorrimento									
ΣAsj	Vdd1	Vdd2	Vdd	Vid	x	ε	Vfd1	Vfd2	Vrd,scr
0.00859	879.9	840.31	840.3168	44.232552	1.42	0.2558	1090.2	1899.437	2783.98

Si riporta in seguito la disposizione delle armature longitudinali:



\*Nota: I ferri in blu sono quelli all'interno della zona critica (Ø14) mentre i rossi sono al di fuori della zona critica(Ø12)

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.**  
**NOME SEZIONE: PARETE Z**

Descrizione Sezione:  
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Tipologia sezione: Sezione generica  
 Normativa di riferimento: N.T.C.  
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
 Riferimento alla sismicit : Zona non sismica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	158.60	daN/cm <sup>2</sup>
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	323080	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione fctm:	27.60	daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3260.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

**CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO**

Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Conglomerato: C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	2218.4	1935.0
2	2218.4	1905.0
3	1663.9	1905.0
4	1663.9	1935.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	Diam�[mm]
1	1668.9	1930.0	12
2	1668.9	1910.0	12
3	1679.5	1930.0	12
4	1679.5	1910.0	12
5	1690.5	1930.0	12
6	1690.5	1910.0	12
7	1701.5	1930.0	12
8	1701.5	1910.0	12
9	1712.5	1930.0	12
10	1712.5	1910.0	12
11	1723.5	1930.0	12
12	1723.5	1910.0	12
13	1734.5	1930.0	12
14	1734.5	1910.0	12
15	1745.5	1930.0	12
16	1745.5	1910.0	12
17	1756.5	1930.0	12
18	1756.5	1910.0	12
19	1763.2	1930.0	12
20	1763.2	1910.0	12
21	1778.5	1930.0	12
22	1778.5	1910.0	12

23	1800.5	1930.0	12
24	1800.5	1910.0	12
25	1822.5	1930.0	12
26	1822.5	1910.0	12
27	1844.5	1930.0	12
28	1844.5	1910.0	12
29	1866.5	1930.0	12
30	1866.5	1910.0	12
31	1888.5	1930.0	12
32	1888.5	1910.0	12
33	1910.5	1930.0	12
34	1910.5	1910.0	12
35	1932.5	1930.0	12
36	1932.5	1910.0	12
37	1954.5	1930.0	12
38	1954.5	1910.0	12
39	1976.5	1930.0	12
40	1976.5	1910.0	12
41	1998.5	1930.0	12
42	1998.5	1910.0	12
43	2020.5	1930.0	12
44	2020.5	1910.0	12
45	2042.5	1930.0	12
46	2042.5	1910.0	12
47	2064.5	1930.0	12
48	2064.5	1910.0	12
49	2086.5	1930.0	12
50	2086.5	1910.0	12
51	2108.5	1930.0	12
52	2108.5	1910.0	12
53	2213.4	1930.0	12
54	2213.4	1910.0	12
55	2202.8	1930.0	12
56	2202.8	1910.0	12
57	2191.8	1930.0	12
58	2191.8	1910.0	12
59	2180.8	1930.0	12
60	2180.8	1910.0	12
61	2169.8	1930.0	12
62	2169.8	1910.0	12
63	2158.8	1930.0	12
64	2158.8	1910.0	12
65	2147.8	1930.0	12
66	2147.8	1910.0	12
67	2136.8	1930.0	12
68	2136.8	1910.0	12
69	2125.8	1930.0	12
70	2125.8	1910.0	12
71	2119.1	1930.0	12
72	2119.1	1910.0	12

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	8600	5200	448400	0	0
2	20000	5200	448400	0	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copri ferro netto minimo barre longitudinali:	4.4	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	5.5	cm

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	8606	1970	445358	8592	5073	717150	1.599	-----
2	S	19980	2039	468413	20008	5092	741918	1.655	-----

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00868	2218.4	1935.0	0.00301	2213.4	1930.0	-0.02444	1668.9	1910.0
2	0.00350	-0.00834	2218.4	1935.0	0.00302	2213.4	1930.0	-0.02365	1668.9	1910.0

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

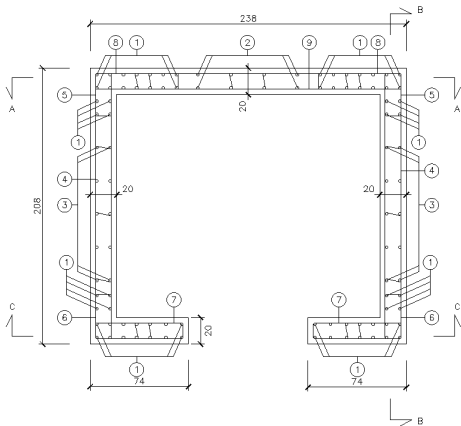
a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000048580	0.000049720	-0.200474384	----	----
2	0.000047210	0.000048318	-0.194724100	----	----



18 PROGETTO DEL NUCLEO ASCENSORE

Il vano ascensore disposto, in pianta, circa in posizione baricentrale è costituito da un nucleo in cemento armato che si estende dal piano di posa della fondazione fino in copertura ed ha dimensioni in piante pari a quelle sotto riportate.



Tale elemento è stato dimensionato sulla base delle sollecitazioni di involucro ottenute dal FEM per le combinazioni di stato limite di salvaguardia della vita riportate al capitolo 14.2. Si riportano di seguito le verifiche per esso effettuate

Parete	Altezza	B	H	hcr	lcr	d'	Nmax	vd<0,4	Med	V	N g	Coef.di taglio	Ved
n°	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(kN)	NTC	(kNm)	(kN)	(kN)		(kN)
Parete-I	3.9	0.2	2.38	3.25	0.476	0.05	741	0.10	543	359	0	1.940	696
Parete-II	3.85	0.2	2.38	3.208333	0.476	0.05	644	0.09	368	265	0	1.940	514
Parete-III	3.85	0.2	2.38	3.208333	0.476	0.05	480	0.06	135	173	0	1.940	336
Parete-IV	3.85	0.2	2.38	3.208333	0.476	0.05	315	0.04	56	42	0	1.940	81
		k	d	ro	fck		gammac	b		θcp		0,25fcd	0,25fcd
VRD	419.05	1.292979	2330	0.004637	29.05		1.5	300		1.6		3.9675	3.9675

Verifica a Taglio-Compressione									
Parete	Med	Ved	Ned	B	H	Zona critica	ac	Vrcd,max(y)	Vrcd
n°	(kNm)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)		(kN)	Zona Critica
Parete-I-1	543	696	741	200	2380	476	1.10	1866	747

as	0.327587
----	----------

Verifica a Taglio-Trazione								
Ved≤Vrd,c+0.75*ph*fjd,h*bw*as*lw							ph*fjd,h*bw	pv*fjd,v*bw*z+minN
Asl	Ac	φ	s	ph	pv	V1	V2	V3
2856	476000	12	100	0.011304	0.006	936.341756	1855.113	984.66732

Verifica a Taglio-Scorrimento									
ΣAsj	Vdd1	Vdd2	Vdd	Vid	x	ε	Vfd1	Vfd2	Vrd,scr
0.002856	292.5802	279.3882	279.3882	44.23255	0.5	<b>0.210084034</b>	389.6362	445.877172	713.2569202

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: 009-17\_P\_3\_ST\_SEC\_21.00\_Ascensore

(Percorso File: \\server2012\Commesse\Commesse 2017\009-17 Bando Provincia di Vicenza-Liceo Corradini Thiene\009-17\_P\_3\_ST\_SEC\_21.00\_Ascensore.sez)

Descrizione Sezione:  
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Tipologia sezione: Sezione generica  
 Normativa di riferimento: N.T.C.  
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

**CALCESTRUZZO -** Classe: C28/35  
 Resis. compr. di calcolo fcd: 158.60 daN/cm²  
 Def.unit. max resistenza ec2: 0.0020  
 Def.unit. ultima ecu: 0.0035  
 Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo  
 Modulo Elastico Normale Ec: 323080 daN/cm²  
 Resis. media a trazione fctm: 27.60 daN/cm²

**ACCIAIO -** Tipo: B450C  
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4500.0 daN/cm²  
 Resist. caratt. rottura ftk: 4500.0 daN/cm²  
 Resist. snerv. di calcolo fyd: 3260.0 daN/cm²  
 Resist. ultima di calcolo ftd: 3913.0 daN/cm²  
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.068  
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²  
 Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Conglomerato: C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	20852981.8	3634624.6
2	20852981.8	3634416.6
3	20852907.8	3634416.6
4	20852907.8	3634436.6
5	20852961.8	3634436.6
6	20852961.8	3634604.6
7	20852763.8	3634604.6
8	20852763.8	3634436.6
9	20852817.8	3634436.6
10	20852817.8	3634416.6
11	20852743.8	3634416.6
12	20852743.8	3634624.6

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	20852748.8	3634619.6	20
2	20852916.8	3634619.6	20

3	20852936.8	3634619.6	20
4	20852956.8	3634619.6	20
5	20852976.8	3634619.6	20
6	20852758.8	3634619.6	20
7	20852768.8	3634619.6	20
8	20852778.8	3634619.6	20
9	20852788.8	3634619.6	20
10	20852798.8	3634619.6	20
11	20852808.8	3634619.6	20
12	20852748.8	3634609.6	20
13	20852758.8	3634609.6	20
14	20852768.8	3634609.6	20
15	20852778.8	3634609.6	20
16	20852788.8	3634609.6	20
17	20852798.8	3634609.6	20
18	20852808.8	3634609.6	20
19	20852966.8	3634619.6	20
20	20852946.8	3634619.6	20
21	20852926.8	3634619.6	20
22	20852976.8	3634609.6	20
23	20852966.8	3634609.6	20
24	20852956.8	3634609.6	20
25	20852946.8	3634609.6	20
26	20852936.8	3634609.6	20
27	20852926.8	3634609.6	20
28	20852916.8	3634609.6	20
29	20852758.8	3634599.6	20
30	20852758.8	3634589.6	20
31	20852748.8	3634599.6	20
32	20852748.8	3634589.6	20
33	20852976.8	3634599.6	20
34	20852976.8	3634589.6	20
35	20852966.8	3634599.6	20
36	20852966.8	3634589.6	20
37	20852824.7	3634619.6	20
38	20852824.7	3634609.6	20
39	20852849.7	3634619.6	20
40	20852849.7	3634609.6	20
41	20852874.7	3634619.6	20
42	20852874.7	3634609.6	20
43	20852899.7	3634619.6	20
44	20852899.7	3634609.6	20
45	20852758.8	3634564.6	20
46	20852748.8	3634564.6	20
47	20852976.8	3634564.6	20
48	20852966.8	3634564.6	20
49	20852758.8	3634443.2	20
50	20852748.8	3634443.2	20
51	20852976.8	3634539.6	20
52	20852966.8	3634539.6	20
53	20852758.8	3634514.6	20
54	20852748.8	3634514.6	20
55	20852976.8	3634514.6	20
56	20852966.8	3634514.6	20
57	20852758.8	3634489.6	20
58	20852748.8	3634489.6	20
59	20852976.8	3634489.6	20
60	20852966.8	3634489.6	20
61	20852758.8	3634464.6	20
62	20852748.8	3634464.6	20
63	20852976.8	3634464.6	20
64	20852966.8	3634464.6	20
65	20852748.8	3634431.6	20
66	20852758.8	3634431.6	20
67	20852768.8	3634431.6	20
68	20852778.8	3634431.6	20
69	20852788.8	3634431.6	20
70	20852800.8	3634431.6	20

71	20852812.8	3634431.6	20
72	20852748.8	3634421.6	20
73	20852758.8	3634421.6	20
74	20852768.8	3634421.6	20
75	20852778.8	3634421.6	20
76	20852788.8	3634421.6	20
77	20852800.8	3634421.6	20
78	20852812.8	3634421.6	20
79	20852758.8	3634453.2	20
80	20852748.8	3634453.2	20
81	20852976.8	3634453.2	20
82	20852976.8	3634443.2	20
83	20852966.8	3634453.2	20
84	20852966.8	3634443.2	20
85	20852956.8	3634431.6	20
86	20852946.8	3634431.6	20
87	20852936.8	3634431.6	20
88	20852924.8	3634431.6	20
89	20852912.8	3634431.6	20
90	20852956.8	3634421.6	20
91	20852946.8	3634421.6	20
92	20852936.8	3634421.6	20
93	20852924.8	3634421.6	20
94	20852912.8	3634421.6	20
95	20852976.8	3634431.6	20
96	20852966.8	3634431.6	20
97	20852976.8	3634421.6	20
98	20852966.8	3634421.6	20
99	20852748.8	3634539.6	20
100	20852758.8	3634539.6	20

#### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	171300	259600	76400	0	0

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copri ferro netto minimo barre longitudinali:	4.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.0	cm

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Momento di snervamento [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	171314	801621	149265	171284	1065822	311633	4.072	-----

## METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-208.77087	20852981.8	3634624.6	0.00285	20852976.8	3634619.6	-0.02298	20852748.8	3634421.6

## POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.00008059	0.000121215	-608.618815986	----	----

# 19 PROGETTO E VERIFICA DEI PILASTRI

## 19.1 Poggetto delle armature longitudinali

Le armature longitudinali sono state scelte in base alle prescrizioni normative relative ai § 4.1.6.1.2 e 7.4.6.2.2 delle NTC '18.

Il primo dei due paragrafi d'interesse richiede che:

- le barre longitudinali abbiano un diametro maggiore od uguale a **12 mm**;
- l'interasse tra barre longitudinali sia inferiore a **300 mm**;
- l'area totale delle armature non sia inferiore a  $A_{s,min} = (0,10 N_{ed}/f_{yd})$ , con  $N_{ed}$  sforzo normale massimo agente sul pilastro e derivante dall'analisi dinamica, né a **0,003  $A_c$** , essendo  $A_c$  l'area del calcestruzzo.

La prescrizione sull'interasse è però superata da quella del §7.4.6.2.2, che riduce la distanza tra barre longitudinali a **250mm** per costruzioni in zona sismica<sup>1</sup>.

Lo stesso paragrafo impone che, per garantire ai pilastri un sufficiente grado di duttilità locale ed una adeguata contribuzione a quella globale, nella sezione corrente la percentuale geometrica di armatura longitudinale sia compresa tra i seguenti limiti:

$$1\% < \rho = \frac{A}{A_c} < 4\%$$

con  $A$  area totale dell'armatura longitudinale e  $A_c$  area della sezione lorda del pilastro; un'area del ferro superiore al 4% di quella del calcestruzzo potrebbe infatti comportare problemi di confezionamento del pilastro, poiché il calcestruzzo non riuscirebbe a riempire uniformemente la cassaforma con conseguente formazione di vuoti,

<sup>1</sup> Va ricordato però che, secondo il §7.4.6.1.2 delle NTC, in zona critica (definita più avanti) il pilastro deve avere almeno una barra longitudinale ogni due di quelle disposte sui lati fissata da legature interne e che una barra libera non può distare, per strutture in CD "A", più di **15 cm** da una fissata; se l'interasse prescelto è compreso tra **150 mm** e **250 mm**, tutte le barre andranno quindi legate.

mentre a quantitativi di ferro inferiori all'1% potrebbero corrispondere sforzi di trazione, indotti da flessione e ritiro, non adeguatamente assorbiti dall'armatura stessa.

#### 19.1.1.1 Verifica a presso-flessione dei Pilastri

Secondo quanto espresso dall'NTC, la verifica della sezione a pressoflessione deviata può essere posta nella forma:

$$\left(\frac{M_{Eyd}}{M_{Ryd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Exd}}{M_{Rxd}}\right)^{\alpha} \leq 1$$

dove:

- $M_{Eyd}$  e  $M_{Exd}$  sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi y e z;
- $M_{Ryd}$  e  $M_{Rxd}$  sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a  $N_{Ed}$  e valutati separatamente.

L'esponente  $\alpha$  dipende dalla geometria della sezione e dai parametri:

- $v = N_{Ed}/N_{Rcd}$
- $\omega_t = \frac{A_t f_{yd}}{N_{Rcd}}$ , con  $N_{Rcd} = A_c f_{cd}$

Tuttavia, in mancanza di una specifica valutazione, esso può sempre porsi cautelativamente pari a  $\alpha = 1$ .

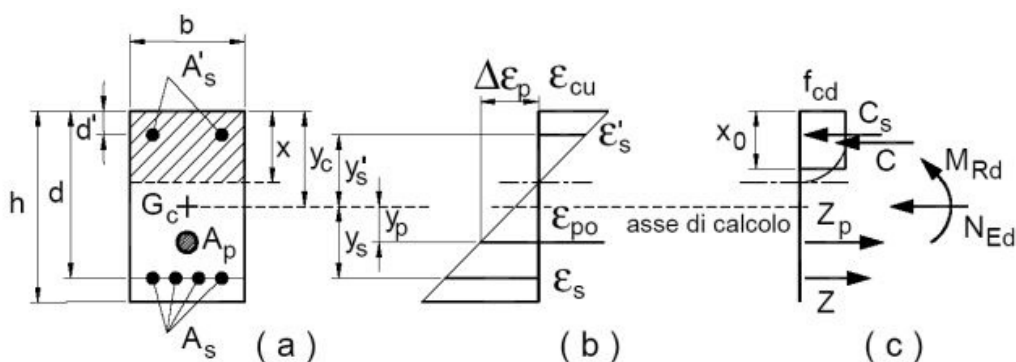


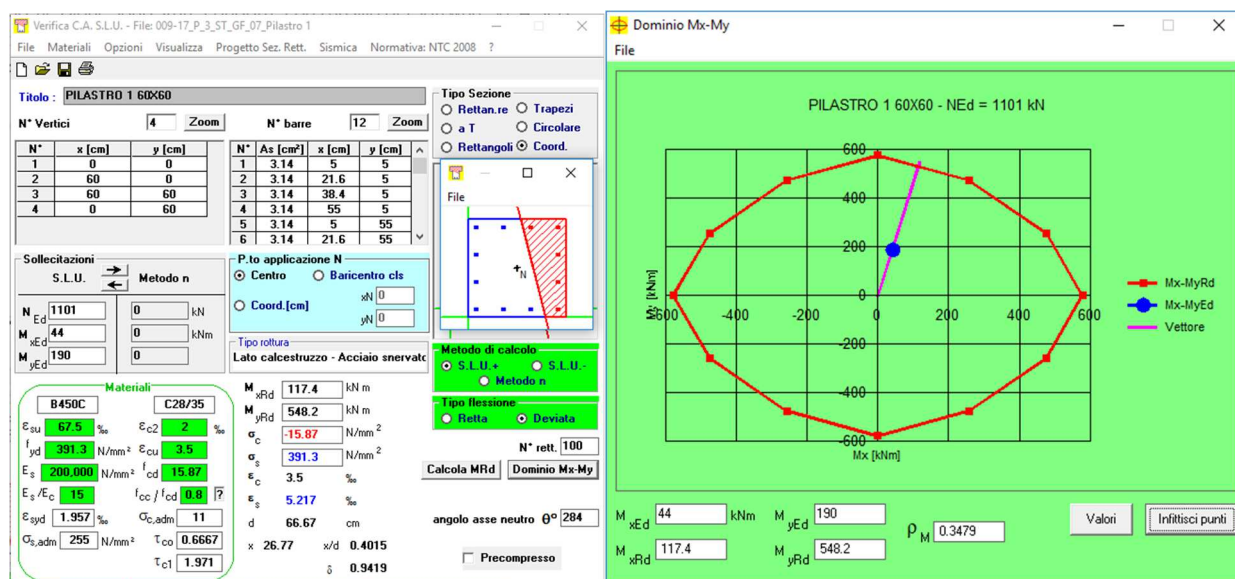
Figura 29 - Geometrie, deformazioni e tensioni di una trave presso-inflessa allo SLU.

Per le pilastrate in oggetto, le verifiche a presso-flessione sono state condotte con l'ausilio del software VCA SLU, che, nota la geometria e l'armatura della sezione, costruisce, per un determinato valore dello sforzo normale di calcolo, il dominio di resistenza Mx-My che compete al pilastro; perché la sezione possa dirsi verificata a presso-flessione, la coppia Mx-My di progetto deve essere interna a tale dominio, che risulta generalmente più piccolo facendo riferimento allo sforzo normale agente minimo (derivante dall'analisi dinamica).

Si riporta l'interfaccia del software di verifica ed il dominio di resistenza da esso costruito per i pilastri dell'edificio oggetto di studio.

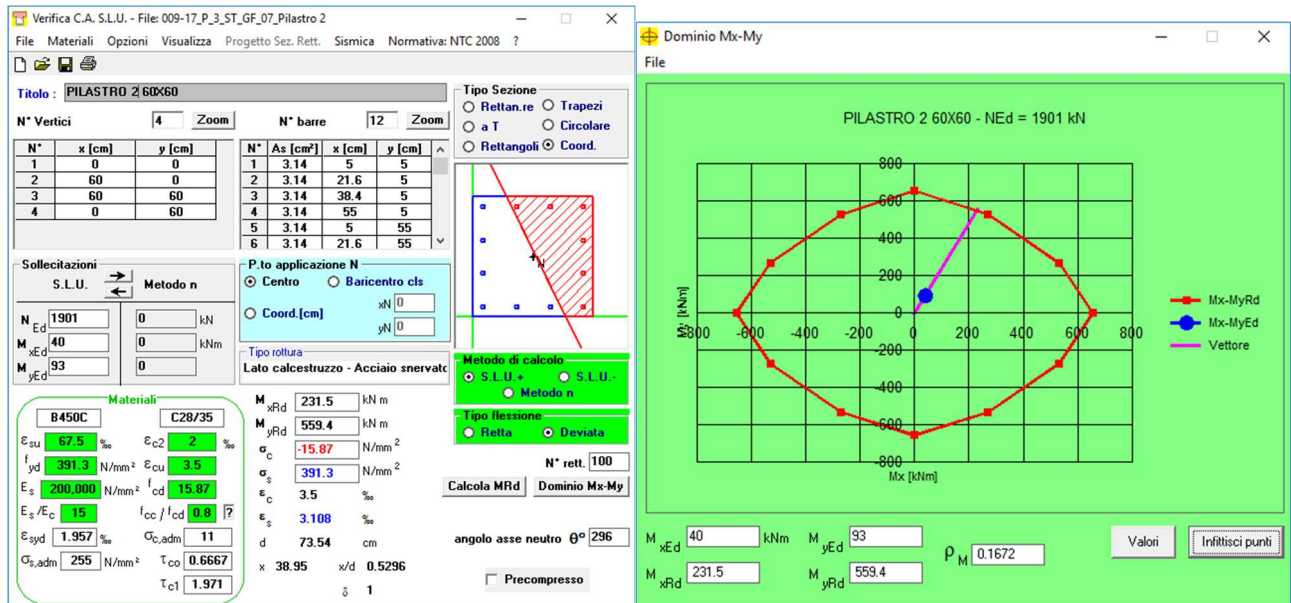
## PILASTRO 1:

Si è scelto di adottare 12Ø20 per tutta l'altezza e la sezione è risultata verificata



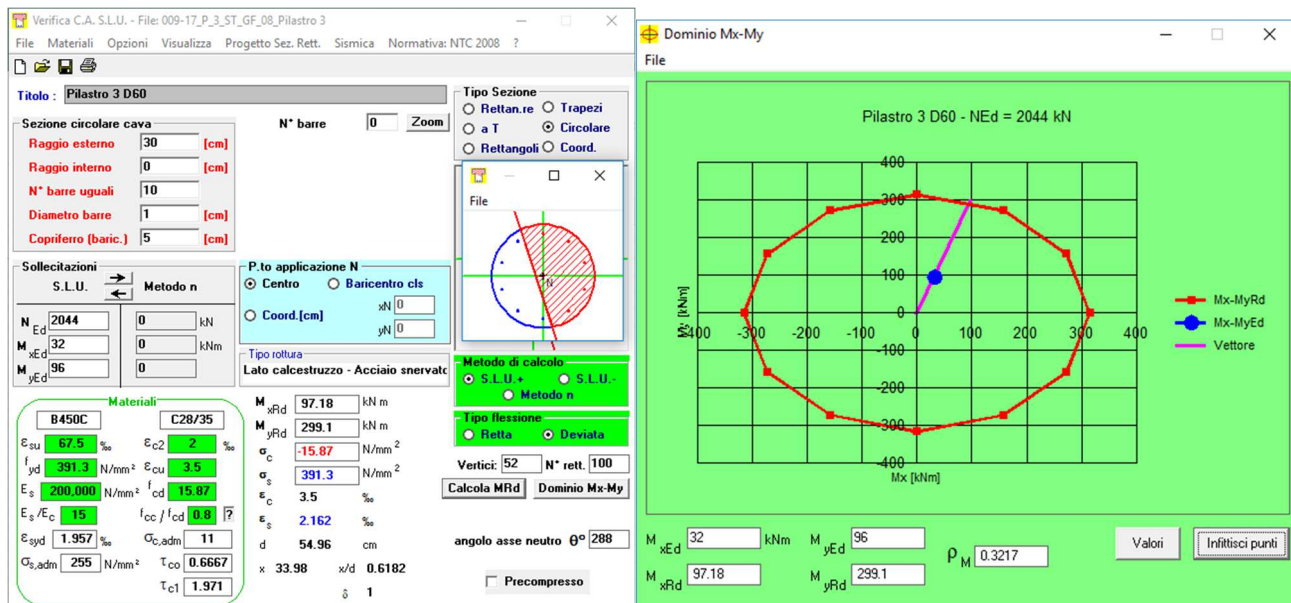
## PILASTRO 2:

Si è scelto di adottare 12Ø20 per tutta l'altezza e la sezione è risultata verificata



## PILASTRO 3:

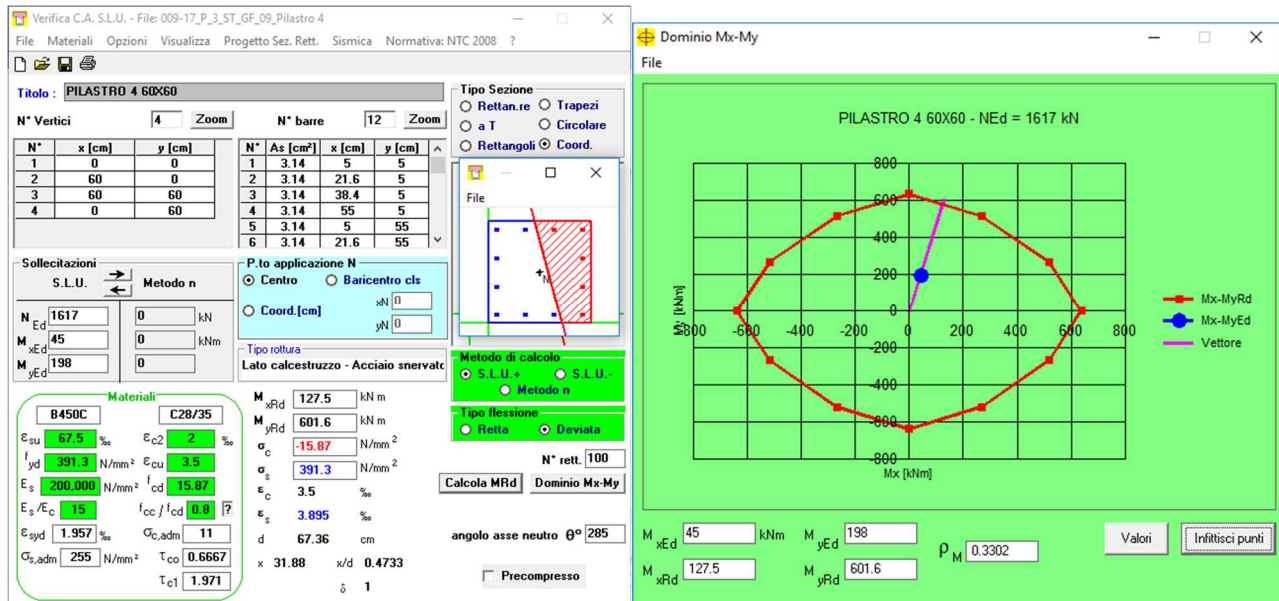
Si è scelto di adottare 10Ø20 per tutta l'altezza e la sezione è risultata verificata





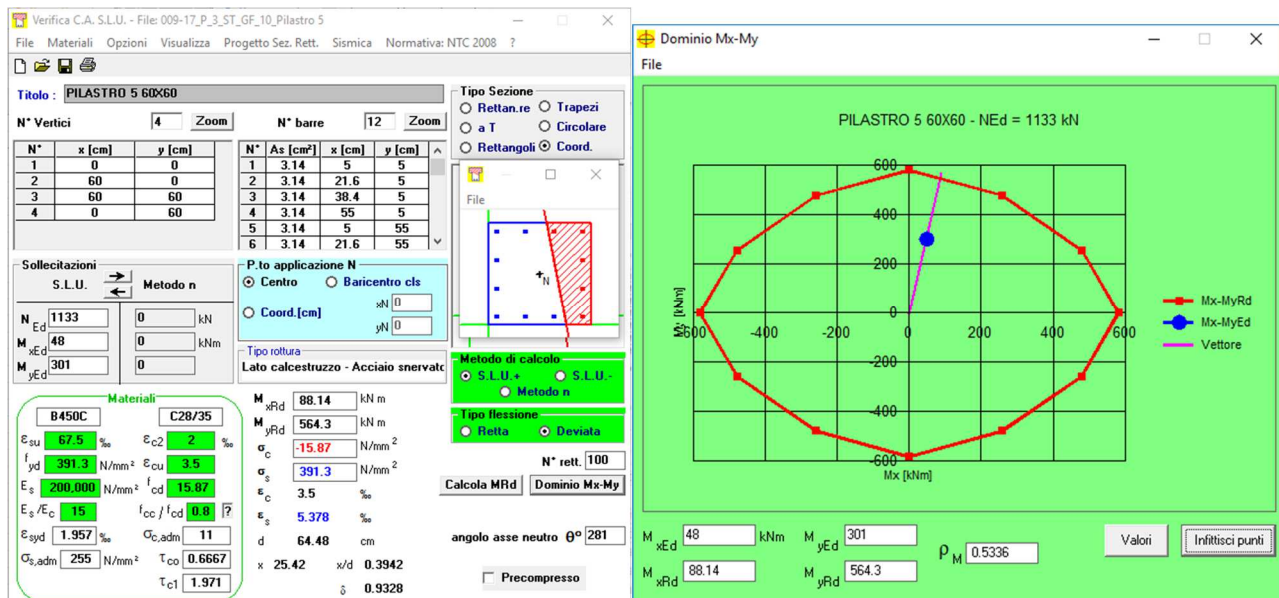
#### PILASTRO 4:

Si è scelto di adottare 12Ø20 per tutta l'altezza e la sezione è risultata verificata



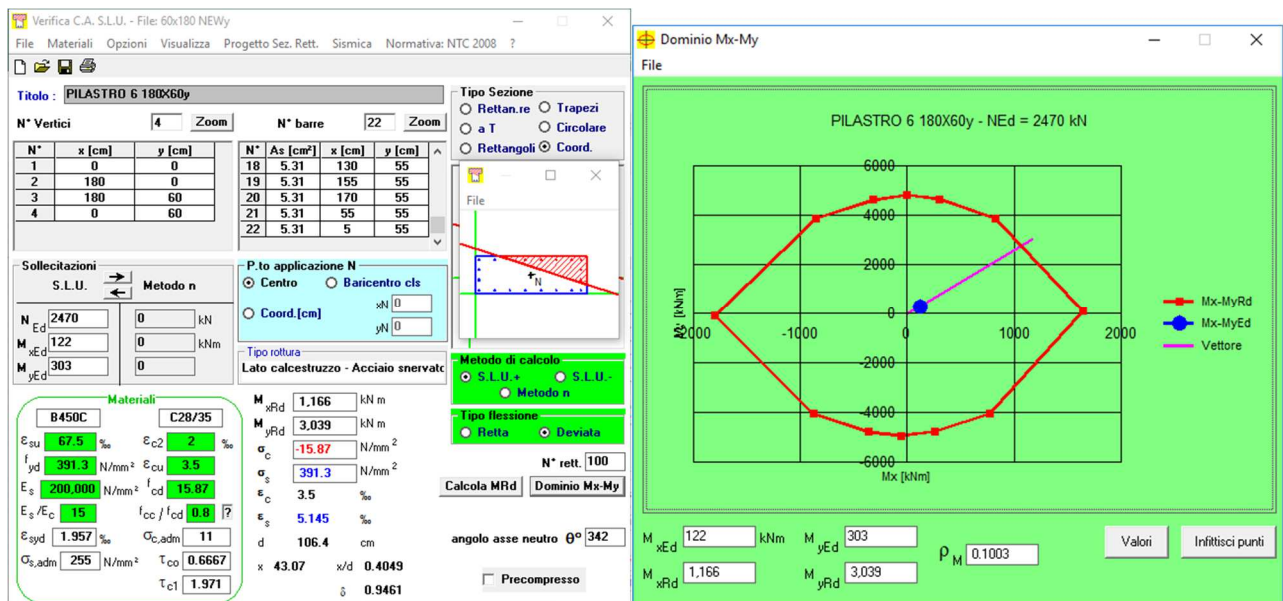
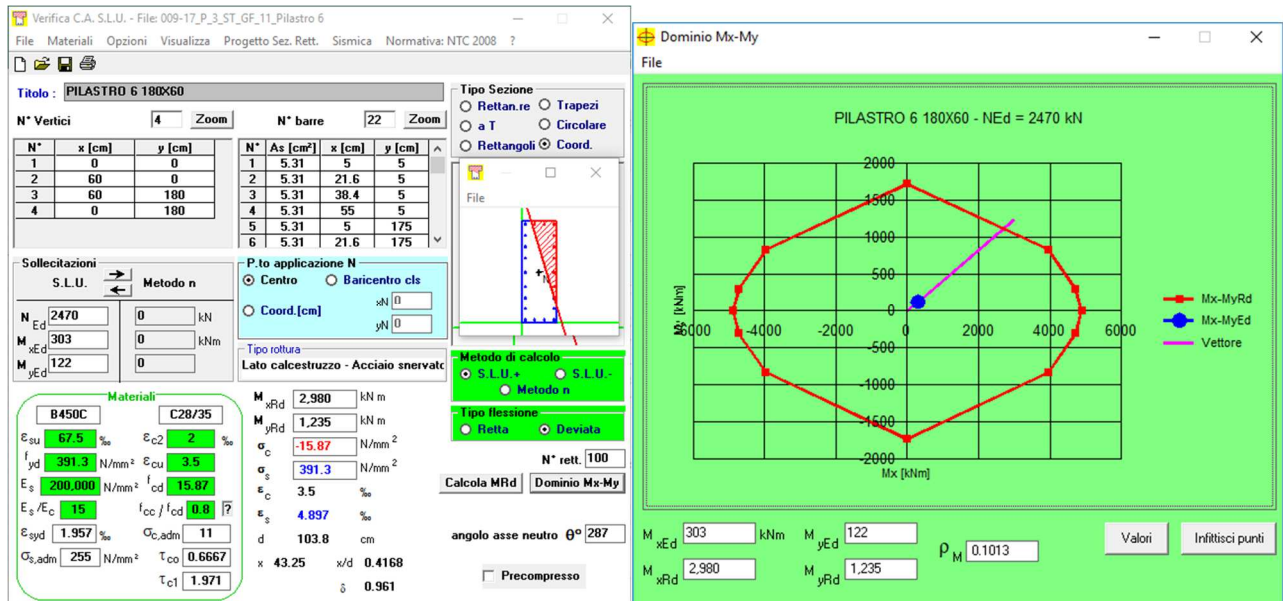
#### PILASTRO 5:

Si è scelto di adottare 12Ø20 per tutta l'altezza e la sezione è risultata verificata



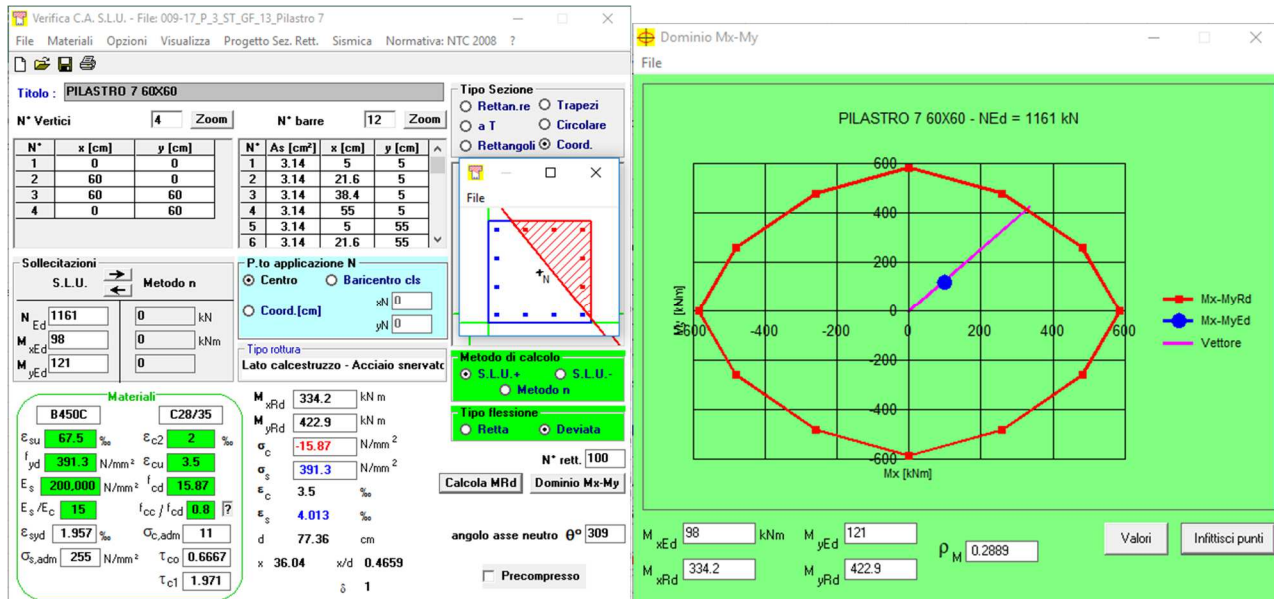
## PILASTRO 6:

Si è scelto di adottare 22Ø26 per tutta l'altezza e la sezione è risultata verificata



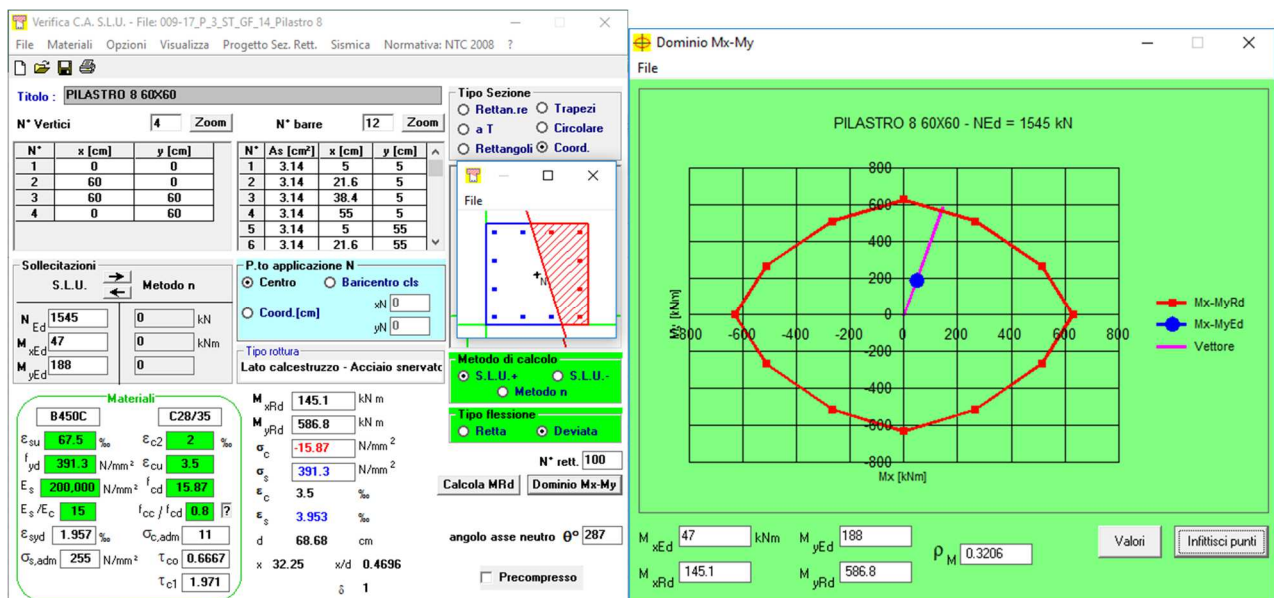
## PILASTRO 7:

Si è scelto di adottare 12Ø20 per tutta l'altezza e la sezione è risultata verificata



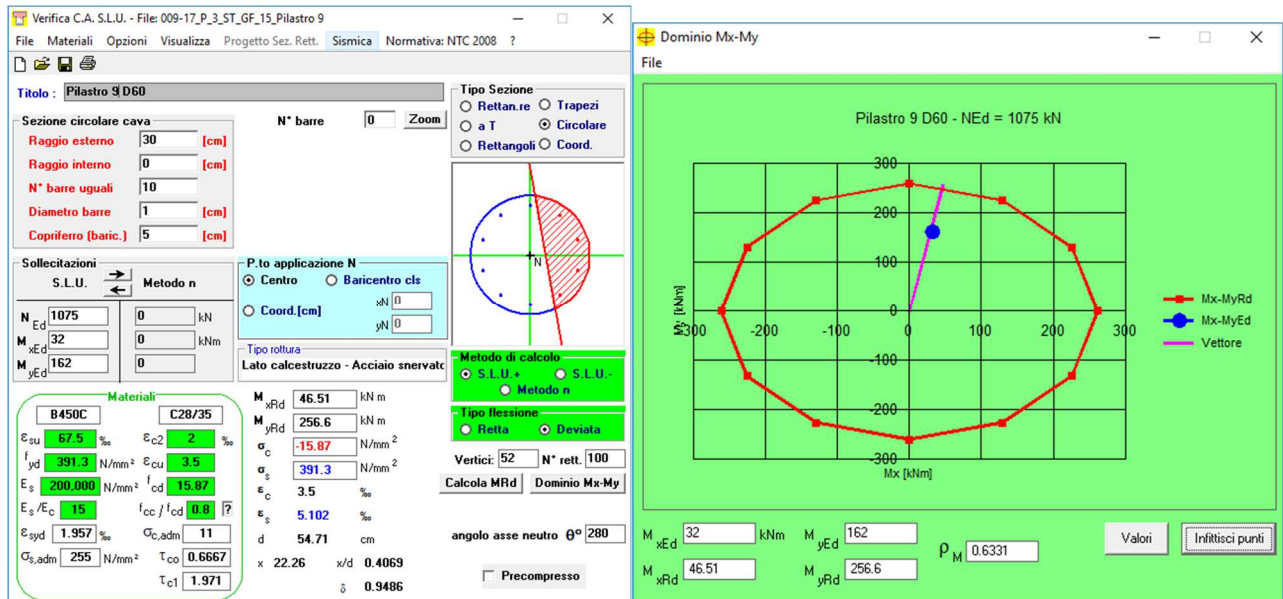
## PILASTRO 8:

Si è scelto di adottare 12Ø20 per tutta l'altezza e la sezione è risultata verificata



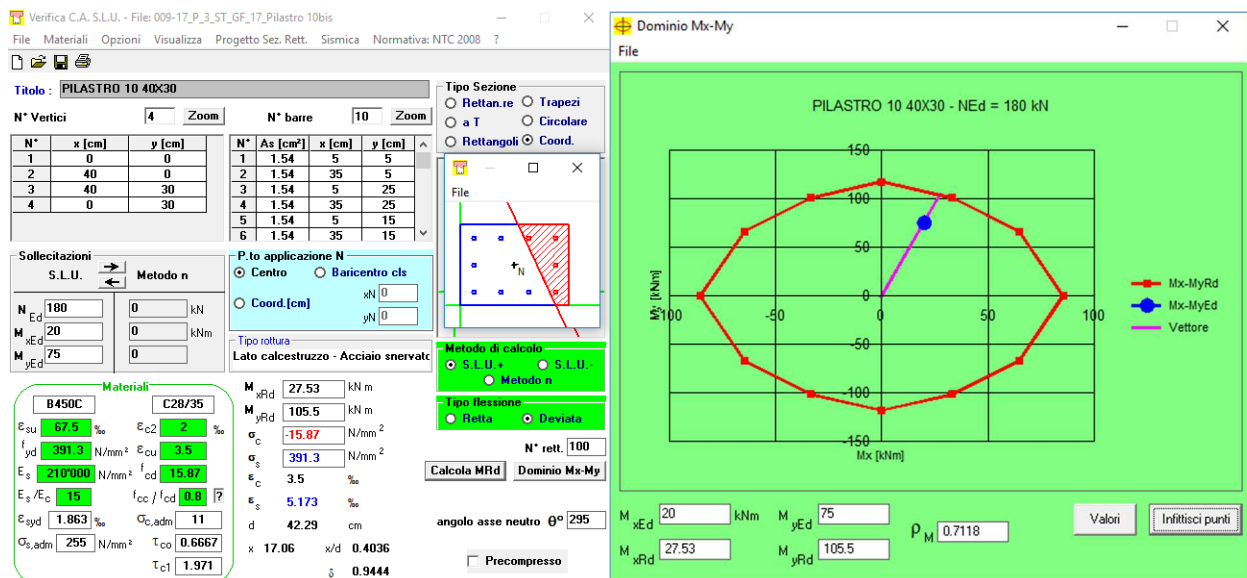
## PILASTRO 9:

Si è scelto di adottare 10Ø20 per tutta l'altezza e la sezione è risultata verificata

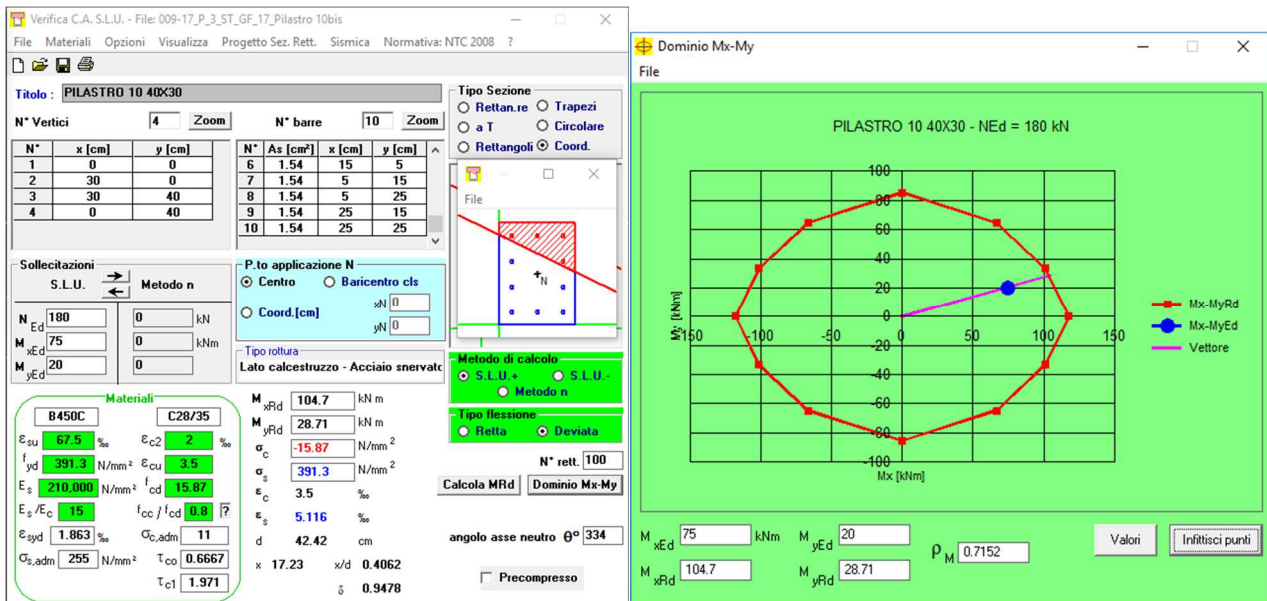


## PILASTRO 10:

Si è scelto di adottare 10Ø14 per tutta l'altezza e la sezione è risultata verificata

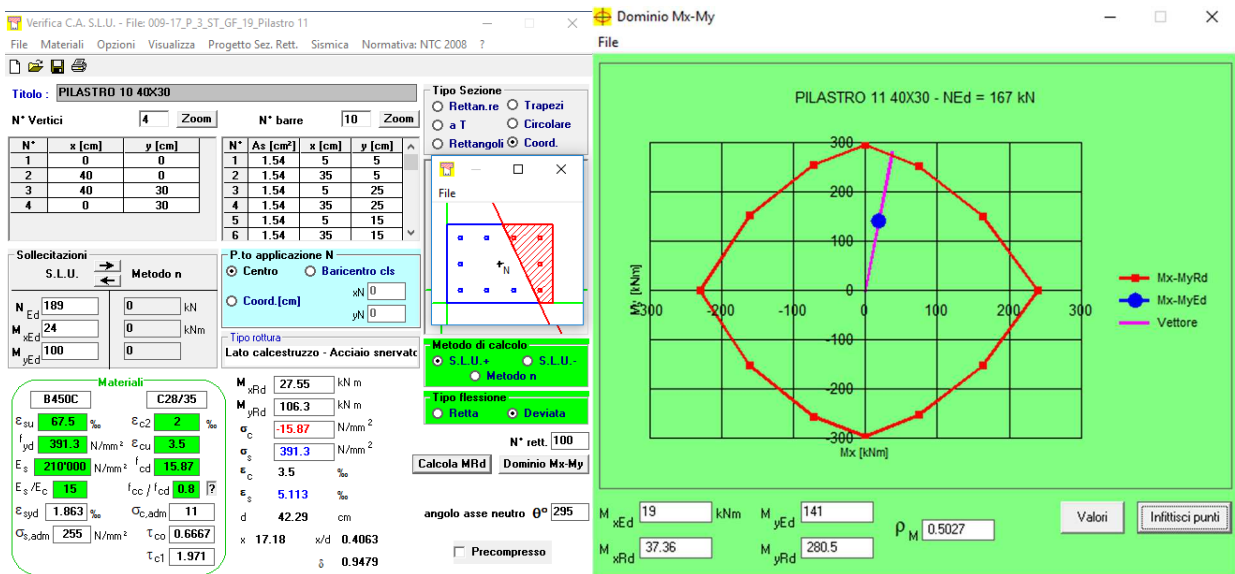






PILASTRO 11:

Si è scelto di adottare 10Ø14 per tutta l'altezza e la sezione è risultata verificata



Si riportano le verifiche a taglio dei pilastri:

- P1

Si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute secondo la gerarchia delle resistenze:

TAGLIO SOLLECITANTE PILASTRI (DIR X)						TAGLIO SOLLECITANTE PILASTRI (DIR Y)					
Pilastro	Altezza	Sezione	Nmax	Mc,Rd(Y)	VED,X	Pilastro	Altezza	Sezione	Nmax	Mc,Rd(X)	VED,Y
n°	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)	n°	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)
P-1-I	3.85	inf	1229	577.5	335	P-1-I	3.85	inf	1229	577.5	335
		sup	1101	593.7				sup	1101	593.7	
P-1-II	3.85	inf	708	523.5	295	P-1-II	3.85	inf	708	523.5	295
		sup	618	510.6				sup	618	510.6	
P-1-III	3.85	inf	221	430.4	244	P-1-III	3.85	inf	221	430.4	244
		sup	187	422.6				sup	187	422.6	

VERIFICA A TAGLIO (DIR X)															
FUORI ZONA CRITICA														ZONA CRITICA	
Pilastro	Altezza	B	H	Nmin	Zona critica	$\alpha_c$	Vr <sub>cd,max(x)</sub>	Coprif.	cotg $\theta$	staffe	s(mm)	Vr <sub>sd</sub>	VERIFICA	s(mm)	cotg $\theta$
n°	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		$\phi$ (mm)		(kN)		(mm)	(kN)
P-1-I	3.85	600	600	1101.00	600	1.22	1274	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-1-II	3.85	600	600	618.00	600	1.12	1196	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-1-III	3.85	600	600	187.00	600	1.04	1105	50	2.5	12	200	547	ok	100	1

VERIFICA A TAGLIO (DIR Y)															
FUORI ZONA CRITICA														ZONA CRITICA	
Pilastro	Altezza	B	H	Nmin	Zona critica	$\alpha_c$	Vr <sub>cd,max(x)</sub>	Coprif.	cotg $\theta$	staffe	s	Vr <sub>sd</sub>	VERIFICA	s(mm)	cotg $\theta$
n°	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		(mm)	(mm)	(kN)		(mm)	(kN)
P-1-I	3.85	600	600	1101.00	600	1.22	1297	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-1-II	3.85	600	600	618.00	600	1.12	1196	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-1-III	3.85	600	600	187.00	600	1.04	1105	50	2.5	12	200	547	ok	100	1

Il confronto tra il valore del taglio resistente con il valore del taglio agente ci permette di concludere che il pilastro risulta Verificato.

- P2

Si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute secondo la gerarchia delle resistenze:

TAGLIO SOLLECITANTE PILASTRI (DIR X)						TAGLIO SOLLECITANTE PILASTRI (DIR Y)					
Pilastro	Altezza	Sezione	Nmax	Mc,Rd(Y)	VED,x	Pilastro	Altezza	Sezione	Nmax	Mc,Rd(X)	VED,Y
n°	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)	n°	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)
P-2-I	3.85	inf	2376.00	673.4	380	P-2-I	3.85	inf	2376.00	673.4	380
		sup	1901.00	655.6				sup	1901.00	655.6	
P-2-II	3.85	inf	1685.00	606.9	357	P-2-II	3.85	inf	1685.00	606.9	357
		sup	1338.00	643.9				sup	1338.00	643.9	
P-2-III	3.85	inf	994.90	563.5	313	P-2-III	3.85	inf	994.90	563.5	313
		sup	775.00	533.1				sup	775.00	533.1	
P-2-IV	3.85	inf	435.00	477.3	265	P-2-IV	3.85	inf	435.00	477.3	265
		sup	309.00	450.4				sup	309.00	450.4	

VERIFICA A TAGLIO (DIR X)																
FUORI ZONA CRITICA														ZONA CRITICA		
Pilastro	Altezza	B	H	Nmin	Zona critica	$\alpha_c$	Vr <sub>cd,max(x)</sub>	Coprif.	cotg $\theta$	staffe	s(mm)	Vr <sub>sd</sub>	VERIFICA	s(mm)	cotg $\theta$	Vr <sub>sd</sub>
n°	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		$\phi$ (mm)		(kN)		(mm)		(kN)
P-2-I	3.85	600	600	1901.00	600	1.37	1439	50	2.5	12	200	547	ok	100	1	438
P-2-II	3.85	600	600	1338.00	600	1.26	1323	50	2.5	12	200	547	ok	100	1	438
P-2-III	3.85	600	600	775.00	600	1.15	1207	50	2.5	12	200	547	ok	100	1	438
P-2-IV	3.90	600	600	309.00	600	1.06	1111	50	2.5	12	200	547	ok	100	1	438

VERIFICA A TAGLIO (DIR Y)																
FUORI ZONA CRITICA														ZONA CRITICA		
Pilastro	Altezza	B	H	Nmin	Zona critica	$\alpha_c$	Vr <sub>cd,max(x)</sub>	Coprif.	cotg $\theta$	staffe	s	Vr <sub>sd</sub>	VERIFICA	s(mm)	cotg $\theta$	Vr <sub>sd</sub>
n°	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		(mm)	(mm)	(kN)		(mm)		(kN)
P-2-I	3.85	600	600	1901.00	600	1.37	1439	50	2.5	12	200	547	ok	100	1	438
P-2-II	3.85	600	600	1338.00	600	1.26	1323	50	2.5	12	200	547	ok	100	1	438
P-2-III	3.85	600	600	775.00	600	1.15	1207	50	2.5	12	200	547	ok	100	1	438
P-2-IV	3.90	600	600	309.00	600	1.06	1111	50	2.5	12	200	547	ok	100	1	438

Il confronto tra il valore del taglio resistente con il valore del taglio agente ci permette di concludere che il pilastro risulta Verificato.

- P3

Si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute secondo la gerarchia delle resistenze:

TAGLIO SOLLECITANTE PILASTRI (DIR X)						TAGLIO SOLLECITANTE PILASTRI (DIR Y)					
Pilastro	Altezza	Sezione	Nmax	Mc,Rd(Y)	VED,x	Pilastro	Altezza	Sezione	Nmax	Mc,Rd(X)	VED,y
n°	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)	n°	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)
P-3-I	3.85	inf	2611.00	217.1	132	P-3-I	3.85	inf	2611.00	217.1	132
		sup	2044.00	244.1				sup	2044.00	244.1	
P-3-II	3.85	inf	1921.00	244.9	137	P-3-II	3.85	inf	1921.00	244.9	137
		sup	1489.00	233.3				sup	1489.00	233.3	
P-3-III	3.85	inf	1231.00	215.4	114	P-3-III	3.85	inf	1231.00	215.4	114
		sup	935.00	184.5				sup	935.00	184.5	
P-3-IV	3.85	inf	540.00	124.7	62	P-3-IV	3.85	inf	540.00	124.7	62
		sup	380.00	93.79				sup	380.00	93.79	

VERIFICA A TAGLIO (DIR X)															
FUORI ZONA CRITICA														ZONA CRITICA	
Pilastro	Altezza	D	A	Nmin	Zona critica	$\alpha_c$	Vrcd,max(x)	Coprif.	cotg $\theta$	staffe	s(mm)	Vrsd	VERIFICA	s(mm)	cotg $\theta$
n°	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		$\phi$ (mm)		(kN)		(mm)	(kN)
P-3-I	3.85	600	237462.5	2044.00	600	1.61	1213	50	2.5	8	200	243	ok	100	1
P-3-II	3.85	600	237462.5	1489.00	600	1.44	1088	50	2.5	8	200	243	ok	100	1
P-3-III	3.85	600	237462.5	935.00	600	1.28	964	50	2.5	8	200	243	ok	100	1
P-3-IV	3.90	600	237462.5	380.00	600	1.11	839	50	2.5	8	200	243	ok	100	1

VERIFICA A TAGLIO (DIR Y)															
FUORI ZONA CRITICA														ZONA CRITICA	
Pilastro	Altezza	D	A	Nmin	Zona critica	$\alpha_c$	Vrcd,max(x)	Coprif.	cotg $\theta$	staffe	s	Vrsd	VERIFICA	s(mm)	cotg $\theta$
n°	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		(mm)	(mm)	(kN)		(mm)	(kN)
P-3-I	3.85	600	237462.5	2044.00	600	1.61	1213	50	2.5	8	200	243	ok	100	1
P-3-II	3.85	600	237462.5	1489.00	600	1.44	1088	50	2.5	8	200	243	ok	100	1
P-3-III	3.85	600	237462.5	935.00	600	1.28	964	50	2.5	8	200	243	ok	100	1
P-3-IV	3.90	600	237462.5	380.00	600	1.11	839	50	2.5	8	200	243	ok	100	1

Il confronto tra il valore del taglio resistente con il valore del taglio agente ci permette di concludere che il pilastro risulta Verificato.



- P4

Si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute secondo la gerarchia delle resistenze:

TAGLIO SOLLECITANTE PILASTRI (DIR X)						TAGLIO SOLLECITANTE PILASTRI (DIR Y)					
Pilastro	Altezza	Sezione	Nmax	Mc,Rd(Y)	VED,x	Pilastro	Altezza	Sezione	Nmax	Mc,Rd(X)	VED,Y
n°	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)	n°	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)
P-4-I	3.85	inf	1967.00	637.3	370	P-4-I	3.85	inf	1967.00	637.3	370
		sup	1617.00	658.6				sup	1617.00	658.6	
P-4-II	3.85	inf	1447.00	619.4	345	P-4-II	3.85	inf	1447.00	619.4	345
		sup	1173.00	586.7				sup	1173.00	586.7	
P-4-III	3.85	inf	928.00	554.4	309	P-4-III	3.85	inf	928.00	554.4	309
		sup	733.00	527.1				sup	733.00	527.1	
P-4-IV	3.85	inf	408.00	471.9	263	P-4-IV	3.85	inf	408.00	471.9	263
		sup	295.00	447.2				sup	295.00	447.2	

VERIFICA A TAGLIO (DIR X)															
FUORI ZONA CRITICA														ZONA CRITICA	
Pilastro	Altezza	B	H	Nmin	Zona critica	$\alpha c$	Vr <sub>cd,max(x)</sub>	Coprif.	cotg $\theta$	staffe	s(mm)	Vr <sub>sd</sub>	VERIFICA	s(mm)	cotg $\theta$
n°	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		$\phi$ (mm)		(kN)		(mm)	(kN)
P-4-I	3.85	600	600	1617.00	600	1.32	1380	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-4-II	3.85	600	600	1173.00	600	1.23	1289	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-4-III	3.85	600	600	733.00	600	1.14	1198	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-4-IV	3.90	600	600	295.00	600	1.06	1108	50	2.5	12	200	547	ok	100	1

VERIFICA A TAGLIO (DIR Y)															
FUORI ZONA CRITICA														ZONA CRITICA	
Pilastro	Altezza	B	H	Nmin	Zona critica	$\alpha c$	Vr <sub>cd,max(x)</sub>	Coprif.	cotg $\theta$	staffe	s	Vr <sub>sd</sub>	VERIFICA	s(mm)	cotg $\theta$
n°	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		(mm)	(mm)	(kN)		(mm)	(kN)
P-4-I	3.85	600	600	1617.00	600	1.32	1380	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-4-II	3.85	600	600	1173.00	600	1.23	1289	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-4-III	3.85	600	600	733.00	600	1.14	1198	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-4-IV	3.90	600	600	295.00	600	1.06	1108	50	2.5	12	200	547	ok	100	1

Il confronto tra il valore del taglio resistente con il valore del taglio agente ci permette di concludere che il pilastro risulta Verificato.

- P5

Si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute secondo la gerarchia delle resistenze:

TAGLIO SOLLECITANTE PILASTRI (DIR X)						TAGLIO SOLLECITANTE PILASTRI (DIR Y)					
Pilastro	Altezza	Sezione	Nmax	Mc,Rd(Y)	VED,x	Pilastro	Altezza	Sezione	Nmax	Mc,Rd(X)	VED,Y
n°	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)	n°	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)
P-5-I	3.85	inf	1338.00	606.9	340	P-5-I	3.85	inf	1338.00	606.9	340
		sup	1133.00	581.6				sup	1133.00	581.6	
P-5-II	3.85	inf	748	529.3	298	P-5-II	3.85	inf	748	529.3	298
		sup	633	512.8				sup	633	512.8	
P-5-III	3.85	inf	191.00	423.5	240	P-5-III	3.85	inf	191.00	423.5	240
		sup	158.00	415.9				sup	158.00	415.9	

VERIFICA A TAGLIO (DIR X)															
FUORI ZONA CRITICA														ZONA CRITICA	
Pilastro	Altezza	B	H	Nmin	Zona critica	$\alpha_c$	Vr <sub>cd,max(x)</sub>	Coprif.	cotg $\theta$	staffe	s(mm)	Vr <sub>sd</sub>	VERIFICA	s(mm)	cotg $\theta$
n°	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		$\phi$ (mm)		(kN)		(mm)	(kN)
P-5-I	3.85	600	600	1133.00	600	1.22	1281	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-5-II	3.85	600	600	633.00	600	1.12	1199	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-5-III	3.85	600	600	158.00	600	1.03	1099	50	2.5	12	200	547	ok	100	1

VERIFICA A TAGLIO (DIR Y)															
FUORI ZONA CRITICA														ZONA CRITICA	
Pilastro	Altezza	B	H	Nmin	Zona critica	$\alpha_c$	Vr <sub>cd,max(x)</sub>	Coprif.	cotg $\theta$	staffe	s	Vr <sub>sd</sub>	VERIFICA	s(mm)	cotg $\theta$
n°	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		(mm)	(mm)	(kN)		(mm)	(kN)
P-5-I	3.85	600	600	1133.00	600	1.22	1304	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-5-II	3.85	600	600	633.00	600	1.12	1199	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-5-III	3.85	600	600	158.00	600	1.03	1099	50	2.5	12	200	547	ok	100	1

Il confronto tra il valore del taglio resistente con il valore del taglio agente ci permette di concludere che il pilastro risulta Verificato.

- P6

Si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute secondo la gerarchia delle resistenze:

TAGLIO SOLLECITANTE PILASTRI (DIR X)						TAGLIO SOLLECITANTE PILASTRI (DIR Y)					
Pilastro	Altezza	Sezione	Nmax	Mc,Rd(Y)	VED,x	Pilastro	Altezza	Sezione	Nmax	Mc,Rd(X)	VED,Y
n°	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)	n°	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)
P-6-I	3.85	inf	2875.00	3904	2175	P-6-I	3.85	inf	2875.00	1311	727
		sup	2470.00	3710				sup	2470.00	1232	
P-6-II	3.85	inf	2046.00	3495	1947	P-6-II	3.85	inf	2046.00	1140	631
		sup	1734.00	3320				sup	1734.00	1069	
P-6-III	3.85	inf	1217.00	3016	1686	P-6-III	3.85	inf	1217.00	946.8	526
		sup	999.00	2885				sup	999.00	894.1	
P-6-IV	3.90	inf	542.00	2590	1429	P-6-IV	3.85	inf	542.00	781.8	435
		sup	379.00	2478				sup	379.00	741.3	

VERIFICA A TAGLIO (DIR X)																	
FUORI ZONA CRITICA														ZONA CRITICA			
Pilastro	Altezza	B	H	Nmin	Zona critica	$\alpha_c$	Vrcd,max(x)	Coprif.	cotg $\theta$	staffe	s(mm)	Vrsd	VERIFICA	s(mm)	cotg $\theta$	Vrsd	VERIFICA
n°	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		$\phi$ (mm)		(kN)		(mm)		(kN)	
P-6-I	3.85	600	1800	2470.00	1800	1.16	3871	50	2.5	14	200	2371	ok	100	1	3793	ok
P-6-II	3.85	600	1800	1734.00	1800	1.11	3710	50	2.5	14	200	2371	ok	100	1	3793	ok
P-6-III	3.85	600	1800	999.00	1800	1.07	3550	50	2.5	14	200	2371	ok	100	1	3793	ok
P-6-IV	3.90	600	1800	379.00	1800	1.02	3414	50	2.5	14	200	2371	ok	100	1	3793	ok

VERIFICA A TAGLIO (DIR Y)																	
FUORI ZONA CRITICA														ZONA CRITICA			
Pilastro	Altezza	B	H	Nmin	Zona critica	$\alpha_c$	Vrcd,max(x)	Coprif.	cotg $\theta$	staffe	s	Vrsd	VERIFICA	s(mm)	cotg $\theta$	Vrsd	VERIFICA
n°	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		(mm)	(mm)	(kN)		(mm)		(kN)	
P-6-I	3.85	1800	600	2470.00	600	1.16	3650	50	2.5	14	200	745	ok	100	1	1192	ok
P-6-II	3.85	1800	600	1734.00	600	1.11	3498	50	2.5	14	200	745	ok	100	1	1192	ok
P-6-III	3.85	1800	600	999.00	600	1.07	3347	50	2.5	14	200	745	ok	100	1	1192	ok
P-6-IV	3.90	1800	600	379.00	600	1.02	3219	50	2.5	14	200	745	ok	100	1	1192	ok

Il confronto tra il valore del taglio resistente con il valore del taglio agente ci permette di concludere che il pilastro risulta Verificato.

- P7

Si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute secondo la gerarchia delle resistenze:

TAGLIO SOLLECITANTE PILASTRI (DIR X)						TAGLIO SOLLECITANTE PILASTRI (DIR Y)					
Pilastro	Altezza	Sezione	Nmax	Mc,Rd(Y)	VED,x	Pilastro	Altezza	Sezione	Nmax	Mc,Rd(X)	VED,Y
n°	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)	n°	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)
P-7-I	3.85	inf	1339.00	607	341	P-7-I	3.85	inf	1339.00	607	341
		sup	1161.00	585.2				sup	1161.00	585.2	
P-7-II	3.85	inf	1031.00	568.3	319	P-7-II	3.85	inf	1031.00	568.3	319
		sup	878.00	547.5				sup	878.00	547.5	
P-7-III	3.85	inf	722.00	525.5	295	P-7-III	3.85	inf	722.00	525.5	295
		sup	595.00	507.3				sup	595.00	507.3	
P-7-IV	3.90	inf	318.00	452.4	250	P-7-IV	3.85	inf	318.00	452.4	253
		sup	238.00	434.3				sup	238.00	434.3	

VERIFICA A TAGLIO (DIR X)															
FUORI ZONA CRITICA														ZONA CRITICA	
Pilastro	Altezza	B	H	Nmin	Zona critica	$\alpha_c$	Vr <sub>cd,max(x)</sub>	Coprif.	cotg $\theta$	staffe	s(mm)	Vr <sub>sd</sub>	VERIFICA	s(mm)	cotg $\theta$
n°	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		$\phi$ (mm)		(kN)		(mm)	(kN)
P-7-I	3.85	600	600	1161.00	600	1.23	1286	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-7-II	3.85	600	600	878.00	600	1.17	1228	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-7-III	3.85	600	600	595.00	600	1.12	1170	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-7-IV	3.90	600	600	238.00	600	1.05	1096	50	2.5	12	200	547	ok	100	1

VERIFICA A TAGLIO (DIR Y)															
FUORI ZONA CRITICA														ZONA CRITICA	
Pilastro	Altezza	B	H	Nmin	Zona critica	$\alpha_c$	Vr <sub>cd,max(x)</sub>	Coprif.	cotg $\theta$	staffe	s	Vr <sub>sd</sub>	VERIFICA	s(mm)	cotg $\theta$
n°	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		(mm)	(mm)	(kN)		(mm)	(kN)
P-7-I	3.85	600	600	1161.00	600	1.23	1286	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-7-II	3.85	600	600	878.00	600	1.17	1228	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-7-III	3.85	600	600	595.00	600	1.12	1170	50	2.5	12	200	547	ok	100	1
P-7-IV	3.90	600	600	238.00	600	1.05	1096	50	2.5	12	200	547	ok	100	1

Il confronto tra il valore del taglio resistente con il valore del taglio agente ci permette di concludere che il pilastro risulta Verificato.

- P8

Si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute secondo la gerarchia delle resistenze:

TAGLIO SOLLECITANTE PILASTRI (DIR X)						TAGLIO SOLLECITANTE PILASTRI (DIR Y)					
Pilastro	Altezza	Sezione	Nmax	Mc,Rd(Y)	VED,x	Pilastro	Altezza	Sezione	Nmax	Mc,Rd(X)	VED,Y
n°	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)	n°	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)
P-8-I	3.85	inf	1907.00	655.9	367	P-8-I	3.85	inf	1907.00	655.9	367
		sup	1545.00	629.9				sup	1545.00	629.9	
P-8-II	3.85	inf	1403.00	614.4	341	P-8-II	3.85	inf	1403.00	614.4	341
		sup	1117.00	579.6				sup	1117.00	579.6	
P-8-III	3.85	inf	898.00	550.3	306	P-8-III	3.85	inf	898.00	550.3	306
		sup	685.00	520.3				sup	685.00	520.3	
P-8-IV	3.90	inf	395.00	469.3	257	P-8-IV	3.85	inf	395.00	469.3	261
		sup	279.00	443.6				sup	279.00	443.6	

VERIFICA A TAGLIO (DIR X)																	
FUORI ZONA CRITICA														ZONA CRITICA			
Pilastro	Altezza	B	H	Nmin	Zona critica	αc	Vrcd,max(x)	Coprif.	cotgθ	staffe	s(mm)	Vrsd	VERIFICA	s(mm)	cotgθ	Vrsd	VERIFICA
n°	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		φ(mm)		(kN)		(mm)		(kN)	
P-8-I	3.85	600	600	1545.00	600	1.30	1366	50	2.5	12	200	547	ok	100	1	438	ok
P-8-II	3.85	600	600	1117.00	600	1.22	1277	50	2.5	12	200	547	ok	100	1	438	ok
P-8-III	3.85	600	600	685.00	600	1.13	1188	50	2.5	12	200	547	ok	100	1	438	ok
P-8-IV	3.90	600	600	279.00	600	1.05	1104	50	2.5	12	200	547	ok	100	1	438	ok

Verifica a taglio (Dir Y)																	
FUORI ZONA CRITICA														ZONA CRITICA			
Pilastro	Altezza	B	H	Nmin	Zona critica	αc	Vrcd,max(x)	Coprif.	cotgθ	staffe	s	Vrsd	VERIFICA	s(mm)	cotgθ	Vrsd	VERIFICA
n°	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		(mm)	(mm)	(kN)		(mm)		(kN)	
P-8-I	3.85	600	600	1545.00	600	1.30	1366	50	2.5	12	200	547	ok	100	1	438	ok
P-8-II	3.85	600	600	1117.00	600	1.22	1277	50	2.5	12	200	547	ok	100	1	438	ok
P-8-III	3.85	600	600	685.00	600	1.13	1188	50	2.5	12	200	547	ok	100	1	438	ok
P-8-IV	3.90	600	600	279.00	600	1.05	1104	50	2.5	12	200	547	ok	100	1	438	ok

Il confronto tra il valore del taglio resistente con il valore del taglio agente ci permette di concludere che il pilastro risulta Verificato.

- P9

Si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute secondo la gerarchia delle resistenze:

TAGLIO SOLLECITANTE PILASTRI (DIR X)						TAGLIO SOLLECITANTE PILASTRI (DIR Y)					
Pilastro	Altezza	Sezione	Nmax	Mc,Rd(Y)	VED,x	Pilastro	Altezza	Sezione	Nmax	Mc,Rd(X)	VED,Y
n°	(m)		(kN)	(kNm)	(kN)	n°	(m)			(kNm)	(kN)
P-9-1	3.85	inf	1603.00	238.6		P-9-1	3.85	inf	1603.00	238.6	
		sup	1075.00	200.5	125			sup	1075.00	200.5	125
P-9-2	3.85	inf	1180.00	210.9		P-9-2	3.85	inf	1180.00	210.9	
		sup	753.00	159.6	106			sup	753.00	159.6	106
P-9-3	3.85	inf	762.00	161		P-9-3	3.85	inf	762.00	161	
		sup	461.00	109.9	77			sup	461.00	109.9	77
P-9-4	3.85	inf	341.00	85.63		P-9-4	3.85	inf	341.00	85.63	
		sup	188.00	50.97	39			sup	188.00	50.97	39

VERIFICA A TAGLIO (DIR X)															
FUORI ZONA CRITICA														ZONA CRITICA	
Pilastro	Altezza	D	A	Nmin	Zona critica	$\alpha$	Vrcd,max(x)	Coprif.	cotg $\theta$	staffe	s(mm)	Vrsd	VERIFICA	s(mm)	cotg $\theta$
n°	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		$\phi$ (mm)		(kN)		(mm)	(kN)
P-9-1	3.85	600	237462.5	1075.00	600	1.32	995	50	2.5	10	200	380	ok	100	1
P-9-2	3.85	600	237462.5	753.00	600	1.22	923	50	2.5	10	200	380	ok	100	1
P-9-3	3.85	600	237462.5	461.00	600	1.14	857	50	2.5	10	200	380	ok	100	1
P-9-4	3.90	600	237462.5	188.00	600	1.06	796	50	2.5	10	200	380	ok	100	1

VERIFICA A TAGLIO (DIR Y)															
FUORI ZONA CRITICA														ZONA CRITICA	
Pilastro	Altezza	D	A	Nmin	Zona critica	$\alpha$	Vrcd,max(x)	Coprif.	cotg $\theta$	staffe	s	Vrsd	VERIFICA	s(mm)	cotg $\theta$
n°	(m)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		(mm)	(mm)	(kN)		(mm)	(kN)
P-9-1	3.85	600	237462.5	1075.00	600	1.32	995	50	2.5	10	100	760	ok	100	1
P-9-2	3.85	600	237462.5	753.00	600	1.22	923	50	2.5	10	100	760	ok	100	1
P-9-3	3.85	600	237462.5	461.00	600	1.14	857	50	2.5	10	100	760	ok	100	1
P-9-4	3.90	600	237462.5	188.00	600	1.06	796	50	2.5	10	100	760	ok	100	1

Il confronto tra il valore del taglio resistente con il valore del taglio agente ci permette di concludere che il pilastro risulta Verificato.

- P10

Si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute secondo la gerarchia delle resistenze:

Pilastro (n°)	Sezione (m)	Area Pil (m2)	A.long min (m2)	A.long max (m2)	Arm. Pil $\phi$	Area Arm Pil (m2)
T-1-I	0 3.85	0.12	0.0012	0.0048	10 $\phi$ 14	0.0015386

VERIFICA A TAGLIO																
FUORI ZONA CRITICA													ZONA CRITICA			
Pilastr o	Altezz a	B	H	Nmi n	Zona critica	$\alpha$	Vr <sub>cd,max</sub> ( x)	Coprif .	cotg $\theta$	s(mm )	Vrs d	VERIFIC A	s(mm )	cotg $\theta$	Vrs d	VERIFIC A
n°	(m)	(mm )	(mm )	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		$\phi$ (mm )	(kN )		(mm )		(kN )	
P-1-I	3.85	300	400	0.00	558	1.0 0	343	50	2.5	12	200	348 ok	100	1	279	ok

Il confronto tra il valore del taglio resistente con il valore del taglio agente ci permette di concludere che il pilastro risulta Verificato.

- P11

Si riportano le sollecitazioni di calcolo ottenute secondo la gerarchia delle resistenze:

Pilastro (n°)	Sezione (m)	Area Pil (m2)	A.long min (m2)	A.long max (m2)	Arm. Pil $\phi$	Area Arm Pil (m2)
T-1-I	0 3.85	0.12	0.0012	0.0048	10 $\phi$ 14	0.0015386

Verifica a taglio																
FUORI ZONA CRITICA													ZONA CRITICA			
Pilastr o	Altezz a	B	H	Nmi n	Zona critica	$\alpha$	Vr <sub>cd,max</sub> ( x)	Coprif .	cotg $\theta$	s(mm )	Vrs d	VERIFIC A	s(mm )	cotg $\theta$	Vrs d	VERIFIC A
n°	(m)	(mm )	(mm )	(kN)	(mm)		(kN)	(mm)		$\phi$ (mm )	(kN )		(mm )		(kN )	
P-1-I	3.85	300	400	0.00	558	1.	343	50	2.5	12	200	348 ok	100	1	279	ok

Il confronto tra il valore del taglio resistente con il valore del taglio agente ci permette di concludere che il pilastro risulta Verificato.

## 20 MARTELLAMENTO

L'ampliamento in esame sorge in adiacenza (ad una distanza di 15cm) ad una costruzione esistente. Secondo quanto espresso dalle norme dunque:

“La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare); in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad  $1/100$  della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per  $ag \cdot S / 0,5g \leq 1$ . Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base, può essere stimato in  $1/100$  dell'altezza della costruzione moltiplicata per  $ag \cdot S / 0,5g$ .”

A tal proposito nello spazio interposto tra i due edifici adiacenti (15cm) verrà inserito un materiale comprimibile, che in caso di evento sismico non ne comprometta il funzionamento.

Sulla base di quanto detto risulta:

- Edificio di Progetto:
  - o  $ag=0.241$
  - o  $S=1.351$
  - o  $H=17.35m$
  - o  $Spost=0.241 \cdot 1.351 \cdot 17.35 / 100 \approx 5.6cm$
- Edificio Esistente
  - o  $ag=0.241$
  - o  $S=1.351$
  - o  $H=17.35m$
  - o  $Spost=0.241 \cdot 1.351 \cdot 17.35 / 100 \approx 5.6cm$



## 21 PROGETTO E VERIFICA DELLA SCALA ANTINCENDIO

L'intervento in oggetto prevede la realizzazione di una scala antincendio in acciaio posta nel lato Ovest del Liceo Corradini di Thiene.

La scala in oggetto, partendo dalla quota del lato Ovest (-1.40), arriverà a servire i quattro livelli del complesso scolastico: il primo solaio (quota +0.00), il secondo solaio (quota +3.85), il terzo solaio (quota +7.70) e il quarto solaio (quota +11.55). La struttura in elevazione è costituita da tre rampe per ciascun livello e sarà vincolata nel lato Nord alla parete Q, mentre nel lato Sud risulterà vincolata al solaio di ciascun piano (Fig.33).

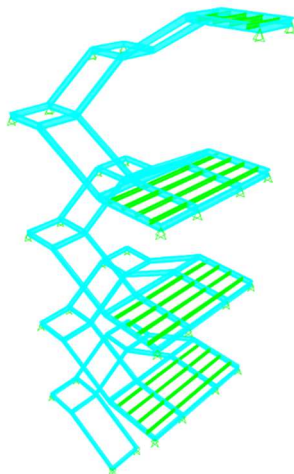


Figura 30 – Modello FEM della scala antincendio

Le rampe sono costituite da due travi UPN 240 in acciaio, dette “cosciali”, che si sviluppano lungo i bordi delle stesse rampe, in mezzo alle quali saranno incastrati gradini metallici tipo “antivertigine”. Alle quote dei piani sopra elencati verranno realizzati dei pianerottoli che saranno costituiti da travi UPN 240 e travette rompitratta del tipo IPE 100 sulle quali verrà appoggiato un grigliato elettrosaldato (Fig.34).

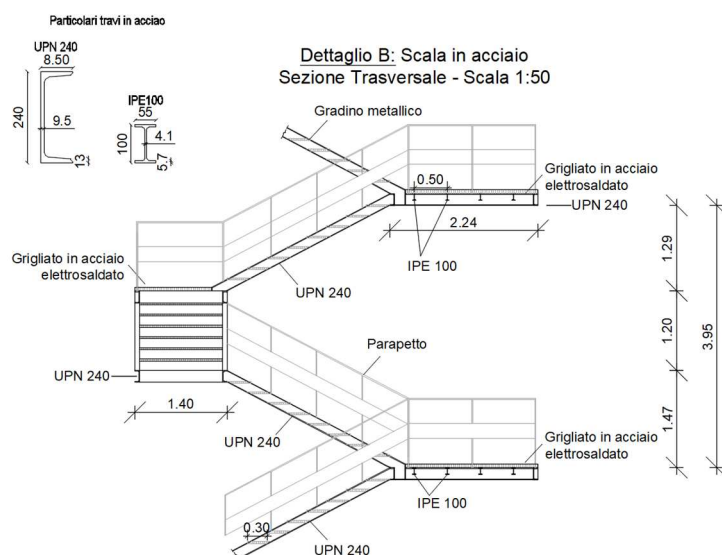


Figura 31 – Sezione trasversale della scala antincendio

I calcoli e le verifiche verranno eseguiti secondo le “Nuove norme tecniche per le costruzioni” (NTC) del D.M. 17.01.2018.

## 21.1 Analisi dei carichi

L'analisi dei carichi per unità di superficie è pertanto la seguente:

- Rampe, pianerottoli e ballatoi:  
Carichi Permanenti Strutturali: calcolati in automatico dal programma di calcolo a seguito dell'assegnazione delle sezioni;  
Peso proprio grigliato "antivertigine":  
Carichi Permanenti Non Strutturali,  $G_{k2} = 0.6 \text{ kN/m}^2$
- Carichi Variabili, Cat. C2: balconi, ballatoi e scale comuni,  $Q_{k1} = 4 \text{ kN/m}^2$

Deve poi essere considerata la presenza dei parapetti, che vengono montati direttamente sui cosciali e il cui peso ( $p = 0,5 \text{ kN/m}$ ) agisce sui cosciali stessi come un carico lineare nella condizione di carico dei permanenti non strutturali ( $G_{k2}$ ).

## 21.2 Azioni climatiche: Temperatura

Il D.M. 18 afferma che qualora non si reputi di eseguire uno studio termodinamico degli effetti della temperatura, in via approssimata, essenzialmente per la valutazione delle deformazioni e/o degli stati tensionali nelle strutture correnti, possono assumersi dei campi di variazione termica per la struttura predeterminati dalla stessa normativa. Nel progetto in esame è stato scelto di adottare proprio questo procedimento.

Sono stati assunti, secondo normativa, i seguenti campi di variazione termica per la struttura:

- Variazione termica uniforme volumetrica;
- Variazione termica non uniforme.

Per determinare la variazione termica uniforme il § 3.5.5 prevede che nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente  $\Delta T_u$ , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Tab. 3.5.II – Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici

Tipo di struttura	$\Delta T_u$
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15^\circ\text{C}$

Figura 32 – Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici

Perciò nel caso in esame si è assunto un  $\Delta T_u = \pm 25^\circ\text{C}$ .

In aggiunta alla variazione termica uniforme, per la struttura in esame, è stata considerata una differenza di temperatura di  $10^\circ\text{C}$  con andamento lineare.

## 21.3 Modellazione FEM

La modellazione della struttura è stata sviluppata su modelli di tipo tridimensionale costituiti da elementi beam, e Area None mediante il software SAP2000.

Sono stati utilizzati elementi tipo beam per i cosciali, le travi rompitratta e le travi perimetrali che andranno a costituire i pianerottoli.

Le proprietà dei materiali utilizzati hanno un comportamento elastico lineare, secondo quanto indicato in precedenza. I gradini e i grigliati tipo “antivertigine” inoltre, sono stati modellati mediante delle aree nulle a cui è stata assegnata un’orditura in maniera tale che i carichi si vanno a distribuire automaticamente su tutte le travi portanti (Fig.36)

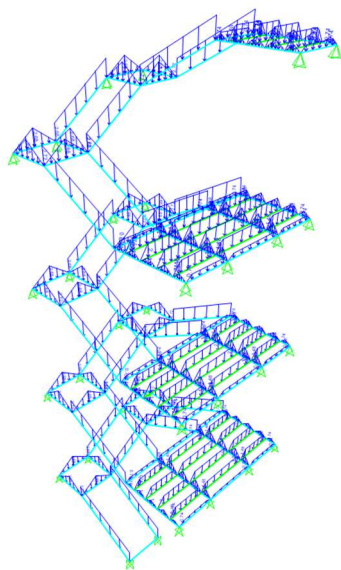


Figura 33 – Modello FEM – Distribuzione dei carichi.

In questo modo il software automaticamente ha potuto calcolare i carichi agenti sugli elementi resistenti verticali mediante il metodo delle aree d’influenza.

La scala in via semplificativa è stata modellata come incastrata alla base a livello -1.40 dal piano campagna e vincolata a livello di ciascun solaio.

Si riporta nel seguito un’immagine del modello di calcolo.

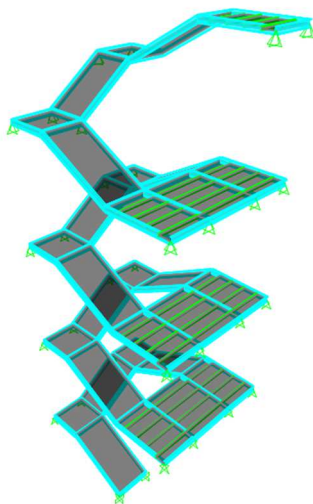


Figura 34 – Modello FEM della scala antincendio

Sono dunque state implementate le combinazioni di carico allo SLU, allo SLV, allo SLE e la combinazione Eccezionale per verificare le prestazioni degli elementi resistenti in acciaio in caso di incendio.

Le sollecitazioni prodotte dall’involuppo DINAMICA+VERTICALI sono le seguenti:

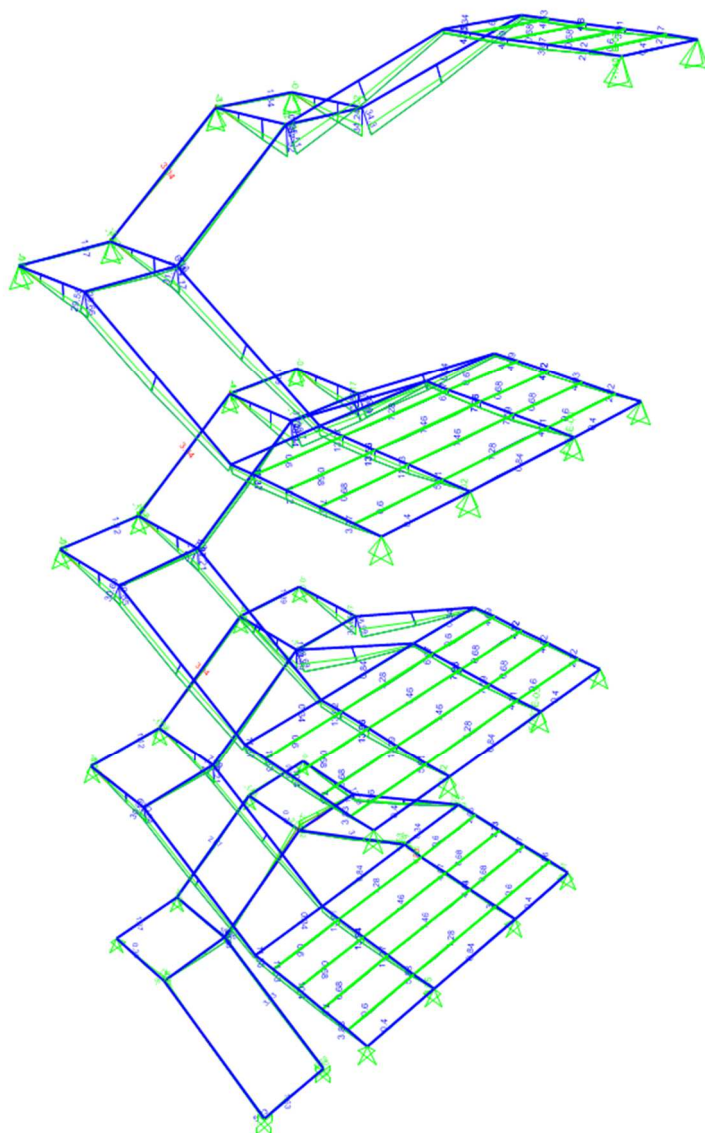


Figura 35 - Momento agente sulla scala

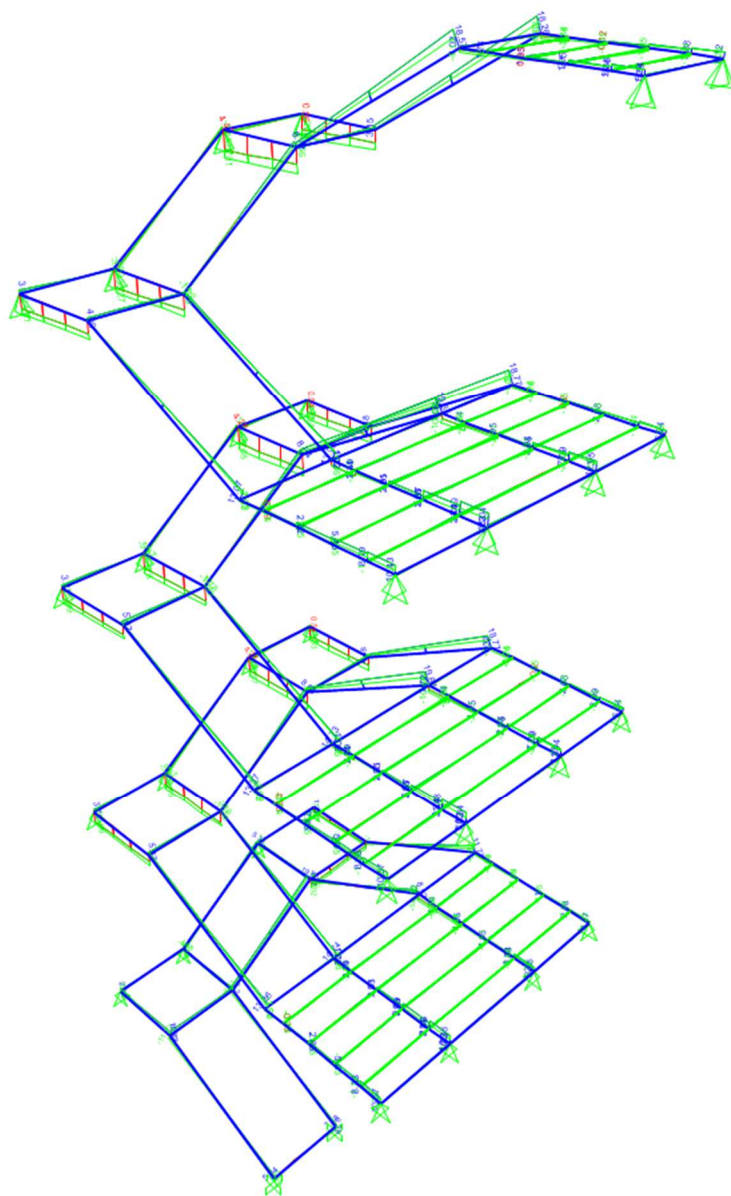


Figura 36 - Taglio agente sulla scala

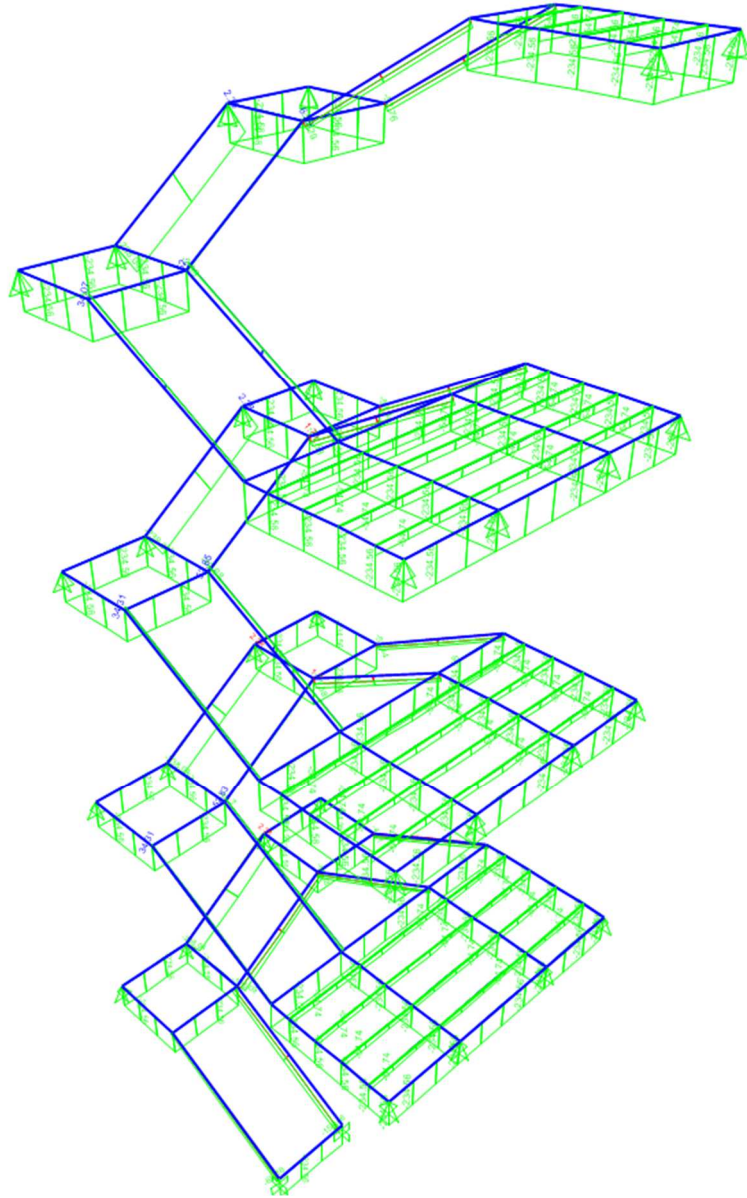


Figura 37 – Sforzo normale agente sulla scala

Una volta dimensionati gli elementi sono state prodotte le seguenti verifiche:

- Verifica dello Stato limite Ultimo:

La verifica dello SLU di un elemento inflesso consiste nel controllare che il momento prodotto dai carichi, amplificati dagli opportuni coefficienti di sicurezza, non superi il momento ultimo della sezione. Indicando con  $M_{Ed}$  la sollecitazione e con  $M_{Rd}$  la resistenza, si dovrà quindi controllare che

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

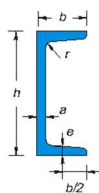
$M_{Rd}$  si calcola con la seguente relazione:

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} = W_{pl} f_{yk}$$

in cui  $\gamma_{M0} = 1.05$ .



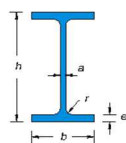
Essendo il massimo momento agente pari a  $38.7 \text{ kNm}$  si è scelto di adottare per i cosciali e le travi perimetrali del pianerottolo una trave UPN 240 avente un  $M_{Rd} = 78.6 \text{ kNm}$ .



h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm <sup>2</sup>	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
							Jx cm <sup>4</sup>	Jy cm <sup>4</sup>	Wx cm <sup>3</sup>	Wy cm <sup>3</sup>	ix cm	iy cm
30	33	5,0	7,0	7,0	4,27	5,44	6,39	5,10	4,26	2,60	1,08	0,968
40	35	5,0	7,0	7,0	4,88	6,21	14,1	6,68	7,07	3,08	1,51	1,04
50	38	5,0	7,0	7,0	5,59	7,12	26,5	9,10	10,06	3,74	1,93	1,13
65	42	5,5	7,5	7,5	7,09	9,03	57,5	14,0	17,7	5,05	2,52	1,25
80	45	6,0	8,0	8,0	8,65	11,0	106	19,4	26,5	6,35	3,10	1,33
100	50	6,0	8,5	8,5	10,6	13,5	205	29,1	41,1	8,45	3,91	1,47
120	55	7,0	9,0	9,0	13,3	17,0	364	43,1	60,7	11,1	4,63	1,59
140	60	7,0	10,0	10,0	16,0	20,4	605	62,5	86,4	14,7	5,45	1,75
160	65	7,5	10,5	10,5	18,9	24,0	925	85,1	116	18,2	6,21	1,88
180	70	8,0	11,0	11,0	22,0	28,0	1.354	114	150	22,4	6,96	2,01
200	75	8,5	11,5	11,5	25,3	32,2	1.911	148	191	26,9	7,71	2,14
220	80	9,0	12,5	12,5	29,4	37,4	2.691	196	245	33,5	8,48	2,29
240	85	9,5	13,0	13,0	33,2	42,3	3.599	247	300	39,5	9,22	4,42

Figura 38 – Profilati metallici Travi UPN

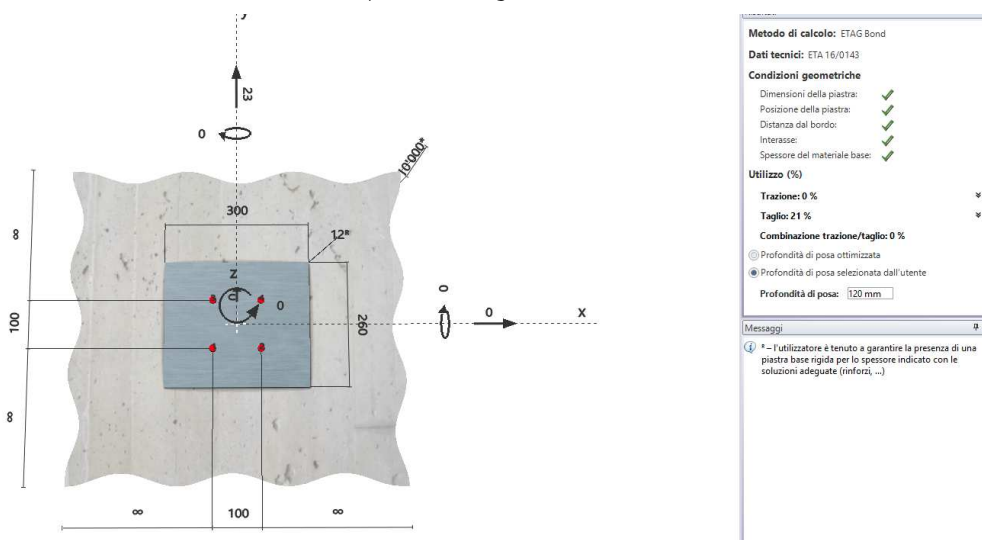
Per quanto riguarda le travette rompitratta si è scelto di adottare travi IPE100 avente un momento resistente di  $M_{Rd} = 8.95 \text{ kNm}$  e quindi maggiore del  $M_{Ed} = 1.46 \text{ kNm}$ .



h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm <sup>2</sup>	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
							Jx cm <sup>4</sup>	Jy cm <sup>4</sup>	Wx cm <sup>3</sup>	Wy cm <sup>3</sup>	ix cm	iy cm
80	46	3,8	5,2	5	6,0	7,64	80,14	8,49	20,03	3,69	3,24	1,05
100	55	4,1	5,7	7	8,1	10,32	171,0	15,92	34,20	5,79	4,07	1,24

Figura 39 – Profilati metallici Travi IPE

Per quanto riguarda le connessioni risultano, si riporta di seguito la verifica effettuata:



- Verifica della freccia allo SLE:

Per quanto riguarda le verifiche di deformabilità allo SLE si è verificato che la massima freccia in combinazione frequente sia minore di  $L/390$ :

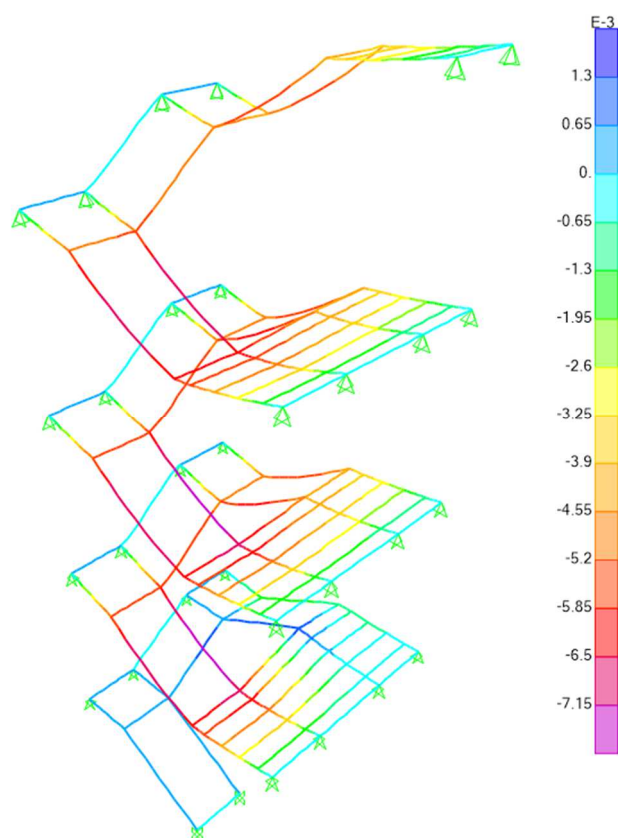


Figura 40 - Modello FEM della scala antincendio

La verifica è risultata verificata in quanto  $\frac{L}{390} = 0.0168 \text{ m}$  è maggiore della massima deformazione della struttura che risulta essere pari a  $0.0067 \text{ m}$ .



## 21.4 Resistenza al fuoco della scala antincendio

Le prestazioni delle strutture di acciaio in caso di incendio sono influenzate da un insieme di fattori, quali l'elevata conducibilità termica dell'acciaio, il degrado delle sue caratteristiche meccaniche con l'aumento della temperatura e gli esigui spessori dei profili, che possono comportare significative riduzioni di resistenza e di rigidezza durante lo sviluppo dell'incendio. Alla base della progettazione delle strutture in acciaio in condizioni di incendio è necessaria la definizione delle proprietà termiche e meccaniche del materiale in funzione delle temperature.

Secondo quanto definito dall'NTC18 nel capitolo 3.6.1.5.1 è stato definito l'incendio di progetto, ovvero l'andamento delle temperature, attraverso la curva nominale d'incendio.

Ricadendo nel caso di incendi sviluppatasi all'interno del compartimento, ma che coinvolgono strutture poste all'esterno, per queste ultime la curva di incendio nominale standard può essere sostituita con la curva nominale esterna seguente:

$$\theta_g = 600 \cdot (1 - 0.687 \cdot e^{-0.32t} - 0.313 \cdot e^{-3.8t}) + 20$$

Essendo la resistenza al fuoco richiesta REI 60, ovvero l'intervallo di tempo in minuti durante il quale il compartimento antincendio garantisce la capacità di compartimentazione, l'incendio di progetto risulta essere pari a:  $\theta_g = 680^\circ\text{C}$ .

Definito  $\theta_g$  si definisce il coefficiente di riduzione della tensione di snervamento ( $k_u$ ) con la temperatura ( $\theta$ ) che viene espresso in funzione della temperatura con una funzione che approssima i valori tabellati negli Eurocodici:

Temperatura dell'acciaio $\theta_a$	Fattori di riduzione alla temperatura $\theta_a$ relativi ai valori di $f_y$ o $E_a$ a $20^\circ\text{C}$		
	Fattore di riduzione per la resistenza effettiva a snervamento (relativo a $f_y$ ) $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Fattore di riduzione per il limite di proporzionalità (relativo a $f_y$ ) $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Fattore di riduzione per la pendenza dell'intervallo di elasticità lineare (relativo a $E_a$ ) $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,037 5	0,067 5
1 000 °C	0,040	0,025 0	0,045 0
1 100 °C	0,020	0,012 5	0,022 5
1 200 °C	0,000	0,000 0	0,000 0

Nota - Per i valori intermedi della temperatura dell'acciaio può essere utilizzata l'interpolazione lineare.

Figura 41 - Fattori di riduzione per le relazioni tensione-deformazione dell'acciaio

Interpolando i valori si ottiene che  $k_y = 0.278$  e il valore della tensione di snervamento risulta pari a  $f_{y,\theta} = 76450 \text{ kN/m}^2$ .

Conoscendo i valori di  $M_{Ed}$  provenienti dalla combinazione eccezionale e calcolando il  $M_{Rd}$  dell'UPN 240 e dell'IPE 100 con il valore della tensione di snervamento opportunamente ridotta mediante il coefficiente  $k_y$  si ottiene che:

UPN		
Verifica resistenza al fuoco		
$\theta$	680	°C
$k_{y,\theta}$	0.278	[-]
$M_{Ed}(Ecc)$	19.62	[kNm]
$f_{yd}$	76450	[kN/m <sup>2</sup> ]
$W_{pl240}$	0.000300	[m <sup>2</sup> ]
$M_{Rd}(240)$	21.8	<b>verificata</b>

L'elemento risulta Verificato.

In ultimo si riporta il dimensionamento e la verifica dei parapetti

#### **Geometria**

Altezza montante	1.1	[m]
Interasse Montanti	0.9	[m]

#### **Materiali**

Montanti	275	[Mpa]
Corrimano	235	[Mpa]

#### **Analisi dei Carichi**

Peso Acc.	78.5	[kN/mc]
Carico Oriz. Hk	2	[kN/m]

#### **Dimensionamento degli elementi strutturali (si trascura il peso proprio)**

Carico puntuale sul montante, Hk	1.8	[kN]
$F_{slu}$	2.7	[kN]

#### **Sollecitazioni con schema a Mensola**

$M_{ed}=F_{slu}*L$	2.97	[kNm]
$V_{ed}=F_{slu}$	2.7	[kN]

#### **Predimensionamento**

$M_{ed}=F_{slu}*L$	2.97	[kNm]
$W_{el,min}$	11.34	[cm <sup>3</sup> ]

$H_{1^{\circ}hp}$	5	[cm]
$B_{1^{\circ}hp}$	5	[cm]
$s_{1^{\circ}hp}$	0.5	[cm]
$J_x$	30.75	[cm]
$W_{y,scelto}$	12.3	[cm <sup>3</sup> ]

Peso Proprio	0.0785	[kN/m]
Pp,slu	0.10205	[kN/m]

### Verifiche agli SLU

#### Classificazione delle sezioni

tw	0.5	[cm]
c	4	[cm]
ε	0.92	[cm]
c/tw<0.72*ε	8	
c/tw<0.72*ε	0.66557972	Classe1

### Verifiche a flessione retta

Wpl	15.25	[cm3]
Mpl	3.994047619	[kNm]
Mpl/Med	1.344797178	Verificato

### Verifiche a flessione retta

A	9	[cm2]
Av	4.5	[cm2]
Vrd	68	[kN]
Vrd/Ved	25.20179746	Verificato

Si riporta infine la verifica della connessione in acciaio.

### Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone  diametro d  f<sub>yb</sub>  f<sub>ub</sub>  N/mm<sup>2</sup>

☒ Sezione filettata  
☐ Sezione lorda

Area  mm<sup>2</sup>

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F<sub>v,Rd</sub>  kN  
 Resistenza a trazione F<sub>t,Rd</sub>  kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

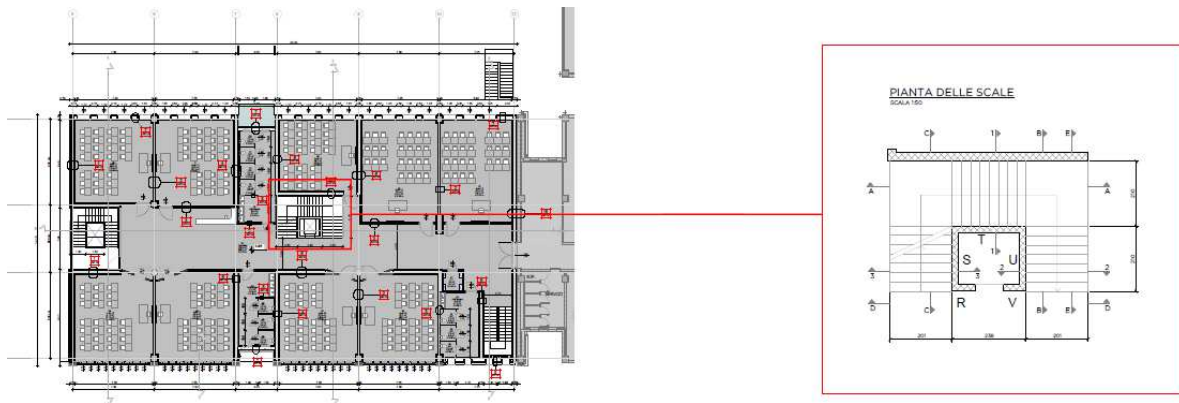
F<sub>v,Sd</sub>  F<sub>t,Sd</sub>  kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.061 + 0.323 = 0.385$$

## 22 PROGETTO DELLE SCALE IN CA

### 22.1 Schema statico scala centrale

La scala oggetto di studio si articola di tre rampe per piano e si sviluppa dal piano interrato fino al secondo piano. Lo schema statico utilizzato per la rampa è un doppio incastro tra la il solaio e la parete D nei tratti laterali, mentre nel tratto alle spalle dell'ascensore è incastrato tra la parete posteriore dello stesso e la parete D .



#### 22.1.1 Combinazione dei carichi e sollecitazioni della struttura

Come già ampiamente illustrato nei capitoli precedenti gli stati limite utilizzate nel dimensionamento sono stati lo SLU e lo SLV in particolare nel fem si è definita una combinazione di involucro tra questi stati limite le cui sollecitazioni risultanti hanno indirizzato la progettazione.

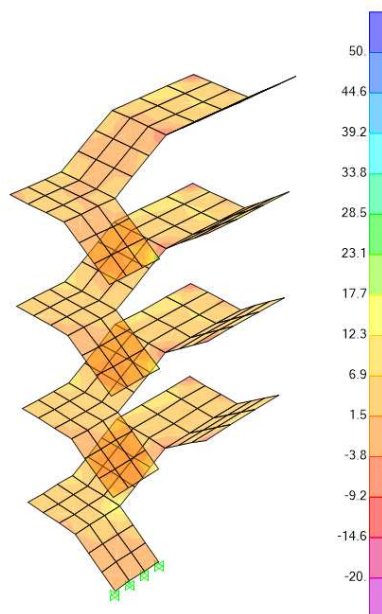
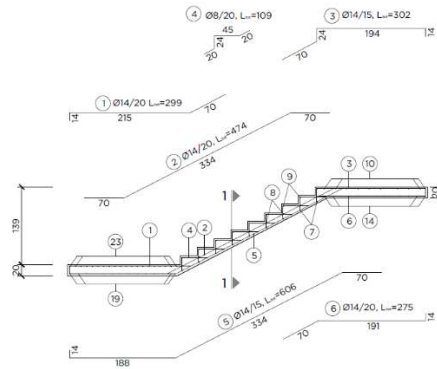


Figura 42: Sollecitazioni di involucro slv e slu scala centrale knm

Sulla base del momento sollecitante ottenuto dal calcolo, 30kNm, si è scelto di armare la soletta rampante mediante  $\phi 14/20$  come mostrato in figura:

## SEZIONE A-A

SCALA 1:50



Si riporta di seguito la verifica delle sezioni prodotte con VCA.SLU

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

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

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	205	15	1	7.70	5
			2	7.70	10

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN  
M xEd 0 kNm  
M yEd 0 kNm

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L0 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C28/35

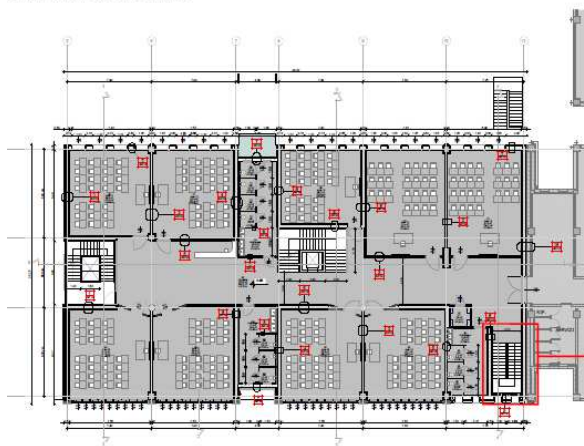
$E_{su}$  67.5 %  $E_{c2}$  2 %  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $E_{cu}$  3.5 %  
 $E_s$  200000 N/mm²  $f_{cd}$  15.87 %  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $E_{syd}$  1.957 %  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6667  
 $\tau_{c1}$  1.971

$M_{xRd}$  -39.46 kNm  
 $\sigma_c$  -15.87 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 %  
 $\epsilon_s$  11.81 %  
 $d$  10 cm  
 $x$  2.286  $x/d$  0.2286  
 $\delta$  0.7258

## 22.2 Schema statico scala laterale

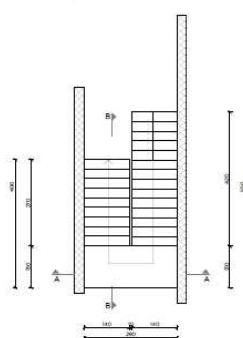
La scala laterale si localizza all'angolo sud-est dell'edificio oggetto di studio e si articola di due rampe per piano su un totale di due piani, dal piano interrato al piano primo

PIANTA DEL SECONDO PIANO



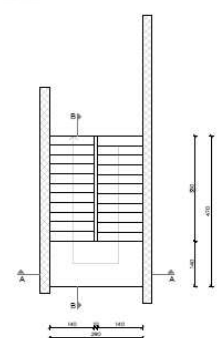
PIANTA DELLE SCALE PIANO INTERRATO

SCALA 1:50



PIANTA DELLE SCALE PIANO PRIMO

SCALA 1:50



### 22.2.1 Combinazione dei carichi, sollecitazioni della struttura e verifica delle sezioni.

Come già ampiamente illustrato nei capitoli precedenti gli stati limite utilizzati nel dimensionamento sono stati lo SLU e lo SLV in particolare nel f.e.m. si è definita una combinazione di involuppo tra questi stati limite le cui sollecitazioni risultanti hanno indirizzato la progettazione.

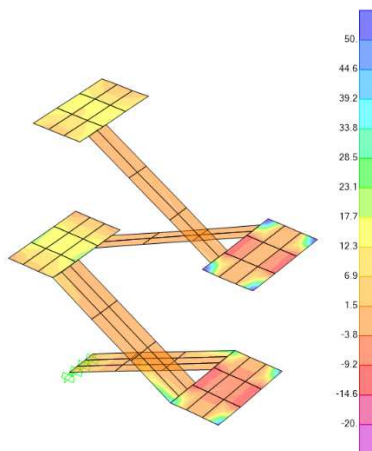
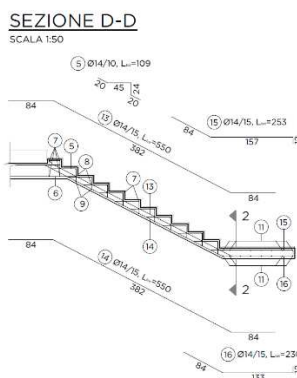


Figura 43: Sollecitazioni di involucro slv e slu scala centrale knm

Sulla base del momento sollecitante ottenuto dal calcolo, 50kNm, si è scelto di armare la soletta rampante mediante  $\phi 14/15$  come mostrato in figura:



Si riporta di seguito la verifica delle sezioni prodotte con VCA.SLU

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Simbica Normative NTC 2008 7

Titolo :

N° stati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	205	15	1	10.78	5
			2	10.78	10

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 0 kNm  
M<sub>JE</sub> 0

P.to applicazione N  
Centro Baicentro cls  
Coord [cm] xN 0 yN 0

Tipo sollecitazione  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>Ed</sub> -52.03 kNm

Materiali C28/35

E<sub>cu</sub> 37.5 N/mm²  
f<sub>yk</sub> 391.3 N/mm²  
E<sub>s</sub> 200000 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15  
E<sub>s,adm</sub> 1.957 N/mm²  
C<sub>ts,adm</sub> 255 N/mm²  
T<sub>c1</sub> 1.971

E<sub>c2</sub> 2  
E<sub>cu</sub> 3.5  
f<sub>cd</sub> 15.87  
f<sub>cd</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
C<sub>ts,adm</sub> 11

P.to applicazione N  
Centro Baicentro cls  
Coord [cm] xN 0 yN 0

Tipo sezione  
Rettangolare Trapeziale  
a T Circolare  
Rettangolare Coord.

Metodo di calcolo  
S.L.U. S.L.V.  
Metodo n

Tipo flessione  
Rettangolare Bilineare

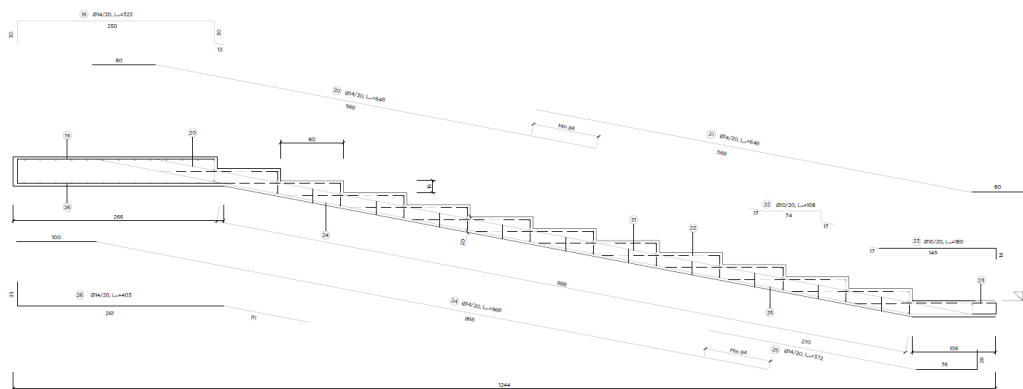
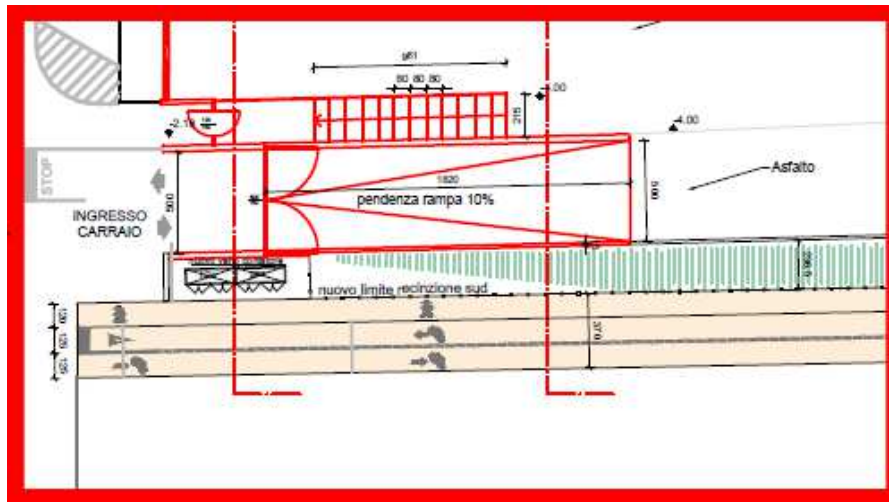
N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

La scala laterale si localizza sul lato sud dell'edificio oggetto di studio e si articola di una rampa come mostrato in figura.

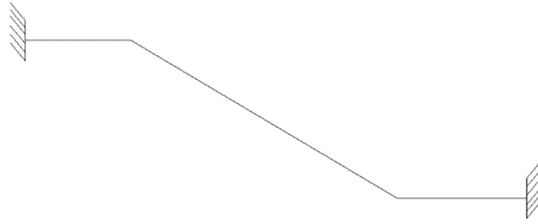


Sulla soletta rampante delle travi agiscono il carico permanente strutturale ( $G_1$ ), carico permanente non strutturale ( $G_2$ ) e carico accidentale ( $Q$ ), come riportato in Tabella 4.

CARICHI SULLE SCALE			
CARICHI	Asezione[m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>2</sup> -m <sup>3</sup> ]	[kN/m]
G <sub>1</sub>	0.25	25	6.25
G <sub>2</sub>	Gradino+intonaco+pavimento	-	3
Q	Folla	-	4

### 22.2.3 Schema statico

Per sviluppare i calcoli della scala si è scelto lo schema con soletta a doppio ginocchio doppiamente incastrata, in come riportato in figura.



### 22.2.4 Combinazione dei carichi e sollecitazioni della struttura

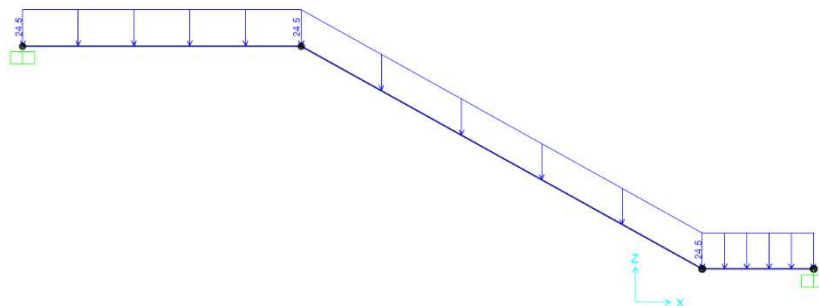
Per la determinazione dei carichi si utilizza la combinazione agli SLU illustrate nel capitolo 2 delle NTC2018, di seguito viene riportata la combinazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_{K1} + \gamma_{G2} \cdot G_{K2} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum_{i=2} \gamma_{Qi} \cdot (\psi_{0i} \cdot Q_{Ki})$$

Una volta determinati i carichi caratteristici ed i relativi coefficienti di moltiplicazione si possono trovare i carichi permanenti e variabili secondo la combinazione agli SLU (Tabella 5).

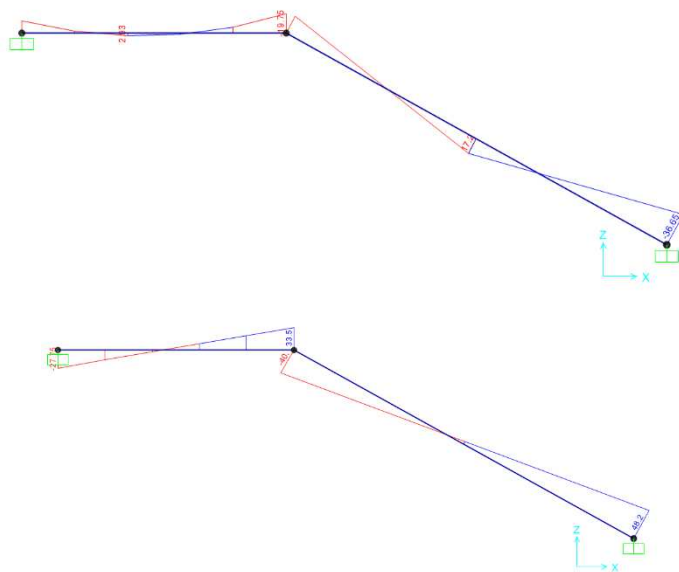
Tabella 2 carichi massimi secondo la combinazione agli SLU

CARICHI	[kN/m]	$\gamma$	Q [kN/m]
G <sub>1</sub>	10.75	1,3	14
G <sub>2</sub>	3	1,5	4.5
Q	4	1,5	6
TOTALE			24.5





Nelle seguenti figure si riporta anche l'andamento delle sollecitazioni.



Lo schema statico adottato risulta essere cautelativo in quanto si prescrive di riempire il sotto scale con materiale granulare che dovrà essere costipato ogni 30 cm al fine di ridurre al minimo il rischio di successivi cedimenti. Cedimenti che qualora ora avvenissero sarebbero però adeguatamente assorbiti dalla sezione armata in funzione delle sollecitazioni prodotte dallo schema statico sopra riportato.

### 22.2.5 Verifica agli SLU per Presso-flessione

Si riporta di seguito il dimensionamento della soletta della rampa. Poiché sia i pianerottoli che la soletta verranno armati allo stesso modo, verrà condotta un'unica verifica, agli SLU per presso flessione.

Per la determinazione del diagramma M-N si è utilizzato il programma VcaSlu.

Si è scelto di adottare  $\phi 14/20$  per l'armatura superiore che per quella inferiore, di area resistente  $A_s = A'_s$ .

La geometria della sezione su cui si andranno ad effettuare le verifiche è dunque la seguente:

$b = 2150 \text{ mm}$	base della sezione
$h = 200 \text{ mm}$	altezza totale della sezione
$d = 160 \text{ mm}$	altezza utile
$d' = 40 \text{ mm}$	

Di seguito in figura vengono riportate le caratteristiche della sezione della soletta rampante caricate su VcaSlu.

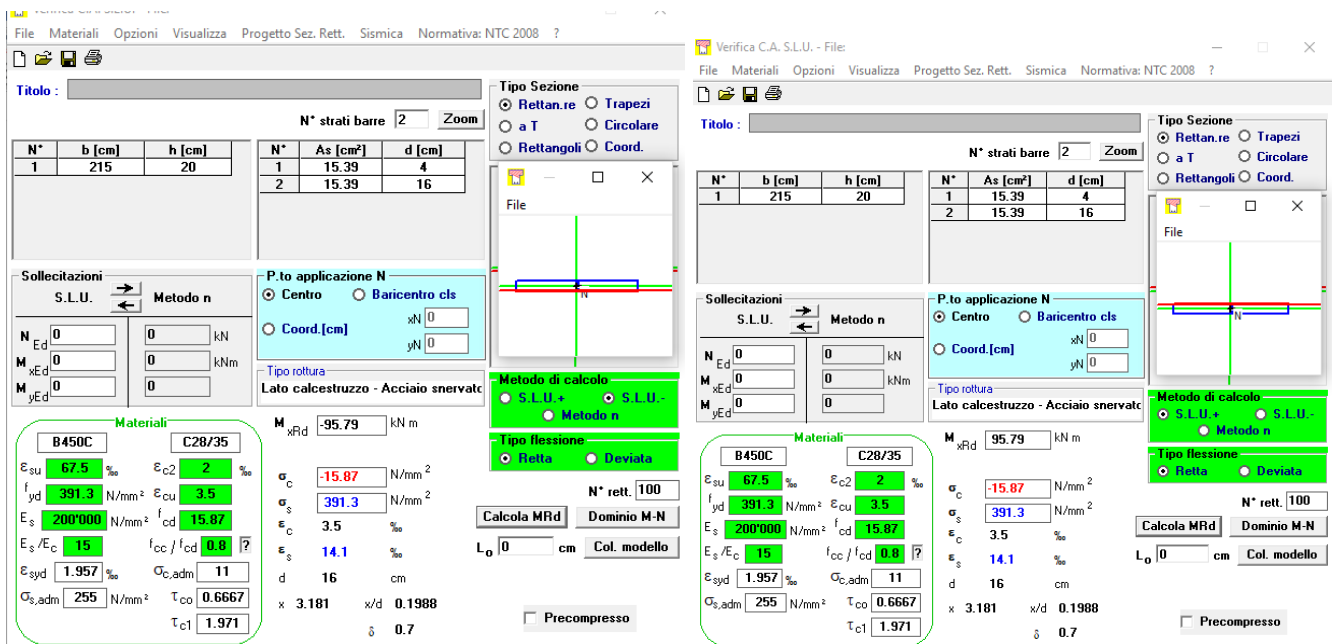


Figura 44 Verifica a momento positivo per armatura di mezzera e a momento negativo epr armatura di appoggio

## 22.2.6 Verifica agli SLU per taglio

Per la verifica a taglio si sono utilizzate le formule riportate nel capitolo 4 delle NTC2018. Nella seguente tabella viene riportata la resistenza a taglio della soletta senza armatura a taglio e con l'armatura a taglio.

Tabella 3 Resistenza a taglio della soletta rampante

$$V_{rd} = \left\{ 0.18 * k * \frac{(100 * \rho * f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 * \sigma_{cp} \right\} * b_w * d \geq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

$$k = 1 + \left( \frac{200}{d} \right)^{0.5} \leq 2 = 2$$

$$v_{min} = 0.0035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{0.5} = 0.05$$

$$\rho = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = 0.003579$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = 0 \text{ (cautelativamente)}$$

$$V_{rd} = 265 kN$$

Dai risultati ottenuti si può notare che con l'armatura a taglio di progetto su ogni punto della soletta il taglio resistente è maggiore del taglio agente.

## 22.3 Dimensionamento della scala esterna nord

### 22.3.1 Analisi dei carichi

Sulla soletta rampante delle travi agiscono il carico permanente strutturale ( $G_1$ ), carico permanente non strutturale ( $G_2$ ) e carico accidentale ( $Q$ ), come riportato in Tabella 4.

Tabella 4 Carichi agenti

CARICHI SULLE SCALE			
CARICHI	Asezione[m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>2</sup> -m <sup>3</sup> ]	[kN/m]
$G_1$	0.25	25	6.25
$G_2$	Gradino+intonaco+pavimento	-	3
$Q$	Folla	-	4

### 22.3.2 Schema statico

Per sviluppare i calcoli della scala si è scelto lo schema con soletta a doppio ginocchio doppiamente incastrata, in come riportato in figura.

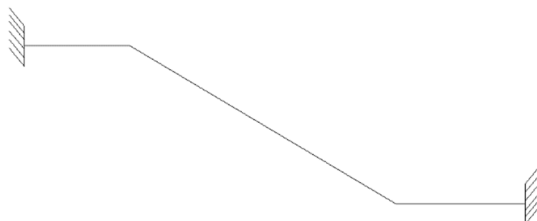


Figura 45 schemi statici

### 22.3.3 Combinazione dei carichi e sollecitazioni della struttura

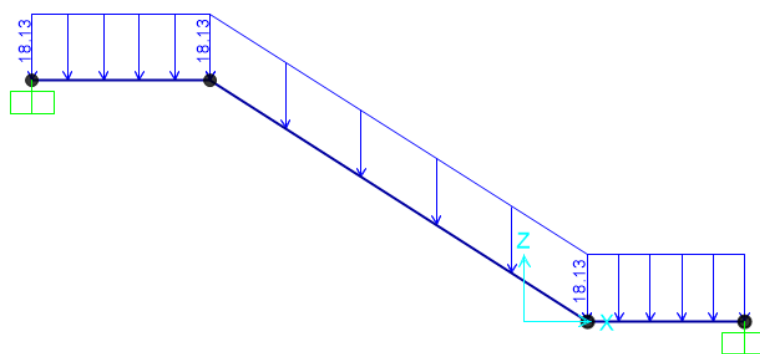
Per la determinazione dei carichi si utilizza la combinazione agli SLU illustrate nel capitolo 2 delle NTC2018, di seguito viene riportata la combinazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_{K1} + \gamma_{G2} \cdot G_{K2} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \cdot (\psi_{0i} \cdot Q_{Ki})$$

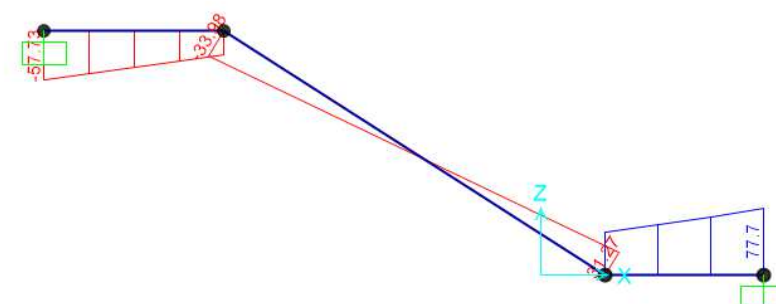
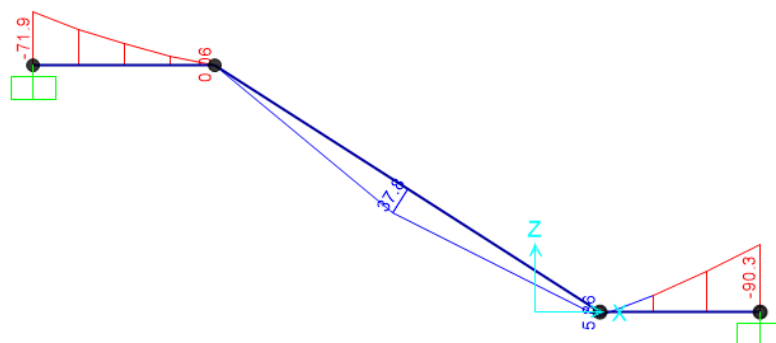
Una volta determinati i carichi caratteristici ed i relativi coefficienti di moltiplicazione si possono trovare i carichi permanenti e variabili secondo la combinazione agli SLU (Tabella 5).

Tabella 5 carichi massimi secondo la combinazione agli SLU

CARICHI	[kN/m]	$\gamma$	Q [kN/m]
$G_1$	6.25	1,3	8.125
$G_2$	3	1,5	4.5
$Q$	4	1,5	6
TOTALE			18.625



Nelle seguenti figure si riporta anche l'andamento delle sollecitazioni.



#### 22.3.4 Verifica agli SLU per Presso-flessione

Si riporta di seguito il dimensionamento della soletta della rampa. Poiché sia i pianerottoli che la soletta verranno armati allo stesso modo, verrà condotta un'unica verifica, agli SLU per presso flessione.

Per la determinazione del diagramma M-N si è utilizzato il programma VcaSlu.

Si è scelto di adottare  $\phi 14/20-10$  per l'armatura superiore che per quella inferiore, di area resistente  $A_s = A'_s$ .

La geometria della sezione su cui si andranno ad effettuare le verifiche è dunque la seguente:

$b = 1250 \text{ mm}$	base della sezione
$h = 200 \text{ mm}$	altezza totale della sezione
$d = 150 \text{ mm}$	altezza utile
$d' = 50 \text{ mm}$	

Di seguito in figura vengono riportate le caratteristiche della sezione della soletta rampante caricate su VcaSlu.

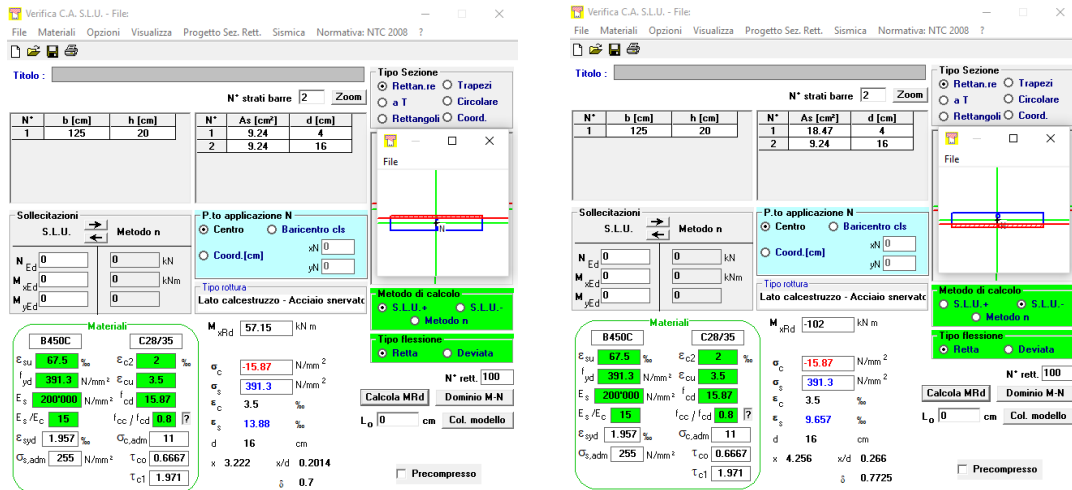


Figura 46 Verifica a momento positivo per armatura di mezzzeria e a momento negativo epr armatura di appoggio

### 22.3.5 Verifica agli SLU per taglio

Per la verifica a taglio si sono utilizzate le formule riportate nel capitolo 4 delle NTC2018. Nella seguente tabella viene riportata la resistenza a taglio della soletta senza armatura a taglio e con l'armatura a taglio.

Tabella 6 Resistenza a taglio della soletta rampante

$$V_{rd} = \left\{ 0.18 * k * \frac{(100 * \rho * f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 * \sigma_{cp} \right\} * b_w * d \geq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

$$k = 1 + \left( \frac{200}{d} \right)^{0.5} \leq 2 = 2$$

$$v_{min} = 0.0035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{0.5} = 0.05$$

$$\rho = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = 0.00739$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = 0 \text{ (cautelativamente)}$$

$$V_{rd} = 161 kN$$

Dai risultati ottenuti si può notare che con l'armatura a taglio di progetto su ogni punto della soletta il taglio resistente è maggiore del taglio agente..

## 23 PROGETTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Alla luce del fatto che nel nuovo edificio scolastico sono presenti molti setti si è scelto di progettare una fondazione continua a trave rovescia.

Secondo quanto riportato nella relazione geotecnica le fondazioni andrebbero ad insistere sull'orizzonte **C** (ghiaia sabbiosa) con buone caratteristiche geotecniche tali da garantire la fruibilità dell'opera, soprattutto in termini di cedimenti totali e differenziali.

Il carico massimo di rottura su unità di superficie ( $q_{lim}$ ) che il terreno può sopportare quando sollecitato dalle fondazioni rappresenta in sintesi l'analisi della stabilità globale del sistema terreno-opera ed è funzione anche della tipologia e della geometria della fondazione stessa. Il carico limite del terreno è stato calcolato utilizzando la teoria elaborata da Meyerhof, secondo la formula generale:

$$q_{lim} = cN_c s_c d_c + 0.5\gamma_1 B N_\gamma s_\gamma d_\gamma + \gamma_2 D N_q s_q d_q$$

dove:

- $\gamma_1$ , peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione ( $KN/m^3$ );
- $\gamma_2$ , peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione ( $KN/m^3$ );
- $D$ , profondità minima di posa della fondazione (m);
- $B$ , larghezza della fondazione (m);
- $N_c, N_\gamma, N_q$ , fattori adimensionali di portanza;
- $s_c, s_\gamma, s_q$ , fattori di forma;
- $d_c, d_\gamma, d_q$ , fattori di profondità.

Pere ogni tipo di approccio progettuale si sono utilizzati diversi diversi coefficienti così come viene dettato dalla Normativa:

*coefficienti parziali sui parametri geotecnici*

Parametro	Approccio 1		Approccio 2 STR – GEO (M1)
	Combinazione 1 STR (M1)	Combinazione 2 GEO (M2)	
$\gamma_k$	1.00	1.00	1.00
$c^*_k$	1.00	1.25	1.00
$tg\Phi^*_k$	1.00	1.25	1.00
$c_{uk}$	1.00	1.40	1.00

Figura 47 – Coefficienti parziali sui parametri geotecnici

I risultati ottenuti sono i seguenti:

- **Approccio 1 – combinazione 1 (A1+M1+R1)**  
Rd= 1500 kN/mq che va moltiplicato per l'area della fondazione e diviso per il coefficiente parziale (R1)  
 $\gamma_R=1$
- **Approccio 1 – combinazione 2 (A2+M2+R2)**  
Rd= 750 kN/mq che va moltiplicato per l'area della fondazione e diviso per il coefficiente parziale (R2)  
 $\gamma_R=1.8$
- **Approccio 2 - (A1+M1+R3)**  
Combinazione 1 (GEO)  
Rd= 1500 kN/mq che va moltiplicato per l'area della fondazione e diviso per il coefficiente parziale (R3)  
 $\gamma_R=2.3$   
Combinazione 1 (STR)  
Rd= 1500 kN/mq che va moltiplicato per l'area della fondazione e diviso per il coefficiente parziale (R3=R1=1)  $\gamma_R=1$

Definito ciò, l'iter progettuale seguito si articola nei seguenti passi:

- Modellazione della struttura di fondazione con elementi beam mediante il software SAP2000;

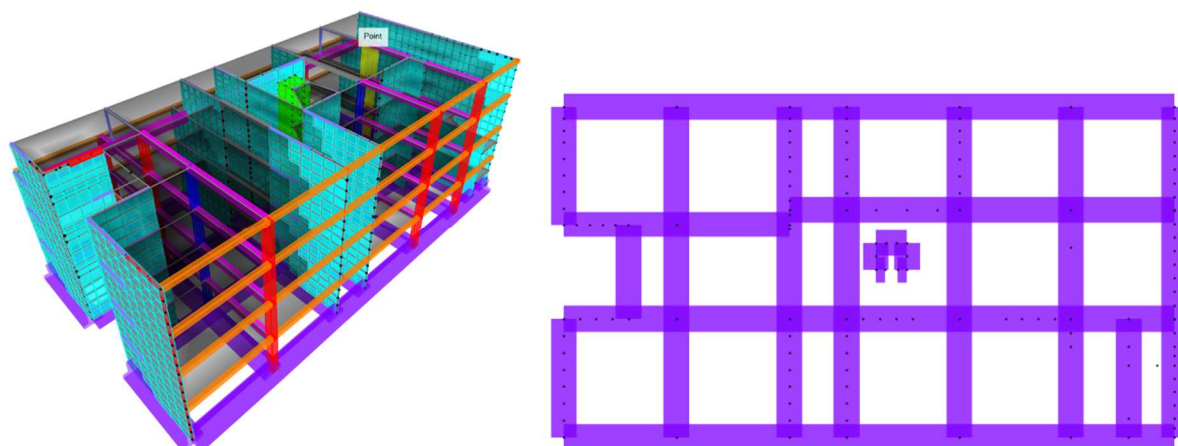


Figura 48 – Modello FEM delle fondazioni

Gli elementi beam rappresentanti le travi rovescie poggiano direttamente sul terreno il quale è stato modellato mediante delle molle alla Winkler utilizzando il comando Line Springs. Il coefficiente delle molle alla Winkler è stato scelto pari a  $80000 \text{ kN/m}^3$  in quanto in letteratura il modulo di reazione verticale di un terreno, ricadente nella categoria **C**, risulta essere pari a:

MODULO DI REAZIONE "VERTICALE" DEL TERRENO [WINKLER]	
Tabella dei Moduli di Winkler secondo POZZATI	
Natura del terreno	K [Kg/cm <sup>3</sup> ]
torba leggera	0.6 ~ 1.2
torba pesante	1.2 ~ 1.8
terra vegetale	1.0 ~ 1.5
depositi recenti	1.0 ~ 2.0
sabbia di mare, fina	1.5 ~ 2.0
sabbia poco coerente	2.0 ~ 4.0
terra molto umida	2.0 ~ 3.5
terra poco umida	3.0 ~ 6.0
terra secca	5.0 ~ 10.0
argilla con sabbia	8.0 ~ 10.0
argilla grassa	10.0 ~ 12.0
sabbia compatta	8.0 ~ 15.0
ghiaia con sabbia	10.0 ~ 25.0
ghiaia compatta	20.0 ~ 30.0

Figura 49 – Modulo di reazione verticale del terreno

Il valore di  $80000 \text{ kN/mc}$ , già validato in fase definitiva, è stato scelto sulla base delle caratteristiche del terreno utilizzando la tabella di Pozzati sopra riportata. In ultimo a titolo cautelativo si evidenzia che effettuando prove con  $k_{\text{winkler}}$  minori si sono riscontrate piccole variazioni comunque non producenti sollecitazioni inferiori ai valori di resistenza delle travi di fondazione e dunque non sono state riportate in relazione.

- Calcolo delle sollecitazioni mediante il software SAP2000;

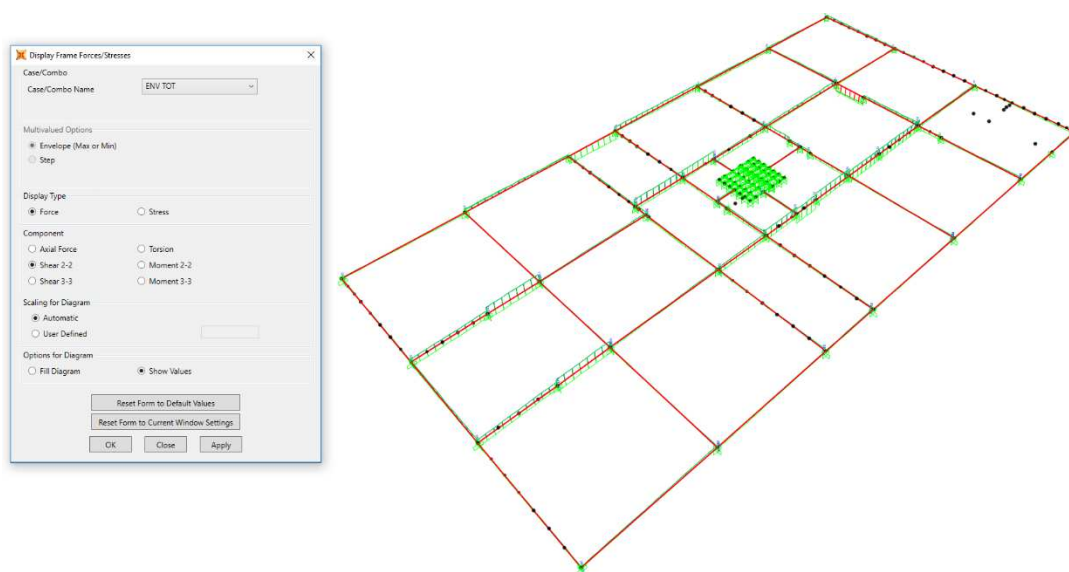


Figura 50 – Taglio agente in fondazione

Il massimo momento agente è risultato essere pari circa a 1400 kNm.

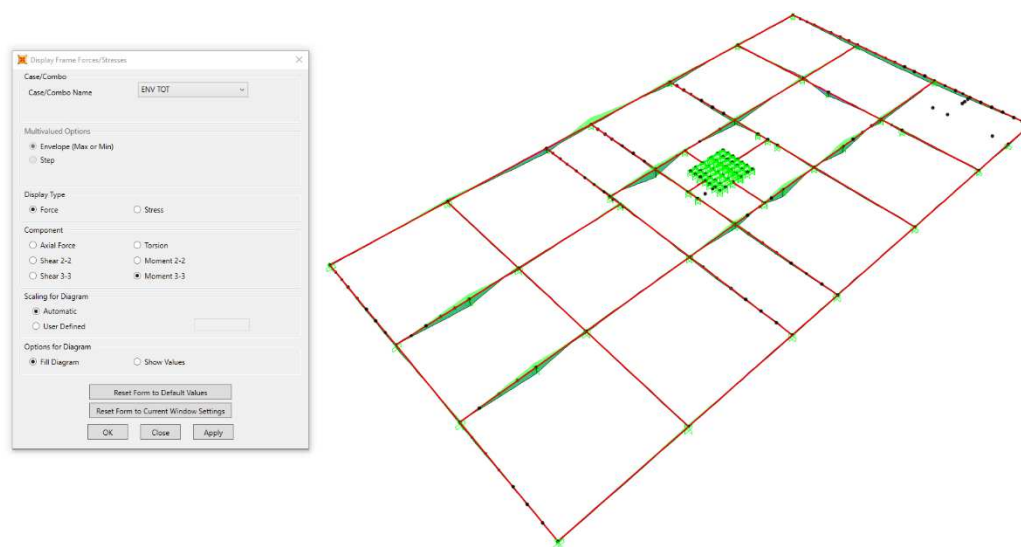


Figura 51 – Momenti agenti in fondazione

Il massimo momento agente è risultato essere pari circa a 3600 kNm.

- Progetto e verifica delle armature.

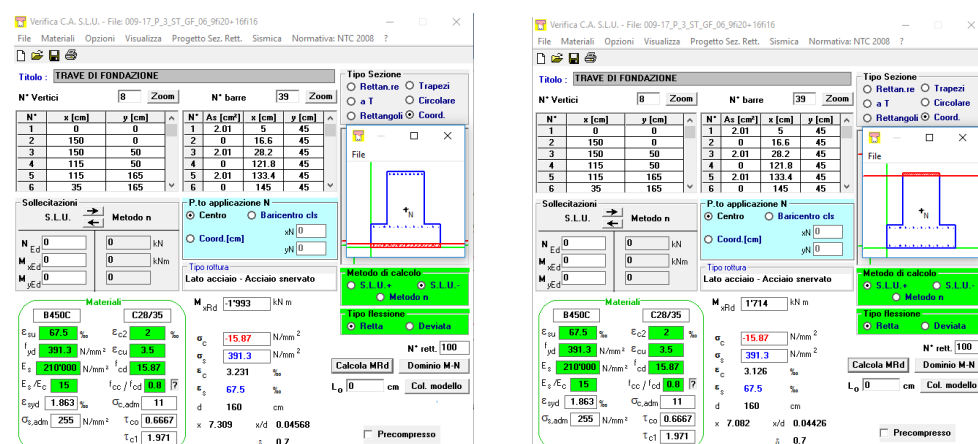


**SEZIONE A-A**  
SCALA 1:25

**SEZIONE B-B**  
SCALA 1:25

**SEZIONE C-C**  
SCALA 1:25

**SEZIONE D-D**  
SCALA 1:25



Verifica C.A. S.L.U. - File: 009-17\_P\_3\_ST\_GF\_05\_0\_sedl-5+7-7F20

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

**TITOLO: TRAVE DI FONDAZIONE**

N° Vertici 8 Zoom N° barre 39 Zoom

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 0 0 kNm  
V<sub>Ed</sub> 0 0 kN

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

Tipo rottura  
☒ Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Materiali  
B450C C28/35  
E<sub>su</sub> 67.5 % E<sub>c2</sub> 2 %  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm<sup>2</sup> E<sub>cu</sub> 3.5 %  
E<sub>s</sub> 210000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub> 15.87  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 ☒ ☐  
E<sub>spid</sub> 1.957 % C<sub>cs,adm</sub> 11  
C<sub>cs,adm</sub> 255 N/mm<sup>2</sup> T<sub>co</sub> 0.6667  
T<sub>c1</sub> 1.971

M<sub>Ed</sub> 1924 kNm  
x 8.578 x/d 0.05361  
d 160 cm  
δ 0.7

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: 009-17\_P\_3\_ST\_GF\_05\_0\_sedl-5+7-7F20

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

**TITOLO: TRAVE DI FONDAZIONE**

N° Vertici 8 Zoom N° barre 39 Zoom

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 0 0 kNm  
V<sub>Ed</sub> 0 0 kN

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

Tipo rottura  
☒ Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Materiali  
B450C C28/35  
E<sub>su</sub> 67.5 % E<sub>c2</sub> 2 %  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm<sup>2</sup> E<sub>cu</sub> 3.5 %  
E<sub>s</sub> 210000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub> 15.87  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 ☒ ☐  
E<sub>spid</sub> 1.957 % C<sub>cs,adm</sub> 11  
C<sub>cs,adm</sub> 255 N/mm<sup>2</sup> T<sub>co</sub> 0.6667  
T<sub>c1</sub> 1.971

M<sub>Ed</sub> 1408 kNm  
x 6.447 x/d 0.0403  
d 160 cm  
δ 0.7

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: 009-17\_P\_3\_ST\_GF\_06\_24-16

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

**TITOLO: TRAVE DI FONDAZIONE**

N° Vertici 8 Zoom N° barre 39 Zoom

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 0 0 kNm  
V<sub>Ed</sub> 0 0 kN

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

Tipo rottura  
☒ Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Materiali  
B450C C28/35  
E<sub>su</sub> 67.5 % E<sub>c2</sub> 2 %  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm<sup>2</sup> E<sub>cu</sub> 3.5 %  
E<sub>s</sub> 210000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub> 15.87  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 ☒ ☐  
E<sub>spid</sub> 1.863 % C<sub>cs,adm</sub> 11  
C<sub>cs,adm</sub> 255 N/mm<sup>2</sup> T<sub>co</sub> 0.6667  
T<sub>c1</sub> 1.971

M<sub>Ed</sub> 3719 kNm  
x 11.25 x/d 0.07033  
d 160 cm  
δ 0.7

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: 009-17\_P\_3\_ST\_GF\_06\_24-16

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

**TITOLO: TRAVE DI FONDAZIONE**

N° Vertici 8 Zoom N° barre 39 Zoom

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 0 0 kNm  
V<sub>Ed</sub> 0 0 kN

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

Tipo rottura  
☒ Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Materiali  
B450C C28/35  
E<sub>su</sub> 67.5 % E<sub>c2</sub> 2 %  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm<sup>2</sup> E<sub>cu</sub> 3.5 %  
E<sub>s</sub> 210000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub> 15.87  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 ☒ ☐  
E<sub>spid</sub> 1.863 % C<sub>cs,adm</sub> 11  
C<sub>cs,adm</sub> 255 N/mm<sup>2</sup> T<sub>co</sub> 0.6667  
T<sub>c1</sub> 1.971

M<sub>Ed</sub> 3038 kNm  
x 9.216 x/d 0.0576  
d 160 cm  
δ 0.7

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

La sezione risulta Verificata.

Verifica a taglio della fondazione.

θ	fcd[MPa]	Vr <sub>cd</sub> [kN]	Asw/s [mm <sup>2</sup> /m]	φ[mm]	Area	s	s[m]	Vr <sub>sd</sub>
1.8	15.87	3880.66	1200	12	226.08	0.188	0.15	1426.8

Il confronto tra le sollecitazioni resistenti con le sollecitazioni agenti ci permette di concludere che la fondazione risulta Verificata.

## 24 PROGETTO E VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO

### 24.1 Muro Nord

#### 24.1.1 Geometria muro e fondazione

Si riportano le dimensioni del muro di fondazione presente nel prospetto Pro Nord 2 (Fig.53):

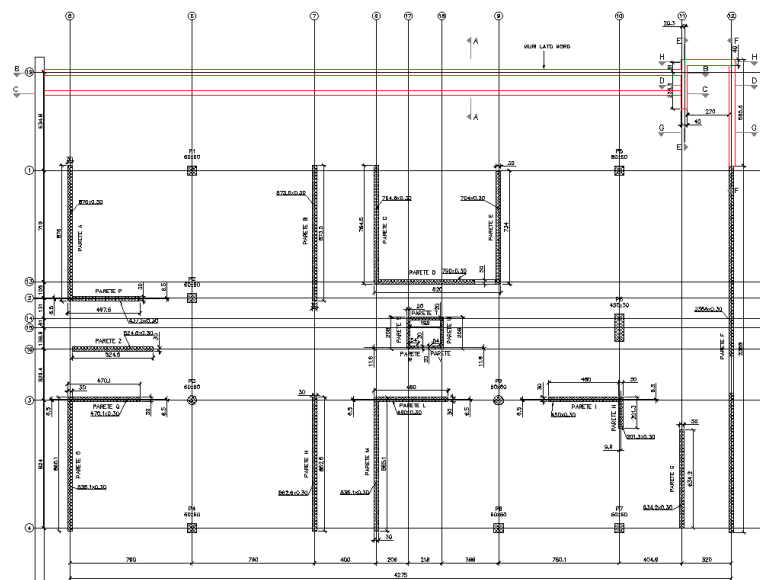
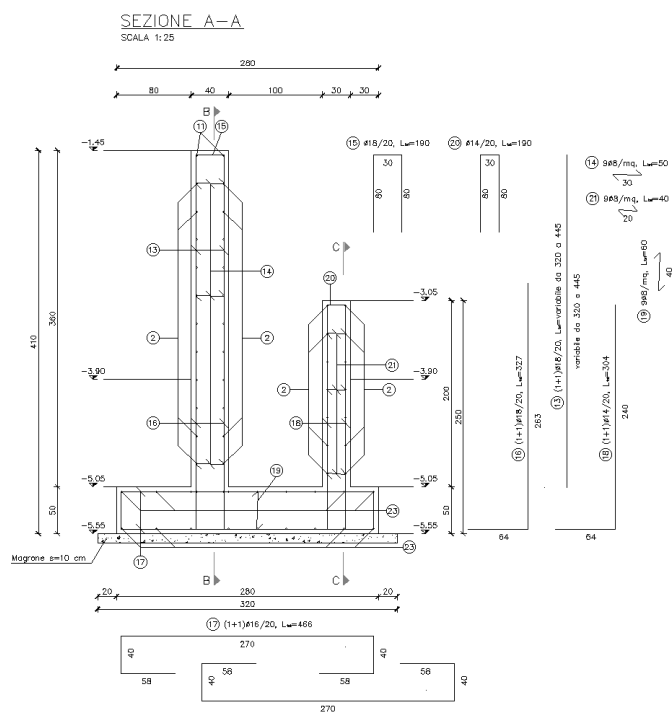


Figura 52 - Sezione 1: localizzazione Dettaglio E



## 24.2 Progetto e verifica del muro di sostegno

Il progetto e la verifica dei muri di sostegno viene eseguito mediante il software Aztec e si articola secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno;
- Verifica a ribaltamento;
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa;
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite);
- Verifica della stabilità globale;
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

### 24.2.1 Calcolo della spinta sul muro

#### 24.2.1.1 Normativa: Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali  $\gamma$ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

#### N.T.C. - Approccio 1

##### *Simbologia adottata*

$\gamma_{Gsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Gfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Qsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{Qfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
$\gamma_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$\gamma_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
$\gamma_r$	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniaassiale delle rocce

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni						
Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	$g_{Gfav}$	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	$g_{Gsfav}$	1.30	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	$g_{Qfav}$	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$g_{Qsfav}$	1.50	1.30	1.50	1.50

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametri		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo d'attrito	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_f$	1.00	1.00	1.00	1.00

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni						
Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00	1.00	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno						
Parametri		M1	M2	M2	M1	
Tangente dell'angolo d'attrito	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.25	1.25	1.00	
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00	
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.40	1.00	
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60	1.60	1.00	
Peso dell'unità di volume	$\gamma_f$	1.00	1.00	1.00	1.00	

#### FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Coefficienti parziali		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale	1.10		

## 24.2.2 Combinazioni di carico

### Simbologia adottata

$F/S$	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
$\gamma$	Coefficiente di partecipazione della condizione
$\Psi$	Coefficiente di combinazione della condizione

#### Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	$S/F$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

#### Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	$S/F$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

#### Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	$S/F$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

#### Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	$S/F$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

#### Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	$S/F$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

#### Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	$S/F$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

#### Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	$S/F$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

#### Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	$S/F$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

#### Combinazione n° 9 - Quasi Permanente (SLE)

	$S/F$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

#### Combinazione n° 10 - Frequente (SLE)

	$S/F$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

#### Combinazione n° 11 - Rara (SLE)

	$S/F$	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma^* \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

### 24.2.3 Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

#### Impostazioni verifiche SLU

##### Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

#### Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali  
Armatura ad aderenza migliorata  
Verifica fessurazione

Ordinarie

Sensibilità delle armature  
Valori limite delle aperture delle fessure

Poco sensibile

$w_1 = 0.20$   
 $w_2 = 0.30$   
 $w_3 = 0.40$   
Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Metodo di calcolo aperture delle fessure

##### Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  -  $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$   
Quasi permanente  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di Hansen

Coefficiente correttivo su  $N_y$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su  $N_y$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

### 24.2.4 Analisi sismica

#### Identificazione del sito

Latitudine	45.709870
Longitudine	11.480630
Comune	Thiene
Provincia	Vicenza
Regione	Veneto

Punti di interpolazione del reticolo

11405 - 11404 - 11626 - 11627

#### Tipo di opera

Tipo di costruzione  
Vita nominale  
Classe d'uso  
Vita di riferimento

Opera ordinaria

50 anni

III - Affollamenti significativi e industrie non pericolose

75 anni

#### Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g$	1.85 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.43
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 6.47$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 3.23$

#### Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g$	0.71 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 1.95$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.98$

Forma diagramma incremento sismico

Stessa forma diagramma statico

### 24.2.5 Tipi di analisi prodotte

- |   |                     |
|---|---------------------|
| • Calcolo della spinta                  | metodo di Culmann   |
| • Calcolo del carico limite             | metodo di Hansen    |
| • Calcolo della stabilità globale       | metodo di Fellenius |
| • Calcolo della spinta in condizioni di | Spinta a riposo     |

#### Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\rho$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

#### ***Spinta in presenza di sisma***

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove  $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$  essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $k_h$ .

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da:

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale



$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente  $A$  viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove  $W$  è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

### Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_r$ .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare  $\eta_r \geq 1.0$ .

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

### Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$ .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_s \geq 1.0$ .

$$\frac{F_r}{F_s} = \eta_s$$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con

$\delta_f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_f$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_f$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

### Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_q \geq 1.0$

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ( $\phi=0$ ) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo  $\phi=0$

$$q_u = 5.14 c (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

In cui  $d_c, d_q, d_\gamma$  sono i fattori di profondità;  $s_c, s_q, s_\gamma$  sono i fattori di forma;  $i_c, i_q, i_\gamma$  sono i fattori di inclinazione del carico;  $b_c, b_q, b_\gamma$  sono i fattori di inclinazione del piano di posa;  $g_c, g_q, g_\gamma$  sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori  $N_c, N_q, N_\gamma$  sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \operatorname{tg} \phi$$

### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 30.14$	$N_q = 18.40$	$N_\gamma = 15.07$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.31$	$i_q = 0.35$	$i_\gamma = 0.21$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.13$	$d_q = 1.10$	$d_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione piano posa</b>	$b_c = 1.00$	$b_q = 1.00$	$b_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione pendio</b>	$g_c = 1.00$	$g_q = 1.00$	$g_\gamma = 1.00$

I coefficienti  $N'$  tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 10.60 \quad N'_q = 7.01 \quad N'_\gamma = 3.20$$

### Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $\eta_g$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n (c_i b_i + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima e  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre  $u_i$  ed  $l_i$  rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ( $l_i = b_i / \cos \alpha_i$ ).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in  $n$  strisce e dalla formula precedente si ricava  $\eta$ . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

### 24.3 Risultati dell'analisi

Si riportano i risultati dell'analisi e le armature adottate per l'opera in oggetto:

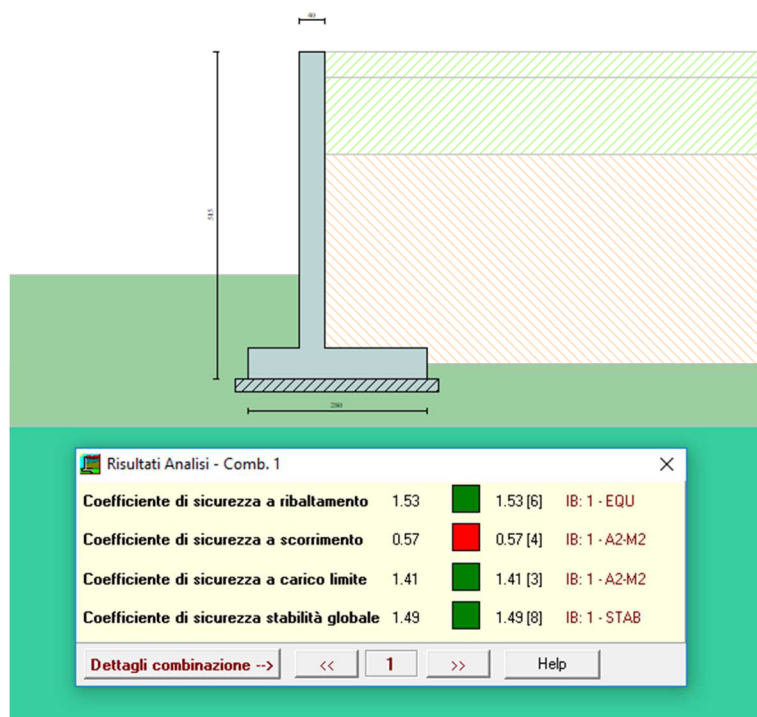


Figura 53 – Risultati dell'analisi

la verifica a scorrimento al contrario di quanto mostrato nell'immagine sottostante risulta verificata in quanto il solaio a quota -3.95 rappresenta un vincolo che impedisce la traslazione del muro in oggetto.

Si riportano di seguito le verifiche delle armature che fornisce in output il programma di calcolo:

## Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

### *Impostazioni verifiche SLU*

#### Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

### *Impostazioni verifiche SLE*

Condizioni ambientali Ordinarie

Armatura ad aderenza migliorata

#### Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure  $w_1 = 0.20$

$w_2 = 0.30$

$w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Circ. Min. 252 (15/10/1996)

#### Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  -  $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$

Quasi permanente  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di Hansen

Coefficiente correttivo su  $N_y$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su  $N_y$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

### *Impostazioni avanzate*

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

## Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

### Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS<sub>sco</sub></i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS<sub>rib</sub></i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS<sub>qlim</sub></i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS<sub>stab</sub></i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

<b>C</b>	<b>Tipo</b>	<b>Sisma</b>	<b>CS<sub>sco</sub></b>	<b>CS<sub>rib</sub></b>	<b>CS<sub>qlim</sub></b>	<b>CS<sub>stab</sub></b>
1	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	0.96	--	5.03	--
2	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	0.94	--	5.23	--
3	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	0.62	--	1.91	--
4	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	0.61	--	1.96	--
5	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	4.12	--	--
6	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3.75	--	--
7	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.45
8	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.44
9	SLEQ - [1]	--	1.31	--	7.23	--
10	SLEF - [1]	--	1.31	--	7.23	--
11	SLER - [1]	--	1.31	--	7.23	--

## 24.4 Muro Ovest

Lo stesso procedimento descritto nei paragrafi precedenti del capitolo 19 è stato applicato anche per i muri di sostegno indicati come Dettaglio F e Dettaglio D. Nel seguito si riportano le dimensioni degli elementi, le armature e i risultati delle verifiche effettuate con il software Aztec.

#### 24.4.1 Geometria muro F e fondazione

Si riportano le dimensioni del muro di fondazione presente nel prospetto Pro Nord 2 (Fig.58):

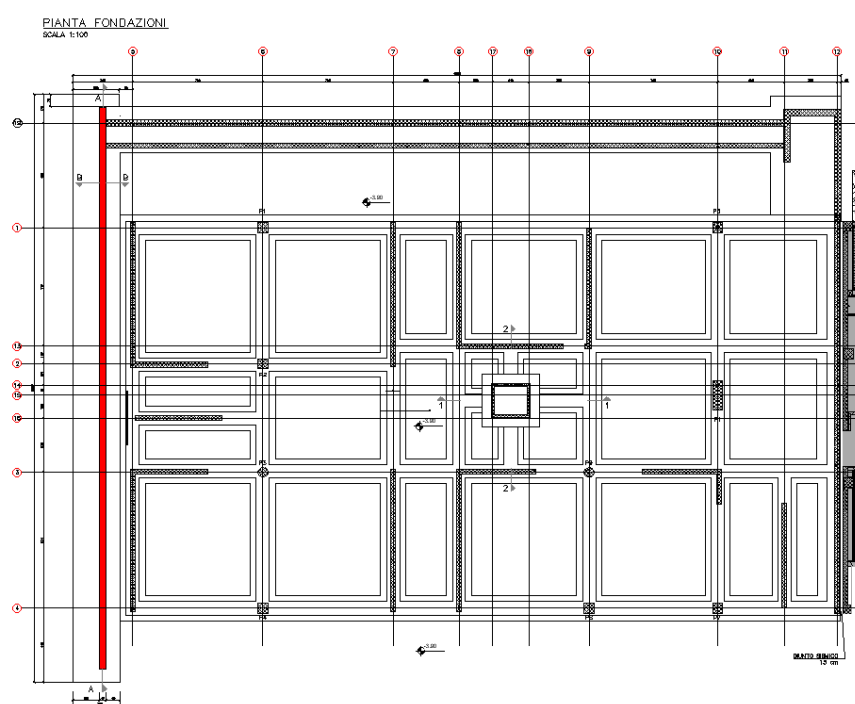
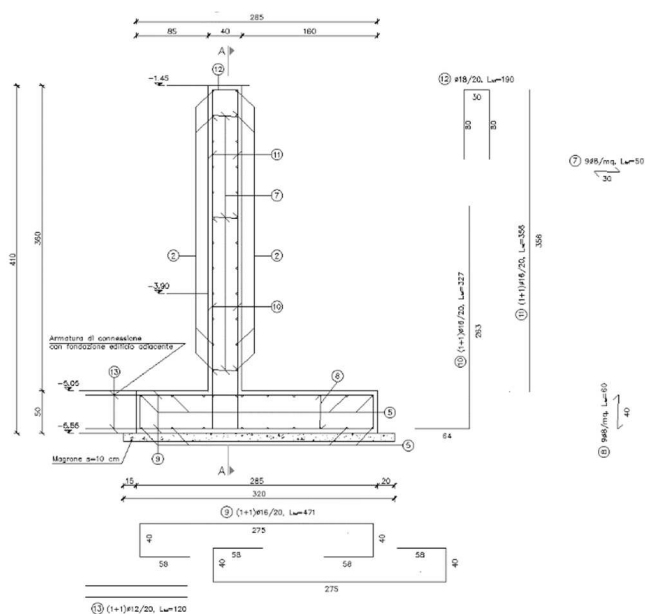


Figura 54 - Sezione 1: localizzazione Dettaglio F



Nelle verifiche che verranno riportate di seguito sono state ignorate le verifiche a scorrimento in quanto la fondazione del muro è collegata alla fondazione dell'edificio dal filo 1 al filo 4, rendendo di fatto lo scorrimento sempre verificato.

Si riportano i risultati dell'analisi e le armature adottate per l'opera in oggetto:

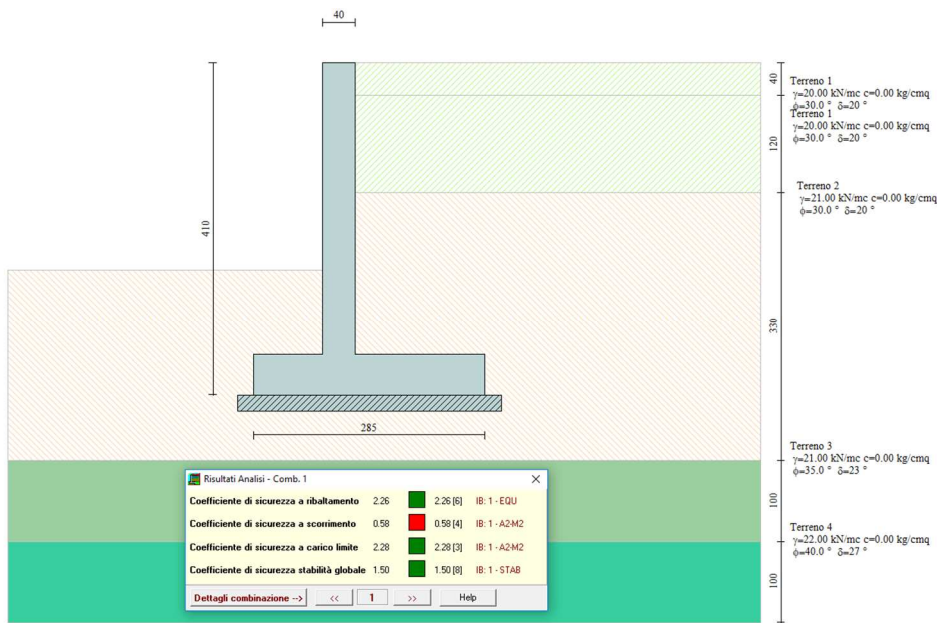


Figura 55 – Risultati dell'analisi

Si riportano di seguito le verifiche delle armature che fornisce in output il programma di calcolo:

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Ordinarie  
Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	w <sub>1</sub> = 0.20 w <sub>2</sub> = 0.30 w <sub>3</sub> = 0.40

Metodo di calcolo aperture delle fessure Circ. Min. 252 (15/10/1996)

### Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  -  $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$

Quasi permanente  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza      metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su  $N_\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su  $N_\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

### ***Impostazioni avanzate***

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00



## Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

### Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS<sub>sco</sub></i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS<sub>rib</sub></i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS<sub>qlim</sub></i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS<sub>stab</sub></i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

<b>C</b>	<b>Tipo</b>	<b>Sisma</b>	<b>CS<sub>sco</sub></b>	<b>CS<sub>rib</sub></b>	<b>CS<sub>qlim</sub></b>	<b>CS<sub>stab</sub></b>
1	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2.39	--	6.59	--
2	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2.32	--	6.84	--
3	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1.73	--	2.04	--
4	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1.68	--	2.10	--
5	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	15.58	--	--
6	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	10.57	--	--
7	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.64
8	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.62
9	SLEQ - [1]	--	4.50	--	9.93	--
10	SLEF - [1]	--	4.50	--	9.93	--
11	SLER - [1]	--	4.50	--	9.93	--

## 24.5 Muro Sistemazioni esterne

### 24.5.1 Geometri dei muri riguardanti le sistemazioni esterne

Si riportano le dimensioni del muro di fondazione presente nel prospetto Pro Ovest (Fig.63):

MANCA IMMAGINE

Figura 56 – Sezione 1: localizzazione Dettaglio F

Si riportano i risultati dell'analisi e le armature adottate per l'opera in oggetto:

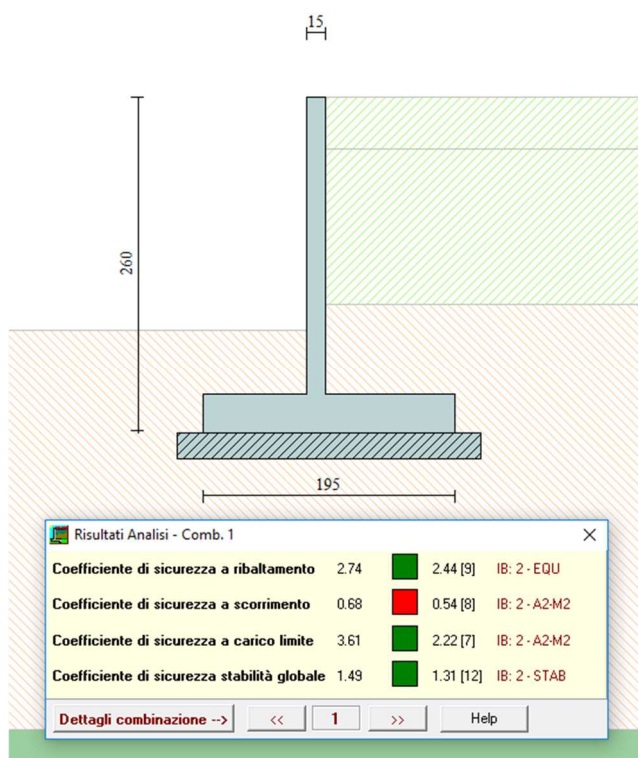


Figura 57 – Risultati dell'analisi

Si riportano di seguito le verifiche delle armature che fornisce in output il programma di calcolo:

### Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

#### Impostazioni verifiche SLU

##### Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83

Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

### ***Impostazioni verifiche SLE***

Condizioni ambientali	Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata	
<u>Verifica fessurazione</u>	
Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	Circ. Min. 252 (15/10/1996)
<u>Verifica delle tensioni</u>	
Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
	Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza      metodo di Terzaghi

Coefficiente correttivo su  $N_y$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00  
 Coefficiente correttivo su  $N_y$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

### ***Impostazioni avanzate***

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

## Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

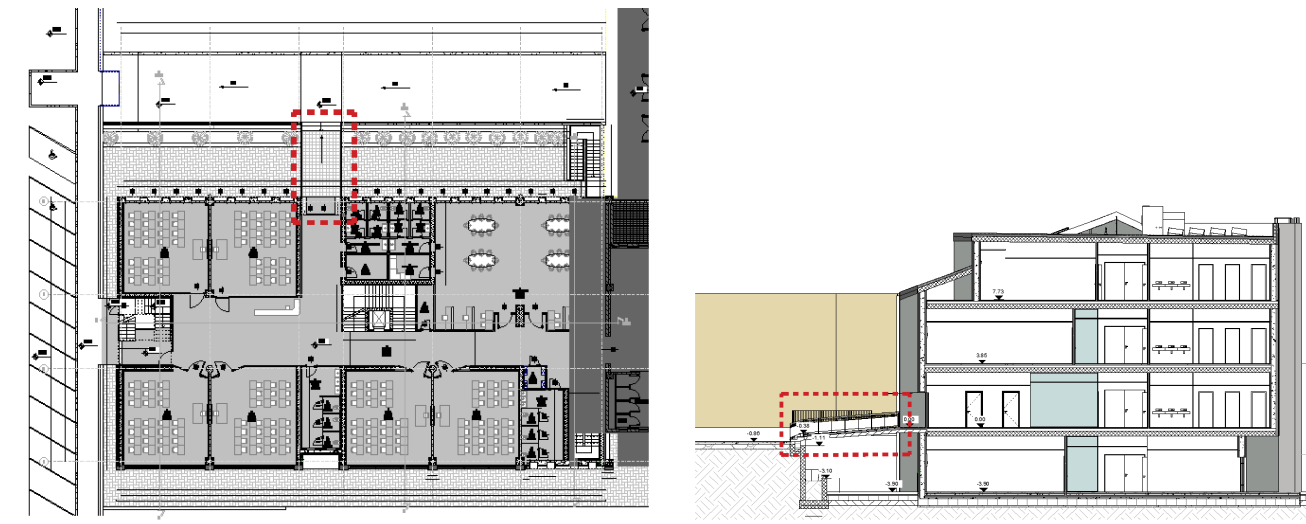
### Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS<sub>sco</sub></i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS<sub>rib</sub></i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS<sub>qlim</sub></i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS<sub>stab</sub></i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

<b>C</b>	<b>Tipo</b>	<b>Sisma</b>	<b>CS<sub>sco</sub></b>	<b>CS<sub>rib</sub></b>	<b>CS<sub>qlim</sub></b>	<b>CS<sub>stab</sub></b>
1	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	99.99	--	17.85	--
2	A1-M1 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	99.99	--	19.05	--
3	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	99.99	--	8.72	--
4	A2-M2 - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	99.99	--	9.30	--
5	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2.20	--	--
6	EQU - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2.21	--	--
7	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.55
8	STAB - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.54
9	SLEQ - [1]	--	99.99	--	18.43	--
10	SLEF - [1]	--	99.99	--	18.43	--
11	SLER - [1]	--	99.99	--	18.43	--

## 25 PROGETTO DELLA RAMPA D'INGRESSO LATO NORD

L'intervento in oggetto prevede la realizzazione di una passerella in acciaio posta nel lato Nord del Liceo Corradini di Thiene.



La passerella in oggetto, avente lunghezza pari a 5.83 m e larghezza di 3.60 m, parte dalla quota del lato Nord (-0.38), fino ad arrivare al solaio del piano terra dell'edificio alla quota +0.0.

L'analisi dei carichi effettuata e i relativi risultati ottenuti dal calcolo delle sollecitazioni hanno indotto all'utilizzo di profili HE220A per le quattro travi principali e dei profili HE100A per i traversi. Al di sopra delle travi verrà posto un grigliato elettrosaldato in acciaio. I collegamenti tra travi e traversi sono realizzati mediante giunti bullonati costituiti da piastre 30x30x10 mm e bulloni M14 di classe 8.8, come riportato nei dettagli costruttivi

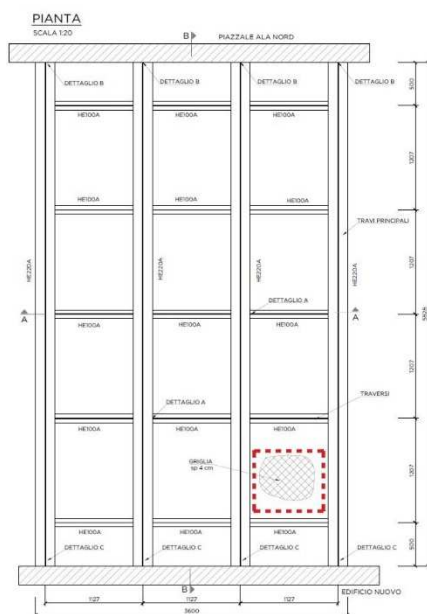
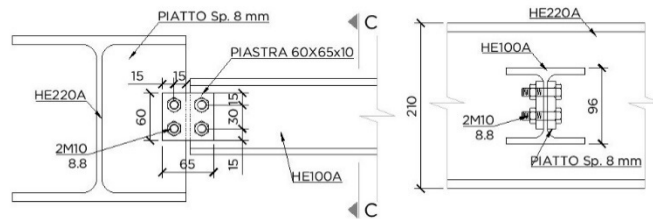


Figura 58 – Dettaglio passerella nord

**DETTAGLIO A**  
SCALA 1:5

**SEZIONE C-C**  
SCALA 1:5



## 25.1 Dimensionamento e verifica

La struttura in oggetto ha dimensioni uguali a 5.83x3.60m così come riportato nelle tavole architettoniche.

I carichi di progetto hanno incluso oltre il peso proprio degli elementi strutturali il grigliato di peso pari a 0.3kN/mq ed il variabile dovuto alla folla pari a 4.0 kN/mq. Sulla base dei carichi sopracitati, mediante un processo iterativo che ha coinvolto le verifiche a flessione, a taglio e la freccia limite si è scelto di utilizzare delle HEA220 per le travi principali e HEA 100 per i trasversi.

I carichi considerati per il dimensionamento della struttura sono oltre al peso proprio degli elementi strutturali il carico dovuto al grigliato pari a 0.3 kN/mq ed il variabile da normativa (NTC2018) pari a 4 kN/mq. Attraverso il criterio delle aree di influenza è stato definito il carico di competenza di ciascuna trave.

La combinazione allo SLU di tali carichi :

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

produce un momento agente sulle travi principali pari a circa 45 kNm e un taglio di quasi 24 kN come riportato nelle tabelle sottostanti. Noto l'Med si è ricavato Wed:

$$Wed = 1.05 * \frac{Med}{f_{yk}}$$

consultando il sagomario risultava necessario una HEA 140, la successiva verifica delle deformazioni applicando la combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \dots$$

Ha però evidenziato la necessità di utilizzare una HEA220 come si evince dalle tabelle sottostanti. Infine si sono condotte le verifiche a taglio e flessione della sopra menzionata HEA220. Stesso procedimento è stato utilizzato per i trasversi di irrigidimento previste per collegare trasversalmente le travi HE principali.

HE		
CALCOLO DELLE TRAVI PRINCIPALI		
<b>Combo 1</b>	6.405	[kN/m]
<b>Med</b>	44.43668906	[kNm]
<b>Ved</b>	23.858625	[kN]
<b>Wed</b>	198.5469086	[cm3]
<b>Sx</b>	99.27345429	[mm3]
<b>PROFILO</b>	<b>43.14690858</b>	<b>HE 140 A</b>
VERIFICA FRECCIA		
<b>ψ</b>	0.75	
<b>Combo Freq</b>	3.3	[kN/m]
<b>fam</b>	14.9	[mm]

<i>f</i>	61.01803175	[mm]
<b>TEST</b>	<b>AUMENTARE SEZIONE</b>	
<i>I<sub>nec</sub></i>	4848.57444	[cm <sup>4</sup> ]
<i>f</i>	13.00003281	[mm]
<b>TEST</b>	<b>VERIFICATO</b>	
<b>PROFILO</b>	<b>HEA 220</b>	

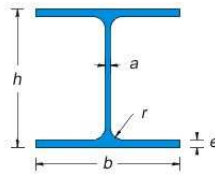
VERIFICA FLESSIONE		
Med	45.11843906	Con PP
Wed	115.3066667	[kNm]

VERIFICA TAGLIO		
ta	7	[mm]
<i>h</i>	210	[kN/m]
<b>Area Res.Taglio</b>	1528.8	[mmq]
<b>Vrd=</b>	197.5461681	kN
<b>TEST</b>	<b>OK</b>	

TRASVERSI		
<b>N.TRASVERSI</b>	5	[1/1.5m]
<b>Interasse</b>	1.49	[m]

HE		
CALCOLO DELLE TRAVI PRINCIPALI		
<b>Combo 1</b>	6.405	[kN/m]
<b>Med</b>	12.81	[kNm]
<b>Ved</b>	12.81	[kN]
<b>Wed</b>	57.23617	[cm <sup>3</sup> ]
<b>Sx</b>	28.61809	[mm <sup>3</sup> ]
<b>PROFILO</b>	<b>1E+21</b>	<b>HE 100 A</b>

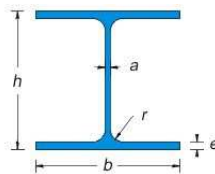
\*Nota per i parapetti vedere quanto fatto per la scala in acciaio.



Sigla HEA	b mm	h mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm <sup>2</sup>	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
								Jx cm <sup>4</sup>	Jy cm <sup>4</sup>	Wx cm <sup>3</sup>	Wy cm <sup>3</sup>	ix cm	iy cm
100	100	96	5,0	8,0	12	16,7	21,24	349,2	133,8	72,76	26,76	4,06	2,51
120	120	114	5,0	8,0	12	19,9	25,34	606,2	230,9	106,3	38,48	4,89	3,02
140	140	133	5,5	8,5	12	24,7	31,42	1.033	389,3	155,4	55,62	5,73	3,52
160	160	152	6,0	9,0	15	30,4	38,77	1.673	615,6	220,1	76,95	6,57	3,98
180	180	171	6,0	9,5	15	35,5	45,25	2.510	924,6	293,6	102,7	7,45	4,52
200	200	190	6,5	10,0	18	42,3	53,83	3.692	1.326	388,6	133,6	8,28	4,98
220	220	210	7,0	11,0	18	50,5	64,34	5.410	1.955	515,2	177,7	9,17	5,51
240	240	233	7,5	12,5	21	58,8	78,34	7.733	2.733	678,7	236,7	10,33	6,33
260	260	250	7,5	12,5	24	68,2	86,82	10.450	3.668	836,4	282,1	10,97	6,50
280	280	270	8,0	13,0	24	76,4	97,26	13.670	4.763	1.013	340,2	11,86	7,00
300	300	290	8,5	14,0	27	88,3	112,5	18.260	6.310	1.260	420,6	12,74	7,49
320	300	310	9,0	15,5	27	97,6	124,4	22.930	6.985	1.479	465,7	13,58	7,49
340	300	330	9,5	16,5	27	105,0	133,5	27.690	7.436	1.678	495,7	14,40	7,46
360	300	350	10,0	17,5	27	112,0	142,8	33.090	7.887	1.891	525,8	15,22	7,43
400	300	390	11,0	19,0	27	125,0	159,0	45.070	8.564	2.311	570,9	16,84	7,34
450	300	440	11,5	21,0	27	140,0	178,0	63.720	9.465	2.896	631,0	18,92	7,29
500	300	490	12,0	23,0	27	155,0	197,5	86.970	10.370	3.550	691,1	21,98	7,24
550	300	540	12,5	24,0	27	166,0	211,8	111.900	10.820	4.146	721,3	22,99	7,15
600	300	590	13,0	25,0	27	178,0	226,5	141.200	11.270	4.787	751,4	24,97	7,05
650	300	640	13,5	26,0	27	190,0	241,6	175.200	11.720	5.474	781,6	26,93	6,97
700	300	690	14,5	27,0	27	204,0	260,5	215.300	12.180	6.241	811,9	28,87	6,84
800	300	790	15,0	28,0	30	224,0	285,8	303.400	12.640	7.682	842,6	32,58	6,65
900	300	890	16,0	30,0	30	252,0	320,5	422.100	13.550	9.485	903,2	36,29	6,50
1000	300	990	16,5	31,0	30	272,0	346,8	553.800	14.000	11.190	933,6	39,96	6,35

Figura 59 – Profilati metallici Travi HE220A

Per quanto riguarda i traversi si è scelto di adottare travi HE100A avente un momento resistente di  $M_{Rd} = 8.95 \text{ kNm}$



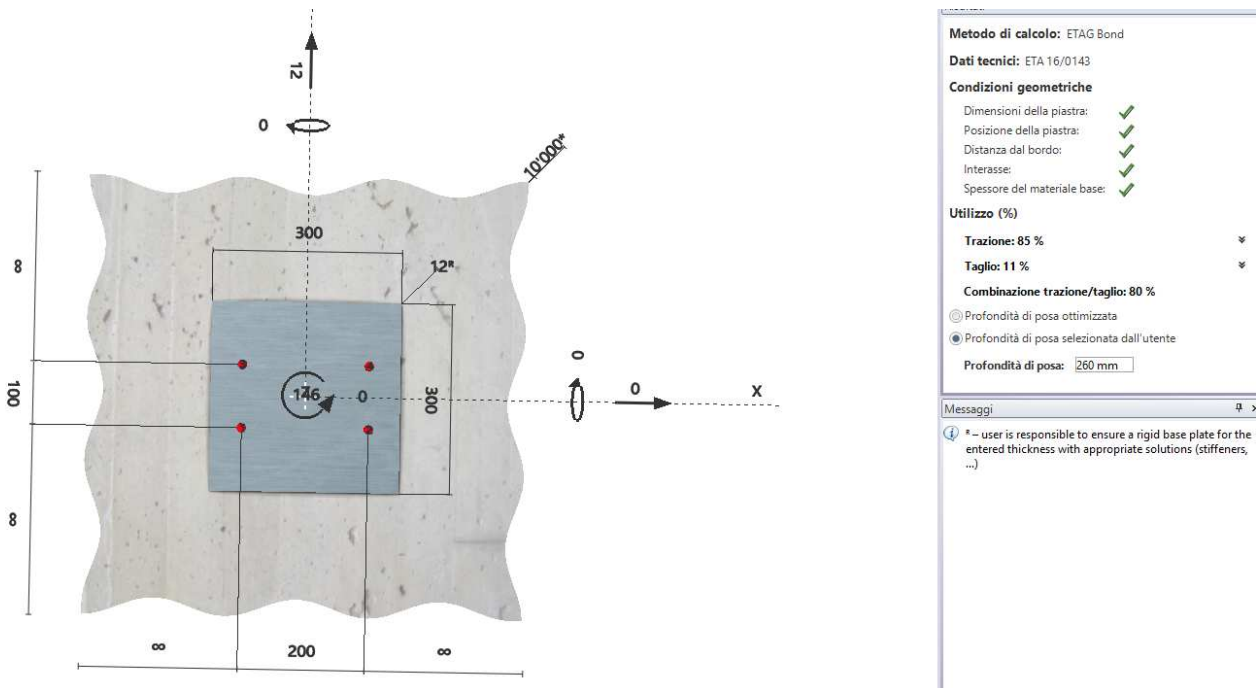
Sigla HEA	b mm	h mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm <sup>2</sup>	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
								Jx cm <sup>4</sup>	Jy cm <sup>4</sup>	Wx cm <sup>3</sup>	Wy cm <sup>3</sup>	ix cm	iy cm
100	100	96	5,0	8,0	12	16,7	21,24	349,2	133,8	72,76	26,76	4,06	2,51
120	120	114	5,0	8,0	12	19,9	25,34	606,2	230,9	106,3	38,48	4,89	3,02
140	140	133	5,5	8,5	12	24,7	31,42	1.033	389,3	155,4	55,62	5,73	3,52
160	160	152	6,0	9,0	15	30,4	38,77	1.673	615,6	220,1	76,95	6,57	3,98
180	180	171	6,0	9,5	15	35,5	45,25	2.510	924,6	293,6	102,7	7,45	4,52
200	200	190	6,5	10,0	18	42,3	53,83	3.692	1.326	388,6	133,6	8,28	4,98

Figura 60 – Profilati metallici Travi HE100A



## 25.1 Verifica degli ancoraggi

Si riporta lo screen della verifica dell'ancoraggio tra passerella e parete realizzato mediante il software hilti Profis Anchor.



Per i dettagli di ancoraggio si veda tavola ST 19.

## 26 PROGETTO DELLA RAMPA D'INGRESSO LATO EST

L'intervento in oggetto prevede la realizzazione di una passerella in acciaio posta nel lato Ovest del Liceo Corradini di Thiene.

La passerella sorgerà sul lato Ovest dell'edificio alla quota di -1.40m rispetto al piano terra, a servizio dell'uscita prevista nel medesimo lato.

La struttura è costituita da due travi HE220A disposte sul lato corto della passerella (1.44m) che fungono da appoggio per le travi principali longitudinali e vincolate sul muro di contenimento laterale (vedi dettaglio B) e sulla parete lato Ovest dell'edificio (vedi dettaglio C). Ortogonalmente ad esse poggiano tre travi principali HE180A, tra di loro equidistanti, su cui si sviluppa il profilo longitudinale della passerella di 6.69m (vedi sezione B-B). Il collegamento delle travi HE220A con quelle HE180A è effettuato per mezzo di giunti bullonati costituiti da bulloni M10 di classe 8.8 (vedi dettaglio D).

Le travi HE180A sono a loro volta collegate in direzione trasversale per mezzo di profili HE100A posti ad un interasse di 1.62m. Il collegamento tra tali profili e le travi longitudinali avviene per mezzo di piastre di collegamento di dimensione 60x65x10 mm e bulloni M10 di classe 8.8.

Sulle travi HE180A verrà appoggiato un grigliato elettrosaldato in acciaio tipo SR35JR o equivalente.

I carichi considerati per il dimensionamento della struttura sono oltre al peso proprio degli elementi strutturali il carico dovuto al grigliato pari a 0.3 kN/mq ed il variabile da normativa (NTC2018) pari a 4 kN/mq. Attaverso il criterio delle aree di influenza è stato definito il carico di competenza di ciascuna trave.

La combinazione allo SLU di tali carichi :

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

produce un momento agente sulle travi principali pari a circa 4.5 kNm e un taglio di quasi 12 kN come riportato nelle tabelle sottostanti. Noto l'Med si è ricavato Wed:

$$W_{ed} = 1.05 * \frac{M_{ed}}{f_{yk}}$$

consultando il sagomario risultava necessario una HEA 120, la successiva verifica delle deformazioni applicando la combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \cdots$$

Ha però evidenziato la necessità di utilizzare una HEA220 come si evince dalle tabelle sottostanti. Infine si sono condotte le verifiche a taglio e flessione della sopra menzionata HEA220. Stesso procedimento è stato utilizzato per i trasversi di irrigidimento previste per collegare trasversalmente le travi HE principali.

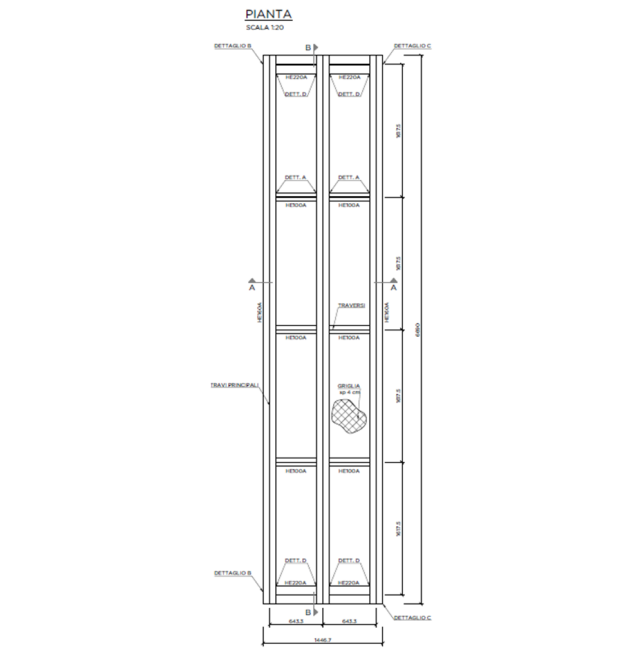


Figura - Pianta della passerella Ovest

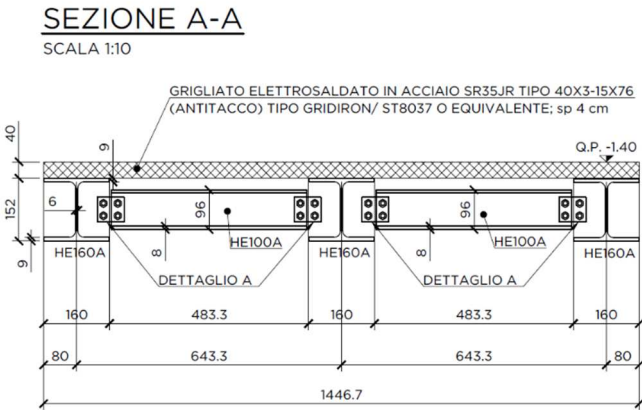


Figura - Sezione A-A della passerella Ovest

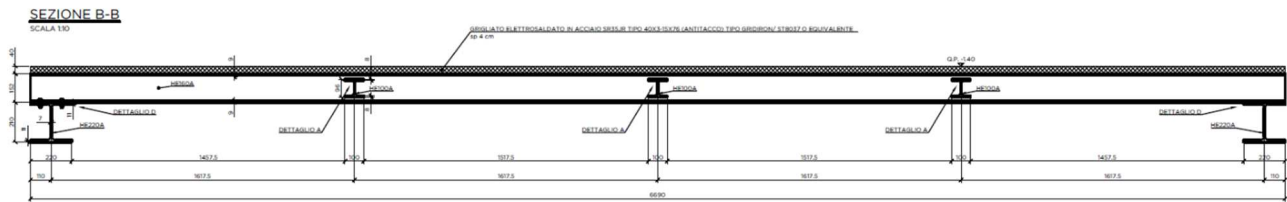


Figura - Sezione B-B della passerella Ovest

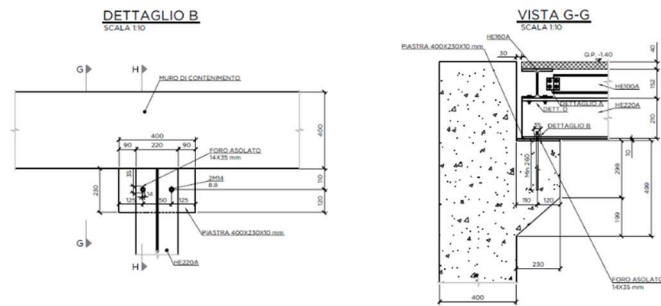


Figura - Dettaglio B della passerella Ovest

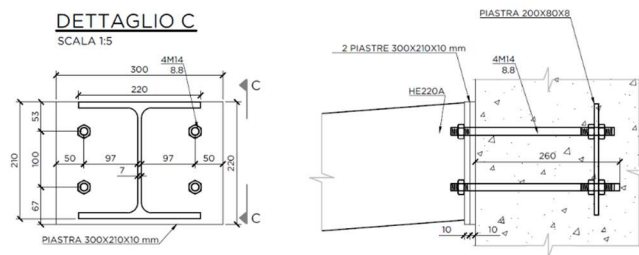


Figura - Dettaglio C della passerella Ovest



Figura - Dettaglio D della passerella Ovest

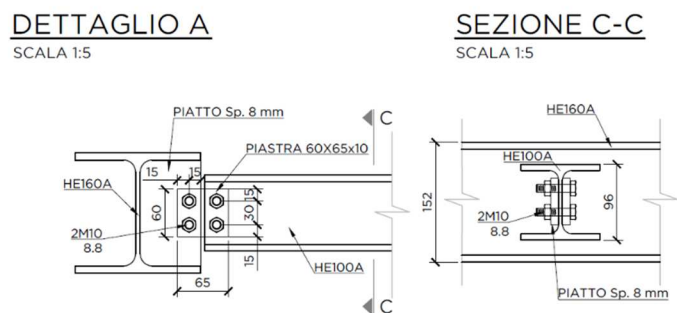


Figura - Dettaglio A della passerella Ovest

I calcoli e le verifiche verranno eseguiti secondo le “Nuove norme tecniche per le costruzioni” (NTC) del D.M. 17.01.2018.

## 26.1 Dimensionamento e verifica

La struttura in oggetto ha dimensioni uguali a 6.69x1.45m così come riportato nelle tavole architettoniche.

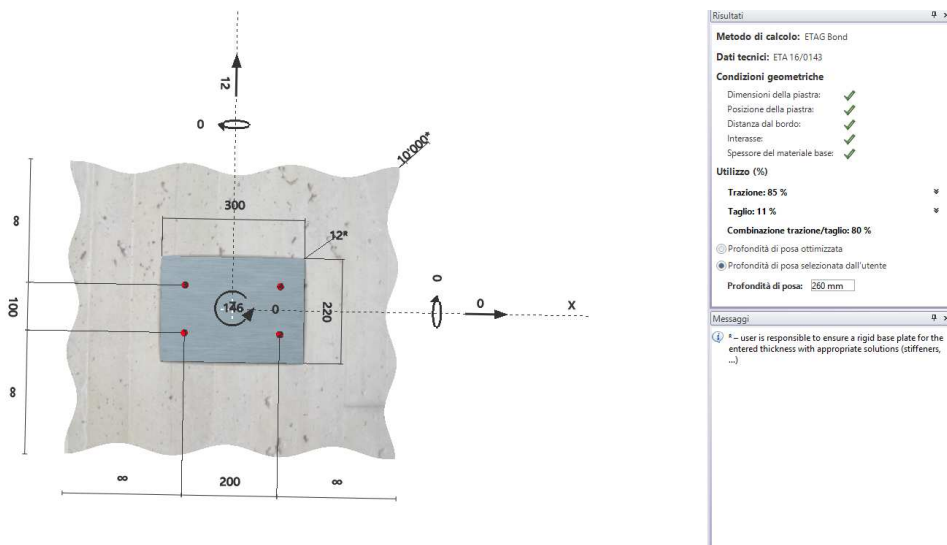
I carichi di progetto hanno incluso oltre il peso proprio degli elementi strutturali il grigliato di peso pari a 0.3kN/mq ed il variabile dovuto alla folla pari a 4kN/mq. Sulla base dei carichi sopracitati, mediante un processo iterativo che ha coinvolto le verifiche a flessione, a taglio e la freccia limite si è scelto di utilizzare delle HEA220 per le travi principali e HEA 100 per i trasversi. Si riporta di seguito il calcolo prodotto.

HE			HE		
CALCOLO DELLE TRAVI SECONDARIE			CALCOLO DELLE TRAVI PRINCIPALI		
Combo 1	3.405	[kN/m]	Combo 1	18.405	[kN/m]
Med	15.3225	[kNm]	Med	4.318043	[kNm]
Ved	10.215	[kN]	Ved	12.60743	[kN]
Wed	68.46223404	[cm3]	Wed	19.29338	[cm3]
Sx	34.23111702	[mm3]	Sx	9.646692	[mm3]
PROFILO	1E+21	HE 100 A	PROFILO	1E+21	HE 220 A
VERIFICA FRECCIA			VERIFICA FRECCIA		
ψ	0.75		ψ	0.75	
Combo Freq	1.8	[kN/m]	Combo Freq	9.3	[kN/m]
fam	12	[mm]	fam	2.74	[mm]
f	8.645717701	[mm]	f	2.67362	[mm]
TEST	VERIFICATO		TEST	VERIFICATO	
I,nec	4848.57444	[cm4]			
f	2.983203804	[mm]			
TEST	VERIFICATO				
PROFILO	HEA 180				
VERIFICA FLESSIONE			VERIFICA FLESSIONE		
Med	16.00425	Con PP			
Wed	115.3066667	[kNm]			
VERIFICA TAGLIO			VERIFICA TAGLIO		
ta	7	[mm]			
h	210	[kN/m]			
Area Res.Taglio	1528.8	[mmq]			
Vrd=	197.5461681	kN			
TEST	OK				

\*Nota per i parapetti vedere quanto fatto per la scala in acciaio.

## 26.2 Verifica degli ancoraggi

Si riporta lo screen della verifica dell'ancoraggio tra passerella e parete realizzato mediante il software hilti Profis Anchor.



Per i dettagli di ancoraggio si veda tavola ST 20.

## 27 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA: COPERTURA ASCENSORE

La struttura in oggetto ha dimensioni uguali a 4.75x1.52x0.15 m così come riportato nelle tavole architettoniche. I carichi di progetto hanno incluso oltre il peso proprio degli elementi strutturali ed il carico neve e vento. Si riportano di seguito le sollecitazioni ottenute dal modello agli elementi finiti

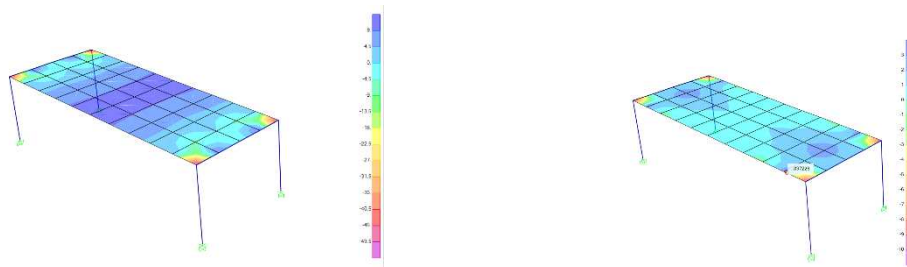


Figura 61:Diagramma dei momenti kNm

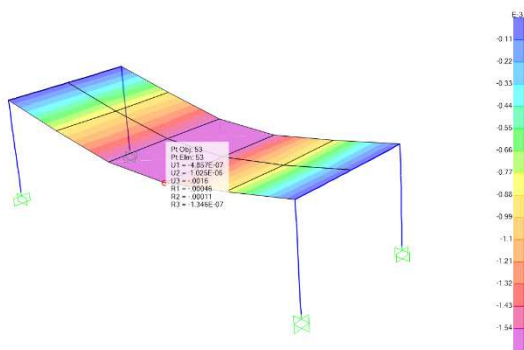


Figura 62: Freccia m

Sulla base dei risultati ottenuti si è scelto di armare con  $\phi 12/20$  per ciascuna direzione di tessitura del solaio sia inferiormente che superiormente. Come si evince inoltre dall'immagine soprastante in tal modo si rispettano anche i limiti di deformabilità del solaio in quanto la freccia risulta minore dell'  $L/500$ .

Per i pilastri di sostegno a questa struttura le sollecitazioni risultano esigue e si è dimensionato rispettando i limiti di armatura previste dalle correnti norme tecniche. Si è perciò scelto di armare con  $9\phi 10$  e staffe  $\phi 8/20$

## 28 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA: SOLAIO -1.40 [M]

La struttura in oggetto ha dimensioni uguali a  $6 \times 3.5 \times 0.2$  m così come riportato nelle tavole architettoniche. I carichi di progetto hanno incluso oltre il peso proprio degli elementi strutturali ed il carico neve e vento. Si riportano di seguito le sollecitazioni ottenute dal modello agli elementi finiti

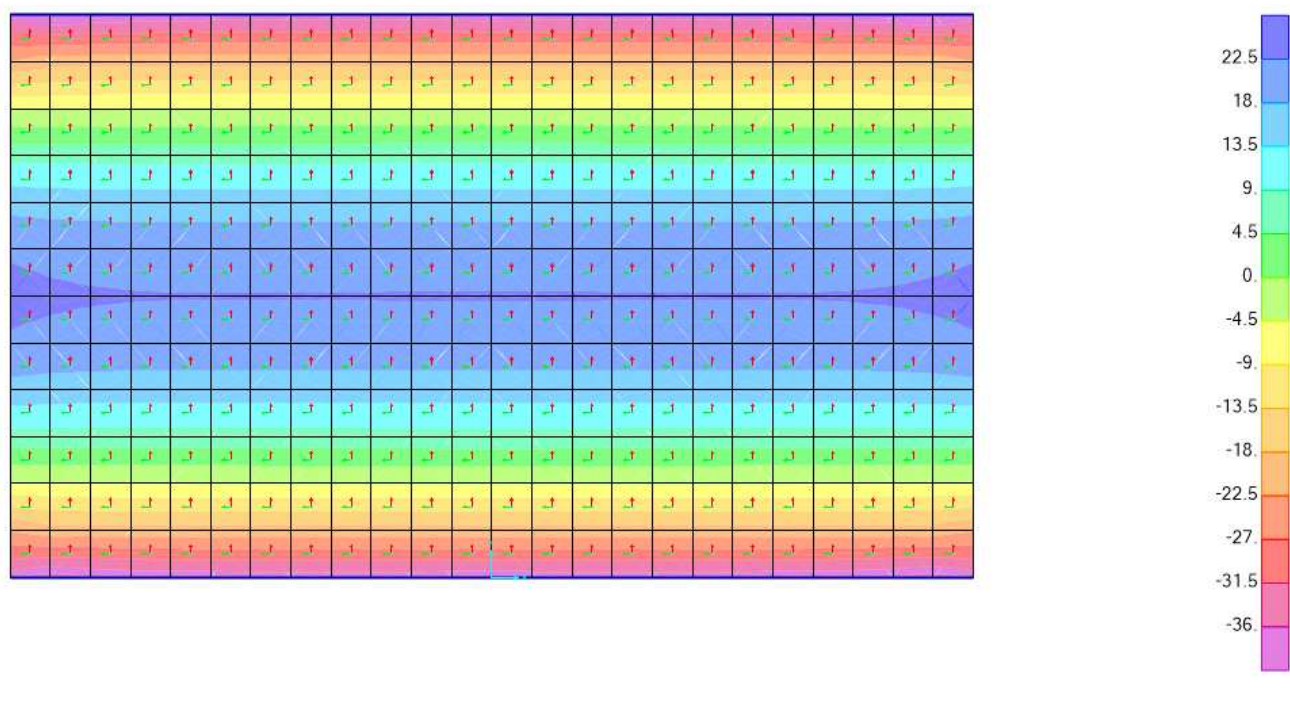


Figura 63: Diagramma dei momenti kNm

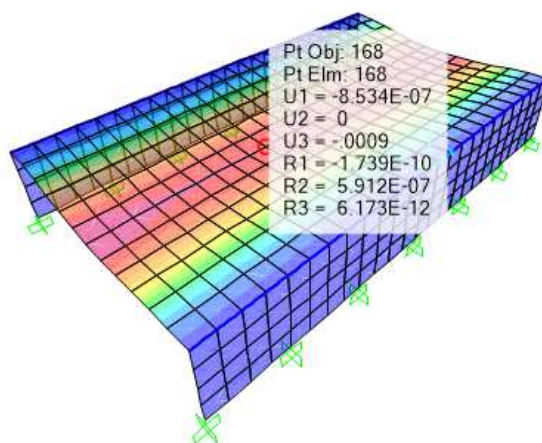


Figura 64: Freccia m

Sulla base dei risultati ottenuti si è scelto di armare con  $\phi 12/20$  per ciascuna direzione di tessitura del solaio sia inferiormente che superiormente. Come si evince inoltre dall'immagine soprastante in tal modo si rispettano anche i limiti di deformabilità del solaio in quanto la freccia risulta minore dell'  $L/500$ .

Bassano del Grappa, 25 Ottobre 2018

Il Tecnico

---

# Ampliamento Liceo Corradini

Comune di Thiene (VI)

<i>COMMITTENTE:</i>  <b>Comune di Thiene</b>	<i>PROGETTAZIONE STRUTTURALE:</i>  <b>FRANCHETTI Srl</b>  Piazzale del Vittoria, 7 36071 <u>Arzignano (VI)</u>
--	---

## RELAZIONE DI CALCOLO Piano Terra

*Data elaborazione :*

**23/10/2018**

<i>Progettista Cobiax® :</i>	<b>Dott. Ing. Christian Grasso</b>
	

---

**Cobiax Italia Srl**

Ufficio Tecnico: via Mancini, 25 - 39100 Bolzano (BZ) – Tel/Fax: 0471 1810023  
Internet: [www.cobiax.it](http://www.cobiax.it) e-mail: [studio@cobiax.it](mailto:studio@cobiax.it)



## Solaio – Piano Terra

- 1.1. Descrizione sintetica del solaio
- 1.2. Sistema vincolare
- 1.3. Condizioni di ambiente
- 1.4. Prescrizioni per i materiali
- 1.5. Carichi sui singoli solai e combinazioni di carico
- 1.6. Classe R (Resistenza al fuoco)
- 1.7. Tenuta e isolamento (EI)

## Calcolo

- 2.1. Metodo di calcolo del solaio alleggerito
- 2.2. Parametri generali per la soletta alleggerita
- 2.3. Dati di input
- 2.4. Grafici relativi ai dati di input
- 2.5. Mesh design ed elementi finiti
- 2.6. Diagramma delle frecce istantanee ( $t = 0$ )
- 2.7. Analisi delle frecce nel lungo periodo ( $t = \infty$ )
- 2.8. Verifica delle vibrazioni
- 2.9. Momenti Flettenti negativi di calcolo e armature inferiori
- 2.10. Momenti Flettenti positivi di calcolo e delle armature superiori
- 2.11. Verifica agli SLU e SLE
- 2.12. Resistenza a taglio solaio alleggerito
- 2.13. Verifica a taglio dell'interfaccia cls gettati in tempi diversi
- 2.14. Reazioni sul sistema vincolare  
Calcolo dell'armatura a punzonamento

## Elenco Elaborati Grafici

## SOLAIO - Piano Terra

Oggetto della presente relazione tecnica è il calcolo e la verifica dei soli orizzontamenti alleggeriti che caratterizzano la struttura.

Le eventuali travi fuori spessore nel solaio sono a tutti gli effetti inserite nel modello di calcolo della piastra sia per inerzia additiva propria, sia per l'incremento del peso proprio derivante dal fatto che costruttivamente si differenziano dal solaio alleggerito. Il calcolo ed il disegno delle loro armature di dettaglio, così come di tutti gli elementi di sostegno verticali, sono da ricercarsi nelle relazioni specifiche.

Per il calcolo strutturale si fa riferimento alle seguenti **normative ed istruzioni**:

- Legge 5/11/1971 n. 1086 : "Norme per la disciplina delle opere in c.a. e c.a.p. e a struttura metallica"
  - N.T.C. D.M. 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni"
  - Rif. Tecnico UNI EN 1992-1-1 : 2005 (versione corretta 06/04/2006): Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
  - UNI EN 206-1/2001: Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei Lavori Pubblici – "Linee Guida sul calcestruzzo Strutturale"

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione delle presente Relazione di Calcolo, sono di sicura validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tra questi codici menzioniamo:

- Programma di calcolo **AxisVM** prodotto da *InterCAD – Engineering Software Developer Company* (Károlyi krt. 9. VI/6., Budapest – Hungary) e distribuito in Italia da *S.T.A.Data* (C.so Raffaello, 12 - C.A.P. 10126 – Torino) ed orientato tra l'altro al calcolo di piastre in c.a. facente riferimento alle NTC 18 per i coefficienti parziali di amplificazione delle azioni e di sicurezza dei materiali.

I solai vengono schematizzati con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per gli elementi strutturali; in particolare per gli elementi strutturali bidimensionali quali piastre, pareti a taglio, setti e nuclei irrigidenti, viene utilizzato un elemento finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento flessionale (piastra) che il comportamento membranale (lastra).

Il programma AxisVM comprende anche il modulo COBIAX (CBX) che permette di inserire i corpi cavi nelle solette, tenendo in conto della riduzione di peso proprio, della minore rigidità flessionale e a taglio.

Non esistendo ad oggi enti certificatori ufficiali per i programmi di calcolo strutturale automatico il distributore del software provvede, tramite manuale corsi e videocorsi, a fornire all'utilizzatore tutte le informazioni per un uso consapevole del programma.

Come previsto al punto 10.2 delle NTC 2018 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti e quelli forniti dal software.

S.T.A.Data, a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce nel manuale utente (Cap. 10) i risultati dei test.

S.T.A. fornisce inoltre un **Manuale di Validazione** del programma, dove, a partire da pg. 103 presenta una serie di calcoli effettuati con AxisVM e confrontati con esempi tratti dalla bibliografia tecnica o da analisi effettuate con altri software.

Tale documento è liberamente scaricabile al seguente link

[http://www.stadata.com/?area=Software&table=AxisVM\\_Download&mnu=33&codefile=AX103](http://www.stadata.com/?area=Software&table=AxisVM_Download&mnu=33&codefile=AX103)

- foglio di calcolo **CB-Tech.xls** di ausilio alla progettazione per la valutazione delle prestazioni del solaio alleggerito con corpi cavi tipo Cobiax, realizzato da Cobiax Italia.  
Il file CB-Tech determina il *peso proprio* del solaio, ove alleggerito, la sua *inerzia* in rapporto a quella di un solaio di uguale spessore e la sua *resistenza a taglio* in assenza di armatura specifica. Permette inoltre una verifica della *frequenza fondamentale* e dell'inflessione del solaio a tempo infinito tenendo conto della *viscosità* e di determinare *l'armatura minima* da adottare in zona tesa.  
Il peso proprio del solaio è determinato in funzione del tipo di alleggerimento scelto noto il suo volume ed il suo passo in pianta (pezzi/mq) nelle due direzioni.  
L'inerzia del solaio alleggerito viene calcolata analiticamente nota la forma geometrica corpo cavo (alleggerimento). Tale inerzia può essere calcolata anche con l'ausilio di programmi di grafica 3D tipo AutoCAD.  
La resistenza a taglio del solaio si ricava partendo dalla formula 6.47 di EC2.  
La frequenza fondamentale del solaio viene calcolata analiticamente nota la sua freccia in condizioni frequenti.  
La componente viscosa della deformata del solaio viene calcolata analiticamente con l'espressione B.2 dell'Appendice B di EC2.  
L'armatura minima in zona tesa da adottare per il solaio è calcolata tramite la formula 4.1.44 delle NTC18.  
Il file consente infine di verificare il *Momento limite* entro il quale la sezione alleggerita (con corpi cavi) può essere calcolata con le stesse basi teoriche della sezione rettangolare piena. Tale momento viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione con centro nelle armature inferiori ed assumendo l'altezza della zona compressa (asse neutro) pari alla cappa superiore del solaio.  
Tutte le caratteristiche del solaio e le verifiche menzionate calcolate con l'ausilio del foglio di calcolo sono facilmente riproducibili a mano.

## 1.1. Descrizione sintetica del solaio

Il solaio a piastra bidirezionale incorpora elementi di alleggerimento tipo Cobiax **S-180/315** di diametro  $D=315\text{mm}$  e altezza  $180\text{mm}$  disposti con passo  $i_x = i_y = 350\text{mm}$ . L'altezza complessiva strutturale è pari ad  $H=30\text{cm}$ . Il **peso proprio teorico** del solaio in campata è di ca.  $p_p=5,18\text{kN/mq}$ , laddove dunque il solaio è effettivamente alleggerito.

In realtà il solaio, nelle zone dove la forza tagliante supera la resistenza a taglio certificata Cobiax (crf. **Par. 2.9.**), verrà realizzato in getto pieno con un incremento del peso proprio.

Nel caso in esame il **peso effettivo del solaio** che considera in media le zone effettivamente alleggerite e quelle da eseguirsi in getto pieno (nell'intorno degli appoggi e lungo i perimetri cordolati) risulta essere  $G_1 = 6,06\text{kN/mq}$ .

Per il solaio in oggetto si è optato per la fornitura in opera del sistema denominato **CBCM-C**, che prevede il posizionamento delle gabbie contenenti gli alleggerimenti sopra l'armatura inferiore incrociata precedentemente disposta sui casseri.

## 1.2. Sistema vincolare

Per il presente solaio si faccia riferimento allo schema vincolare estratto dal programma di calcolo Axis VM del paragrafo 2.4.

I sistemi di vincolo generalmente previsti sono:

- Elementi vincolari lineari verticali rigidi: *generalmente* il vincolo appartenente a questa tipologia di sostegni è stato considerato ad appoggio semplice e quindi privo di inerzia rotazionale (che porta ai momenti max di campata).  
*In fase esecutiva, caso per caso (solaio intermedio o di copertura), verrà valutato il loro giusto grado d'incastro; il programma AxisVM è in grado di calcolare le rigidezze traslazionali e rotazionali dell'appoggio in funzione dei dati geometrici e dei materiali.*
- Pilastrini: vincoli puntiformi di appoggio rigidi agli spostamenti verticali  
*In fase esecutiva, caso per caso (solaio intermedio o copertura), verrà valutato il loro giusto grado d'incastro; il programma AxisVM è in grado di calcolare le rigidezze traslazionali e rotazionali dell'appoggio in funzione dei dati geometrici e dei materiali.*
- Travi in spessore e cordoli: Queste ultime, sebbene dotate di una maggiore incidenza di armature, dal punto di vista flessionale non apportano incremento significativo della rigidezza (rispetto a quella generale della piastra) tale da giustificarne una schematizzazione all'interno della piastra stessa. Si terrà invece conto del peso proprio maggiorato in prossimità del loro ingombro sulla planimetria, poiché sono a tutti gli effetti da eseguirsi privi di alleggerimenti.

### 1.3. Condizioni di ambiente

La classe di esposizione del calcestruzzo del **Piano Terra**, secondo le UNI EN 206-1, ricade nella categoria (XC1). In funzione di quest'ultima ed in osservanza delle Linee Guida del C.S.LL.PP. e delle disposizioni attuali di Norma, sono previste per il cls le seguenti limitazioni:

- resistenza minima  $R_{ck}$  30MPa
- dosaggio minimo di cemento pari a 280kg/m<sup>3</sup>
- rapporto max Acqua/Cem di 0,60
- ricoprimento minimo pari a  $c_{min}$  = 20mm<sup>1</sup>.

### 1.4. Prescrizioni per i materiali

#### Calcestruzzo

Per il cls si fa riferimento alla norma UNI 9858 (5/91). Qui di seguito vengono indicate le prescrizioni per la miscela<sup>2</sup> di cls sia per le parti di solaio alleggerite che per quelle da realizzarsi in getto pieno:

- Diametro massimo dell'inerte D = 16mm
- Curva granulometrica di inerte media (A+B)/2
- Cemento tipo N secondo UNI EN 197-1 (Cemento a resistenza ordinaria: 32,5R - 42,5N)
- Rapporto a/c ≤ 0,60
- Classe di Slump in cantiere richiesta : S4 (consistenza fluida)

(Nella fase del confezionamento del cls è ammesso l'utilizzo di additivi superfluidificanti e/o aeranti)

- Classe di resistenza caratteristica minima: C28/35
- Modulo elastico min. :  $E_c \geq 32308$ MPa

Le caratteristiche prestazionali del cls vengono dedotte dalla EN 1992-1-2 con applicazione di  $t_0=28$ gg. (salvo diversamente specificato).

#### **Regole di maturazione del getto di cls:**

Per impedire l'evaporazione dell'acqua del calcestruzzo verso l'ambiente durante le prime ore dal getto, così da rallentare l'insorgere di tensioni dovute al ritiro si prescrive **maturazione umida del getto**: ricoprire la superficie del calcestruzzo con **teli a tenuta** con bordi ed angoli sigillati per non fare passare l'aria; in alternativa si usino **teli traspiranti** (sacchi di iuta o tessuto non tessuto) mantenuti costantemente umidi.

Come ulteriore possibilità si potrà **nebulizzare dell'acqua** tramite irrigazione a goccia sulla superficie di estradosso del solaio; tale acqua non dovrà essere fredda perché provoca sbalzo termico tra la parte interna ed esterna del getto. Sarebbe opportuno mantenere la superficie del solaio coperta da un velo d'acqua.

<sup>1</sup> Le caratteristiche e le quantità dei materiali costituenti indicate sono valide fino all'indicazione di condizioni ancor più limitanti (es. se il ricoprimento previsto per motivi di resistenza al fuoco R ovvero per diametri di barre maggiori alla dimensione che fa capo alla classe di ambiente)

<sup>2</sup> La garanzia a conformità del mix design indicato dovrà essere certificato dalla ditta fornitrice del cls. Le caratteristiche ed il prelievo dei provini dovranno essere eseguite dalla direzione dei lavori secondo le normative in vigore. Le caratteristiche del cls fresco e a maturazione avvenuta sono indicative; salvo diversamente indicato, valgono sempre quelle descritte sulle tavole esecutive.

Di seguito si riporta una utile tabella che riporta i **tempi minimi di mantenimento del cassero** in giorni, raccomandati dalla ENV 206 (UNI 9858) in funzione dello sviluppo della resistenza del cls, della sua temperatura e delle condizioni ambientali.

Sviluppo della resistenza del calcestruzzo	Rapido			Medio			Lento		
Temperatura del calcestruzzo (°C)	5	10	15	5	10	15	5	10	15
Condizioni ambientali durante la stagionatura	Tempi espressi in giorni								
I) Non esposto ad insolazione diretta UR dell'aria circostante $\geq 80\%$	2	2	1	3	3	2	3	3	2
II) Insolazione diretta media o vento di media velocità o UR $> 50\%$	4	3	2	6	4	3	8	5	4
III) Insolazione intensa o vento di forte velocità o UR $< 50\%$	4	3	2	8	6	5	10	8	5

Tali tempistiche sono da valutare in cantiere.

Per il disarmo completo del solaio (scassero e eliminazione di tutti i puntelli) si faccia riferimento al paragrafo 2.7

### Acciaio

Acciaio per c.a. tipo **B450C** (laminato a caldo) secondo specifiche §11.3.2.1 delle NTC18:

#### Proprietà

Limite di snervamento  $f_y$

Limite di rottura  $f_t$

Allungamento totale al carico massimo  $A_{gt}$

Rapporto  $f_t/f_y$

Rapporto  $f_{y\text{misurato}}/f_{y\text{nom}}$

#### Requisiti

$\geq 450$  Mpa

$\geq 540$  Mpa

$A_{gt} \geq 7,5\%$

$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$

$\leq 1,25$

### **CONSIGLI OPERATIVI PER LE FASI DI GETTO :**

In tutte le porzioni di solaio alleggerito, dovendo il getto del cls essere eseguito in due fasi, è consigliabile eseguire il primo getto di contrasto del sollevamento (prima strisciata di getto sotto gli alleggerimenti) confinando la superficie interessata dai corpi cavi, mediante opportuni dispositivi ferma-getto (tipo nervometal, strisce di fibro-cemento, ecc.). In questo modo al termine della prima fase di getto, le zone da eseguirsi massicce (tipicamente in prossimità dei pilastri, angoli interni e fine parete) rimangono prive di cls<sup>3</sup>.

Per quanto riguarda le interruzioni di getto a tutta altezza<sup>4</sup>, queste dovranno in primo luogo verificarsi preferibilmente sulle linee di inversione dei momenti flettenti e quindi da definire di volta in volta assieme alla D.L. In secondo luogo, lungo queste linee dovranno essere disposte delle reti ferma-getto (tipo nervometal) atte a garantire la massima aderenza del cls alla superficie in sezione matura, nonché a far passare tutte le armature di ripresa previste dalle tavole grafiche.

<sup>3</sup> Questa operazione è atta ad assicurare il massimo dell'omogeneità del getto nelle zone in cui la compressione avviene all'intradosso (zone a momento negativo); in cui nelle piastre si ha una maggiore esposizione a variazione del livello dell'asse neutro.

<sup>4</sup> Eseguite sostanzialmente per ragioni di stati di avanzamento dei manufatti o per ragioni di mitigazione del fenomeno del ritiro.

## 1.5. Carichi sui singoli solai e Combinazioni di Carico

Come carichi distribuiti uniformemente sulla superficie dell'impalcato e lineari (tramezze perimetrali), ad esclusione del **peso proprio  $G_1$**  definito di volta in volta in funzione dello spessore del solaio e relativo alleggerimento Cobiax utilizzato, **crf. paragrafo 1.1**, si è assunto, in conformità alle disposizioni ricevute ed indicate sulle tavole strutturali relative:

<i>carico permanente portato <math>G_2</math></i>	<i>Categoria carico variabile</i>	<i>carico variabile <math>Q_i</math></i>	<i>Eventuali carichi di linea</i>
3,30kN/m <sup>2</sup>	Cat. C1	3,00kN/m <sup>2</sup>	4,00kN/m

Per la rappresentazione in forma grafica dei sovraccarichi si consulti il **paragrafo 2.4**.

Con riferimento alle azioni elementari prima elencate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico in ottemperanza alle NTC18:

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

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_{1k} + \gamma_{G2} \cdot G_{2k} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q [Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} \cdot Q_{ik})]$$

Le problematiche affrontate in questa relazione tecnica riguardano aspetti strutturali e quindi la tipologia di verifiche STR colonna A1 della tabella sottostante.

Salvo non esplicitamente indicato i carichi permanenti non strutturali  $G_2$  verranno considerati compiutamente definiti e quindi con coefficiente parziale di sicurezza pari a quello dei carichi permanenti strutturali  $\gamma_{G1}$

**Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili $Q$	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

- **Combinazioni previste per gli SLE:**

$$F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_i(\psi_{0i} Q_{ik})$$

combinazione rara

$$F_f = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_i(\psi_{2i} Q_{ik})$$

combinazione frequente

$$F_q = G_k + P_k + \sum_i(\psi_{2i} Q_{ik})$$

combinazione quasi permanente

I coefficienti di combinazione  $\psi_{0i}$ , da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, tengono conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

$\Psi_{1j}$  = coeff. atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattali di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

$\Psi_{2j}$  = coeff. atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili, assimilabili al valore medio della distribuzione temporale dell'intensità.

Essi assumono valori differenti in funzione della destinazione d'uso del solaio, come descritto nella tabella successiva.

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Il programma AxisVM determina in automatico le combinazioni più critiche agli SLU e SLE che massimizzano le tensioni, i momenti e gli spostamenti.



## 1.6. Classe R (Resistenza al fuoco)

La classe di resistenza al fuoco prescritta per l'intradosso del solaio è di R **90** (90min.).

Viste le caratteristiche intrinseche del materiale di cui sono composti gli alleggerimenti (HD-PE e PP), non si rendono necessari sfoghi alle sovrappressioni in corrispondenza agli elementi cavi come previsto dalla stessa UNI 9502:2002 in quanto tale materiale sottoposto al fuoco non sprigiona gas come ad esempio il polistirene espanso. Dai risultati delle prove di laboratorio (campioni di solaio sottoposti a curva di temperatura da incendio normalizzata) si evince che il solaio alleggerito supera tutti i limiti ammissibili di resistenza R, tenuta E ed isolamento I.

La presenza degli alleggerimenti non crea dunque turbativa alla propagazione del calore all'interno del solaio, né si creano sovrappressioni tali da creare scoppi o espulsioni di cls.

Il solaio Cobiax, essendo un solaio alleggerito con comportamento a piastra (non un solaio a travetti alleggerito, né un solaio a lastra con alleggerimenti in polistirene), dal punto di vista del comportamento al fuoco è del tutto assimilabile ad un solaio massiccio dello stesso spessore.

Con riferimento alla norma vigente in materia D.M. 16/02/2007, mediante l'adozione del metodo tabellare (Tabella D.5.1 - primo rigo, a salvaguardia del ferro più esposto al fuoco), che non tiene conto dell'effettivo stato di sollecitazione delle armature più esposte al fuoco durante il tempo di esposizione, la classificazione relativa alle "solette piene con armatura monodirezionale" presuppone un ricoprimento (intradosso-asse ferro) pari a  $d=30\text{mm}$ . Tale requisito è ampiamente rispettato imponendo l'utilizzo di distanziatori sopra cassero di altezza  $s=25\text{mm}$ .

## 1.7. Tenuta e isolamento (EI)

Con riferimento alla norma di cui sopra, Tabella D.5.2, la classe richiesta prevede uno strato pieno minimo complessivo di materiale isolante, ovvero cls, superiore a  $h=100\text{mm}$  ed uno spessore minimo della cappa armata pari a  $s_p=50\text{mm}$ .

Nel caso in esame abbiamo:

- uno spessore di materiale isolante, ovvero cls, pari a  $h=120\text{mm}$
- una cappa armata superiore pari a  $66\text{mm}$
- una cappa armata inferiore pari a  $54\text{mm}$  (calcolata nell'ipotesi di armatura di intradosso minima ammissibile con riferimento al **Par. 2.7.**)

I requisiti di Tenuta E ed Isolamento I sono dunque rispettati

## Calcolo

### 2.1. Metodo di calcolo del solaio alleggerito

Il programma di calcolo agli elementi finiti assume l'inerzia della sezione in funzione dello spessore complessivo del solaio stesso (Stato I – non fessurato). Per il calcolo del livello deformativo verticale, a seguito della flessione dovuta ai carichi impostati, si rende necessario un doppio intervento per determinare la freccia effettiva nel lungo periodo. Un primo intervento è conseguente all'introduzione di coeff. amplificativo che tiene conto dell'utilizzo di un solaio che è in sostanza svuotato del nocciolo (alleggerito) e quindi dotato di inerzia flessionale leggermente inferiore alla sezione massiccia piena (**N.B.: il programma AxisVM tiene conto dell'effettiva inerzia del solaio Cobiax**).

Il secondo intervento tiene conto degli effetti viscosi (cfr. par. 2.7 – Analisi delle frecce nel lungo periodo).

Sarà infine anche necessario verificare che le sollecitazioni flessionali nella zona alleggerita in campata ( $M_{ED+}$ ) allo SLU, conseguenti all'applicazione dei carichi applicati nella condizione più sfavorevole, rientrino nei margini seguenti<sup>5</sup>:

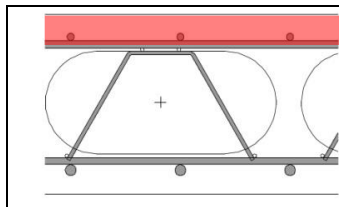
#### - Alleggerimenti di forma toroidale (Tipo Slim Line o Disco cavo)

$$M_{\max CB} = \beta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot S_{\sup} \cdot (h - \kappa \cdot S_{\sup}) + \alpha'_s \cdot f_{yd} \cdot A'_s (h - c')$$

Ove il pedice CB sta per Cobiax

In maniera cautelativa il contributo dell'armatura in zona compressa può essere trascurato (in genere non superiore al 15% del momento limite totale).

Tale equazione, ricavata imponendo l'asse neutro agli SLU pari alla cappa superiore del solaio, non rappresenta il momento resistente della sezione studiata ma il momento limite di applicabilità delle basi teoriche e normative della sezione rettangolare piena (parabola-rettangolo, stress-block).



Nel caso di alleggerimento di tipo toroidale la zona compressa non dovrà intercettare l'alleggerimento rimanendo confinata nella cappa superiore  $S_{\sup}$ .  
Nell'equazione si assume, a favore di sicurezza, come armatura superiore  $A'_s$  quella di base utilizzata in campata.  
 $\alpha'_s$  è il coefficiente di sfruttamento dell'armatura

Per valori del Momento  $M_{ED}$  inferiori a quelli indicati ( $M_{ED} < M_{\max CB}$ ) non si riscontrano scostamenti dal comportamento flessionale di una sezione massiccia di pari spessore, giungendo così allo stesso quantitativo di armatura dedotta dalla omologa sezione massiccia.

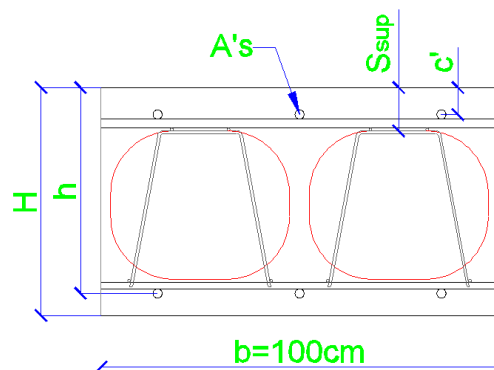
Per quanto concerne le disposizioni di armatura derivanti dalla fase di post-processing sulle base delle sollecitazioni di calcolo inferiori a quelle limite indicate in precedenza, esse possono essere dunque assunte senza ulteriori accorgimenti correttivi se e solo se l'asse neutro non interseca le cavità; da qui l'assunzione della sezione rettangolare semplice quale sezione di riferimento per il calcolo delle armature allo SLU per il solaio alleggerito.

<sup>5</sup> Solo nelle zone in cui sono presenti i corpi di alleggerimento; nell'intorno degli appoggi, per ragioni di resistenza a taglio, gli alleggerimenti non sono presenti

Il solaio in oggetto è stato alleggerito con elementi tipo S-180/315  
Nelle ipotesi di

spessore solaio  $H=30\text{cm}$ ,  
altezza statica  $h=26,3\text{cm}$ ,  
 $f_{cd}=15,87\text{N/mm}^2$ ,  
cappa superiore  $S_{sup}=66\text{mm}$ ,  
quota armatura superiore  $c'=40\text{mm}$   
fattore di riempimento  $\beta=0,800$   
profondità zona compressa  $\kappa=0,400$   
coeff. di sfruttamento  $\alpha's=0,595$

si ottiene un momento limite  $M_{maxCB}$  agli SLU



$$M_{maxCB} = 227,06\text{kNm/m} > M_{ED} = 82\text{kNm/m}$$

Ovunque maggiore in campata a quello di calcolo!

Ai fini del calcolo è dunque possibile considerare la sezione come rettangolare piena

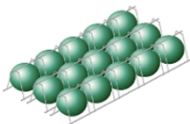
Sottoporremo infine lo stato limite relativo al taglio alla verifica della resistenza limite che caratterizza la sezione dotata di alleggerimenti ricavando il valore della percentuale residua di resistenza a taglio rapportata a quella massiccia di medesimo spessore. Mediante calcolo opportuno riusciremo quindi a rappresentare in diagramma tutti gli elementi finiti che superano tale valore. Conseguentemente si rende necessario l'eliminazione dei corpi alleggerenti da tali zone ripristinando il valore della resistenza piena della sezione massiccia. Laddove tali sollecitazioni superano pure la resistenza limite  $V_{Rcd}$  del cls privo di specifica armatura a taglio, dovrà essere eseguito uno specifico calcolo a taglio-punzonamento a partire dal diagramma delle reazioni di appoggio risultanti dal calcolo FEM in condizioni di SLU.

A tal proposito si consultino i paragrafi **2.12 -2.13** e **2.14** della presente relazione.

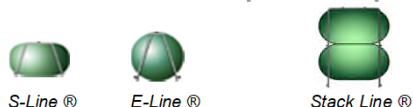
## **2.2. Parametri generali per la soletta alleggerita**

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

- Scheda delle caratteristiche prestazionali per la tipologia di soletta proposta
- Sezioni tipologiche dell'impalcato



## Dimensionamento dei solai COBIAX<sup>®</sup> Determinazione dei parametri principali



Gabbie di Aliegrimento tipo   
Tipologia in opera

[Scarica il Manuale Tecnico Cobix 2014](#)

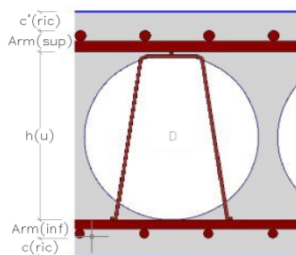
(Soluzione a completo getto in opera)

H(solaio) =  cm  
c(calc, medio) =  "  
h =  "

D(elem.) = 315 mm  
passo i(trasv.) = 35 "  
passo j(longit.) = 35 "

B(gabbia) = 245 cm  
Nr. elem./mq = 8,16

PP(solaio) =  kN/m<sup>2</sup>



OK  
OK

### Piano Terra

Classe di ambiente (EN206 - prEN)  
CAT. Ambiente  ordinarie  
Asciutto o permanentem. bagnato

Classe REI [min]

(\*)  
Cappa S<sub>sup</sub> = 66 mm Ricoprimento alleggerimento  
h A's = 40 mm Quota Arm. Sup. da estrad.  
c', ric (Sup.) =  (Ricoprimento ferro sup.)  
Arm(sup) =  (Somma ϕ ferri sup.)  
h(u) = 195 mm (h gabbia alleggerim.)  
Arm(inf) =  (Somma ϕ ferri inf.)  
c, ric (Inf.) =  (Ricoprimento ferro inf.)  
OK

H, solaio (min) =   
c, calc-med (min) =

(\*\*) Sezione da utilizzare solo se necessario  
passo i(trasv.) IMPOSTO =  OK  
passo j(longit.) IMPOSTO =  OK

Vol.vuoti (teor.)/mq = 0,0929 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>  
Vol.cls (teor.)/mq = 0,2071 "  
Riduzione di peso = 232 kg/m<sup>2</sup>  
Riduz. J(CB)/J(M) =  91,4%  
Resist. Taglio Residua =  55,0%

(\*) Si fa riferimento al certif. MFPA - Cobix, nonché alla tab. 5.1 del D.M. 16/02/07

(\*\*) La modifica dei passi degli elementi può essere eseguita solo previa autorizzazione di Cobix Italia Srl

## Calcolo della capacità portante a taglio (secondo EN 1992-1-2 : 2004)

Altezza statica Arm. Sup. d' = 25,6 cm  
k = 1,884

Classe del CLS   
OK

Classe di Consistenza

As(min) = 4,09 cm<sup>2</sup>/m

Diametro ϕ =  mm  
passo =  cm

As(disp.) = 5,65 cm<sup>2</sup>/m  
c' = 44 mm

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$$

γ<sub>c</sub> =

### Piano Terra

(altezza utile media di calcolo)  
(parametro altezza per calcolo SL)

Prescrizioni relative al calcestruzzo  
a/c Max 0,60  
Cont. Cem. min. 280 kg/m<sup>3</sup>  
Dmax(inerte) 16 mm

(armatura minima per ciascuna direzione)

$$\rho_{min} = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,0013 \quad (b=100cm)$$

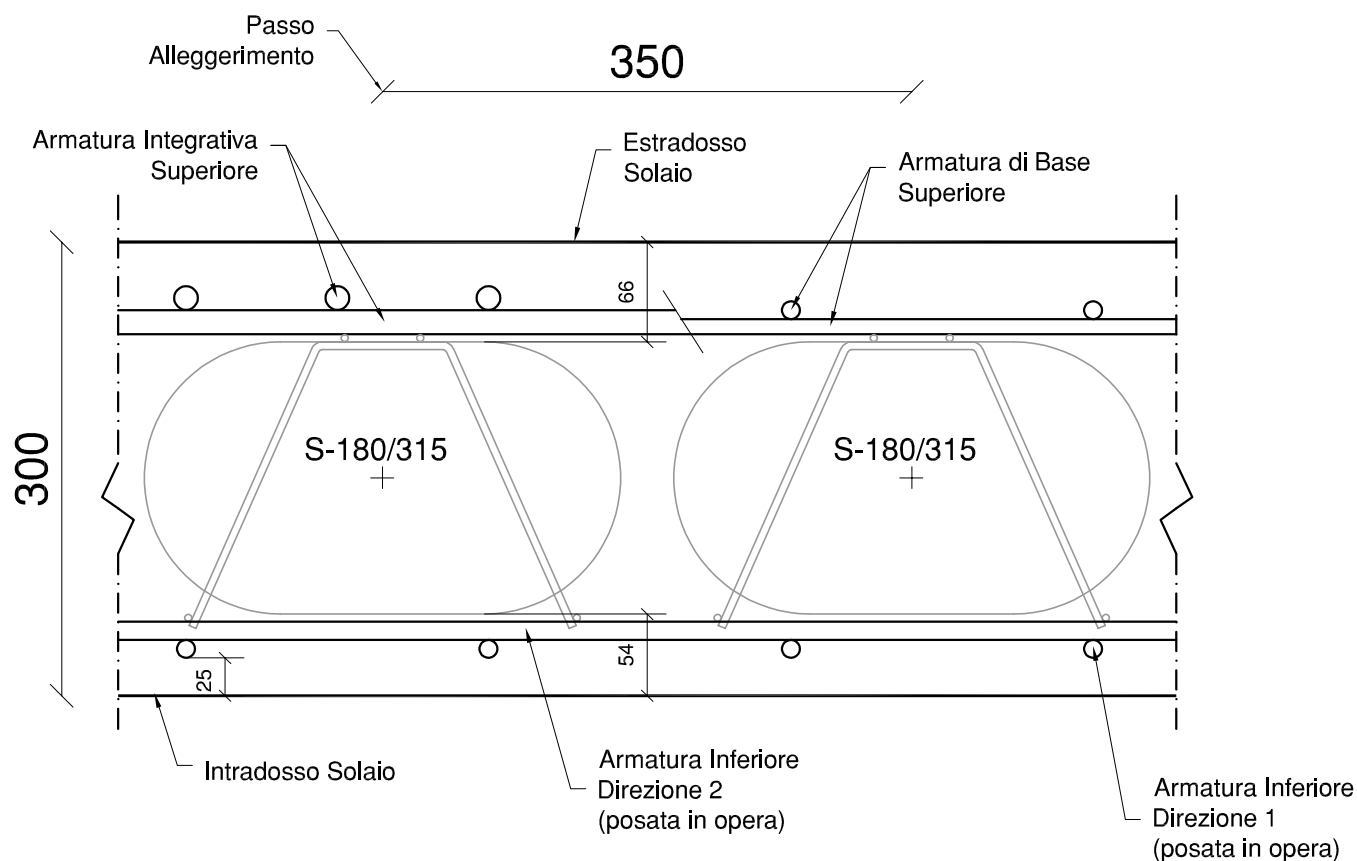
Grado di arm. min. disposta = 0,00221 (ρ<sub>min</sub>) OK

v<sub>min</sub> (EN 1992-1-1:05) = 0,48 N/mm<sup>2</sup>  
v<sub>Rd,c</sub> (EN 1992-1-1:05) = 0,415 N/mm<sup>2</sup>  
v<sub>Rd,c</sub> (CB) = 0,228 N/mm<sup>2</sup> (Residua CB)

v<sub>Rd,c</sub> (CB) = v<sub>Rd,c</sub> (CB) x d =  kN/m (Resid.su d)  
v<sub>Rd,c</sub> (MD) = MAX( v<sub>Rd,c</sub> (MD) ) x d =  kN/m (Resid.su d)

# SEZIONE LONGITUDINALE TIPO

## CBCM S-LINE 180/315



Vol. Vuoti = 0,093 mc/mq

Riduz. Peso = ca. 232 kg/mq ( $\gamma=25,0\text{kN/mq}$ )

**cobix<sup>®</sup>**

Cobix Italia S.r.l.

Via Leone Pancaldo, 68  
I-37138 Verona  
[www.cobix.it](http://www.cobix.it)

TEL. 045/8510020  
FAX 045/8518751  
[studio@cobix.it](mailto:studio@cobix.it)

## **2.3. Dati di input**

A seguire viene allegato:

- Dati di input FEM in formato tabellare:
  - coefficienti di sicurezza dei carichi agli SLU e di partecipazione dei sovraccarichi variabili agli SLE
  - tipologia di cls utilizzato per il solaio

## Gruppi di carico (NTC (Italiane))

	<i>Gruppo</i>	<i>Tipo</i>	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	$\xi$	$\gamma$	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$	<i>Additivo</i>
1	PERM1	Permanente	1,300	1,000						✓
2	cat. C interni	accidentale				1,500	0,700	0,700	0,600	–
3	Scale Cat C2	accidentale				1,500	0,700	0,700	0,600	–

**Gruppo:** Gruppo di carico;  $\gamma_{G,sup}$ ,  $\gamma_{G,inf}$ ,  $\xi$ ,  $\gamma$ ;  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$ ,  $\Psi_2$ : Coefficiente Psi; **Additivo:** Casi simultanei di carico;

## Materiali

	<i>Nome</i>	<i>Tipo</i>	$E_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\nu$	$\alpha_T$ [1/°C]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$P_1$	$P_2$
1	C28/35	Calcestruzzo	32308	32308	0,20	1E-5	2500	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 28,00	$\gamma_c$ = 1,500

**Nome:** Nome materiale; **Tipo:** Tipo di materiale;  **$E_x$ :** Modulo di elasticità di Young in direzione x locale;  **$E_y$ :** Modulo di elasticità di Young in direzione y locale;  **$\nu$ :** Coefficiente di Poisson;

**$\alpha_T$ :** Coefficiente espansione termica;  **$\rho$ :** Densità;  **$P_1$ ,  $P_2$ :** Parametro di progetto;



## **2.4. Grafici relativi ai dati di input**

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

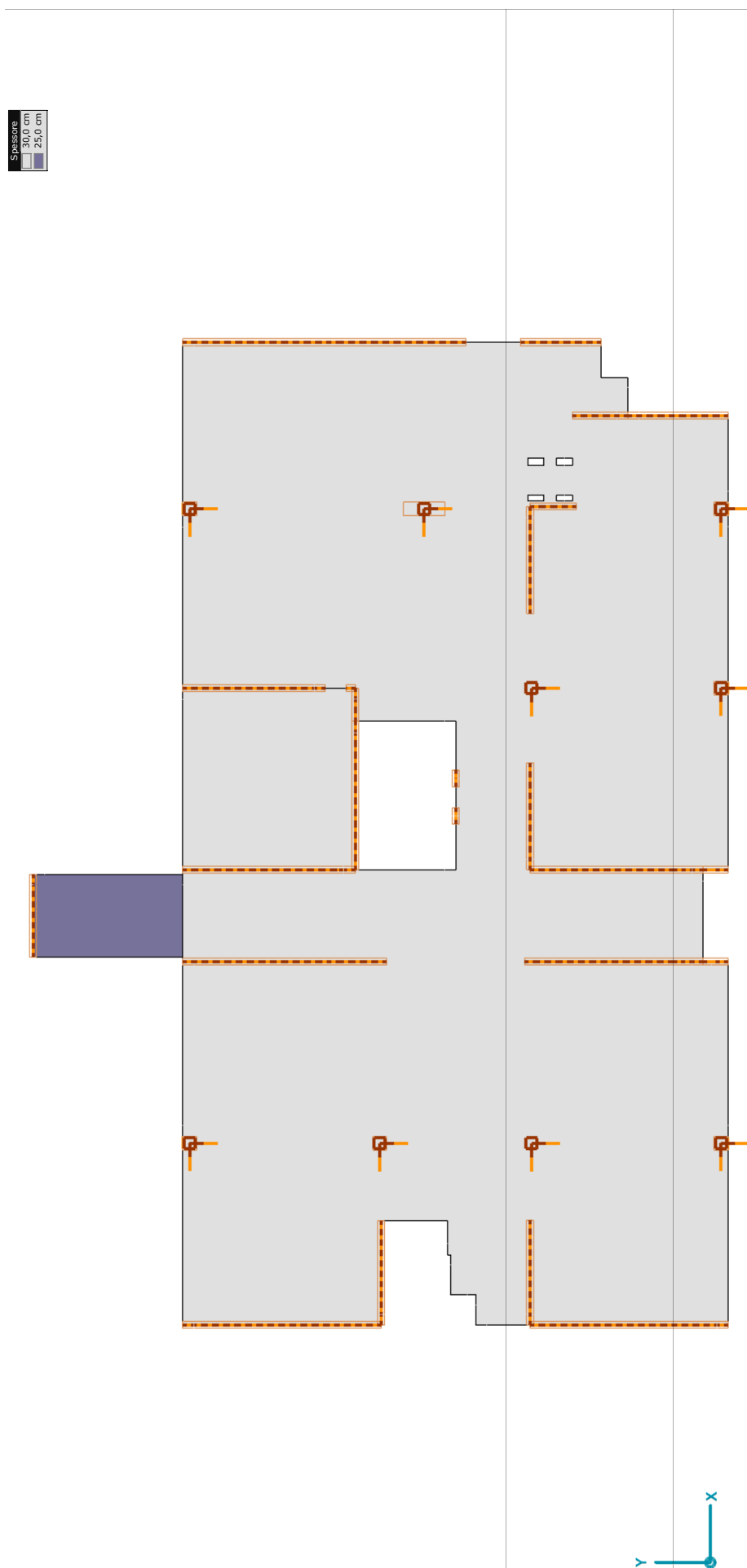
- Rappresentazione grafica del sistema vincolare (pilastri, muri, travi);
- Rappresentazione grafica dei sovraccarichi permanenti  $G_2$  e variabili  $Q$

# Liceo Corradini a Thiene (VI)

COBIAX ENGINEERING

Modello: **9509 - Piano Terra.axs**

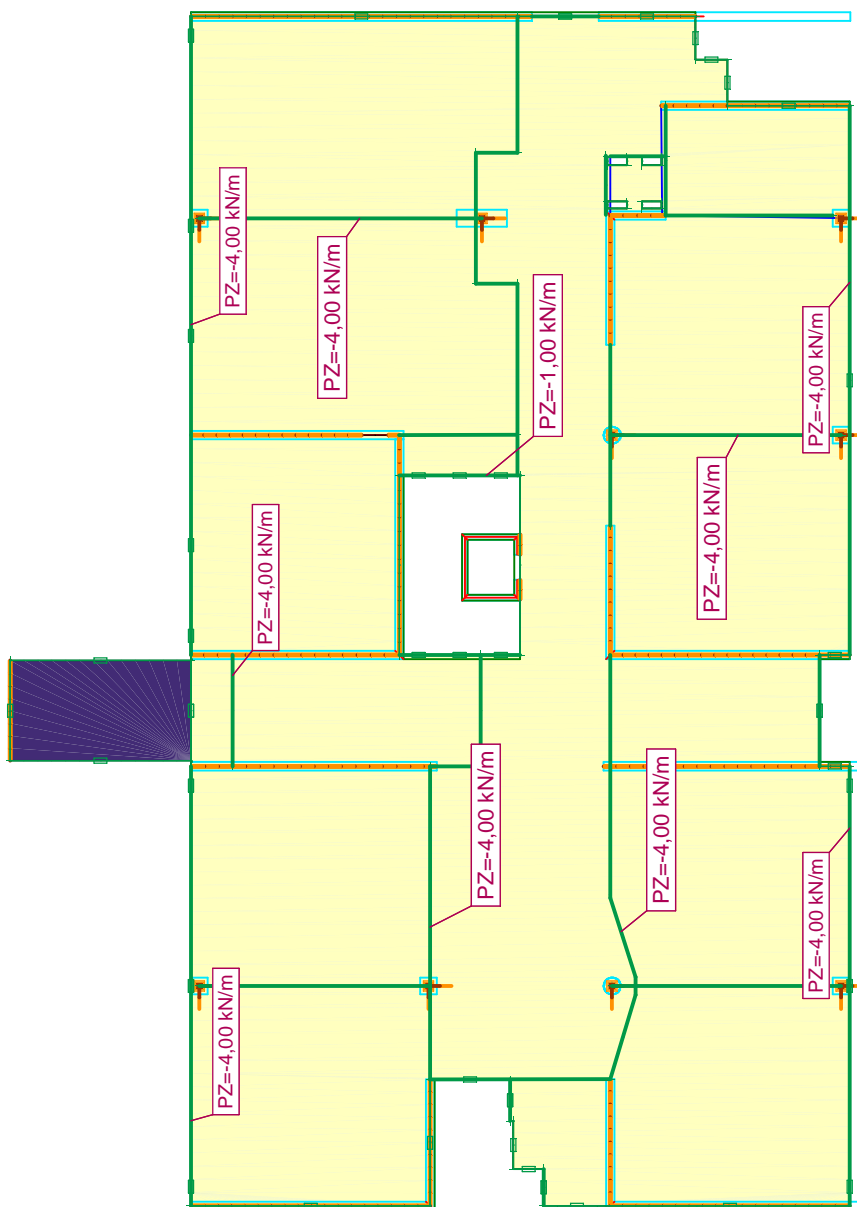
23/10/2018

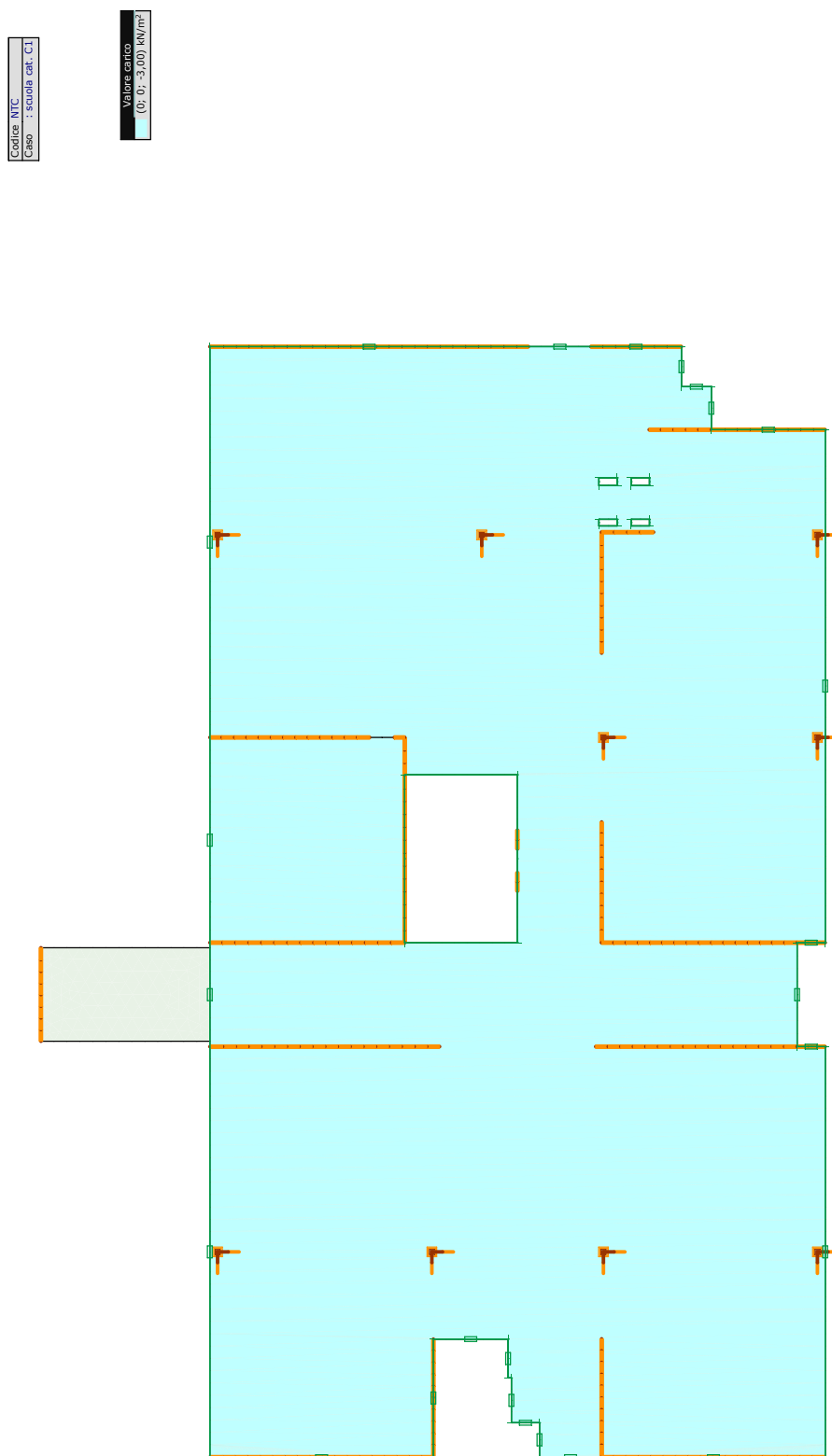


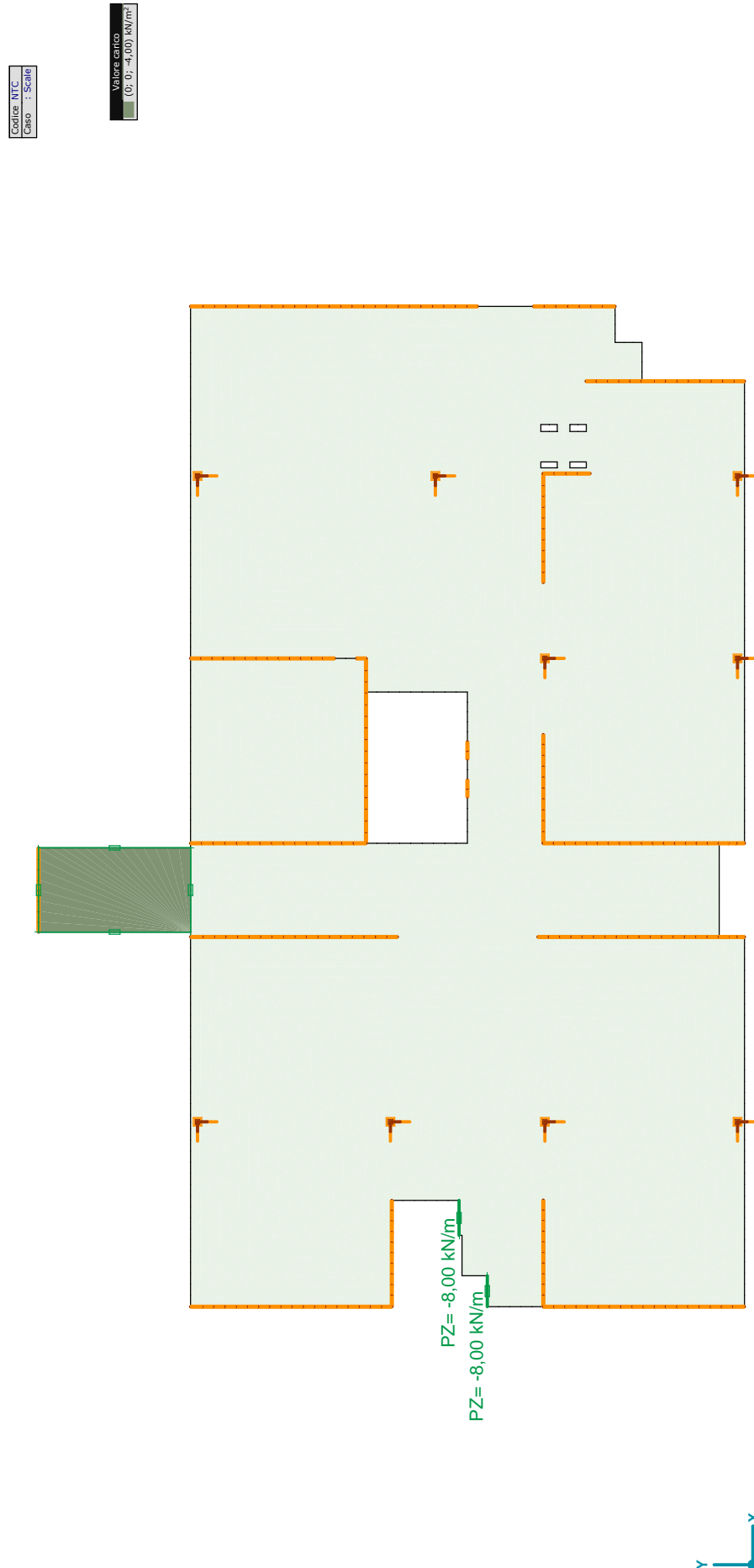
Schema

Codice NTC:  
Caso: 1 carico permanente c.d.

Valore carico  
(0; 0; -3,30) kN/m<sup>2</sup>  
(0; 0; -1,40) kN/m<sup>2</sup>







Scale, Pianta

## 2.5. Mesh design ed elementi finiti

**La densità della mesh dipende dalla complessità della geometria del solaio e della distribuzione degli sforzi.**

In presenza di **elevati gradienti** di sforzo (tipicamente appoggi e carichi puntuali o di linea) è consigliabile l'utilizzo di una discretizzazione di densità maggiore.

Una mesh con elementi di dimensioni troppo grandi potrà permettere di valutare correttamente solo le frecce e dare un'idea dell'armatura d'intradosso del solaio ma non potrà mai far apprezzare correttamente i valori dei momenti e dunque delle armature sugli appoggi.

Gli elementi di superficie dovranno risultare il più regolari possibile (non apparire deformati) e con angoli non troppo acuti od ottusi.

La forma ideale di un elemento triangolare è il triangolo equilatero; la forma ideale per un elemento quadrangolare è il quadrato.

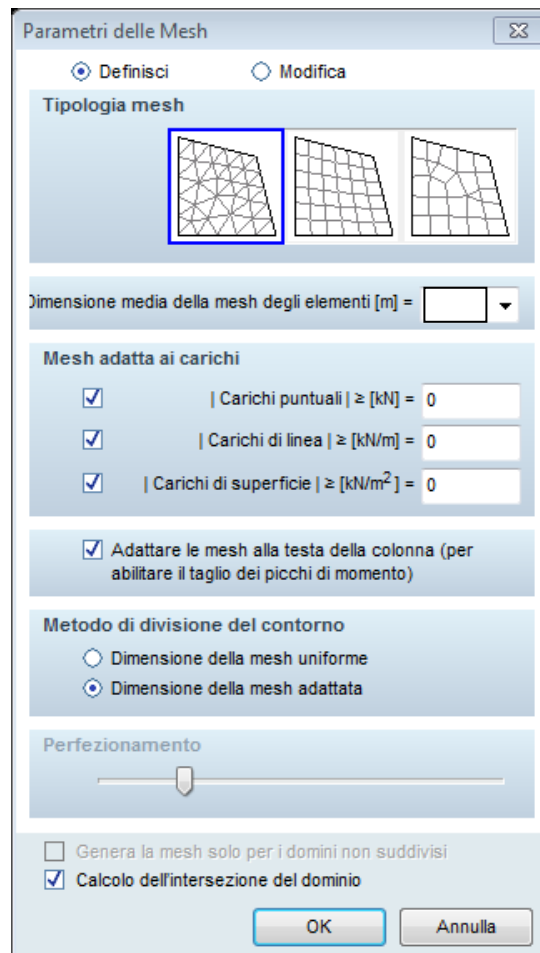
**Il programma AxisVM dispone di elementi bidimensionali triangolari a sei nodi, quadrilateri a otto/nove nodi o elementi misti.**

Gli elementi bidimensionali sono piani e hanno spessore costante.

*La scelta del tipo di elementi finiti, così come la loro densità, è dettata sempre dalla complessità della geometria del solaio.*

*Gli elementi triangolari si adattano meglio alle geometrie complesse.*

AxisVM avvisa della presenza di elementi fortemente distorti (matrice delle rigidezze non più definita positiva e quindi matematicamente non accettabile).



Queste considerazioni hanno carattere generale ma acquistano notevole importanza nelle zone a alto gradiente di sforzo dove è auspicabile limitare al massimo elementi distorti che danno vita a risultati forvianti.

Il programma AxisVM consente il **taglio del picco dei momenti**; per fare questo la mesh deve essere regolata correttamente secondo le teste delle colonne. Attivando questa opzione si adatta automaticamente la mesh in base alla geometria della sezione trasversale degli appoggi.

Qui di seguito viene allegato:

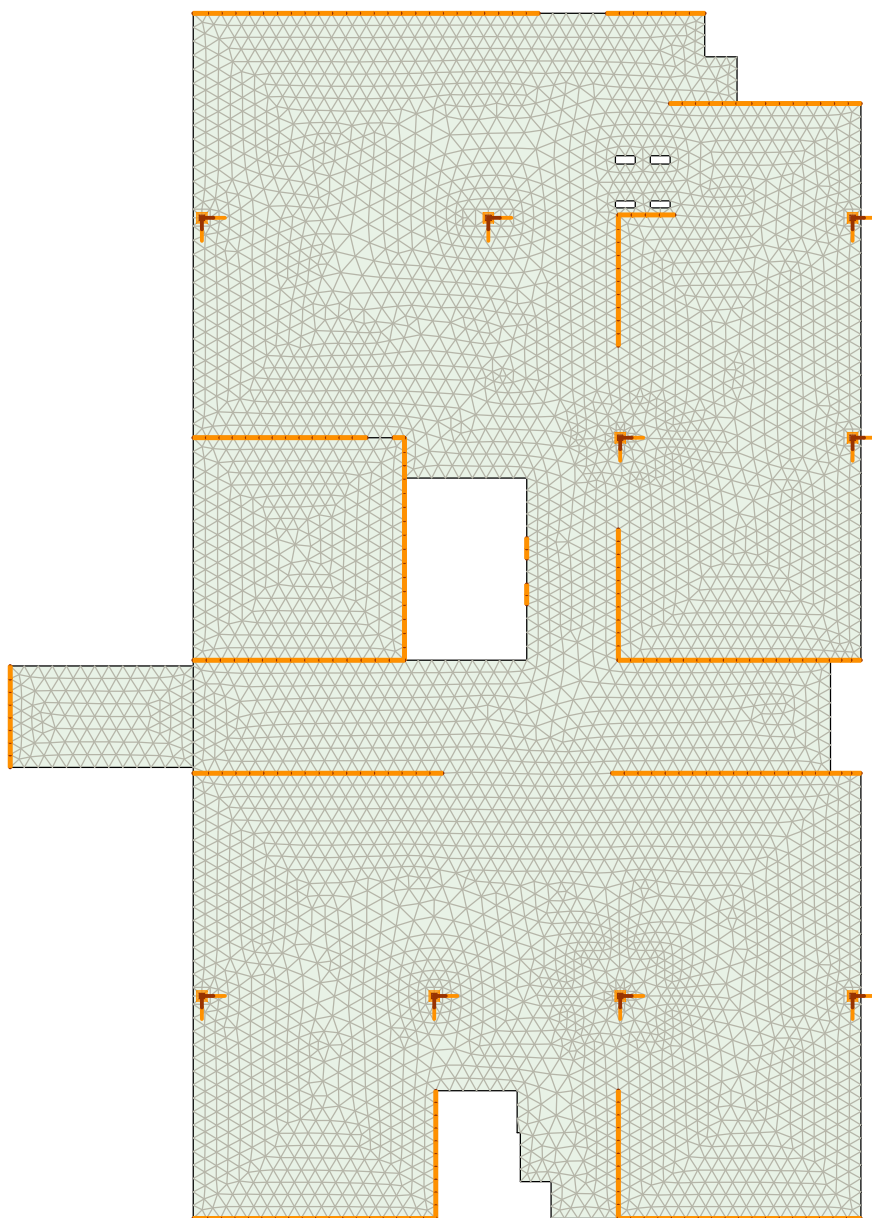
- Immagine degli **elementi di superficie** generati (**Mesh**).

## Liceo Corradini a Thiene (VI)

COBIAX ENGINEERING

Modello: **9509 - Piano Terra.axs**

23/10/2018



Mesh

## 2.6. Diagramma delle frecce istantanee ( $t = 0$ )

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

- Grafico della **deformazione istantanea** con tutti i carichi in condizioni **SLE-Quasi permanenti**
- Grafico della **deformazione istantanea** dovuta al solo **Peso Proprio** del solaio

## 2.7. Analisi delle frecce nel lungo periodo ( $t = \infty$ )

Il soddisfacimento dello Stato Limite di Deformazione è basato sulla necessità che la deformazione del solaio sia tale da non comprometterne la funzionalità e l'aspetto estetico. Adeguati valori limite della deformazione devono tenere conto della natura delle finiture, dei tramezzi nonché della funzione della struttura (destinazione d'uso).

In pratica le limitazioni non riguardano direttamente le frecce, bensì il rapporto freccia/luce =  $f/L$ . Infatti gli elementi fragili che possono essere posizionati sopra o sotto il solaio sono in genere sensibili alle distorsioni angolari, di cui una misura significativa è appunto il rapporto  $f/L$ .

Fermo restando che i limiti accettati di  $f/L$  vanno concordati con il committente, indicazioni di massima per elementi in c.a. sono le seguenti:

- per garantire l'aspetto e la fruibilità in condizioni standard, per i carichi quasi permanenti è necessario che  $f/L$  sia inferiore ad  $1/250$ ;

- nel caso in cui siano temuti danni a tramezzi, finiture o infissi, è necessario limitare  $f_{\infty}/L$  a tempo infinito per i carichi quasi permanenti depurati della componente del Peso Proprio del solaio ad **1/500**.

In alcuni casi la limitazione delle frecce può essere fatta in modo implicito limitando il rapporto luce/altezza dell'elemento strutturale, ma in generale si deve procedere al calcolo dello spostamento verificandone la compatibilità con le limitazioni che ne garantiscono la funzionalità.

La freccia  $f$  di cui bisogna tenere conto è quella a tempo infinito  $f_{\infty}$ . A fronte delle caratteristiche viscosi del materiale, che nel lungo periodo si "rilassa" in funzione delle condizioni idrometriche di utilizzo (convenzionalmente per ambienti interni pari a R.H.=55% e per ambienti esterni pari a R.H.=75%) ed ovviamente del tempo  $t$  e del momento di applicazione dei carichi  $t_0$  (tempo in cui avviene lo scasso e spuntello completo del solaio), il valore della freccia risultante nel lungo periodo  $f_{\infty}$  si calcola amplificando il valore di calcolo istantaneo  $f_0$  (per  $t=0$ ) utilizzando un modulo di elasticità efficace, pari al modulo elastico a tempo 0 diviso per  $(1+\phi_0)$ , dove  $\phi_0$  è il coefficiente di viscosità lineare a tempo infinito;

$$E_{c,eff} = \frac{E_{c,0}}{(1+\phi_0)} \quad [EC2 - 3.1.4]$$

Nel caso in esame, con la classe di resistenza di cls utilizzata e nell'ipotesi di umidità relativa R.H. del **55%**, si ottiene un coefficiente di viscosità a tempo infinito pari a  $\phi_0 = 2,07$ .

Per quanto concerne le caratteristiche inerziali delle solette Cobiax® bisogna rifarsi alla riduzione di inerzia della sezione piena dovuta al contributo inesistente delle posizioni occupate dalle cavità di alleggerimento nelle posizioni di massimo vuoto.

Nel caso in esame la soletta alleggerita ha un'inerzia equivalente pari a **0,91** volte quella di una soletta piena dello stesso spessore.



Con tale inerzia si ottiene una freccia istantanea massima  $f_0$  in condizioni quasi permanenti di 7,3 mm misurata in campata che porta ad avere una freccia a tempo infinito  $f_\infty$  depurata del peso proprio del solaio di 18,8 mm, ovvero  $L/540$ , considerando una luce di 10,16m. Tale escursione risulta essere minore di  $L/500$  richiesta dalla destinazione d'uso.

Qualora la freccia del solaio così calcolata fosse tale da compromettere tramezze o infissi si può pensare di depurare dalla freccia a tempo infinito  $f_\infty$  la freccia effettiva  $f_t$  che si ha al momento della loro realizzazione, secondo la seguente espressione

$$f_t = f_0 \cdot (1 + \phi_0 \cdot \beta(t - t_0)) \quad [\text{EC2} - \text{Appendice B.1}]$$

Di seguito una serie di **prescrizioni atte a garantire l'estetica e funzionalità del solaio**, nonché l'integrità delle tramezzature e degli infissi:

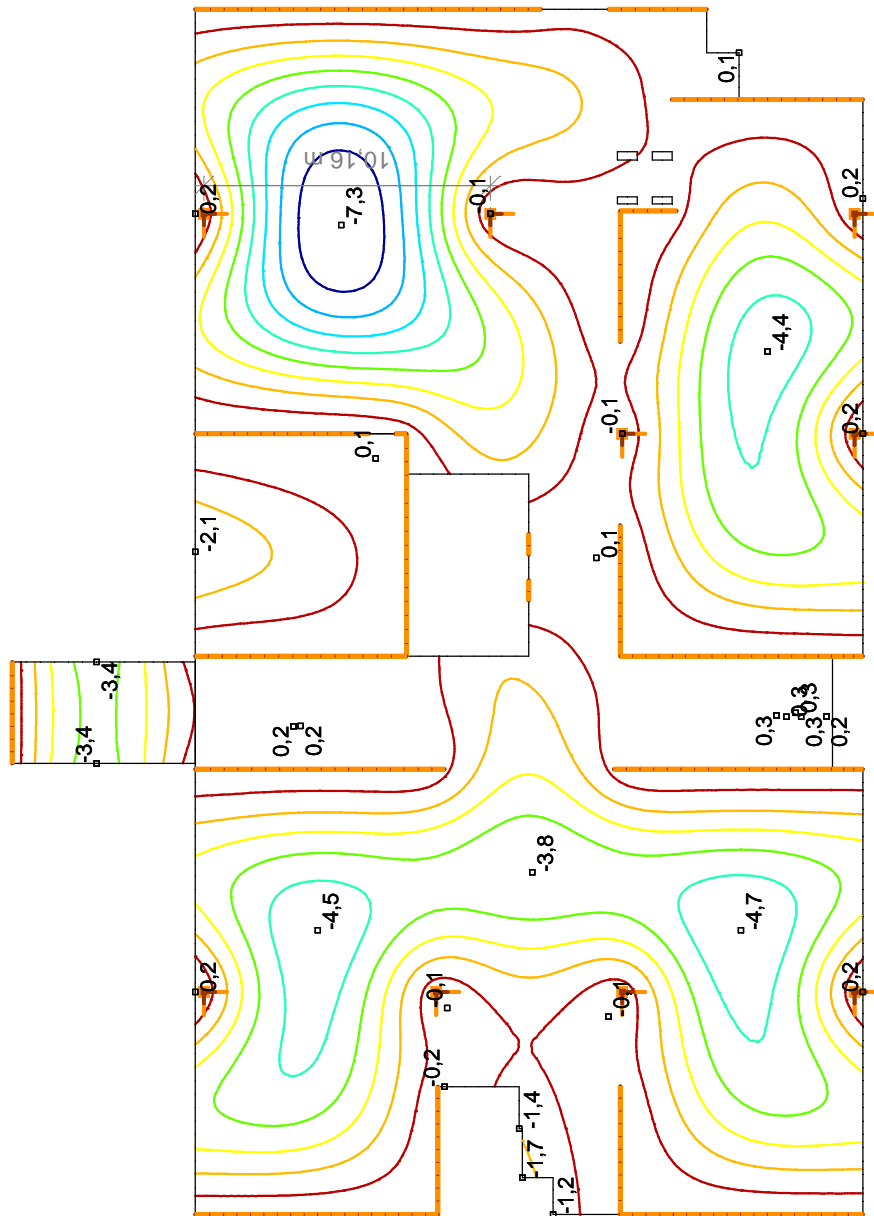
- Tempo di disarmo del solaio: 45gg  
Solitamente i solai si possono scassare già dopo una settimana dal getto mantenendolo però puntellato in campata e lungo i perimetri per almeno 28gg. Negli edifici multipiano, durante le fasi di getto e maturazione, ogni solaio dovrà essere sostenuto da almeno due solai sottostanti di contrasto che dovranno rimanere puntellati per tutto il periodo.
- Tempo di realizzazione delle tramezze e degli infissi a partire dal momento del disarmo del solaio: immediato
- Qualora si vogliano anticipare i tempi di realizzazione delle tramezze rispetto a quelli indicati al punto precedente occorre **isolare le tramezze dal solaio e dal soffitto con uno strato deformabile di 1cm di materiale resiliente** come feltro di fibre vegetali o elastomero poliuretano.



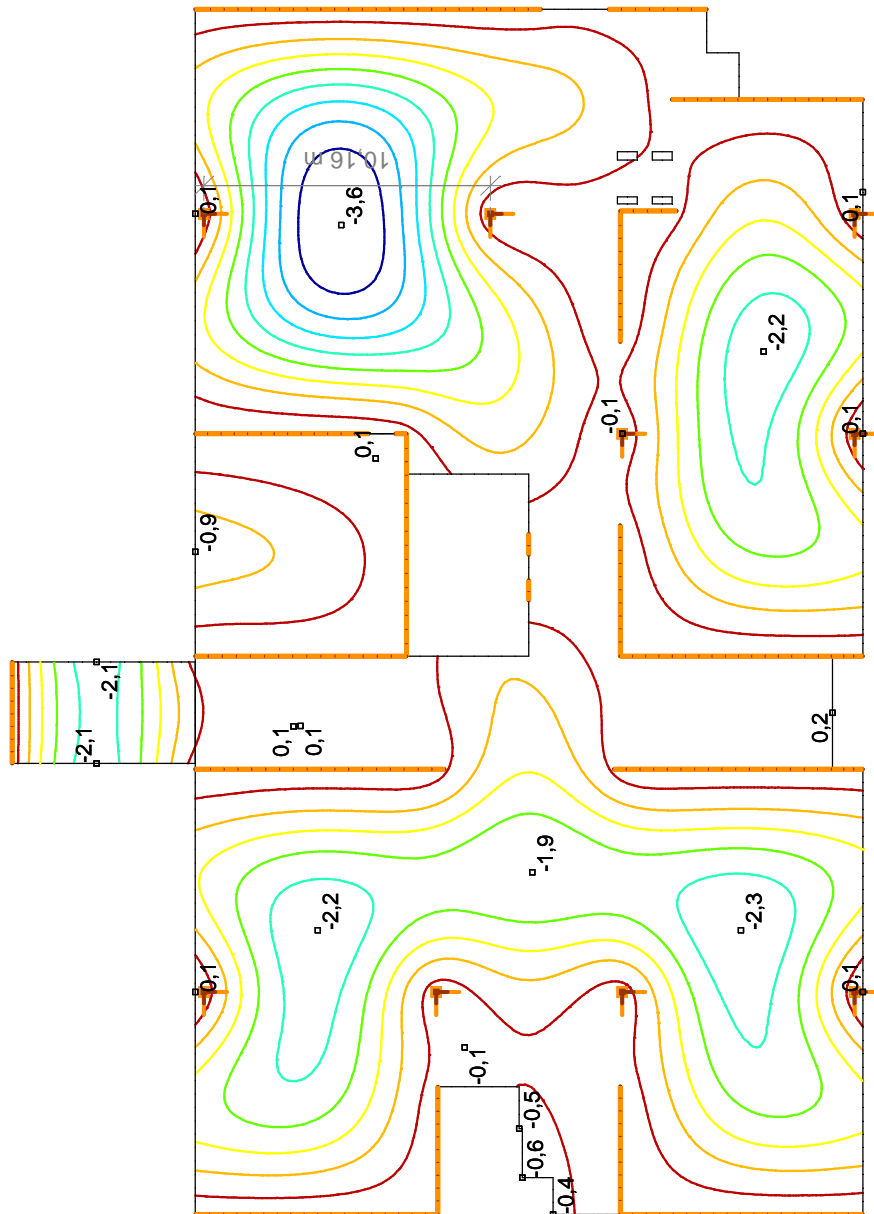
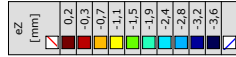
Si allega a tal proposito:

- Tabella dell'elaborazione delle frecce con escursione finale e verifica delle deformazioni

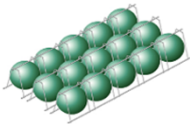
Analisi lineare	
Codice	NTC
Caso	: Min. Critico
Tipo	: (SLE Quasi(permanente))
E (P)	: 2,34E-11
E (W)	: 2,34E-11
E (Eq)	: 2,64E-12
Comp.	: eZ (mm)



Analisi lineare	
Codice	NTC
Caso	: peso proprio
E (P)	: 2,34E-11
E (W)	: 2,34E-11
E (Eq)	: 2,64E-12
Comp.	: eZ [mm]



[I], Lineare, peso proprio, eZ [mm], Isolinee, Pianta



Verifica della freccia di inflessione  
e della frequenza propria del solaio

**Piano Terra**

Cemento  (UNI EN 197-1)

Umidità RH=

t<sub>0</sub>=

h<sub>0</sub>=2Ac/u= 300,0mm

φ<sub>RH</sub>= 1,66

β(fcm)= 2,80

β(t<sub>0</sub>)= 0,45

β<sub>H</sub>= 696,76

φ<sub>0</sub>= 2,07

$$\frac{E_{c0}}{E_{c,eff}} = 1 + \phi(\alpha, t_{28})$$

EC Appendice B  
punto 1 Formula B.2

CAT. Destinazione d'uso

Cat.C - Ambienti suscettibili di affollamento

coeff. di partic. breve periodo ψ(1) = 0,7

coeff. di partic. per Lungo per. ψ(2) = 0,6

Sovracc.var. partecip.nel breve periodo = 2,10 kN/mq

Sovracc.var. partecip.nel lungo periodo = 1,80 kN/mq

f<sub>∞</sub>/f<sub>ist</sub>= 1 + φ<sub>0</sub>=

coeff. Infless. Amm. (Istant.) = L /

coeff. Infless. Amm. (LP) = L /

Note:

Verifica in zona

Luce di calcolo L=  mt

Freccia istant.ammessa 10,2 mm

Freccia Lungo Per.(amm) 20,3 "

Rapporto luce/spessore solaio

L/H= 33,87 verificare freccia!

Riduz. Jxy (Stato I) = 0,914 (vedi sopra)

Posizione freccia

Freccia massima di servizio (SLE Q-Permanente)

**OK** L / 454

Freccia istantanea (SLE- Frequente)

Freq. min. ammessa 5,00 Hz

(Si attiva nel mom. dello scassero)

**OK** L / 2746

**OK** L / 540

(Da eseguirsi in opera al momento dell'armo dei casseri)

Freccia max. Istant. CB (st.I) =  mm

Freccia Lungo Periodo(calc.) 22,4 "

Freccia max. Istant. (Freq.) =  mm

$$v = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta}} = 5,8 \text{ Hz}$$

Freccia solo PP (CB - st.I) =  mm

Escurs. Istantanea (CB) = 3,7 "

Escurs. Lungo Per.(CB) = 18,8 "

Contromonta imposta cf =  mm

Freccia al tempo t=0 -21,4 mm

Freccia al tempo t=inf. -2,6 "

L / 475

L / 3904

## 2.8. Verifica delle vibrazioni

Le vibrazioni sotto carico devono essere contenute in modo tale da non creare disagio agli occupanti o da limitare la funzionalità degli elementi strutturali.

Le NTC 18 al punto 4.1.2.2.3 si limitano a dire che è **necessario effettuare questa verifica per assicurare accettabili livelli di benessere, prevenire danni agli elementi strutturali e non pregiudicare il funzionamento di apparecchiature.**

L'Eurocodice 2 (punto 7.1) dice espressamente che le vibrazioni possono essere importanti ma non sono considerate nella norma.

L'Eurocodice 3 anni '90 (punto 4.3) fornisce criteri di validità generale:

prescrive che **nei solai abitualmente frequentati da persone (abitazioni, uffici, ecc.) la frequenza fondamentale del solaio non deve essere inferiore ai 3 cicli/s; nel caso di pavimenti su cui si balla o salta in modo ritmico (palestre, sale da ballo) la frequenza fondamentale del solaio non deve essere inferiore ai 5 cicli/s.**

La relazione tra frequenza fondamentale  $\nu$  e freccia  $\delta$  provocata da carichi frequenti può essere ricavata tenendo conto che

$$\nu = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{con } m \text{ massa e } k = \frac{F}{\delta} = \frac{mg}{\delta} \text{ rigidità del solaio}$$

In questo modo si lega la frequenza propria del solaio alla freccia in condizioni di carico frequenti secondo l'espressione seguente

$$\nu = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta}}$$

Nel caso in esame la freccia in condizioni frequenti  $\delta$  risulta essere di **7,5** mm che porta ad avere una frequenza fondamentale del solaio pari a

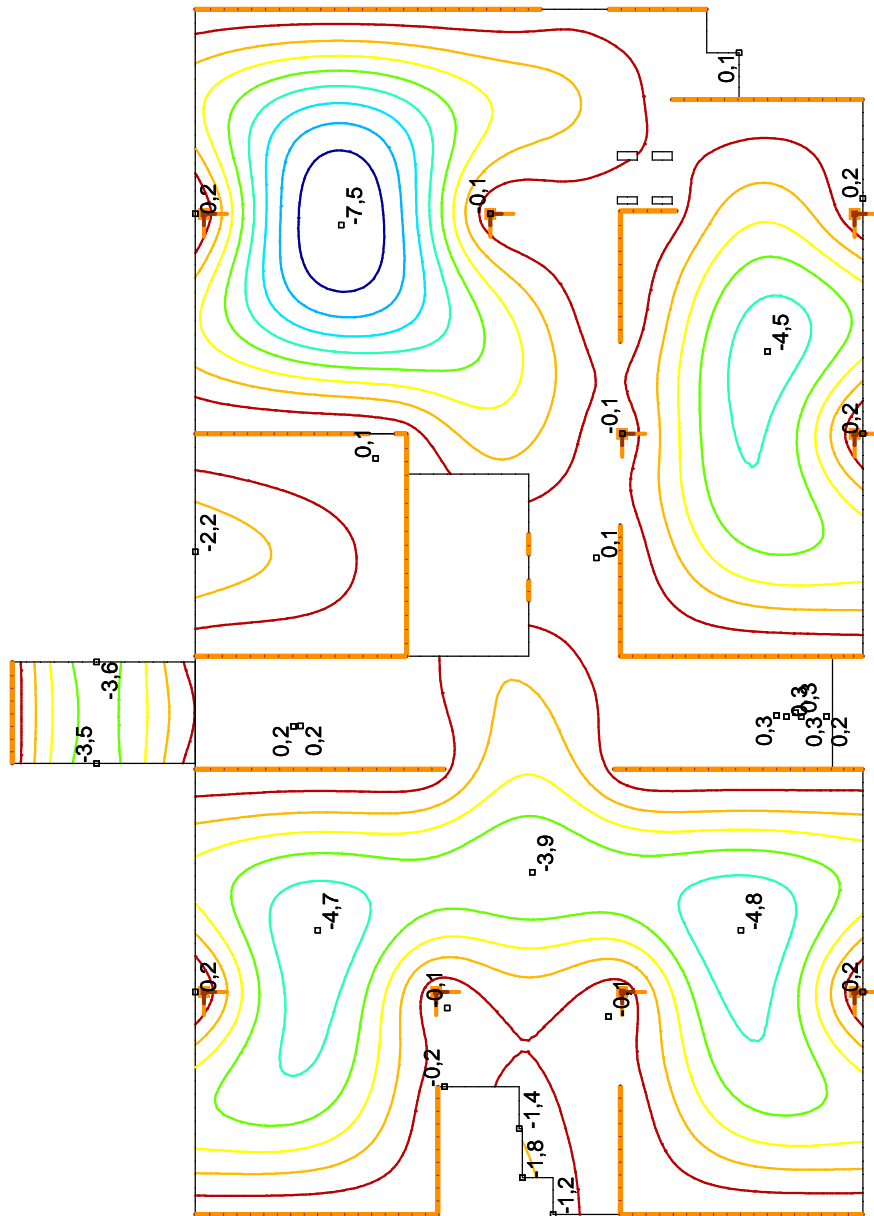
$$\nu = 5,8 \text{ Hz} \geq 5,0 \text{ Hz, ovvero la frequenza minima raccomandata per la destinazione d'uso}$$

Si allega di seguito:

- Immagine delle **frecce istantanee** agli **SLE - Frequenti**

Analisi lineare	
Codice NTC	
Caso	: Min. Critico
Tipo	: (SLE Frequente)
E (P)	: 2.34E-11
E (W)	: 2.34E-11
E (eq)	: 2.64E-12
Comp.	: eZ [mm]

eZ [mm]
0,3
-0,6
-1,5
-2,3
-3,2
-4,1
-4,9
-5,8
-6,7
-7,5



[I], Lineare, (SLE Frequente) Min. Critico, eZ [mm], Isolinee, Pianta

## 2.9. Momenti Flettenti negativi di calcolo e armature inferiori

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

- Grafico ad isolinee degli involucri dei Momenti flett. Negativi min. (SLU) in direz. x
- Grafico ad isolinee degli involucri dei Momenti flett. Negativi min. (SLU) in direz. y
- Grafico ad isolinee delle arm. inf. di progetto in direzione di armatura x ( $a_{xb}$ )
- Grafico ad isolinee delle arm. inf. di progetto in direzione di armatura y ( $a_{yb}$ )

### Area minima di armatura in zona tesa

Per controllare la fessurazione nelle sezioni dove è presente la trazione indotta da ritiro, da stati coattivi indotti da forze esterne di incastro e stati di costrizione dell'elemento derivanti eventualmente da differenziali termici, analogamente al solaio massiccio, dovrà essere disposta un'armatura minima secondo il punto 7.3.2 di EC2.

Quando la quantità di armatura disposta in una sezione è molto bassa questa si può snervare appena si forma la prima fessura e questo porta a fessure particolarmente ampie. Per evitare questo, occorre disporre un'armatura sufficiente a portare la trazione che prima della fessurazione era sostenuta dal cls, cioè tale che

$$A_s f_{yk} \geq k_c k_{fctm} A_{ct} \quad [\text{EC2 formula 7.1}]$$

Dove  $A_{ct}$  è l'area di cls tesa prima della fessurazione e  $k_c$  un coeff. che tiene conto della distribuzione delle tensioni di trazione ( $k_c=1$  per trazione pura e  $k_c=0,4$  per sezione inflessa rettangolare).

Le NTC18 impongono (punto 4.1.6.1.1) come armatura minima un'espressione che deriva da quella dell'EC2 ponendo  $k_c=0,5$  e ricordando che  $A_{ct}=0,5bd$ , ovvero

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad [4.1.45]$$

Nel caso in esame si è assunta un'armatura effettiva

$$A_{s,eff} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m} \geq A_{s,min} 4,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### NOTE :

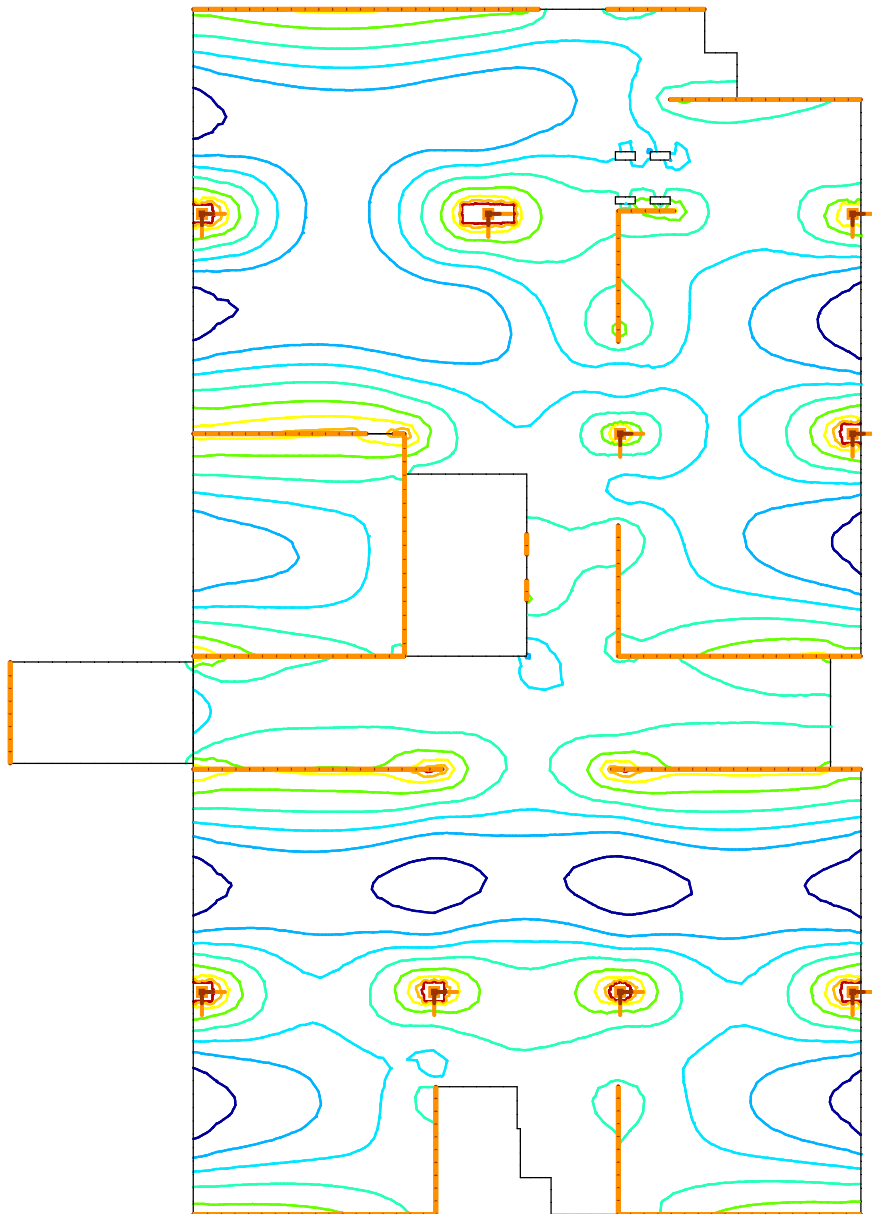
- ATTENZIONE: l'asse Z del programma di calcolo è rivolto verso l'alto, quindi i momenti negativi saranno quelli che tendono le fibre inferiori del solaio; i momenti positivi tenderanno le fibre superiori.
- La combinazione di carico denominata "Tutti gli SLU" è l'involuppo massimo di tutte le combinazioni, sia statiche che sismiche.
- La mappa delle armature parte dal valore dell'armatura minima di base assunta
- Il programma di calcolo, eseguiti gli opportuni involucri delle sollecitazioni derivanti dai momenti flettenti di calcolo  $M_x$ - $M_y$ - $M_{xy}$ , interpretando la teoria dello Stato Limite Ultimo all'EC2 che si basa sull'integrità delle sezioni piane ed assumendo limiti deformativi ultimi di  $\epsilon_{cu}=3,5\%$  per il Cls e di  $\epsilon_{su}=10,0\%$  per l'acciaio, restituisce i quantitativi di armatura necessari per garantire la resistenza delle sezioni allo SLU salvaguardando la condizione di rottura duttile delle stesse (campo deformativo 2b o 3). Le tensioni limite di design sono invece:  
 $\sigma_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$  (per il cls), mentre è  $\sigma_{zd} = f_{yk} / 1,15 \approx 391 \text{ MPa}$ .

Le armature disposte sono tali che ogni punto della superficie (non in media) il quantitativo di armatura richiesta (in termini di  $\text{cm}^2/\text{m}$ ) risulti superiore a quanto richiesto dal programma di calcolo.

In queste ipotesi i momenti sollecitanti  $M_{ED}$  risultano sempre inferiori al momento resistente  $M_{RS}$

Analisi lineare
Codice NTC
Caso : Min. Critico
Tipo : (Tutti gli SLU)
E (P) : 2,34E-11
E (W) : 2,34E-11
E (Eq) : 2,64E-12
Comp. : mx [kNm/m]

mx
[kNm/m]
110
89
69
49
28
8
-12
-33
-53
-74

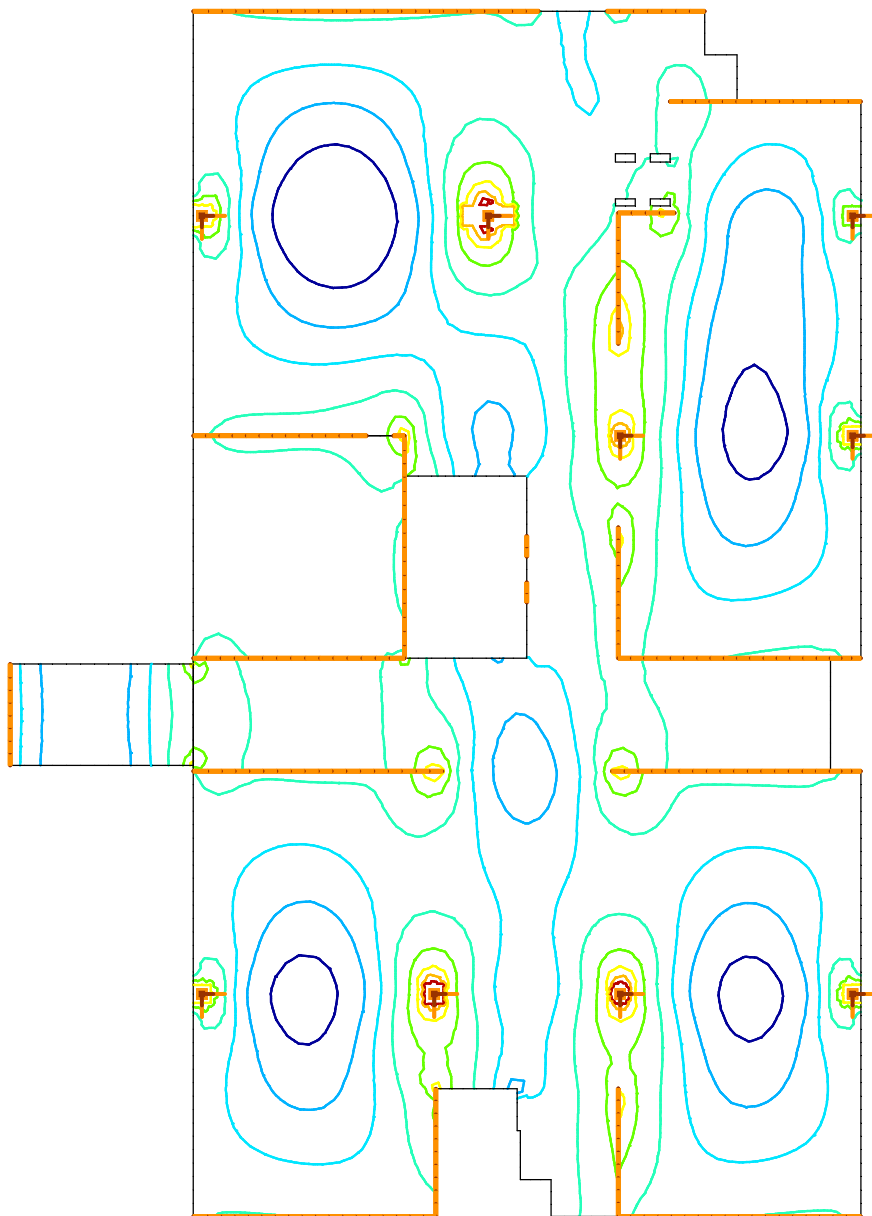


[I], Lineare, (Tutti gli SLU) Min. Critico, mx [kNm/m], Isolinee, Pianta



Analisi lineare
Codice NTC
Caso : Min. Critico
Tipo : (Tutti gli SLU)
E (P) : 2,34E-11
E (W) : 2,34E-11
E (Eq) : 2,64E-12
Comp. : my [kNm/m]

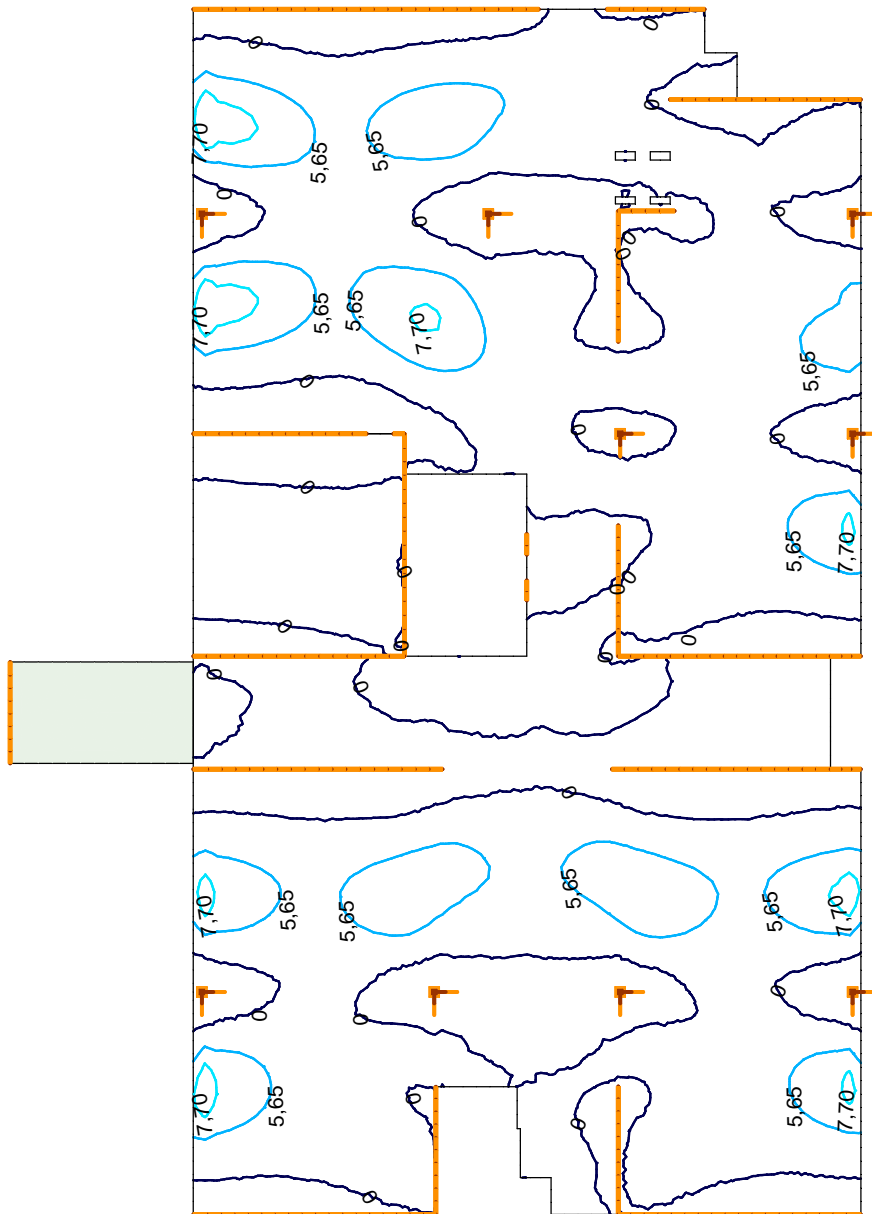
my [kNm/m]	118	96	74	52	30	7	-15	-37	-59	-82



[I], Lineare, (Tutti gli SLU) Min. Critico, my [kNm/m], Isolinee, Pianta

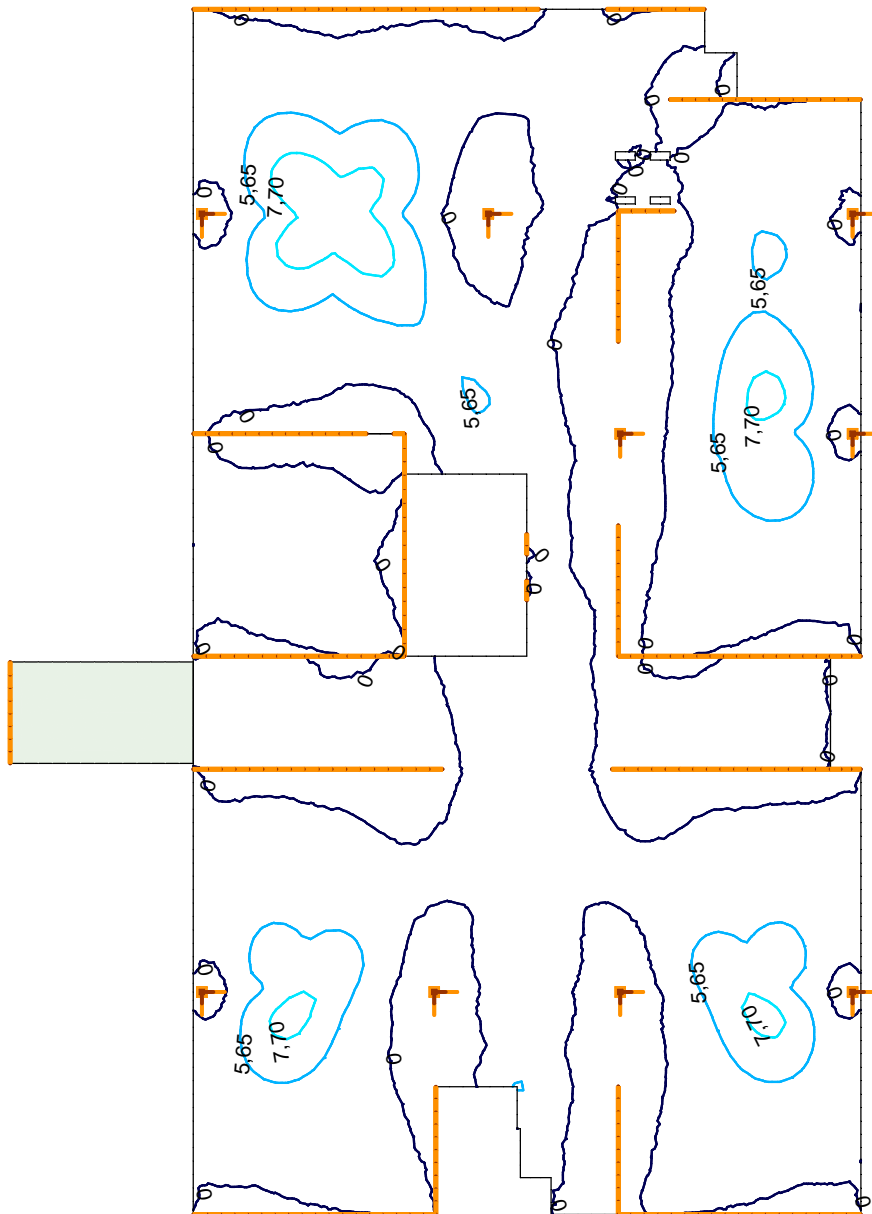
Analisi Lineare	
Codice	NTC
Caso	: Min,Max, Critici
Tipo	: (Tutti gli SLU)
E (P)	: 2,34E-11
E (W)	: 2,34E-11
E (Eq)	: 2,64E-12
Comp.	: axb [cm <sup>2</sup> /m]

axb [cm <sup>2</sup> /m]
26,54
22,50
19,00
15,71
12,72
10,05
7,70
5,65
0



Analisi Lineare	
Codice	NTC
Caso	: Min,Max, Critici
Tipo	: (Tutti gli SLU)
E (P)	: 2,34E-11
E (W)	: 2,34E-11
E (Eq)	: 2,64E-12
Comp.	: ayb [cm <sup>2</sup> /m]

ayb [cm <sup>2</sup> /m]
26,54
22,50
19,00
15,71
12,72
10,05
7,70
5,65
0



## 2.10. Momenti Flettenti positivi di calcolo e delle armature superiori

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

- Grafico ad isolinee degli involuipi dei Momenti flett. Positivi max. (SLU) in direz. x
- Grafico ad isolinee degli involuipi dei Momenti flett. Positivi max. (SLU) in direz. y
- Grafico ad isolinee delle arm. sup. di progetto in direzione di armo x ( $a_{xt}$ )
- Grafico ad isolinee delle arm. sup. di progetto in direzione di armo y ( $a_{yt}$ )

### NOTE :

- Anche in questo caso valgono le medesime considerazioni fatte già per le armature a flessione di intradosso (crf. 2.9).



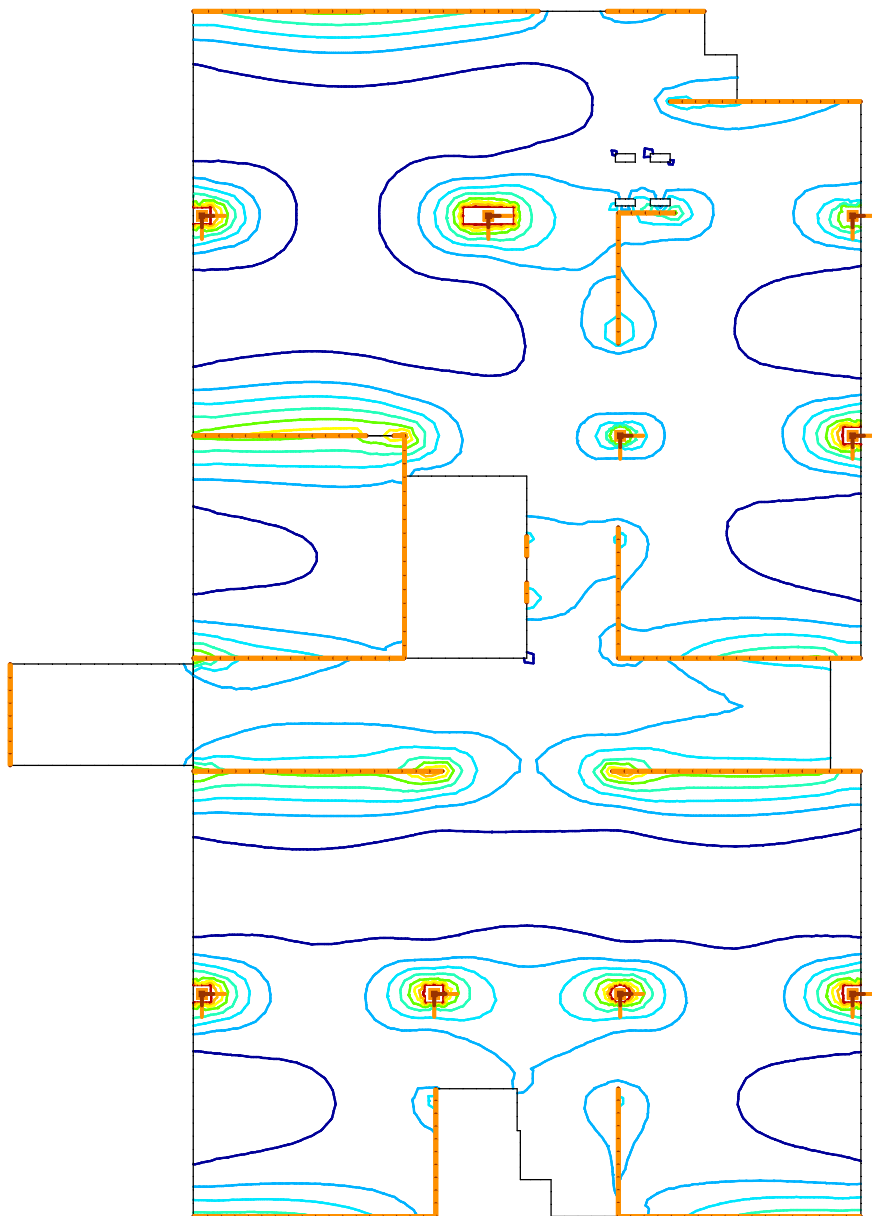
Armatura inferiore



Armatura superiore

Analisi lineare
Codice NTC
Caso : Max. Critico
Tipo : (Tutti gli SLU)
E (P) : 2,34E-11
E (W) : 2,34E-11
E (Eq) : 2,64E-12
Comp. : mx [kNm/m]

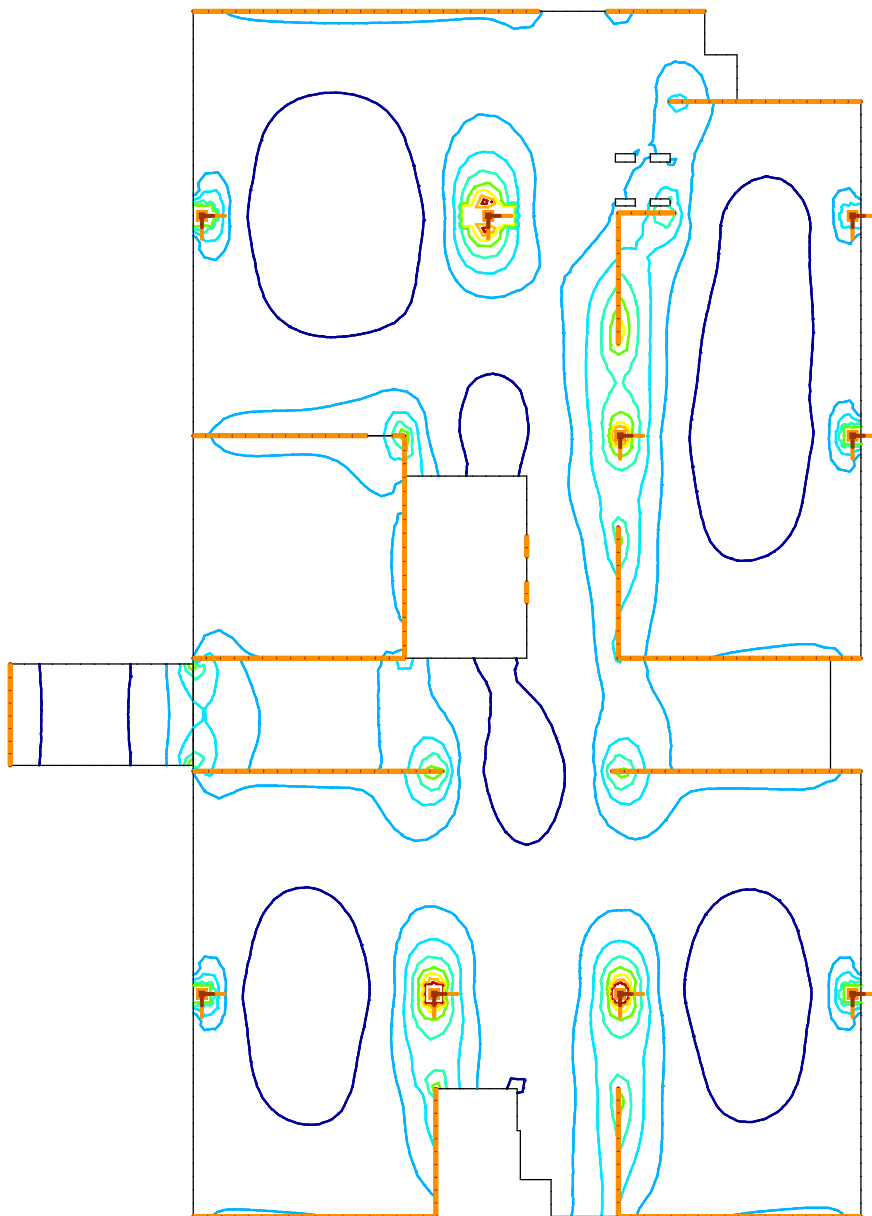
max
[kNm/m]
195
168
142
116
89
63
37
10
-16
-42



[I], Lineare,(Tutti gli SLU) Max. Critico, mx [kNm/m], Isolinee, Pianta

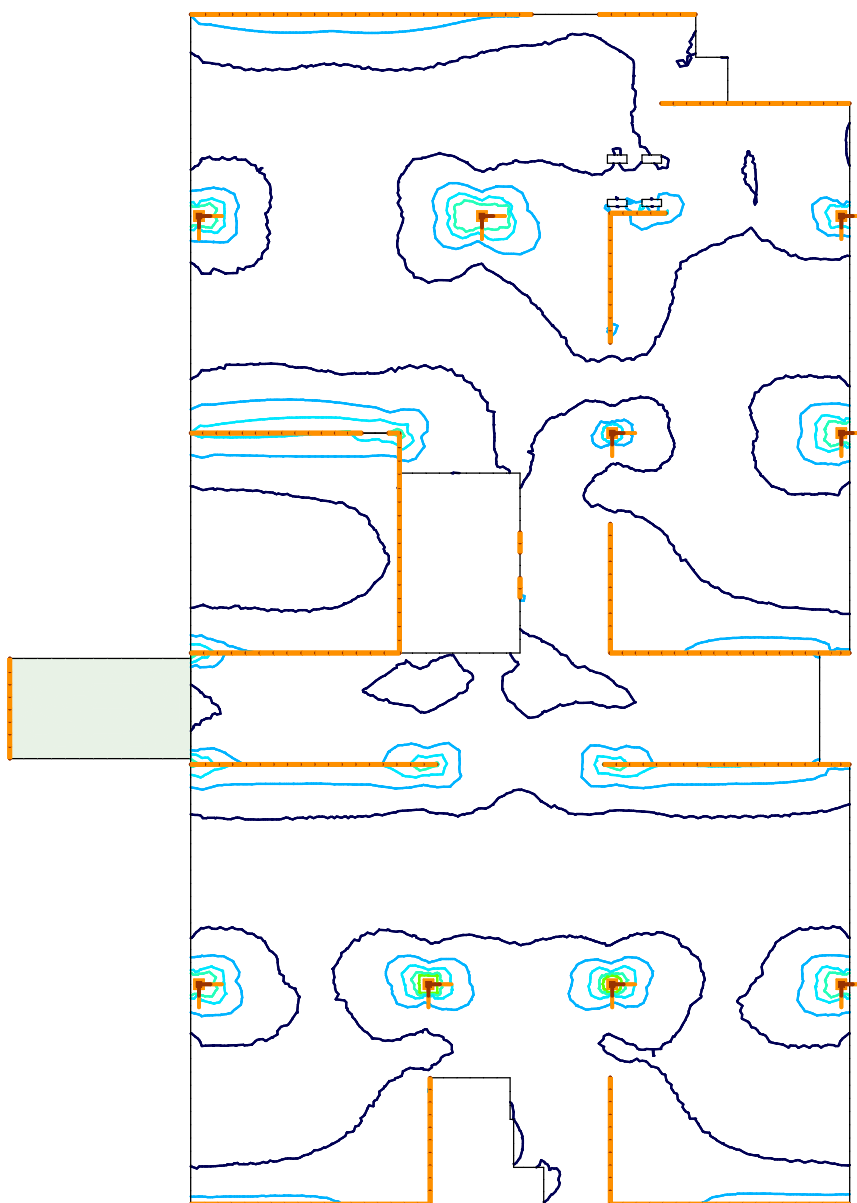
Analisi lineare
Codice NTC
Caso : Max. Critico
Tipo : (Tutti gli SLU)
E (P) : 2,34E-11
E (W) : 2,34E-11
E (Eq) : 2,64E-12
Comp. : my [kNm/m]

my	210
[kNm/m]	182
	154
	125
	97
	68
	40
	11
	-17
	-46



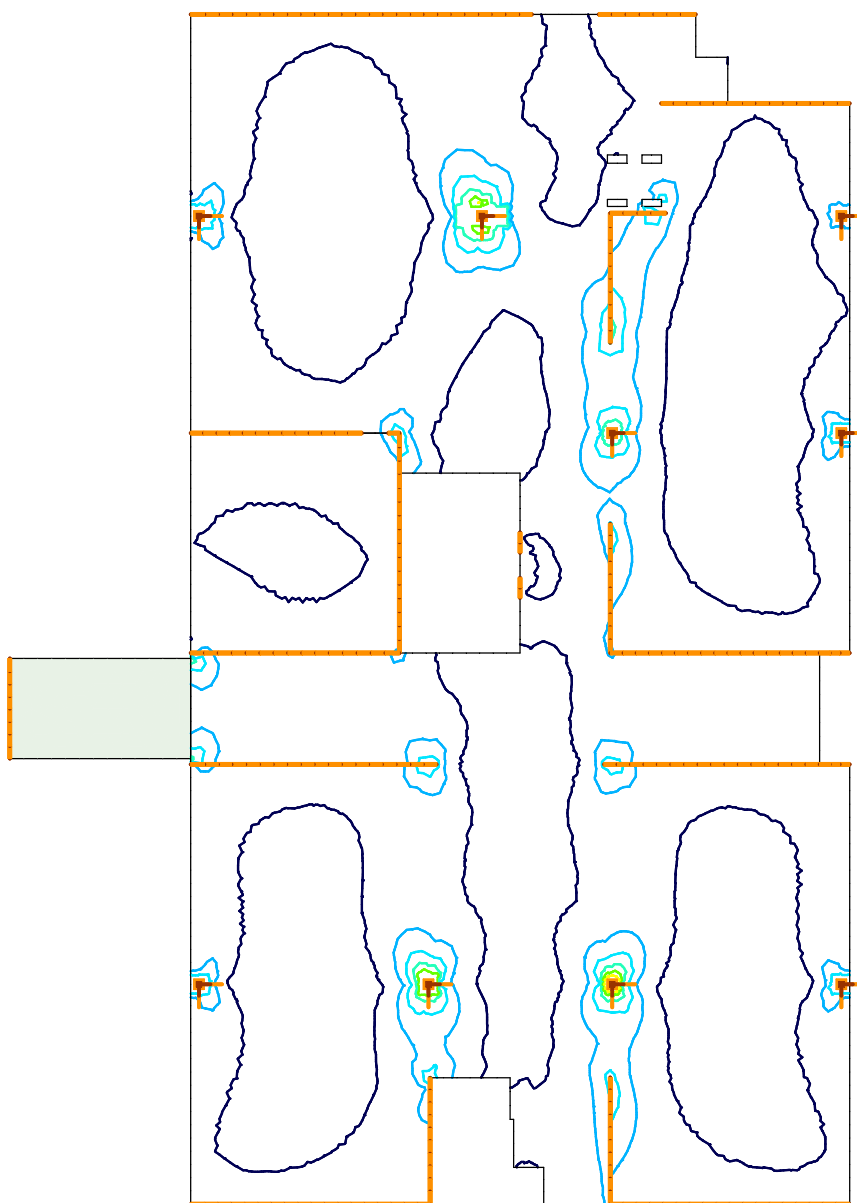
Analisi Lineare	
Codice	NTC
Caso	: Min,Max, Critici
Tipo	: (Tutti gli SLU)
E (P)	: 2,34E-11
E (W)	: 2,34E-11
E (Eq)	: 2,64E-12
Comp.	: axt [cm <sup>2</sup> /m]

axt	[cm <sup>2</sup> /m]
	50,00
	40,00
	30,00
	25,00
	20,00
	15,00
	10,00
	5,65
	0



Analisi Lineare	
Codice	NTC
Caso	: Min,Max, Critici
Tipo	: (Tutti gli SLU)
E (P)	: 2,34E-11
E (W)	: 2,34E-11
E (Eq)	: 2,64E-12
Comp.	: ayt [cm <sup>2</sup> /m]

ayt	[cm <sup>2</sup> /m]
	50,00
	40,00
	30,00
	25,00
	20,00
	15,00
	10,00
	5,65
	0



[RI], Lineare,(Tutti gli SLU) Critico, ayt [cm<sup>2</sup>/m], Isolinee, Pianta



## 2.11. Verifica agli SLU e SLE

Le normative tecniche hanno inquadrato il problema delle verifiche strutturali cercando di definire tutte le possibili malfunzioni cui una determinata struttura può essere soggetta nel corso della sua vita, definendo per ciascuna di esse uno **stato limite**.

Nella definizione di stati limite si distinguono:

- a) **Stati Limite Ultimi (SLU)**, associati al valore estremo della capacità portante
- b) **Stati Limite di Esercizio (SLE)**, associati alle esigenze di impiego ordinario della costruzione o alla sua durata.

Esempi di stati limite ultimi SLU sono: perdita di equilibrio, rottura localizzata, collasso ed instabilità.

Il superamento dello stato limite ultimo SLU ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

A parità di momento resistente, il comportamento a collasso può essere molto diverso in funzione della **duttilità** della sezione (definita come rapporto tra rotazione ultima e la rotazione corrispondente allo snervamento delle armature tese).

Una sezione che presenta rottura duttile dà chiari segnali di preavviso (fessurazione, notevole incremento della deformazione); al contrario una sezione priva di duttilità ha un comportamento di tipo fragile raggiungendo il collasso senza preavviso.

La duttilità è la capacità di dissipare una significativa quantità di energia per isteresi senza che si osservi una sostanziale riduzione di resistenza; questo porta sensibili vantaggi in condizioni sismiche. In fase di progetto occorre mirare ad avere una buona duttilità e quindi ad avere l'acciaio teso ampiamente in campo plastico.

La duttilità è sostanzialmente legata alla posizione dell'asse neutro: per conferire alla sezione una buona duttilità è opportuno assumere come riferimento un diagramma delle deformazioni con *asse neutro posto ad una distanza  $x \leq 0,35 h$*

Il calcolo delle armature deve essere effettuato in modo tale che in caso di rottura si ricada in campo 2b e 3 (rottura bilanciata con massimo accorciamento del cls ed acciaio in campo plastico) sfruttando i due materiali al massimo.

Gli stati limite di esercizio SLE corrispondono a situazioni limite oltre le quali non sono soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti, cioè situazioni che comportano un rapido deterioramento oppure la perdita della funzionalità della struttura.

Nel caso del cemento armato possono essere rilevanti, dal punto di vista dell'esercizio, problemi di deformazione e vibrazione (vedi paragrafi specifici), *di fessurazione*, di *eccessivo stato tensionale dei materiali*.

L'esigenza di tenere sotto controllo lo stato tensionale nasce per due motivi: forti tensioni di compressione possono produrre fessure parallele alla direzione di compressione (problemi di estetica e durabilità); eccessive tensioni di trazione dell'acciaio possono portare a deformazioni plastiche che comporterebbero fessure ampie e permanentemente aperte.

Un altro aspetto è quello delle deformazioni viscosi che possono crescere più del previsto se lo stato tensionale è particolarmente elevato.

Il superamento di uno SLE può avere carattere reversibile (il danno cessa quando cessa la causa che lo ha generato) o irreversibile (si manifestano danneggiamenti permanenti che si identificano come Stati Limite del Danno SLD).

Di seguito si presenta foglio elettronico con verifiche di alcune sezioni tipiche agli SLU (sezione a rottura bilanciata in campo 3) e SLE.

Si parla di rottura bilanciata quando la crisi della sezione si ha per contemporaneo raggiungimento dell'allungamento  $\varepsilon_{yd}$  delle armature tese e l'accorciamento massimo del cls  $\varepsilon_{cu}$

Si specifica che i limiti tensionali adottati sono quelli indicati al paragrafo 7.2 di EC2 e che la verifica della fessurazione senza calcolo diretto è stata effettuata con il metodo tabellare proposto dalla normativa (prospetti 7.2N e 7.3N di EC2 riportati in seguito) con controllo dei diametri massimi dei ferri o del loro passo massimo. I valori indicati nei due prospetti devono essere modificati per tenere conto della effettiva classe di cls adottata per il solaio e dei diversi valori di copriferro  $c$ .

**Se si rispetta uno dei due prospetti (non necessariamente tutti e due assieme),** dove disposta un'armatura superiore a quella indicata dalla formula 7.1 di EC2 (vedi paragrafo 2.9 della presente relazione), **le ampiezze delle fessure non dovrebbero essere eccessive e non vi è necessità di calcolo diretto della loro ampiezza.**

In effetti le fessure crescono al crescere del *diametro della barra* poiché maggiore è la concentrazione in quest'ultima di forze di trazione. Inoltre crescono in ampiezza man mano che aumenta la distanza delle barre poiché si crea una zona in cui le forze di trazione del cls, e le conseguenti fessure, non sono ricucite da armature in acciaio.

Per tensioni dell'acciaio tese inferiori a 160MPa la verifica a fessurazione del cls si assume implicitamente soddisfatta.

Se nella porzione di solaio verificata sono presenti barre di diametro diverso occorre utilizzare nella verifica un diametro equivalente  $\phi_{eq}$  calcolato con l'equazione (7.12) di EC2

prospetto 7.2N **Diametri massimi delle barre  $\phi_s$  per il controllo della fessurazione<sup>1)</sup>**

Tensione nell'acciaio <sup>2)</sup> [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) I valori nel prospetto sono basati sulle seguenti assunzioni:  
 $c = 25$  mm;  $f_{ct,eff} = 2,9$  MPa;  $h_{cr} = 0,5$ ;  $(h - d) = 0,1$  h;  $k_1 = 0,8$ ;  $k_2 = 0,5$ ;  $k_3 = 0,4$ ;  $k = 1,0$ ;  $k_1 = 0,4$  e  $k' = 1,0$ .  
 2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

prospetto 7.3N **Spaziatura massima delle barre per il controllo della fessurazione<sup>1)</sup>**

Tensione nell'acciaio <sup>2)</sup> [MPa]	Spaziatura massima delle barre [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Per le note vedere prospetto 7.2N.

Di seguito viene allegata:

- Verifica sezioni tipo agli Stati Limite SLU e SLE di alcune sezioni tipologiche



### Verifiche di sicurezza agli S.L. (secondo EN 1992-1-2 : 2004)

#### GEOMETRIA

H =	30	cm	B =	100	cm	A <sub>s base</sub> =	φ10/ 20	3,93 inferiore
c =	3,7	cm	b =	1	m	A' <sub>s base</sub> =	φ12/ 20	5,65 superiore
d =	0,037	m						
z = d - c =	0,263	m	Cat. Ambiente	(XC1)				
	0,226	m						

#### MATERIALI

R <sub>ck</sub> =	35	MPa	Acciaio	B450C	
f <sub>cd</sub> =	15,87	Mpa	f <sub>yd</sub> =	391	Mpa

### Stato limite ultimo (SLU) - (ε < 0,35; Campo 3)

#### (D.A.N. - Regolamento IT.)

$$\Delta M_u = A_s' \cdot f_{yd} \cdot z \quad M_{ult} = M_{SLU} - \Delta M_u$$

$$k = y/h \quad A_s^* = 0,5k \frac{\sigma_{cu} b h}{f_{yd}} \quad A_{smin} = A_s^* + A_s'$$

$$\sigma_{cu} = 15,87 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$$

POS.		M <sub>SLU</sub>	A <sub>s</sub> '(disp.)	ΔMult.	Mult.*	A <sub>s</sub> <sub>min</sub>	x/d	M <sub>Rd</sub>	φ <sub>eq</sub>	p <sub>eq</sub>	A <sub>s</sub> (disp.)	Verifica	Armatura integrativa		Armatura di base		
		[kNm/m]	[cm²]	[kNm/m]	[kNm/m]	[cm²]	[-]	[kNm/m]	[mm]	[cm]	[cm²]		φ [mm]	p [cm]	φ [mm]	p [cm]	
INF.01	X	Perimetro	74	5,65	50	24	8,0	0,125	94,50	11,1	10	9,58	OK	10	20	12	20
INF.02	Y	Campata	82	5,65	50	32	8,8	0,125	94,50	11,1	10	9,58	OK	10	20	12	20
SUP.03	X	Pil 60x180	174	5,65	50	124	18,8	0,248	236,02	14,9	7	25,76	OK	16	10	12	20
SUP.04	Y	Pil 60x60	203	5,65	50	153	22,3	0,248	236,02	14,9	7	25,76	OK	16	10	12	20
SUP.05	X	Pil D60	195	5,65	50	145	21,3	0,248	236,02	14,9	7	25,76	OK	16	10	12	20

### SLE Raro Limitaz. σ di esercizio

#### Teoria Stato II (Fessurato)

$$\sigma_s(\max) = 360 \text{ MPa} \quad [0,8 f_{yk}]$$

$$\sigma_c(\max) = 16,8 \text{ MPa} \quad [0,60 f_{ck}]$$

												Verifica	
POS.			M <sub>raro</sub>	As'(disp.)	As(disp.)	yc	J(id)	σ <sub>c</sub>	σ <sub>s</sub> '	σ <sub>s</sub>	f	h <sub>o</sub>	tensioni
			[kNm/m]	[cm²]	[cm²]	[cm]	[cm⁴]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]	
INF.01	X	Perimetro	55	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	5,9	42	242	2,3	17,9	OK
INF.02	Y	Campata	61	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	6,6	47	268	2,3	17,9	OK
SUP.03	X	Pil 60x180	129	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	10,0	97	225	4,7	22,2	OK
SUP.04	Y	Pil 60x60	150	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	11,6	113	262	4,7	22,2	OK
SUP.05	X	Pil D60	144	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	11,2	109	252	4,7	22,2	OK

### SLE Quasi permanente Limitaz. σ di esercizio e apertura fessure

$$w_{max} = 0,3 \text{ [mm]}$$

#### Teoria Stato II (Fessurato)

$$\sigma_s(\max) = 255 \text{ MPa} \quad [\text{cfr. EC2 - Par.7.2}]$$

$$\sigma_c(\max) = 12,6 \text{ MPa} \quad [0,45 f_{ck}]$$

											Verifica	$\phi_{max}$	$p_{max}$	Verifica	
POS.		$M_{q\ per m}$	$A_s'(disp.)$	$A_s(disp.)$	$y_c$	$J(id)$	$\sigma_c$	$\sigma_s'$	$\sigma_s$	$f$	$h_o$	tensioni	[mm]	[cm]	fessure
		[kNm/m]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm <sup>4</sup> ]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]				
INF.01	X Perimetro	49	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	5,3	38	217	2,3	17,9	OK	16,38	22,88	OK
INF.02	Y Campata	54	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	5,9	42	240	2,3	17,9	OK	12,34	19,95	OK
SUP.03	X Pil 60x180	115	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	8,9	87	201	4,7	22,2	OK	19,12	24,85	OK
SUP.04	Y Pil 60x60	134	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	10,4	101	235	4,7	22,2	OK	13,29	20,66	OK
SUP.05	X Pil D60	129	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	10,0	97	226	4,7	22,2	OK	14,90	21,81	OK

### SLE Frequente Limitaz. σ di esercizio e apertura fessure

$$w_{max} = 0,4 \text{ [mm]}$$

#### Teoria Stato II (Fessurato)

POS.			Mfreq.	As'(disp.)	As(disp.)	yc	J(id)	σc	σs'	σs	f	ho	Verifica fessure	φ <sub>max</sub>	P <sub>max</sub>
			[kNm/m]	[cm²]	[cm²]	[cm]	[cm⁴]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]		[mm]	[cm]
INF.01	X	Perimetro	50	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	5,4	39	223	2,3	17,9	OK	19,34	27,09
INF.02	Y	Campata	56	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	6,0	43	247	2,3	17,9	OK	14,89	24,07
SUP.03	X	Pil 60x180	119	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	9,2	89	207	4,7	22,2	OK	23,10	29,11
SUP.04	Y	Pil 60x60	138	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	10,7	104	242	4,7	22,2	OK	15,34	24,80
SUP.05	X	Pil D60	133	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	10,3	100	232	4,7	22,2	OK	17,30	25,99

$$f = n \cdot \frac{A_s + A_s'}{B} \quad y = f \cdot (-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot h_0}{f}}) \quad h_0 = (A_s d + A_s' c) / (A_s + A_s')$$

$$J_{id} = \frac{b y^3}{3} + n [A_s (h - y)^2 + A_s' (y - h')^2]$$

$$\sigma_c = \frac{M}{J_{id}} y \quad \sigma_s' = n \frac{M}{J_{id}} (y - c') \quad \sigma_s = n \frac{M}{J_{id}} (d - y)$$

## 2.12. Resistenza a taglio del solaio alleggerito

Come nelle comuni sezioni di c.a. con corpi di alleggerimento, anche per le solette con il sistema Cobiax®, si ha, come logica conseguenza dell'eliminazione di cls, la riduzione della capacità portante a taglio. La soletta alleggerita tipo Cobiax è in grado di assicurare almeno il **55%** della resistenza al taglio<sup>6</sup> di calcolo di una soletta massiccia di pari spessore.

**Sinteticamente dunque, nelle zone in cui le tensioni di taglio superano il 55% della resistenza a taglio di un solaio pieno dello stesso spessore, andranno tolti gli alleggerimenti ripristinando la sezione massiccia.**

In formule questo valore limite di taglio è espresso nel modo seguente

$$V_{Rd,c,CB} = 0,55 \cdot V_{Rd,c} = 0,55 \cdot \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot h$$

Dove:

$$\gamma_c = 1,5$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/h)}$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot xh)$$

$A_{sl}$  = armatura tesa superiore di base

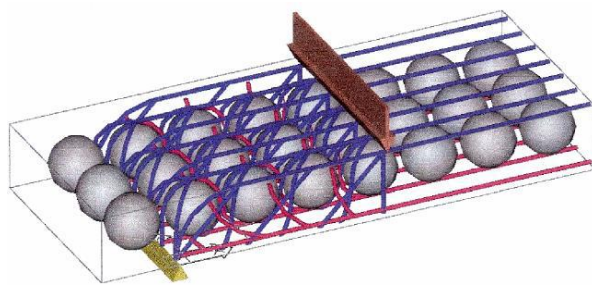
$h$  = altezza statica delle armature superiori di base

Nel caso in esame con  $k=1,88$ ,  $\rho_l=0,0022$ ,  $f_{ck}=28,00\text{Mpa}$  e  $h=26,3\text{cm}$

Si ottiene un valore del taglio limite pari a

$$V_{Rd,c,CB} = 58,43\text{kN/m}$$

*Si noti che a favore di sicurezza e per semplicità si è assunta come armatura tesa quella superiore di base e non quella sugli appoggi*



La maggiore resistenza a taglio rispetto a quella calcolata secondo EC2 in funzione della nervatura  $b_w$  è dovuta alla formazione di bielle compresse a comportamento tridimensionale (**traliccio tridimensionale spaziale**) come rappresentato in figura.

La resistenza a taglio del solaio alleggerito non è funzione della larghezza delle sue nervature ma della sua area efficace, ovvero quella depurata della superficie dell'alleggerimento.

<sup>6</sup> Il valore percentuale di tale rapporto cresce, ovviamente, nel caso si aumenti il passo degli alleggerimenti mantenendo invariato lo spessore della soletta

**La resistenza a taglio della soletta piena senza armatura specifica**, ovvero nelle porzioni di solaio dalle quali si sono tolti gli alleggerimenti, si calcola con la seguente espressione:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot h \geq 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \cdot h \quad [(6.47) - EC2]$$

Nel caso in esame risulta

$$V_{Rd,c} = 122,59 \text{ kN/m}$$

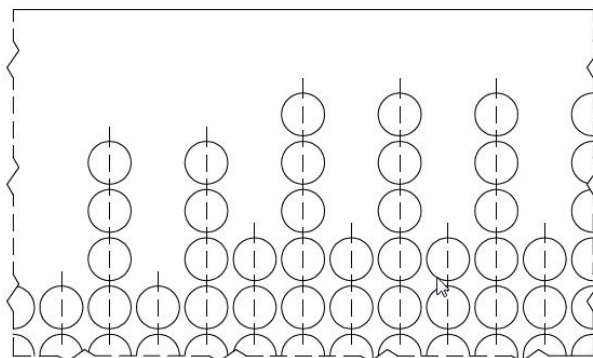
### Note per l'ottimizzazione delle zone alleggerite

In alcuni casi può essere necessario ottimizzare la superficie di solaio alleggerita per andare ad ottenere la massima riduzione di peso proprio possibile.

In queste situazioni è possibile posizionare gli alleggerimenti a "pettine" (vedi immagine sottostante) andando ad alternare all'alleggerimento porzioni in getto pieno.

E' possibile utilizzare in queste situazioni un fattore correttivo più alto

$$V_{Rd,c,CB^*} = 0,5 \cdot V_{Rd,c,CB} + 0,5 \cdot V_{Rd,c} = 0,75 \cdot V_{Rd,c}$$

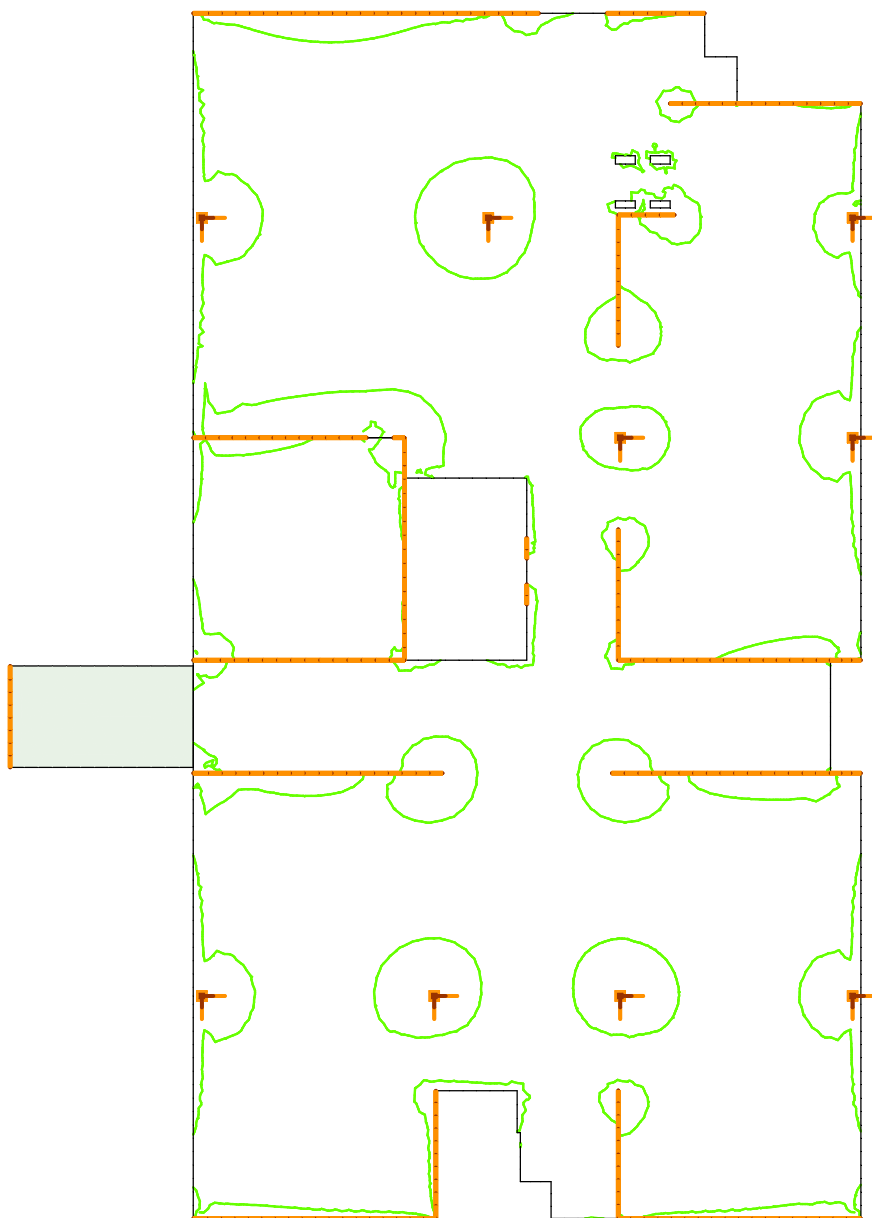


Nei solai cementati da forti sovraccarichi ed in presenza di appoggi lineari estesi (es. pareti perimetrali) oltre alla verifica a punzonamento (per la quale si rimanda al par. 2.12) occorrerà fare **verifica a taglio** qualora  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ . In questo caso l'armatura a taglio da introdurre (staffature o spille) andrà calcolata come si trattasse di una trave di larghezza unitaria secondo §4.1.2.5.2 delle NTC avendo cura di verificare che la resistenza di "taglio trazione" sia minore di quella a "taglio compressione" ( $V_{Rsd} \leq V_{Rcd}$ ) in modo tale che la resistenza a taglio della sezione sia raggiunta con lo snervamento delle armature trasversali.

Allegasi a seguire:

- immagine degli elementi finiti che superano il limite ammissibile di resistenza tagliante tipica del solaio alleggerito
- eventuale immagine dell'andamento del taglio sul solaio
- eventuale calcolo dell'armatura a taglio su solaio, se necessaria

Analisi Lineare	
Codice NTC	
Caso	: Max. Critico
Tipo	: (Tutti gli SLU)
E (p)	: 2,34E-11
E (W)	: 2,34E-11
E (Eq)	: 2,64E-12
Comp.	: (qRZ-vRd,c) [kN/m]





## 2.13. Verifica a Taglio dell'interfaccia di cls gettati in tempi diversi

Per limitare l'effetto della sottospinta, in presenza di alleggerimenti, occorre spezzare il getto del cls in due fasi.

La superficie d'interfaccia tra il primo ed il getto di completamento è una ripresa di getto e dunque per essa si applicano le regole relative alle interfacce tra getti dell'EC2.

Si sottolinea però che tale interfaccia viene realizzata generalmente in condizioni favorevoli, ovvero a breve distanza di tempo.

La resistenza dell'interfaccia tra i due getti si compone di due contributi: uno legato alla resistenza a trazione del cls  $f_{ctd}$ , l'altro alla resistenza a trazione dell'armatura trasversale  $\rho$  che attraversa l'interfaccia

$$v_{Rd,j} = (c_j \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_{Nd}) \cdot b_{j,red} + \rho \cdot f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) = v_{Rd,j}^* + v_{Rd,j, sy} \leq v_{Rd,c, CB}$$

Nell'equazione si è introdotto il coeff.  $b_{j,red}$  che tiene conto della superficie effettiva di scorrimento, ovvero depurata di quella occupata dagli alleggerimenti che è funzione dell'altezza del primo getto.

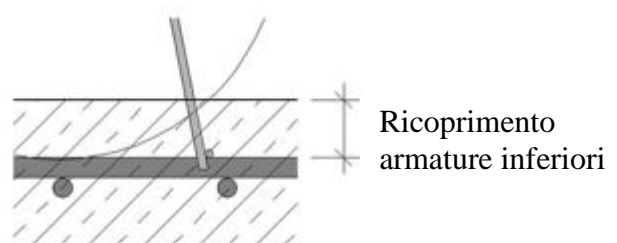
La superficie di interfaccia si considera liscia ( $c=0,35$  e  $\mu=0,6$ ): superficie senza lavorazioni dopo la vibrazione.

A favore di sicurezza si considera nullo il contributo della compressione sull'interfaccia ( $\sigma_{Nd}=0$ ).

Per ragioni di equilibrio gli sforzi di taglio nel piano trasversale  $v_{Ed}$  sono uguali agli sforzi di scorrimento nel piano orizzontale  $v_{Rd,j}$ .

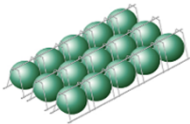
Ne deriva dunque che  $v_{Rd,c}$  è il limite massimo dello sforzo di scorrimento delle zone che non richiedono armatura a taglio.

Nell'allegato seguente si andrà a verificare la necessità della presenza di un'armatura trasversale che attraversi la superficie di interfaccia tra i getti nelle zone alleggerite e se eventualmente questo scopo è assolto dalle gabbie di contenimento degli alleggerimenti.



Allegasi a seguire:

- Verifica a scorrimento dell'interfaccia tra i due getti



### Verifica al taglio dell'interfaccia dei cls gettati in tempi diversi

#### Piano Terra

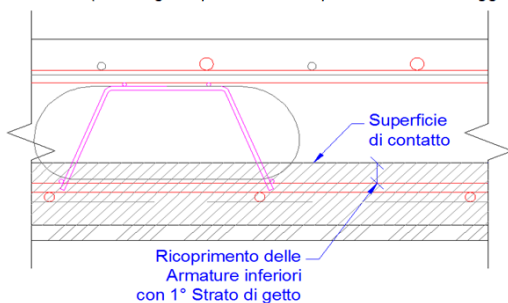
Sollecitazione di calcolo:

$$\begin{aligned} V_{Ed(CB)} = V_{rd,c(CB)} &= 58,43 \text{ kN/m} && \text{(Prima fila di alleggerimenti in prossimità della zone massicce)} \\ z = 0,9d &= 23,67 \text{ cm} && \text{braccio delle forze interne} \\ v_{Ed}^* = V_{Ed(CB)} / z &= 246,84 \text{ kN/m}^2 && \text{Sforzo di taglio all'interfaccia tra i due getti} \end{aligned}$$

#### DATI generali :

$$\begin{aligned} f_{ctd} &= 1,29 \text{ MN/m}^2 && \text{(Resistenza a trazione di design del cls)} \\ \text{Armatura Trasversale } A(s,y) &= 6,41 \text{ cm}^2/\text{m}^2 && \text{(Area staffe gabbia presenti per mq nella zona di interfaccia soggetta a verifica)} \end{aligned}$$

(Morfologia sup. di contatto e profondità di ancoraggio)



Class. Superficie di contatto

$$\begin{aligned} \text{Liscia} &\quad c(j) = 0,35 && \text{Coeff. di scabrezza} \\ &\quad \mu = 0,6 && \text{Coeff. di frizione} \end{aligned}$$

Ricopr. Arm. inf. con 1° Strato di getto

$$\begin{aligned} 3 \text{ cm} &\quad b_{j,red} = 0,54 && \text{Riduz. sup. interfaccia} \end{aligned}$$

Verifica della resistenza: Resistenza a taglio all'interfaccia [EC2 -6.25]

$$v_{Rd,j} = (c_j \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_{Nd}) \cdot b_{j,red} + \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) = v_{Rd,j}^* + v_{Rdj,sy} \leq v_{Rdc,CB}$$

$$v_{Rdj,Max} = 0,5 \cdot v_{fcd} \cdot b_{j,red} = 2,142 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{dove :} \quad v = 0,5 \quad \text{EC2 (DAN)}$$

Trascurando il termine relativo alla compressione all'interfaccia tra i getti ( $\sigma_{Nd}$ ) ed in assenza di armature ( $v_{Rdj,sy} = \rho f_{yd} = 0$ ):

$$\begin{aligned} v_{Rdj}^* = c_j \cdot f_{ctd} \cdot b_{j,red} &= 0,244 \text{ MN/m}^2 && < v_{Rdj,Max} \\ \text{Resistenza a taglio Interfaccia} &= 244 \text{ kN/m}^2 && \text{ATTENZ. } < v_{Ed}^* \quad \text{NECESSITA VERIFICA DELL'ARMATURA} \end{aligned}$$

$$\text{Armatura minima richiesta} \quad A_{s,Rich} = \frac{v_{Ed}^* - v_{Rdj}^*}{f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)} = 0,09 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

Armatura di confezione alleggerimenti sufficiente!  $A(s,y) > A(s,rich)$



## Reazioni sul sistema vincolare

### 2.14. Calcolo dell'armatura a punzonamento

Si parla di punzonamento quando una forza concentrata agisce in un punto, o meglio in una superficie non troppo estesa (es. pilastri), di un elemento bidimensionale.

In assenza di una specifica armatura a punzonamento la resistenza della sezione critica è valutata con un'espressione che coincide con quella prevista per il taglio delle travi, a parte il riferimento a tensioni anziché a forze.

La resistenza a punzonamento è infatti

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad [(6.47) - EC2]$$

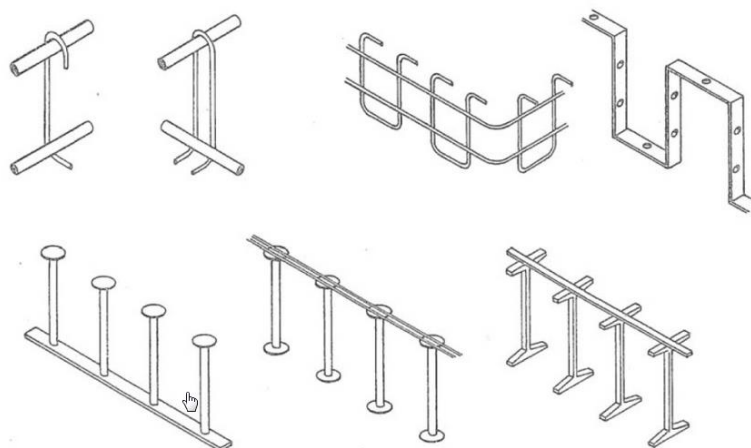
Per il significato dei simboli si rimanda al paragrafo (2.12)

Nel caso in cui venga superata tale resistenza all'interno del perimetro critico  $u_1$  dovranno essere predisposte armature specifiche. La zona armata, se sussistono le condizioni dovrà estendersi anche oltre tale confine e comunque entro il cosiddetto perimetro critico esterno  $u_{out}$  (perimetro lungo il quale l'armatura a taglio non è più necessaria).

Il perimetro critico  $u_1$  si ottiene dal perimetro  $u_o$  del pilastro traslando il lato di due altezze utili  $d$  verso l'esterno e raccordandolo con tratti di circonferenza di raggio  $2d$  centrati nei vertici delle sezioni come schematizzato in Fig. 6.13-EC2.

Nel caso dei solai alleggeriti il calcolo a punzonamento si fa in modo classico, secondo EC2, poiché, per ragioni di resistenza a taglio, gli alleggerimenti non sono presenti nell'intorno degli appoggi.

In accordo con quanto previsto dalla normativa EN1992-1-2, in cui al punto 6.4.5 prevede la possibilità di utilizzare prodotti con marchio, si possono utilizzare per l'armatura specifica a punzonamento i connettori a taglio (a pioli) dotati di doppia testa rifollata<sup>7</sup> e posizionati all'interno della sezione in modo da racchiudere tutti gli ordini di armatura orizzontale prevista all'interno delle stesse. In alternativa possono essere utilizzate a discrezione della DL cuciture (legature o spille), barre piegate o cordolature.



*Il compito dell'armatura di punzonamento è di realizzare delle "cuciture", in forma di bracci di armatura di acciaio, che attraversano le fessure prodotte dai carichi agli SLU.*

*In ogni caso si richiede che l'armatura di punzonamento, per essere efficace, sia sufficientemente ancorata al calcestruzzo.*

<sup>7</sup> Si faccia riferimento a prodotti certificati secondo benestare europeo nella fattispecie ai produttori Halfen o Peikko con i prodotti denominati rispettivamente HDB e PSB.

Quanto al metodo di calcolo, questo prevede innanzitutto un modello del meccanismo a rottura con bielle compresse inclinate secondo una tangente di max.  $h/d = 1/2$ , che tradotto sulla proiezione in pianta comporta un perimetro critico che dista di  $d=2,0 \cdot h$  dal perimetro del sostegno.

La discriminante per considerare gli stessi pilastri alla stregua di elementi puntiformi e quindi a bassa eccentricità ovvero nella necessità di dover eseguire il calcolo come punta o spigolo di setto per via dei grandi momenti parassiti indotti, sta nel rapporto tra le rigidità relative rispettivamente del solaio e dell'elemento verticale. Un modo semplice per eseguire questa verifica è data dalle seguenti limitazioni:

- $b < a < 2b$  (lato maggiore non maggiore del doppio di quello minore)
- $2p < 11 \cdot h$  (perimetro del sostegno minore di 11 volte l'altezza utile del solaio  $h$ )

I pilastri allungati con dimensione  $a > 2b$ , poiché la forza di taglio è concentrata sugli angoli nella parte iniziale e terminale della sezione, verranno di fatto calcolati di dimensioni  $a \times b$  con  $a=2b$ ; in questo modo i perimetri di verifica  $u_0$  e  $u_1$ , trascurando la porzione interna inerte a taglio, risulteranno corretti.

Sempre in tema, per tenere conto di eccentricità dovute ad eventuali momenti parassiti indotti da sovraccarichi eccentrici, se non dedotto attraverso un calcolo specifico, in maniera convenzionale tutte le normative internazionali raccomandano di applicare un fattore di incremento a maggiorazione dei valori di calcolo tramite il coefficiente  $\beta$  che per i sistemi a piastra vengono riassunti nella tabella seguente:

<u>Posizione picco R</u>	<u>maggioraz.</u>
Pilastro interno	$\beta = 15\%$
Pilastro laterale	" 40% (15% se dist. > 5h)
Pilastro angolo	" 50%
Punta di setto ( $A > 2B$ )	" 40%
Spigolo in generale	" 40%

- In accordo con la EN1992-1-1:05 la progettazione delle armature specifiche si esegue esplicitando  $A_{sw}$  (armatura a taglio-punzonamento situata su un perimetro attorno all'appoggio) dalla verifica seguente:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot V_{Rdc} + 1,5 \cdot \left( \frac{d}{s_r} \right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha \leq V_{Rd,max}$$

dove :

$d$  = media delle altezze utili dell'armatura tesa nella zona considerata;

$s_r$  = passo radiale dei perimetri dell'armatura a taglio predisposta;

$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$  [MPa]

Per la verifica a punzonamento utilizziamo un foglio elettronico che prevede come resistenza massima  $v_{Rd,max}$  quella indicata da EC2 (riportata sotto) e non quella che certifica i prodotti specifici commercializzati (chiodi a doppia testa rifollata delle ditte PEIKKO, HALFEN o analoghe).

La verifica è dunque valida sia per armature a punzonamento sagomata (spille-legature o cordolature) che per quella che si trova in commercio, purché si disponga lo stesso quantitativo di armatura mantenendo i passi e le distanze come da normativa.

La resistenza a taglio-punzonamento sul perimetro del pilastro ( $u_0$ ), in accordo con la (6.5) – EC2, è dunque limitata ad un valore massimo:

$$v_{Rd,max} \leq 0,5 \cdot u_0 \cdot v \cdot f_{cd} \quad \text{dove : } v=0,5 \text{ [MPa] secondo i NAD italiani}$$

▪ La verifica della necessità o meno dell'armatura oltre il perimetro critico convenzionale  $u_1$  si esplicita innanzitutto nella ricerca del perimetro critico esterno  $u_{out}$  oltre il quale la resistenza a taglio della soletta priva di armatura specifica è sufficiente ad opporsi alla sollecitazione data:

$$u_{out} = \frac{V_{Sd,max}}{C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d}$$

La distanza massima radiale dell'ultima legatura a punzonamento dal perimetro critico esterno  $u_{out}$  dovrà essere inferiore a  $1,5d$ ; mentre per le ulteriori regole specifiche relative alla posizione dei pioli entro il settore da armare sarà dettato dai valori prestabiliti a base EC2.

**Si precisa infine che le sollecitazioni punzonanti  $V_{ed}$  in kN relative alle punte dei muri e agli spigoli (es. vani scala ed ascensori) derivano dall'integrazione dei picchi delle reazioni d'appoggio (esprese in kN/m negli output) ovvero dalla doppia integrazione delle tensioni verticali dei muri (esprese in N/mm<sup>2</sup>) fatta in automatico dal programma AxisVM.**

Qualora siano presenti travi che si innestano sugli appoggi la reazione di taglio punzonamento  $V_{ed}$  di competenza del solaio e che si andrà a computare nelle verifiche sarà quella al netto del taglio portato dalle travi ( $V_{ed} - V_{travi}$ ).

Quando le travi fuori spessore hanno un'altezza superiore al doppio di quella del solaio la verifica a punzonamento perde di senso perché le travi porteranno tutto il taglio.

**L'armatura longitudinale delle travi** viene calcolata come

$$A_s = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

con le limitazioni date dalle NTC al punto 4.1.45, ovvero:

$$A_s \geq A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd \quad \text{oppure} \quad 0,0013bd$$

$$A_s \leq A_{s,max} = 0,04A_c$$

Sugli appoggi occorre mettere una armatura all'intradosso ben ancorata, pari al taglio, ovvero:

$$A_{sn} = \frac{V_{sd}}{f_{yd}}$$

Prima del calcolo della armatura a taglio occorre verificare la resistenza a compressione del cls della trave; per staffe verticali ( $\alpha=0$ ) dovrà essere:

$$V_{Ed} \leq V_{Rdc} = 0,9db \frac{f_{cd}}{2} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

**l'armatura trasversale a taglio**, nell'ipotesi a favore di sicurezza che il puntone compresso abbia inclinazione costante  $\theta=45^\circ$ , viene ricavata dalla seguente relazione

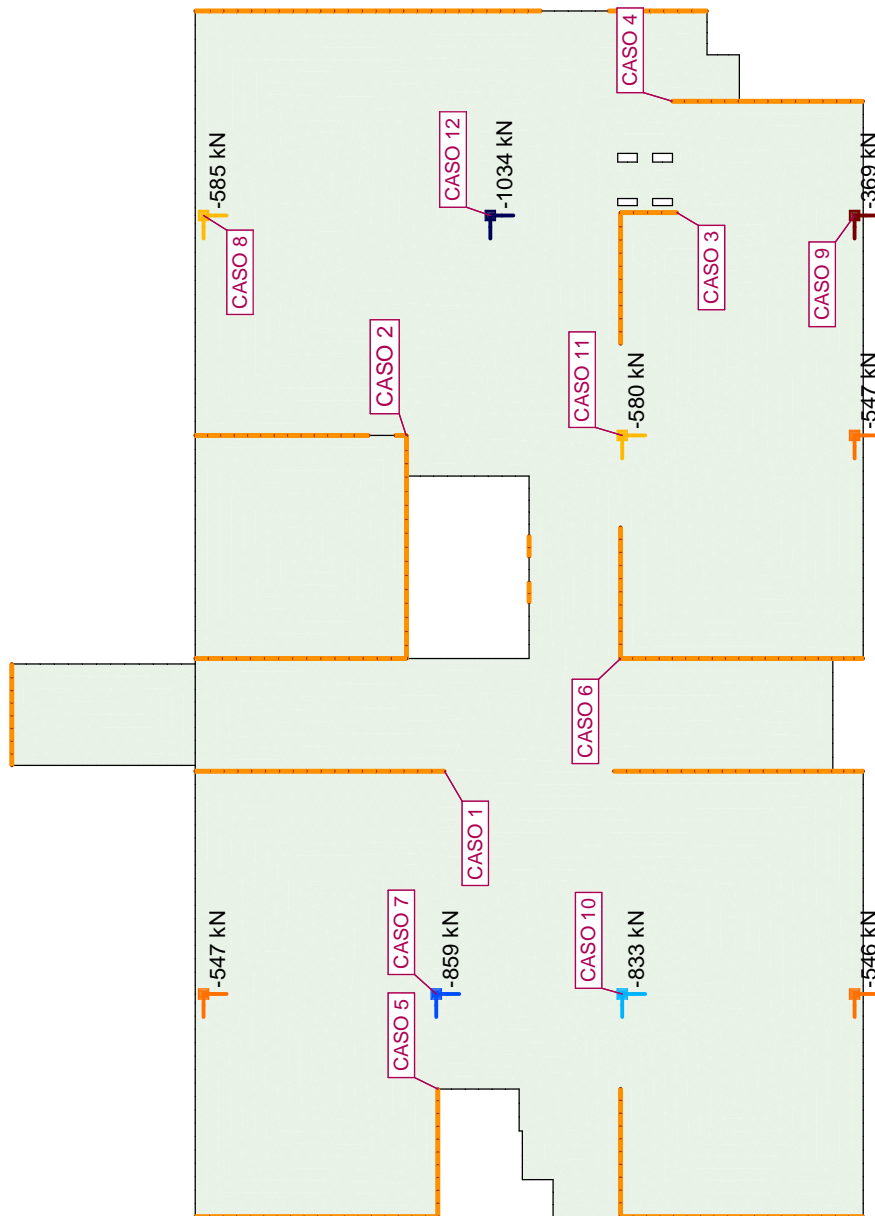
$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{0,9d \cdot f_{yd}}$$

Per i passi minimi delle staffe e l'area minima di armatura si fa riferimento al paragrafo 4.1.6.1.1 delle NTC

**Di seguito si allega:**

- Grafico delle reazioni di appoggio di calcolo (SLU) per appoggi nodali (pilastri) e quelli lineari (muri)
- Involuppo del Taglio e dei Momenti di eventuali Travi agli SLU se presenti
- Gli elaborati relativi al calcolo dei connettori sui pilastri identificati come modello.

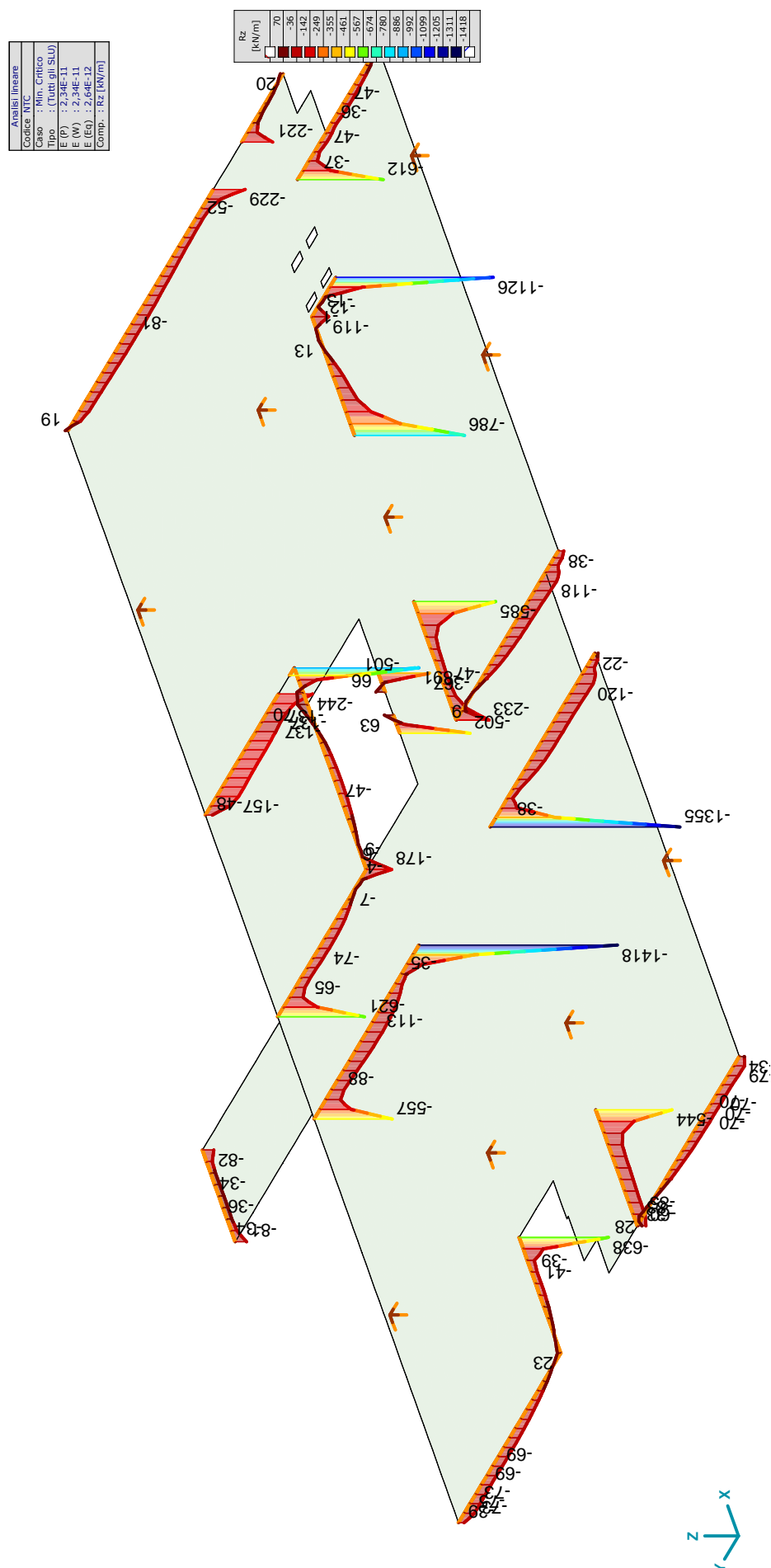
Analisi lineare	
Codice NTC	
Caso	: Min. Critico
Tipo	: (Tutti gli SLU)
E (P)	: 2,34E-11
E (W)	: 2,34E-11
E (Eq)	: 2,64E-12
Comp.	: Rz [kN]



## COBIAX ENGINEERING

Modello: **9509 - Piano Terra.axs**

23/10/2018



[I], Lineare, (Tutti gli SLU) Min. Critico,  $R_z$  [kN/m] (app. lin.), Diagramma con retino

Progetto 9509 - Piano Terra

Elemento CASO 1

Pagina 1

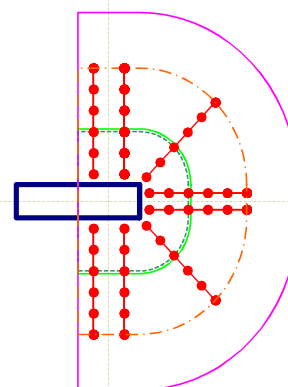
Data 23/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Fine parete</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm										
Fattore di influenza =										
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>										
Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>										
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 40%;">asx =</td> <td style="width: 30%;">15,00 cm²/m</td> <td style="width: 10%;">0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>13,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	15,00 cm²/m	0	asy =	13,00 cm²/m	0
asx =	15,00 cm²/m	0								
asy =	13,00 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b>										
Carico agli SLU Ved = 595 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05      0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 624,8 kN</b>										

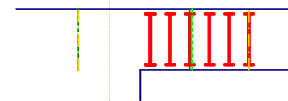
## Pianta pilastro



## Risultati

8 x Legature  $\phi$  16 - H250 - Nr. 6Distanza da appoggio  $l_s = 1045$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 / 190 / 190 / 190 mm)

## Sezione pilastro



## Definizione parametri

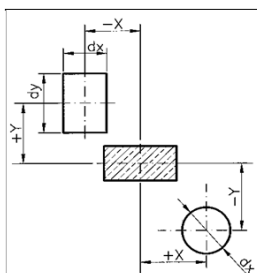
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u_1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u_1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u_1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u_1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u_2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,40$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - Piano Terra

Elemento CASO 2

Pagina 1

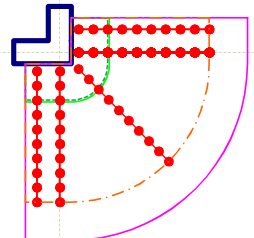
Data 23/10/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Angolo interno</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		<b>Lastra di solaio</b>		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione x-a = 30,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm										
Fattore di influenza =										
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>										
Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>										
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 40%;">asx =</td> <td style="width: 30%;">20,00 cm²/m</td> <td style="width: 10%;">0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>20,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	20,00 cm²/m	0	asy =	20,00 cm²/m	0
asx =	20,00 cm²/m	0								
asy =	20,00 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b>										
Carico agli SLU Ved = 515 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05      0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 540,8 kN</b>										

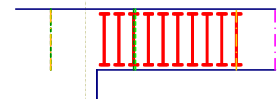
## Pianta pilastro



## Risultati

5 x Legature  $\phi$  16 - H250 - Nr. 10Lunghezza da appoggio  $l_s = 1805$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 / 190 / 190 / 190 / 190 / 190 / 190 mm)

## Sezione pilastro



## Definizione parametri

distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u_1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u_1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u_1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u_1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u_2 = d * 2,0$   
 Lung.mass.listelli  $l_s = d * 8,0$

☒  $\beta$  standard☐  $\beta$  costante (selezionabile)☐  $\beta$  variabile (calcolata) $\beta = 1,40$ 

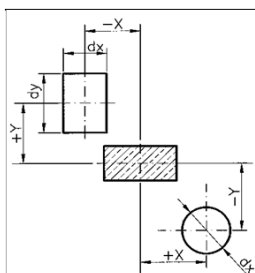
## Forometria



Non considerato!



Da inserire direttamente?



Versione 1.4.2 - 27/04/2018



Progetto 9509 - Piano Terra

Elemento CASO 3

Pagina 1

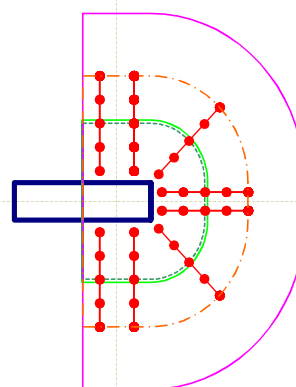
Data 23/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Fine parete</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm										
Fattore di influenza =										
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>										
Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>										
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>asx =</td> <td>10,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>11,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	10,00 cm²/m	0	asy =	11,00 cm²/m	0
asx =	10,00 cm²/m	0								
asy =	11,00 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b>										
Carico agli SLU Ved = 500 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05      0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 525,0 kN</b>										

## Pianta pilastro

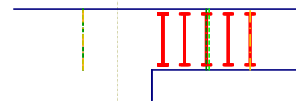


## Risultati

8 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 5Distanza da appoggio  $l_s = 855$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	735,0 kN	
$\beta =$	1,40	
$V_{Rdc} =$	401,6 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.234,6 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	1,83      0,60
Numero dei connettori per listello interno esterno = 3 pec      2 pec		
Distanza connettori per listello interno esterno = 190 mm      190 mm		
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	3.071 mm      5.620 mm $\leq 5.757$ mm
$\phi_{perni} = 12$ mm		
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$ 811 mm $\leq 855$ mm		
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$ 3,25		
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$ 703 mm² $\leq 905$ mm²		
$VR_{ds, disp} =$ 558,05		
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$ 0,76		
Peso complessivo del listello = 18,63 kg		

## Sezione pilastro



## Definizione parametri

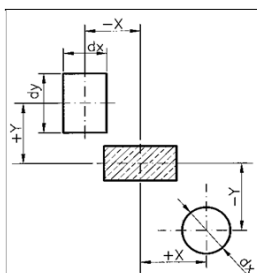
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lung.h.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,40$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - Piano Terra

Elemento CASO 4

Pagina 1

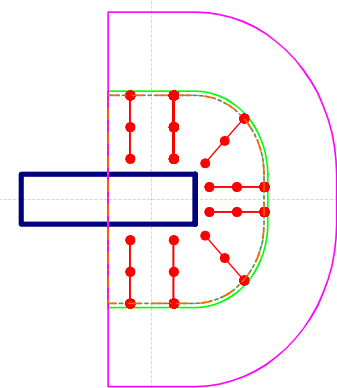
Data 23/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Fine parete</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm										
Fattore di influenza =										
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>										
Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>										
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 40%;">asx =</td> <td style="width: 30%;">5,65 cm²/m</td> <td style="width: 10%;">0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>5,65 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	5,65 cm²/m	0	asy =	5,65 cm²/m	0
asx =	5,65 cm²/m	0								
asy =	5,65 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b>										
Carico agli SLU Ved =		260 kN								
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti =		1,05 0,00								
<b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd =</b>		273,0 kN								

## Pianta pilastro

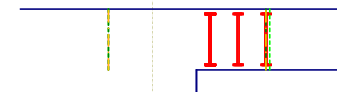


## Risultati

8 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	382,2 kN	
$\beta =$	1,40	
$V_{Rdc} =$	377,6 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.234,6 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	1,01 0,31
Numero dei connettori per listello interno esterno = 3 pec 0 pec		
Distanza connettori per listello interno esterno = 190 mm 0 mm		
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	3.071 mm 3.108 mm $\leq 4.563$ mm
$\phi_{perni} = 12$ mm		
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$ 475 mm $\leq 475$ mm		
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$ 1,90		
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$ 160 mm² $\leq 905$ mm²		
$VR_{ds, disp} =$ 558,05		
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$ 1,46		
Peso complessivo del listello = 11,48 kg		

## Sezione pilastro



## Definizione parametri

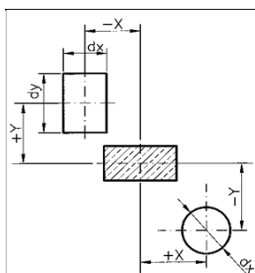
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lung.h.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,40$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - Piano Terra

Elemento CASO 5

Pagina 1

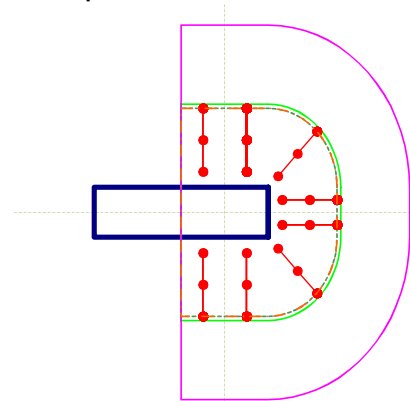
Data 23/10/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Fine parete</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm										
Fattore di influenza =										
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>										
Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>										
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>asx =</td> <td>5,65 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>13,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	5,65 cm²/m	0	asy =	13,00 cm²/m	0
asx =	5,65 cm²/m	0								
asy =	13,00 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b>										
Carico agli SLU Ved = 235 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05      0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 246,8 kN</b>										

## Pianta pilastro



## Risultati

8 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	345,5 kN	$\leq V_{Rdc}$
$\beta =$	1,40	
$V_{Rdc} =$	377,6 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.234,6 kN	
$VEd / VR_{dc}$	$VEd / VR_{ds, mass} =$	0,91      0,28
Numero dei connettori per listello interno esterno =	3 pec      0 pec	
Distanza connettori per listello interno esterno =	190 mm      0 mm	
$u1$ $u2, indisp \leq u2, disp =$	3.071 mm      2.809 mm	$\leq 4.563$ mm
$\phi_{perni} =$	12 mm	
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$	475 mm	$\leq 475$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	1,90	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	101 mm²	$\leq 905$ mm²
$VR_{ds, disp} =$	558,05	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	1,62	
Peso complessivo del listello =	11,48 kg	

## Sezione pilastro



## Definizione parametri

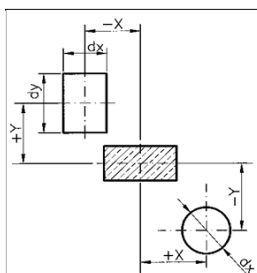
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lung.h.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,40$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - Piano Terra

Elemento CASO 6

Pagina 1

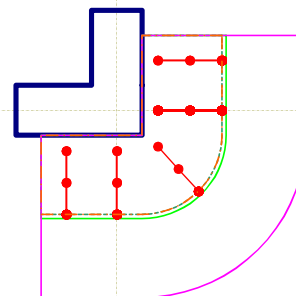
Data 23/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]								
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$								
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15									
Acciaio armatura punzonamento =	B450C											
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Angolo interno</b>										
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		<b>Lastra di solaio</b>		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$								
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione x-a = 30,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm												
Fattore di influenza =												
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>												
Eccentricità non sono considerate!												
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>												
<input type="checkbox"/> Inserirsi direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 40%;">asx =</td> <td style="width: 20%;">5,65 cm²/m</td> <td style="width: 20%;">0</td> <td style="width: 20%;"></td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>5,65 cm²/m</td> <td>0</td> <td></td> </tr> </table>					asx =	5,65 cm²/m	0		asy =	5,65 cm²/m	0	
asx =	5,65 cm²/m	0										
asy =	5,65 cm²/m	0										
<b>Sollecitazione</b>												
Carico agli SLU Ved =		150 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti =		1,05 0,00										
<b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd =</b>		157,5 kN										

## Pianta pilastro

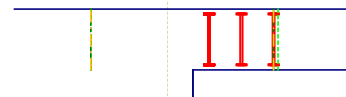


## Risultati

5 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	220,5 kN	$\leq V_{Rdc}$
$\beta =$	1,40	
$V_{Rdc} =$	244,1 kN	
$VR_{ds, mass} =$	987,7 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	0,90 0,22
Numero dei connettori per listello interno esterno =	3 pec 0 pec	
Distanza connettori per listello interno esterno =	190 mm 0 mm	
$u1$ $u2, indisp \leq u2, disp =$	1.985 mm 1.793 mm	$\leq 2.732$ mm
$\phi_{perni} =$	12 mm	
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$	475 mm	$\leq 475$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	1,90	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	100 mm²	$\leq 565$ mm²
$VR_{ds, disp} =$	348,78	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	1,58	
Peso complessivo del listello =	7,17 kg	

## Sezione pilastro



## Definizione parametri

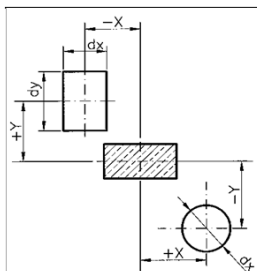
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lung.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,40$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - Piano Terra

Elemento CASO 7

Pagina 1

Data 23/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

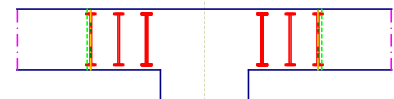
Materiali		Indici materiali		[N/mm²]
Qualità calcestruzzo = Rck 35		Qualità calcestruzzo		Rck 35
Qualità armatura piastra = B450C				$f_{ck} = 29,1$
Acciaio armatura punzonamento = B450C				$f_{ck,cube} = 35,0$
				$f_{cm} = 37,1$
Geometria piastre solai e pilastri		Pilastro interno rettangolare		
Tipo piastra solaio / fondazione:		Lastra di solaio		
Spessore piastra h =		30,0 cm		
Copriferro c =		2,5 cm		
Altezza utile d =		25,0 cm		
Pilastro:				
Lunghezza in direzione x-a =		60,0 cm		
Lunghezza in direzione y-b =		60,0 cm		
Armatura piastra solaio		B450C		
		$f_{yk} = 450$		
		$f_{yd} = 391$		
		$E_s = 210.000$		
Acciaio armatura punzonamento		B450C		
		$f_{yk} = 450$		
		$f_{yd} = 391$		
		$E_s = 210.000$		
<p><b>Pianta pilastro</b></p>				
<p><b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b></p> <p>Eccentricità non sono considerate!</p>				
<p><b>Armatura a flessione presente nella piastra</b></p> <p><input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura</p> <p>asx = 20,00 cm²/m 0</p> <p>asy = 24,00 cm²/m 0</p>				
<p><b>Sollecitazione</b></p> <p>Carico agli SLU Ved = 860 kN</p> <p>Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05 0,00</p> <p><b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 903,0 kN</b></p>				

## Risultati

12 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	1.038,5 kN	
$\beta =$	1,15	
$V_{Rdc} =$	926,5 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.975,4 kN	
$V_{Ed} / VR_{dc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	1,12 0,53
Numero dei connettori per listello interno esterno = 3 pec 0 pec		
Distanza connettori per listello interno esterno = 190 mm 0 mm		
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	5.542 mm 6.211 mm $\leq 8.526$ mm
$\phi_{perni} = 12$ mm		
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$ 475 mm $\leq 475$ mm		
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$ 1,90		
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$ 557 mm² $\leq 1.357$ mm²		
$VR_{ds, disp} =$ 837,07		
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$ 0,81		
Peso complessivo del listello = 17,21 kg		

## Sezione pilastro



## Definizione parametri

distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$

Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$

Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$

Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$

Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$

Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$

Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

☒  $\beta$  standard☐  $\beta$  costante (selezionabile)☐  $\beta$  variabile (calcolata) $\beta = 1,15$ 

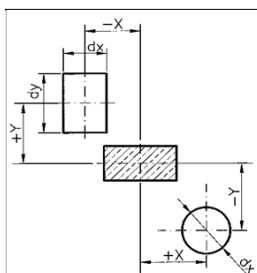
## Forometria



Non considerato!



Da inserire direttamente?



Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - Piano Terra

Elemento CASO 8

Pagina 1

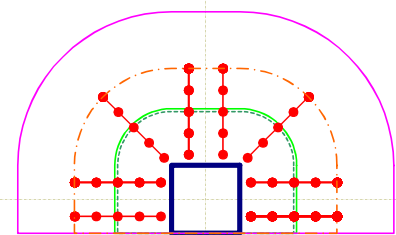
Data 23/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Pilastro esterno rettangolare // x</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Lastra di solaio Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$								
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione x-a = 60,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 60,0 cm Distanza bordo ry = 30,0 cm		<b>Acciaio armatura punzonamento</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$								
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b> Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b> <input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0"> <tr> <td>asx =</td> <td>18,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>14,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	18,00 cm²/m	0	asy =	14,00 cm²/m	0
asx =	18,00 cm²/m	0								
asy =	14,00 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b> Carico agli SLU Ved = 585 kN Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05 0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 614,3 kN</b>										

Pianta pilastro

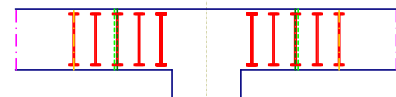


## Risultati

8 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 5Distanza da appoggio  $l_s = 855$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	860,0 kN	
$\beta =$	1,40	
$V_{Rdc} =$	506,2 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.473,1 kN	
$V_{Ed} / VR_{dc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	1,70 0,58
Numero dei connettori per listello interno esterno =	3 pec 2 pec	
Distanza connettori per listello interno esterno =	190 mm 190 mm	
$u1$ $u2, indisp \leq u2, disp =$	3.371 mm 5.727 mm	$\leq 6.057$ mm
$\phi_{perni} =$	12 mm	
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$	750 mm	$\leq 855$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	3,00	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	779 mm²	$\leq 905$ mm²
$VR_{ds, disp} =$	558,05	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	0,65	
Peso complessivo del listello =	18,63 kg	

Sezione pilastro



Definizione parametri

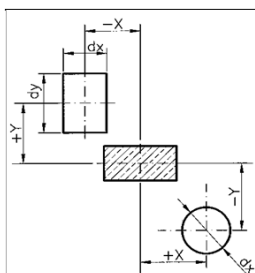
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell'ui  $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell'ui  $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori  $= d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,40$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

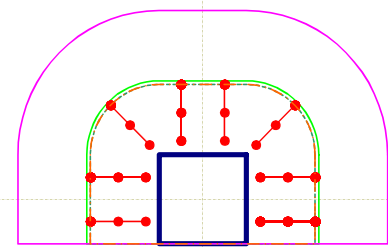
Versione 1.4.2 - 27/04/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]
Qualità calcestruzzo = Rck 35		Qualità calcestruzzo		Rck 35
Qualità armatura piastra = B450C				$f_{ck} = 29,1$
Acciaio armatura punzonamento = B450C				$f_{ck,cube} = 35,0$
				$f_{cm} = 37,1$
Geometria piastre solai e pilastri		Pilastro esterno rettangolare // x		
Tipo piastra solaio / fondazione:		Lastra di solaio		
Spessore piastra h =		30,0 cm		
Copriferro c =		2,5 cm		
Altezza utile d =		25,0 cm		
Pilastro:				
Lunghezza in direzione x-a =		60,0 cm		
Lunghezza in direzione y-b =		60,0 cm		
Distanza bordo ry =		30,0 cm		
Eccentricità del carico per il calcolo di b				
Eccentricità non sono considerate!				
Armatura a flessione presente nella piastra				
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura		asx =	13,00 cm²/m	0
		asy =	8,00 cm²/m	0
Sollecitazione				
Carico agli SLU Ved =		370 kN		
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti =		1,05	0,00	
Forza di taglio (valore di calcolo) VSd =		388,5 kN		

Pianta pilastro



## Risultati

8 x Legature  $\phi 12$  - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	543,9 kN	
$\beta =$	1,40	
$V_{Rdc} =$	436,8 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.473,1 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	1,25 0,37
Numero dei connettori per listello interno esterno =		3 pec 0 pec
Distanza connettori per listello interno esterno =		190 mm 0 mm
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	3.371 mm 4.198 mm $\leq 4.863$ mm
$\phi_{perni} =$	12 mm	
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$	475 mm	$\leq 475$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	1,90	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	351 mm²	$\leq 905$ mm²
$VR_{ds, disp} =$	558,05	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	1,03	
Peso complessivo del listello =	11,48 kg	

Sezione pilastro



Definizione parametri

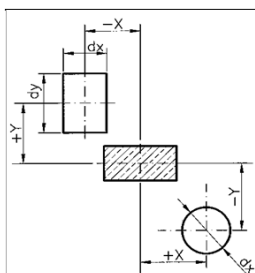
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,40$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Progetto 9509 - Piano Terra

Elemento CASO 10

Pagina 1

Data 23/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

## Materiali

Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15
Acciaio armatura punzonamento =	B450C		

## Indici materiali

Qualità calcestruzzo	Rck 35
$f_{ck} =$	29,1
$f_{ck,cube} =$	35,0
$f_{cm} =$	37,1

## Geometria piastre solai e pilastri

<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b>	Lastra di solaio
Spessore piastra h =	30,0 cm
Copriferro c =	2,5 cm
Altezza utile d =	25,0 cm
<b>Pilastro:</b>	
Diametro pilastro $\varnothing =$	60,0 cm

## Pilastro interno rotondo

## Armatura piastra solaio

<b>B450C</b>	
$f_{yk} =$	450
$f_{yd} =$	391
$E_s =$	210.000

## Acciaio armatura punzonamento

<b>B450C</b>	
$f_{yk} =$	450
$f_{yd} =$	391
$E_s =$	210.000

## Eccentricità del carico per il calcolo di b

Eccentricità non sono considerate!

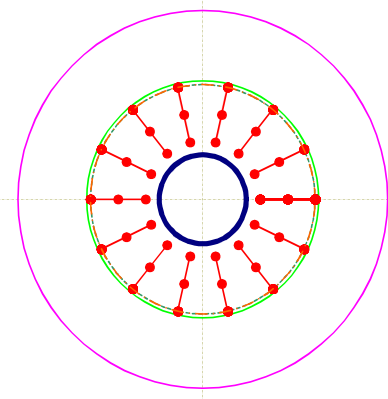
## Armatura a flessione presente nella piastra

<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura	asx =	25,00 cm <sup>2</sup> /m	0
	asy =	21,00 cm <sup>2</sup> /m	0

## Sollecitazione

Carico agli SLU Ved =	835 kN	
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti =	1,05	0,00
<b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd =</b>	<b>876,8 kN</b>	

## Pianta pilastro

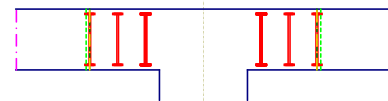


## Risultati

14 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	1.008,3 kN	
$\beta =$	1,15	
$V_{Rdc} =$	853,0 kN	
$VR_{ds,mass} =$	1.551,5 kN	
$VEd / VR_{dc}$	$VEd / VR_{ds,mass} =$	1,18 0,65
Numero dei connettori per listello interno esterno =	3 pec 0 pec	
Distanza connettori per listello interno esterno =	190 mm 0 mm	
$u1$ $u2,indisp \leq u2,disp =$	5.027 mm 5.941 mm	$\leq 8.011$ mm
$\varnothing_{perni} =$	12 mm	
Lunghezza listello $l_s,indisp \leq l_s,disp =$	475 mm	$\leq 475$ mm
Rapporto lunghezza listello risp.alt.utile $l_s/d =$	1,90	
$Asv,indisp \leq Asv,disp =$	597 mm <sup>2</sup>	$\leq 1.583$ mm <sup>2</sup>
$VR_{ds,disp} =$	976,58	
$VR_{ds,disp} / V_{Ed} =$	0,97	
Peso complessivo del listello =	20,08 kg	

## Sezione pilastro



## Definizione parametri

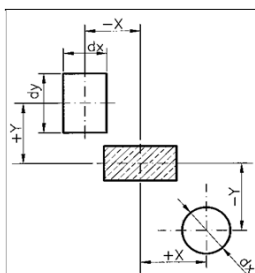
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,15$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018



Progetto 9509 - Piano Terra

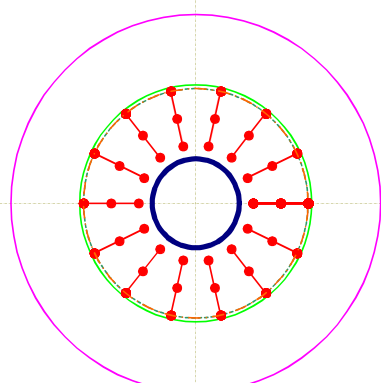
Elemento CASO 11

Pagina 1

Data 23/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

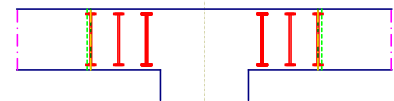
Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Pilastro interno rotondo</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Diametro pilastro $\varnothing = 60,0$ cm										
<b>Acciaio armatura punzonamento</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$										
<b>Pianta pilastro</b> 										
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b> Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b> <input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0"> <tr> <td>asx =</td> <td>12,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>19,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	12,00 cm²/m	0	asy =	19,00 cm²/m	0
asx =	12,00 cm²/m	0								
asy =	19,00 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b> Carico agli SLU Ved = 580 kN Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05 0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 609,0 kN</b>										

## Risultati

14 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	700,4 kN	$\leq V_{Rdc}$
$\beta =$	1,15	
$V_{Rdc} =$	742,3 kN	
$VRds, mass =$	1.551,5 kN	
$VEd / VRdc$	$VEd / VRds, mass =$	0,94 0,45
Numero dei connettori per listello interno esterno =	3 pec 0 pec	
Distanza connettori per listello interno esterno =	190 mm 0 mm	
$u1$ $u2, indisp \leq u2, disp =$	5.027 mm 4.742 mm	$\leq 8.011$ mm
$\varnothing_{perni} =$	12 mm	
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$	475 mm	$\leq 475$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	1,90	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	233 mm²	$\leq 1.583$ mm²
$VRds, disp =$	976,58	
$VRds, disp / VEd =$	1,39	
Peso complessivo del listello =	20,08 kg	

## Sezione pilastro



## Definizione parametri

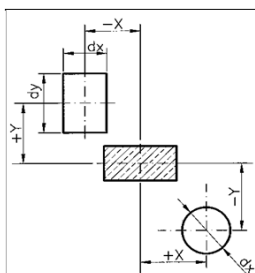
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,15$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

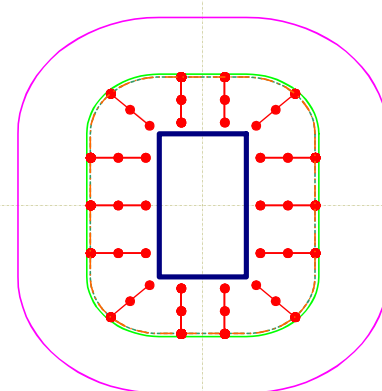
Versione 1.4.2 - 27/04/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15	
Acciaio armatura punzonamento =	B450C			
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Pilastro interno rettangolare</b>		
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio Lunghezza in direzione x-a = 60,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 120,0 cm		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione x-a = 60,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 120,0 cm		<b>U &gt; 11 * d</b>		<b>Acciaio armatura punzonamento</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>				
Eccentricità non sono considerate!				
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>				
<input type="checkbox"/> Inserirsi direttamente il grado di armatura asx = 18,00 cm²/m asy = 18,00 cm²/m				
<b>Sollecitazione</b>				
Carico agli SLU Ved = 1.035 kN				
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05 0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 1.086,8 kN</b>				

Pianta pilastro

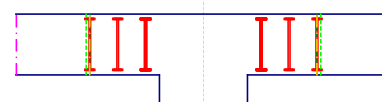


**Risultati** **Parametri ammessi non rispettati**

14 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 3

Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

Sezione pilastro



Definizione parametri

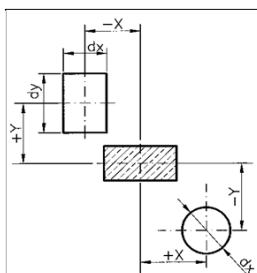
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u_1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u_1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u_1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u_1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u_2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,15$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

## **Elenco Elaborati grafici presentati**

<b>LIV.</b>	<b>DESCRIZIONE</b>	<b>TAV. N.</b>
<b>Piano Terra</b>	<b>Cordoli e contromonta casseri</b>	<b>01</b>
	<b>Armatura inferiore - Direzione 1</b>	<b>02</b>
	<b>Armatura inferiore - Direzione 2</b>	<b>03</b>
	<b>Piano di Posa degli alleggerimenti Cobiax®</b>	<b>04</b>
	<b>Armatura superiore - Direzione 1</b>	<b>05</b>
	<b>Armatura superiore - Direzione 2</b>	<b>06</b>
	<b>Armatura a punzonamento</b>	<b>07</b>

# Ampliamento Liceo Corradini


**Comune di Thiene (VI)**

<i>COMMITTENTE:</i>  <b>Comune di Thiene</b>	<i>PROGETTAZIONE STRUTTURALE:</i>  <b>FRANCHETTI Srl</b>  Piazzale del Vittoria, 7 36071 <u>Arzignano (VI)</u>
--	---

## RELAZIONE DI CALCOLO 1° Piano

*Data elaborazione :*

**22/10/2018**

<i>Progettista Cobiax® :</i>	<b>Dott. Ing. Christian Grasso</b>
	

---

**Cobiax Italia Srl**

Ufficio Tecnico: via Mancini, 25 - 39100 Bolzano (BZ) – Tel/Fax: 0471 1810023  
Internet: [www.cobiax.it](http://www.cobiax.it) e-mail: [studio@cobiax.it](mailto:studio@cobiax.it)

## Solaio – 1° Piano

- 1.1. Descrizione sintetica del solaio
- 1.2. Sistema vincolare
- 1.3. Condizioni di ambiente
- 1.4. Prescrizioni per i materiali
- 1.5. Carichi sui singoli solai e combinazioni di carico
- 1.6. Classe R (Resistenza al fuoco)
- 1.7. Tenuta e isolamento (EI)

## Calcolo

- 2.1. Metodo di calcolo del solaio alleggerito
- 2.2. Parametri generali per la soletta alleggerita
- 2.3. Dati di input
- 2.4. Grafici relativi ai dati di input
- 2.5. Mesh design ed elementi finiti
- 2.6. Diagramma delle frecce istantanee ( $t = 0$ )
- 2.7. Analisi delle frecce nel lungo periodo ( $t = \infty$ )
- 2.8. Verifica delle vibrazioni
- 2.9. Momenti Flettenti negativi di calcolo e armature inferiori
- 2.10. Momenti Flettenti positivi di calcolo e delle armature superiori
- 2.11. Verifica agli SLU e SLE
- 2.12. Resistenza a taglio solaio alleggerito
- 2.13. Verifica a taglio dell'interfaccia cls gettati in tempi diversi
- 2.14. Reazioni sul sistema vincolare  
Calcolo dell'armatura a punzonamento

## Elenco Elaborati Grafici

## SOLAIO - 1° Piano

Oggetto della presente relazione tecnica è il calcolo e la verifica dei soli orizzontamenti alleggeriti che caratterizzano la struttura.

Le eventuali travi fuori spessore nel solaio sono a tutti gli effetti inserite nel modello di calcolo della piastra sia per inerzia additiva propria, sia per l'incremento del peso proprio derivante dal fatto che costruttivamente si differenziano dal solaio alleggerito. Il calcolo ed il disegno delle loro armature di dettaglio, così come di tutti gli elementi di sostegno verticali, sono da ricercarsi nelle relazioni specifiche.

Per il calcolo strutturale si fa riferimento alle seguenti **normative ed istruzioni**:

- Legge 5/11/1971 n. 1086 : "Norme per la disciplina delle opere in c.a. e c.a.p. e a struttura metallica"
  - N.T.C. D.M. 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni"
  - Rif. Tecnico UNI EN 1992-1-1 : 2005 (versione corretta 06/04/2006): Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
  - UNI EN 206-1/2001: Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei Lavori Pubblici – "Linee Guida sul calcestruzzo Strutturale"

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione delle presente Relazione di Calcolo, sono di sicura validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tra questi codici menzioniamo:

- Programma di calcolo **AxisVM** prodotto da *InterCAD – Engineering Software Developer Company* (Károlyi krt. 9. VI/6., Budapest – Hungary) e distribuito in Italia da *S.T.A.Data* (C.so Raffaello, 12 - C.A.P. 10126 – Torino) ed orientato tra l'altro al calcolo di piastre in c.a. facente riferimento alle NTC 18 per i coefficienti parziali di amplificazione delle azioni e di sicurezza dei materiali.

I solai vengono schematizzati con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per gli elementi strutturali; in particolare per gli elementi strutturali bidimensionali quali piastre, pareti a taglio, setti e nuclei irrigidenti, viene utilizzato un elemento finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento flessionale (piastra) che il comportamento membranale (lastra).

Il programma AxisVM comprende anche il modulo COBIAX (CBX) che permette di inserire i corpi cavi nelle solette, tenendo in conto della riduzione di peso proprio, della minore rigidità flessionale e a taglio.

Non esistendo ad oggi enti certificatori ufficiali per i programmi di calcolo strutturale automatico il distributore del software provvede, tramite manuale corsi e videocorsi, a fornire all'utilizzatore tutte le informazioni per un uso consapevole del programma.

Come previsto al punto 10.2 delle NTC 2018 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti e quelli forniti dal software.

S.T.A.Data, a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce nel manuale utente (Cap. 10) i risultati dei test.

S.T.A. fornisce inoltre un **Manuale di Validazione** del programma, dove, a partire da pg. 103 presenta una serie di calcoli effettuati con AxisVM e confrontati con esempi tratti dalla bibliografia tecnica o da analisi effettuate con altri software.

Tale documento è liberamente scaricabile al seguente link

[http://www.stadata.com/?area=Software&table=AxisVM\\_Download&mnu=33&codefile=AX103](http://www.stadata.com/?area=Software&table=AxisVM_Download&mnu=33&codefile=AX103)

- foglio di calcolo **CB-Tech.xls** di ausilio alla progettazione per la valutazione delle prestazioni del solaio alleggerito con corpi cavi tipo Cobiax, realizzato da Cobiax Italia.  
Il file CB-Tech determina il *peso proprio* del solaio, ove alleggerito, la sua *inerzia* in rapporto a quella di un solaio di uguale spessore e la sua *resistenza a taglio* in assenza di armatura specifica. Permette inoltre una verifica della *frequenza fondamentale* e dell'inflessione del solaio a tempo infinito tenendo conto della *viscosità* e di determinare *l'armatura minima* da adottare in zona tesa.  
Il peso proprio del solaio è determinato in funzione del tipo di alleggerimento scelto noto il suo volume ed il suo passo in pianta (pezzi/mq) nelle due direzioni.  
L'inerzia del solaio alleggerito viene calcolata analiticamente nota la forma geometrica corpo cavo (alleggerimento). Tale inerzia può essere calcolata anche con l'ausilio di programmi di grafica 3D tipo AutoCAD.  
La resistenza a taglio del solaio si ricava partendo dalla formula 6.47 di EC2.  
La frequenza fondamentale del solaio viene calcolata analiticamente nota la sua freccia in condizioni frequenti.  
La componente viscosa della deformata del solaio viene calcolata analiticamente con l'espressione B.2 dell'Appendice B di EC2.  
L'armatura minima in zona tesa da adottare per il solaio è calcolata tramite la formula 4.1.44 delle NTC18.  
Il file consente infine di verificare il *Momento limite* entro il quale la sezione alleggerita (con corpi cavi) può essere calcolata con le stesse basi teoriche della sezione rettangolare piena. Tale momento viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione con centro nelle armature inferiori ed assumendo l'altezza della zona compressa (asse neutro) pari alla cappa superiore del solaio.  
Tutte le caratteristiche del solaio e le verifiche menzionate calcolate con l'ausilio del foglio di calcolo sono facilmente riproducibili a mano.

## 1.1. Descrizione sintetica del solaio

Il solaio a piastra bidirezionale incorpora elementi di alleggerimento tipo Cobiax **S-180/315** di diametro  $D=315\text{mm}$  e altezza  $180\text{mm}$  disposti con passo  $i_x = i_y = 350\text{mm}$ . L'altezza complessiva strutturale è pari ad  $H=30\text{cm}$ . Il **peso proprio teorico** del solaio in campata è di ca.  $p_p=5,18\text{kN/mq}$ , laddove dunque il solaio è effettivamente alleggerito.

In realtà il solaio, nelle zone dove la forza tagliata supera la resistenza a taglio certificata Cobiax (crf. **Par. 2.9.**), verrà realizzato in getto pieno con un incremento del peso proprio.

Nel caso in esame il **peso effettivo del solaio** che considera in media le zone effettivamente alleggerite e quelle da eseguirsi in getto pieno (nell'intorno degli appoggi e lungo i perimetri cordolati) risulta essere  $G_1 = 6,06\text{kN/mq}$ .

Per il solaio in oggetto si è optato per la fornitura in opera del sistema denominato **CBCM-C**, che prevede il posizionamento delle gabbie contenenti gli alleggerimenti sopra l'armatura inferiore incrociata precedentemente disposta sui casseri.

## 1.2. Sistema vincolare

Per il presente solaio si faccia riferimento allo schema vincolare estratto dal programma di calcolo Axis VM del paragrafo 2.4.

I sistemi di vincolo generalmente previsti sono:

- Elementi vincolari lineari verticali rigidi: *generalmente* il vincolo appartenente a questa tipologia di sostegni è stato considerato ad appoggio semplice e quindi privo di inerzia rotazionale (che porta ai momenti max di campata).  
*In fase esecutiva, caso per caso (solaio intermedio o di copertura), verrà valutato il loro giusto grado d'incastro; il programma AxisVM è in grado di calcolare le rigidezze traslazionali e rotazionali dell'appoggio in funzione dei dati geometrici e dei materiali.*
- Pilastri: vincoli puntiformi di appoggio rigidi agli spostamenti verticali  
*In fase esecutiva, caso per caso (solaio intermedio o copertura), verrà valutato il loro giusto grado d'incastro; il programma AxisVM è in grado di calcolare le rigidezze traslazionali e rotazionali dell'appoggio in funzione dei dati geometrici e dei materiali.*
- Travi in spessore e cordoli: Queste ultime, sebbene dotate di una maggiore incidenza di armature, dal punto di vista flessionale non apportano incremento significativo della rigidezza (rispetto a quella generale della piastra) tale da giustificarne una schematizzazione all'interno della piastra stessa. Si terrà invece conto del peso proprio maggiorato in prossimità del loro ingombro sulla planimetria, poiché sono a tutti gli effetti da eseguirsi privi di alleggerimenti.



### 1.3. Condizioni di ambiente

La classe di esposizione del calcestruzzo del **1° Piano**, secondo le UNI EN 206-1, ricade nella categoria (XC1). In funzione di quest'ultima ed in osservanza delle Linee Guida del C.S.LL.PP. e delle disposizioni attuali di Norma, sono previste per il cls le seguenti limitazioni:

- resistenza minima  $R_{ck}$  **30** Mpa
- dosaggio minimo di cemento pari a **280** kg/m<sup>3</sup>
- rapporto max Acqua/Cem di **0,60**
- ricoprimento minimo pari a  $c_{min}$  = **20** mm<sup>1</sup>.

### 1.4. Prescrizioni per i materiali

#### Calcestruzzo

Per il cls si fa riferimento alla norma UNI 9858 (5/91). Qui di seguito vengono indicate le prescrizioni per la miscela<sup>2</sup> di cls sia per le parti di solaio alleggerite che per quelle da realizzarsi in getto pieno:

- Diametro massimo dell'inerte D = **16** mm
- Curva granulometrica di inerte media (A+B)/2
- Cemento tipo **N** secondo UNI EN 197-1 (Cemento a resistenza ordinaria: **32,5R - 42,5N**)
- Rapporto a/c  $\leq$  **0,60**
- Classe di Slump in cantiere richiesta : **S4** (consistenza fluida)

(Nella fase del confezionamento del cls è ammesso l'utilizzo di additivi superfluidificanti e/o aeranti)

- Classe di resistenza caratteristica minima: **C28/35**
- Modulo elastico min. :  $E_c \geq$  **32308** MPa

Le caratteristiche prestazionali del cls vengono dedotte dalla EN 1992-1-2 con applicazione di  $t_0=28$  gg. (salvo diversamente specificato).

#### **Regole di maturazione del getto di cls:**

Per impedire l'evaporazione dell'acqua del calcestruzzo verso l'ambiente durante le prime ore dal getto, così da rallentare l'insorgere di tensioni dovute al ritiro si prescrive **maturazione umida del getto**: ricoprire la superficie del calcestruzzo con **teli a tenuta** con bordi ed angoli sigillati per non fare passare l'aria; in alternativa si usino **teli traspiranti** (sacchi di iuta o tessuto non tessuto) mantenuti costantemente umidi.

Come ulteriore possibilità si potrà **nebulizzare dell'acqua** tramite irrigazione a goccia sulla superficie di estradosso del solaio; tale acqua non dovrà essere fredda perché provoca sbalzo termico tra la parte interna ed esterna del getto. Sarebbe opportuno mantenere la superficie del solaio coperta da un velo d'acqua.

<sup>1</sup> Le caratteristiche e le quantità dei materiali costituenti indicate sono valide fino all'indicazione di condizioni ancor più limitanti (es. se il ricoprimento previsto per motivi di resistenza al fuoco R ovvero per diametri di barre maggiori alla dimensione che fa capo alla classe di ambiente)

<sup>2</sup> La garanzia a conformità del mix design indicato dovrà essere certificato dalla ditta fornitrice del cls. Le caratteristiche ed il prelievo dei provini dovranno essere eseguite dalla direzione dei lavori secondo le normative in vigore. Le caratteristiche del cls fresco e a maturazione avvenuta sono indicative; salvo diversamente indicato, valgono sempre quelle descritte sulle tavole esecutive.

Di seguito si riporta una utile tabella che riporta i **tempi minimi di mantenimento del cassero** in giorni, raccomandati dalla ENV 206 (UNI 9858) in funzione dello sviluppo della resistenza del cls, della sua temperatura e delle condizioni ambientali.

Sviluppo della resistenza del calcestruzzo	Rapido			Medio			Lento		
Temperatura del calcestruzzo (°C)	5	10	15	5	10	15	5	10	15
Condizioni ambientali durante la stagionatura	Tempi espressi in giorni								
I) Non esposto ad insolazione diretta UR dell'aria circostante $\geq 80\%$	2	2	1	3	3	2	3	3	2
II) Insolazione diretta media o vento di media velocità o UR $> 50\%$	4	3	2	6	4	3	8	5	4
III) Insolazione intensa o vento di forte velocità o UR $< 50\%$	4	3	2	8	6	5	10	8	5

Tali tempistiche sono da valutare in cantiere.

Per il disarmo completo del solaio (scassero e eliminazione di tutti i puntelli) si faccia riferimento al paragrafo 2.7

### Acciaio

Acciaio per c.a. tipo **B450C** (laminato a caldo) secondo specifiche §11.3.2.1 delle NTC18:

#### Proprietà

Limite di snervamento  $f_y$

Limite di rottura  $f_t$

Allungamento totale al carico massimo  $A_{gt}$

Rapporto  $f_t/f_y$

Rapporto  $f_{y\text{misurato}}/f_{y\text{nom}}$

#### Requisiti

$\geq 450$  Mpa

$\geq 540$  Mpa

$A_{gt} \geq 7,5\%$

$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$

$\leq 1,25$

### CONSIGLI OPERATIVI PER LE FASI DI GETTO :

In tutte le porzioni di solaio alleggerito, dovendo il getto del cls essere eseguito in due fasi, è consigliabile eseguire il primo getto di contrasto del sollevamento (prima strisciata di getto sotto gli alleggerimenti) confinando la superficie interessata dai corpi cavi, mediante opportuni dispositivi ferma-getto (tipo nervometal, strisce di fibro-cemento, ecc.). In questo modo al termine della prima fase di getto, le zone da eseguirsi massicce (tipicamente in prossimità dei pilastri, angoli interni e fine parete) rimangono prive di cls<sup>3</sup>.

Per quanto riguarda le interruzioni di getto a tutta altezza<sup>4</sup>, queste dovranno in primo luogo verificarsi preferibilmente sulle linee di inversione dei momenti flettenti e quindi da definire di volta in volta assieme alla D.L. In secondo luogo, lungo queste linee dovranno essere disposte delle reti ferma-getto (tipo nervometal) atte a garantire la massima aderenza del cls alla superficie in sezione matura, nonché a far passare tutte le armature di ripresa previste dalle tavole grafiche.

<sup>3</sup> Questa operazione è atta ad assicurare il massimo dell'omogeneità del getto nelle zone in cui la compressione avviene all'intradosso (zone a momento negativo); in cui nelle piastre si ha una maggiore esposizione a variazione del livello dell'asse neutro.

<sup>4</sup> Eseguite sostanzialmente per ragioni di stati di avanzamento dei manufatti o per ragioni di mitigazione del fenomeno del ritiro.

## 1.5. Carichi sui singoli solai e Combinazioni di Carico

Come carichi distribuiti uniformemente sulla superficie dell'impalcato e lineari (tramezze perimetrali), ad esclusione del **peso proprio  $G_1$**  definito di volta in volta in funzione dello spessore del solaio e relativo alleggerimento Cobiax utilizzato, **crf. paragrafo 1.1**, si è assunto, in conformità alle disposizioni ricevute ed indicate sulle tavole strutturali relative:

<i>carico permanente portato <math>G_2</math></i>	<i>Categoria carico variabile</i>	<i>carico variabile <math>Q_i</math></i>	<i>Eventuali carichi di linea</i>
3,30kN/m <sup>2</sup>	Cat. C1	3,00kN/m <sup>2</sup>	4,00kN/m

Per la rappresentazione in forma grafica dei sovraccarichi si consulti il **paragrafo 2.4**.

Con riferimento alle azioni elementari prima elencate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico in ottemperanza alle NTC18:

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

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_{1k} + \gamma_{G2} \cdot G_{2k} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q [Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} \cdot Q_{ik})]$$

Le problematiche affrontate in questa relazione tecnica riguardano aspetti strutturali e quindi la tipologia di verifiche STR colonna A1 della tabella sottostante.

Salvo non esplicitamente indicato i carichi permanenti non strutturali  $G_2$  verranno considerati compiutamente definiti e quindi con coefficiente parziale di sicurezza pari a quello dei carichi permanenti strutturali  $\gamma_{G1}$

**Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

- **Combinazioni previste per gli SLE:**

$$F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_i(\psi_{0i} Q_{ik})$$

combinazione rara

$$F_f = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_i(\psi_{2i} Q_{ik})$$

combinazione frequente

$$F_q = G_k + P_k + \sum_i(\psi_{2i} Q_{ik})$$

combinazione quasi permanente

I coefficienti di combinazione  $\psi_{0i}$ , da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, tengono conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

$\Psi_{1j}$  = coeff. atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattali di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

$\Psi_{2j}$  = coeff. atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili, assimilabili al valore medio della distribuzione temporale dell'intensità.

Essi assumono valori differenti in funzione della destinazione d'uso del solaio, come descritto nella tabella successiva.

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Il programma AxisVM determina in automatico le combinazioni più critiche agli SLU e SLE che massimizzano le tensioni, i momenti e gli spostamenti.

## 1.6. Classe R (Resistenza al fuoco)

La classe di resistenza al fuoco prescritta per l'intradosso del solaio è di R **90** (90min.).

Viste le caratteristiche intrinseche del materiale di cui sono composti gli alleggerimenti (HD-PE e PP), non si rendono necessari sfoghi alle sovrappressioni in corrispondenza agli elementi cavi come previsto dalla stessa UNI 9502:2002 in quanto tale materiale sottoposto al fuoco non sprigiona gas come ad esempio il polistirene espanso. Dai risultati delle prove di laboratorio (campioni di solaio sottoposti a curva di temperatura da incendio normalizzata) si evince che il solaio alleggerito supera tutti i limiti ammissibili di resistenza R, tenuta E ed isolamento I.

La presenza degli alleggerimenti non crea dunque turbativa alla propagazione del calore all'interno del solaio, né si creano sovrappressioni tali da creare scoppi o espulsioni di cls.

Il solaio Cobiax, essendo un solaio alleggerito con comportamento a piastra (non un solaio a travetti alleggerito, né un solaio a lastra con alleggerimenti in polistirene), dal punto di vista del comportamento al fuoco è del tutto assimilabile ad un solaio massiccio dello stesso spessore.

Con riferimento alla norma vigente in materia D.M. 16/02/2007, mediante l'adozione del metodo tabellare (Tabella D.5.1 - primo rigo, a salvaguardia del ferro più esposto al fuoco), che non tiene conto dell'effettivo stato di sollecitazione delle armature più esposte al fuoco durante il tempo di esposizione, la classificazione relativa alle "solette piene con armatura monodirezionale" presuppone un ricoprimento (intradosso-asse ferro) pari a  $d=30\text{mm}$ . Tale requisito è ampiamente rispettato imponendo l'utilizzo di distanziatori sopra cassero di altezza  $s=25\text{mm}$ .

## 1.7. Tenuta e isolamento (EI)

Con riferimento alla norma di cui sopra, Tabella D.5.2, la classe richiesta prevede uno strato pieno minimo complessivo di materiale isolante, ovvero cls, superiore a  $h=100\text{mm}$  ed uno spessore minimo della cappa armata pari a  $s_p=50\text{mm}$ .

Nel caso in esame abbiamo:

- uno spessore di materiale isolante, ovvero cls, pari a  $h=120\text{mm}$
- una cappa armata superiore pari a  $66\text{mm}$
- una cappa armata inferiore pari a  $54\text{mm}$  (calcolata nell'ipotesi di armatura di intradosso minima ammissibile con riferimento al **Par. 2.7.**)

I requisiti di Tenuta E ed Isolamento I sono dunque rispettati

## Calcolo

### 2.1. Metodo di calcolo del solaio alleggerito

Il programma di calcolo agli elementi finiti assume l'inerzia della sezione in funzione dello spessore complessivo del solaio stesso (Stato I – non fessurato). Per il calcolo del livello deformativo verticale, a seguito della flessione dovuta ai carichi impostati, si rende necessario un doppio intervento per determinare la freccia effettiva nel lungo periodo. Un primo intervento è conseguente all'introduzione di coeff. amplificativo che tiene conto dell'utilizzo di un solaio che è in sostanza svuotato del nocciolo (alleggerito) e quindi dotato di inerzia flessionale leggermente inferiore alla sezione massiccia piena (**N.B.: il programma AxisVM tiene conto dell'effettiva inerzia del solaio Cobiax**).

Il secondo intervento tiene conto degli effetti viscosi (cfr. par. 2.7 – Analisi delle frecce nel lungo periodo).

Sarà infine anche necessario verificare che le sollecitazioni flessionali nella zona alleggerita in campata ( $M_{ED+}$ ) allo SLU, conseguenti all'applicazione dei carichi applicati nella condizione più sfavorevole, rientrino nei margini seguenti<sup>5</sup>:

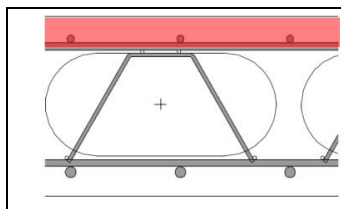
#### - Alleggerimenti di forma toroidale (Tipo Slim Line o Disco cavo)

$$M_{\max CB} = \beta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot S_{\sup} \cdot (h - \kappa \cdot S_{\sup}) + \alpha'_s \cdot f_{yd} \cdot A'_s (h - c')$$

Ove il pedice CB sta per Cobiax

In maniera cautelativa il contributo dell'armatura in zona compressa può essere trascurato (in genere non superiore al 15% del momento limite totale).

Tale equazione, ricavata imponendo l'asse neutro agli SLU pari alla cappa superiore del solaio, non rappresenta il momento resistente della sezione studiata ma il momento limite di applicabilità delle basi teoriche e normative della sezione rettangolare piena (parabola-rettangolo, stress-block).



Nel caso di alleggerimento di tipo toroidale la zona compressa non dovrà intercettare l'alleggerimento rimanendo confinata nella cappa superiore  $S_{\sup}$ .  
Nell'equazione si assume, a favore di sicurezza, come armatura superiore  $A'_s$  quella di base utilizzata in campata.  
 $\alpha'_s$  è il coefficiente di sfruttamento dell'armatura

Per valori del Momento  $M_{ED}$  inferiori a quelli indicati ( $M_{ED} < M_{\max CB}$ ) non si riscontrano scostamenti dal comportamento flessionale di una sezione massiccia di pari spessore, giungendo così allo stesso quantitativo di armatura dedotta dalla omologa sezione massiccia.

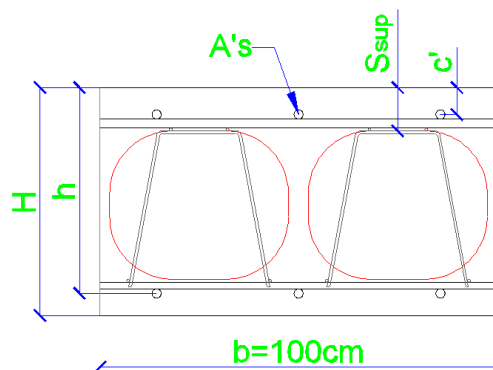
Per quanto concerne le disposizioni di armatura derivanti dalla fase di post-processing sulle base delle sollecitazioni di calcolo inferiori a quelle limite indicate in precedenza, esse possono essere dunque assunte senza ulteriori accorgimenti correttivi se e solo se l'asse neutro non interseca le cavità; da qui l'assunzione della sezione rettangolare semplice quale sezione di riferimento per il calcolo delle armature allo SLU per il solaio alleggerito.

<sup>5</sup> Solo nelle zone in cui sono presenti i corpi di alleggerimento; nell'intorno degli appoggi, per ragioni di resistenza a taglio, gli alleggerimenti non sono presenti

Il solaio in oggetto è stato alleggerito con elementi tipo S-180/315  
Nelle ipotesi di

spessore solaio  $H=30\text{cm}$ ,  
altezza statica  $h=26,3\text{cm}$ ,  
 $f_{cd}=15,87\text{N/mm}^2$ ,  
cappa superiore  $S_{sup}=66\text{mm}$ ,  
quota armatura superiore  $c'=40\text{mm}$   
fattore di riempimento  $\beta=0,800$   
profondità zona compressa  $\kappa=0,400$   
coeff. di sfruttamento  $\alpha's=0,595$

si ottiene un momento limite  $M_{maxCB}$  agli SLU



$$M_{maxCB} = 227,06\text{kNm/m} > M_{ED} = 80\text{kNm/m}$$

Ovunque maggiore in campata a quello di calcolo!

Ai fini del calcolo è dunque possibile considerare la sezione come rettangolare piena

Sottoporremo infine lo stato limite relativo al taglio alla verifica della resistenza limite che caratterizza la sezione dotata di alleggerimenti ricavando il valore della percentuale residua di resistenza a taglio rapportata a quella massiccia di medesimo spessore. Mediante calcolo opportuno riusciremo quindi a rappresentare in diagramma tutti gli elementi finiti che superano tale valore. Conseguentemente si rende necessario l'eliminazione dei corpi alleggerenti da tali zone ripristinando il valore della resistenza piena della sezione massiccia. Laddove tali sollecitazioni superano pure la resistenza limite  $V_{Rcd}$  del cls privo di specifica armatura a taglio, dovrà essere eseguito uno specifico calcolo a taglio-punzonamento a partire dal diagramma delle reazioni di appoggio risultanti dal calcolo FEM in condizioni di SLU.

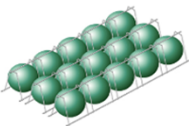
A tal proposito si consultino i paragrafi **2.12 -2.13** e **2.14** della presente relazione.

## **2.2. Parametri generali per la soletta alleggerita**

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

- Scheda delle caratteristiche prestazionali per la tipologia di soletta proposta
- Sezioni tipologiche dell'impalcato





## Dimensionamento dei solai COBIAX<sup>®</sup> Determinazione dei parametri principali



Gabbie di Alleggerimento tipo   
Tipologia in opera

[Scarica il Manuale Tecnico Cobiax 2014](#)

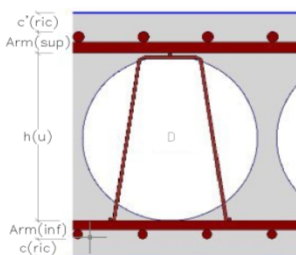
(Soluzione a completo getto in opera)

H(solaio) =  cm  
c(calc, medio) =  "  
h = 26,3 "

D(elem.) = 315 mm  
passo i(trasv.) = 35 "  
passo j(longit.) = 35 "

B(gabbia) = 245 cm  
Nr. elem./mq = 8,16

PP(solaio) = **5,18** kN/m<sup>2</sup>



OK  
OK

### 1° Piano

Classe di ambiente (EN206 - prEN)  
CAT. Ambiente   ordinarie  
Asciutto o permanentem. bagnato

Classe REI [min]   (\*)  
Cappa S<sub>sup</sub> = 66 mm Ricoprimento alleggerimento  
h A's = 40 mm Quota Arm. Sup. da estrad.  
c', ric (Sup.) =  (Ricoprimento ferro sup.)  
Arm(sup) =  (Somma ϕ ferri sup.)  
h(u) = 195 mm (h gabbia alleggerim.)  
Arm(inf) =  (Somma ϕ ferri inf.)  
c, ric (Inf.) =  (Ricoprimento ferro inf.)  
**OK**

Sezione da utilizzare solo se necessario (\*\*)  
passo i(trasv.) IMPOSTO = **35 cm** OK  
passo j(longit.) IMPOSTO = **35 cm** OK

Vol.vuoti (teor.)/mq = 0,0929 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>  
Vol.cls (teor.)/mq = 0,2071 "  
Riduzione di peso = 232 kg/m<sup>2</sup>  
Riduz. J(CB)/J(M) = **0,914** 91,4%  
Resist. Taglio Residua = **0,55** 55,0%

(\*) Si fa riferimento al certif. MFPA - Cobiax, nonché alla tab. 5.1 del D.M. 16/02/07

(\*\*) La modifica dei passi degli elementi può essere eseguita solo previa autorizzazione di Cobiax Italia Srl

## Calcolo della capacità portante a taglio (secondo EN 1992-1-2 : 2004)

Altezza statica Arm. Sup. d' = 25,6 cm  
k = 1,884

Classe del CLS    
**OK**

Classe di Consistenza

As(min) = 4,09 cm<sup>2</sup>/m

Diametro ϕ =  mm  
passo =  cm

As(disp.) = 5,65 cm<sup>2</sup>/m  
c' = 44 mm

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$$

γ<sub>c</sub> =

### 1° Piano

(altezza utile media di calcolo)  
(parametro altezza per calcolo SL)

Prescrizioni relative al calcestruzzo  
a/c Max 0,60  
Cont. Cem. min. 280 kg/m<sup>3</sup>  
Dmax(inerte) 16 mm

(armatura minima per ciascuna direzione)

$$\rho_{min} = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,0013 \quad (b=100cm)$$

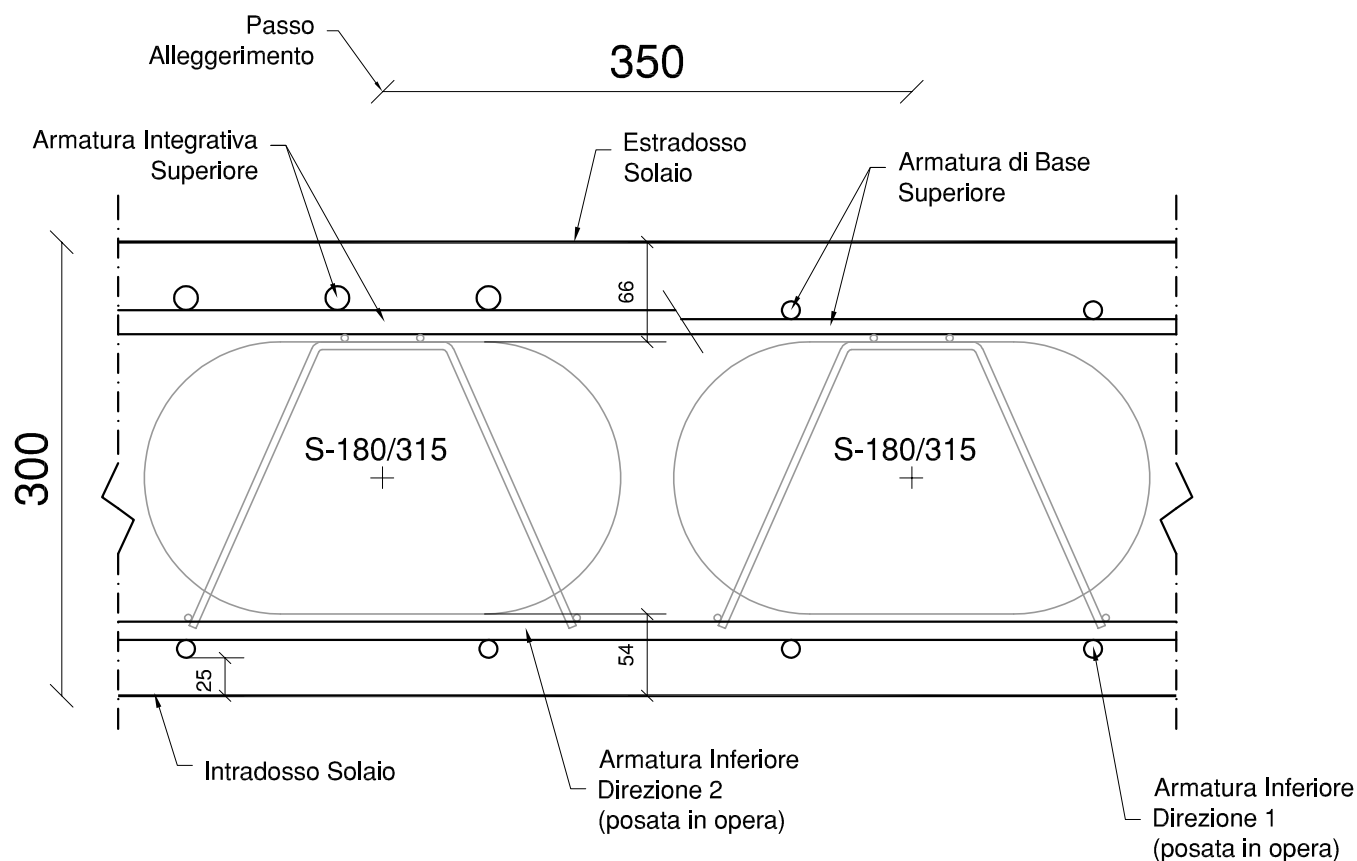
Grado di arm. min. disposta = 0,00221 (ρ<sub>min</sub>) **OK**

v<sub>min</sub> (EN 1992-1-1:05) = 0,48 N/mm<sup>2</sup>  
v<sub>Rd,c</sub> (EN 1992-1-1:05) = 0,415 N/mm<sup>2</sup>  
v<sub>Rd,c</sub>(CB) = 0,228 N/mm<sup>2</sup> (Residua CB)

V<sub>Rd,c</sub>(CB) = v<sub>Rd,c</sub>(CB) x d = **58,43** kN/m (Resid.su d)  
V<sub>Rd,c</sub>(MD) = MAX( v<sub>Rd,c</sub>(MD) ) x d = **122,59** kN/m (Resid.su d)

# SEZIONE LONGITUDINALE TIPO

## CBCM S-LINE 180/315



Vol. Vuoti = 0,093 mc/mq

Riduz. Peso = ca. 232 kg/mq ( $\gamma=25,0\text{kN/mq}$ )

**cobiax<sup>®</sup>**

Cobiax Italia S.r.l.

Via Leone Pancaldo, 68  
I-37138 Verona  
[www.cobiax.it](http://www.cobiax.it)

TEL. 045/8510020  
FAX 045/8518751  
[studio@cobiax.it](mailto:studio@cobiax.it)

## **2.3. Dati di input**

A seguire viene allegato:

- Dati di input FEM in formato tabellare:
  - coefficienti di sicurezza dei carichi agli SLU e di partecipazione dei sovraccarichi variabili agli SLE
  - tipologia di cls utilizzato per il solaio

**Gruppi di carico (NTC (Italiane))**

	<i>Gruppo</i>	<i>Tipo</i>	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	$\xi$	$\gamma$	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$	<i>Additivo</i>
1	PERM1	Permanente	1,300	1,000						✓
2	cat. C interni	accidentale				1,500	0,700	0,700	0,600	–

**Gruppo:** Gruppo di carico;  $\gamma_{G,sup}$ ,  $\gamma_{G,inf}$ ,  $\xi$ ,  $\gamma$ ;  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$ ,  $\Psi_2$ : Coefficiente Psi; **Additivo:** Casi simultanei di carico;

**Materiali**

	<i>Nome</i>	<i>Tipo</i>	$E_x [N/mm^2]$	$E_y [N/mm^2]$	$\nu$	$\alpha_T [1/^\circ C]$	$\rho [kg/m^3]$	$P_1$	$P_2$
1	C28/35	Calcestruzzo	32308	32308	0,20	1E-5	2500	$f_{ck}[N/mm^2] = 28,00$	$\gamma_c = 1,500$

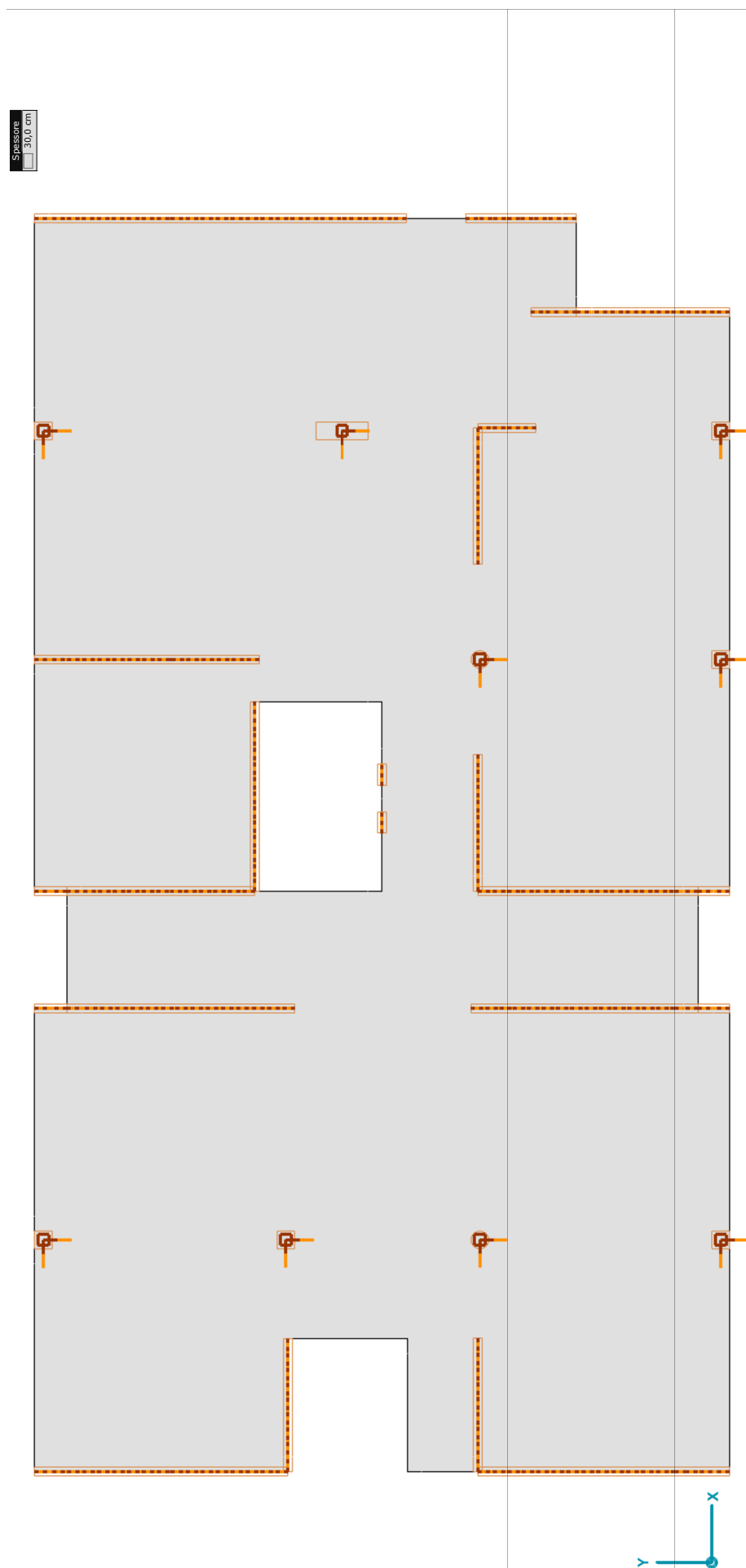
**Nome:** Nome materiale; **Tipo:** Tipo di materiale;  $E_x$ : Modulo di elasticità di Young in direzione x locale;  $E_y$ : Modulo di elasticità di Young in direzione y locale;  $\nu$ : Coefficiente di Poisson;

$\alpha_T$ : Coefficiente espansione termica;  $\rho$ : Densità;  $P_1$ ,  $P_2$ : Parametro di progetto;

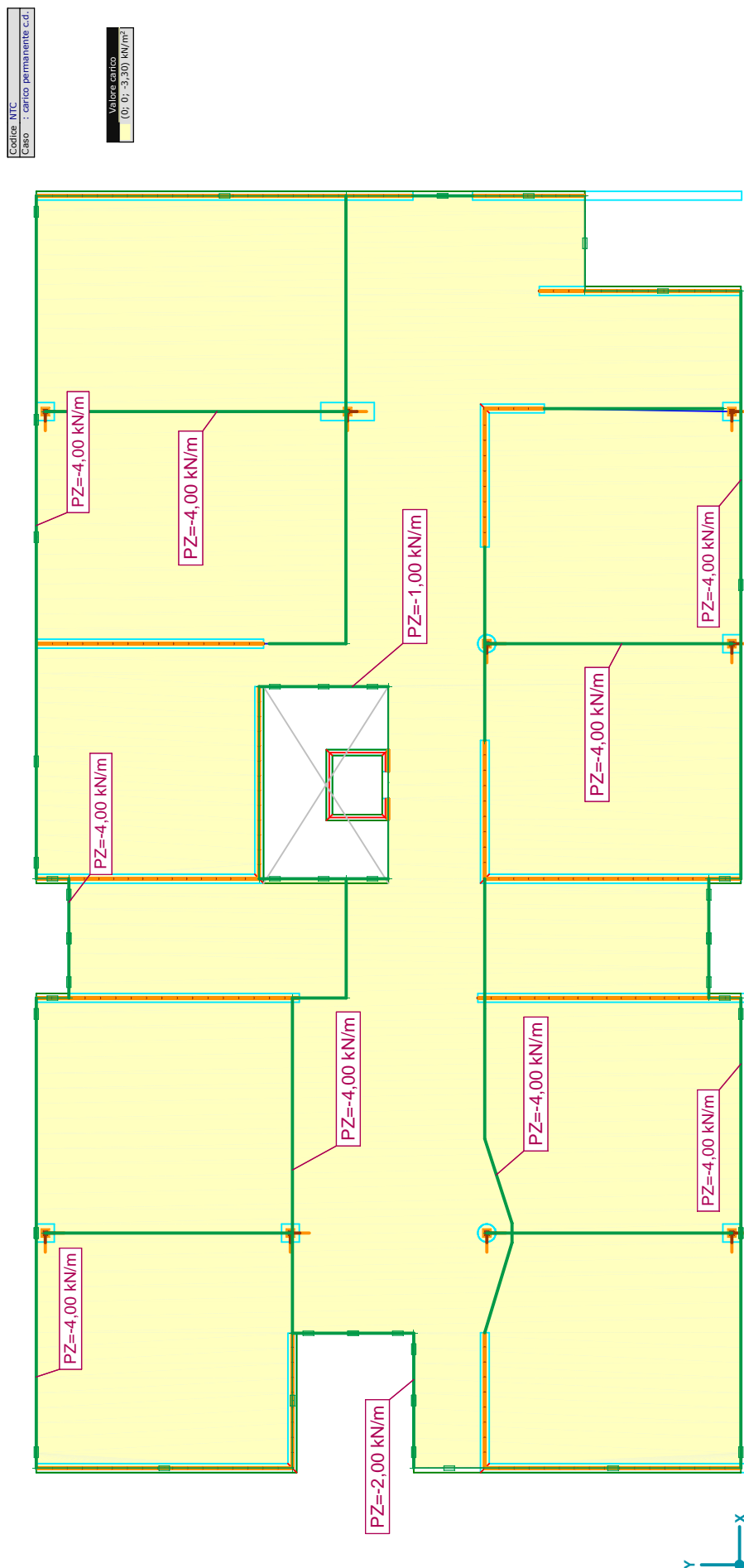
## **2.4. Grafici relativi ai dati di input**

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

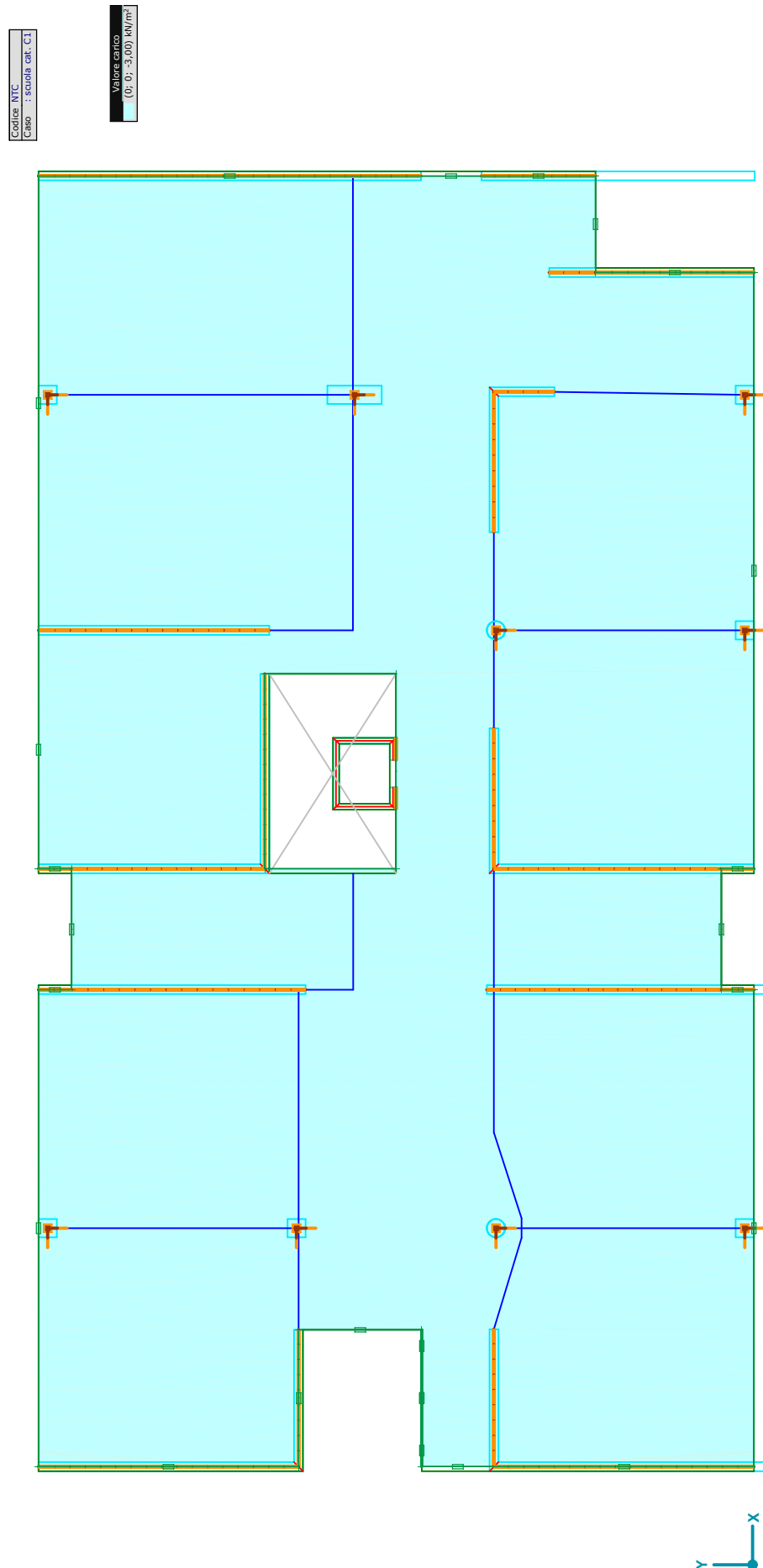
- Rappresentazione grafica del sistema vincolare (pilastri, muri, travi);
- Rappresentazione grafica dei sovraccarichi permanenti  $G_2$  e variabili  $Q$



Schema



carico permanente c.d., Pianta



scuola cat. C1, Pianta



## 2.5. Mesh design ed elementi finiti

**La densità della mesh dipende dalla complessità della geometria del solaio e della distribuzione degli sforzi.**

In presenza di **elevati gradienti** di sforzo (tipicamente appoggi e carichi puntuali o di linea) è consigliabile l'utilizzo di una discretizzazione di densità maggiore.

Una mesh con elementi di dimensioni troppo grandi potrà permettere di valutare correttamente solo le frecce e dare un'idea dell'armatura d'intradosso del solaio ma non potrà mai far apprezzare correttamente i valori dei momenti e dunque delle armature sugli appoggi.

Gli elementi di superficie dovranno risultare il più regolari possibile (non apparire deformati) e con angoli non troppo acuti od ottusi.

La forma ideale di un elemento triangolare è il triangolo equilatero; la forma ideale per un elemento quadrangolare è il quadrato.

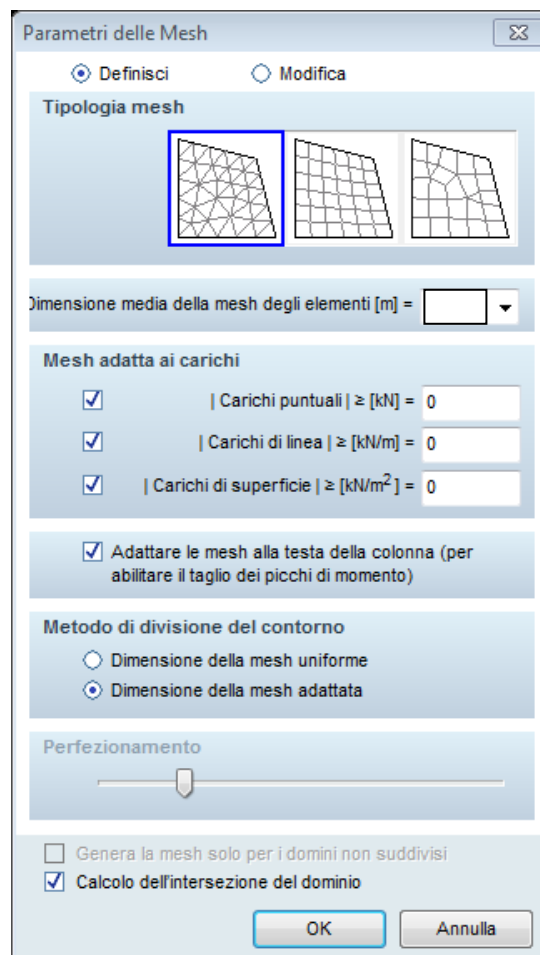
**Il programma AxisVM dispone di elementi bidimensionali triangolari a sei nodi, quadrilateri a otto/nove nodi o elementi misti.**

Gli elementi bidimensionali sono piani e hanno spessore costante.

*La scelta del tipo di elementi finiti, così come la loro densità, è dettata sempre dalla complessità della geometria del solaio.*

*Gli elementi triangolari si adattano meglio alle geometrie complesse.*

AxisVM avvisa della presenza di elementi fortemente distorti (matrice delle rigidezze non più definita positiva e quindi matematicamente non accettabile).

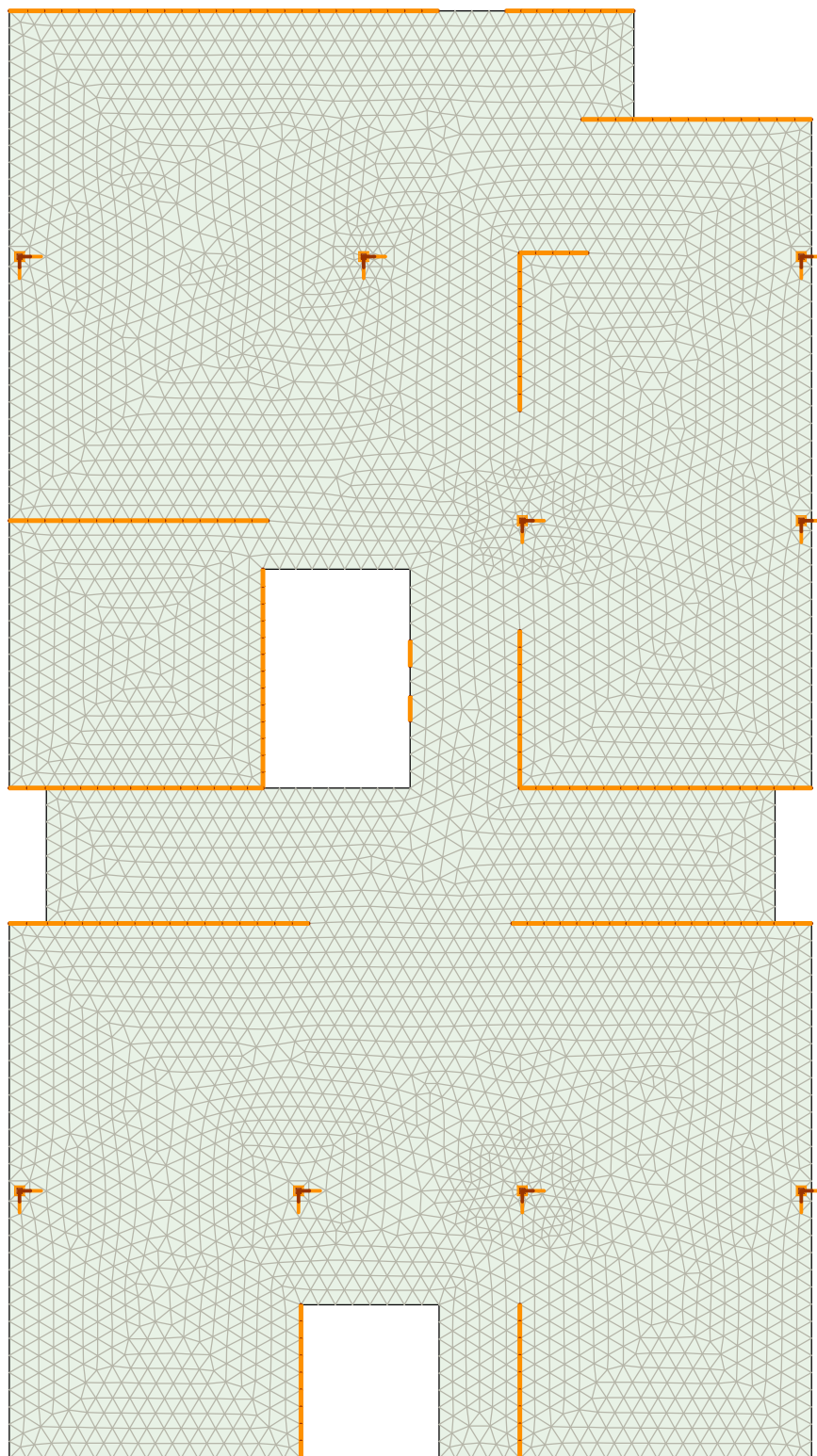


Queste considerazioni hanno carattere generale ma acquistano notevole importanza nelle zone a alto gradiente di sforzo dove è auspicabile limitare al massimo elementi distorti che danno vita a risultati forvianti.

Il programma AxisVM consente il **taglio del picco dei momenti**; per fare questo la mesh deve essere regolata correttamente secondo le teste delle colonne. Attivando questa opzione si adatta automaticamente la mesh in base alla geometria della sezione trasversale degli appoggi.

Qui di seguito viene allegato:

- Immagine degli **elementi di superficie** generati (**Mesh**).



Mesh

## 2.6. Diagramma delle frecce istantanee ( $t = 0$ )

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

- Grafico della **deformazione istantanea** con tutti i carichi in condizioni **SLE-Quasi permanenti**
- Grafico della **deformazione istantanea** dovuta al solo **Peso Proprio** del solaio

## 2.7. Analisi delle frecce nel lungo periodo ( $t = \infty$ )

Il soddisfacimento dello Stato Limite di Deformazione è basato sulla necessità che la deformazione del solaio sia tale da non comprometterne la funzionalità e l'aspetto estetico. Adeguati valori limite della deformazione devono tenere conto della natura delle finiture, dei tramezzi nonché della funzione della struttura (destinazione d'uso).

In pratica le limitazioni non riguardano direttamente le frecce, bensì il rapporto freccia/luce =  $f/L$ . Infatti gli elementi fragili che possono essere posizionati sopra o sotto il solaio sono in genere sensibili alle distorsioni angolari, di cui una misura significativa è appunto il rapporto  $f/L$ .

Fermo restando che i limiti accettati di  $f/L$  vanno concordati con il committente, indicazioni di massima per elementi in c.a. sono le seguenti:

- per garantire l'aspetto e la fruibilità in condizioni standard, per i carichi quasi permanenti è necessario che  $f/L$  sia inferiore ad  $1/250$ ;

- nel caso in cui siano temuti danni a tramezzi, finiture o infissi, è necessario limitare  $f_{\infty}/L$  a tempo infinito per i carichi quasi permanenti depurati della componente del Peso Proprio del solaio ad **1/500**.

In alcuni casi la limitazione delle frecce può essere fatta in modo implicito limitando il rapporto luce/altezza dell'elemento strutturale, ma in generale si deve procedere al calcolo dello spostamento verificandone la compatibilità con le limitazioni che ne garantiscono la funzionalità.

La freccia  $f$  di cui bisogna tenere conto è quella a tempo infinito  $f_{\infty}$ . A fronte delle caratteristiche viscosi del materiale, che nel lungo periodo si "rilassa" in funzione delle condizioni idrometriche di utilizzo (convenzionalmente per ambienti interni pari a R.H.=55% e per ambienti esterni pari a R.H.=75%) ed ovviamente del tempo  $t$  e del momento di applicazione dei carichi  $t_0$  (tempo in cui avviene lo scasso e spuntello completo del solaio), il valore della freccia risultante nel lungo periodo  $f_{\infty}$  si calcola amplificando il valore di calcolo istantaneo  $f_0$  (per  $t=0$ ) utilizzando un modulo di elasticità efficace, pari al modulo elastico a tempo 0 diviso per  $(1+\phi_0)$ , dove  $\phi_0$  è il coefficiente di viscosità lineare a tempo infinito;

$$E_{c,eff} = \frac{E_{c,0}}{(1+\phi_0)} \quad [EC2 - 3.1.4]$$

Nel caso in esame, con la classe di resistenza di cls utilizzata e nell'ipotesi di umidità relativa R.H. del **55%**, si ottiene un coefficiente di viscosità a tempo infinito pari a  $\phi_0 = 2,07$ .

Per quanto concerne le caratteristiche inerziali delle solette Cobiax® bisogna rifarsi alla riduzione di inerzia della sezione piena dovuta al contributo inesistente delle posizioni occupate dalle cavità di alleggerimento nelle posizioni di massimo vuoto.

Nel caso in esame la soletta alleggerita ha un'inerzia equivalente pari a **0,91** volte quella di una soletta piena dello stesso spessore.

Con tale inerzia si ottiene una freccia istantanea massima  $f_0$  in condizioni quasi permanenti di 7,2 mm misurata **in campata** che porta ad avere una freccia a tempo infinito  $f_\infty$  depurata del peso proprio del solaio di 18,6 mm, ovvero  $L/546$ , considerando una luce di 10,16m. Tale escursione **risulta** essere minore di  $L/500$  richiesta dalla destinazione d'uso.

Qualora la freccia del solaio così calcolata fosse tale da compromettere tramezze o infissi si può pensare di depurare dalla freccia a tempo infinito  $f_\infty$  la freccia effettiva  $f_t$  che si ha al momento della loro realizzazione, secondo la seguente espressione

$$f_t = f_0 \cdot (1 + \phi_0 \cdot \beta(t - t_0)) \quad [\text{EC2} - \text{Appendice B.1}]$$

Di seguito una serie di **prescrizioni atte a garantire l'estetica e funzionalità del solaio**, nonché l'integrità delle tramezzature e degli infissi:

- Tempo di disarmo del solaio: 45gg  
Solitamente i solai si possono scassare già dopo una settimana dal getto mantenendolo però puntellato in campata e lungo i perimetri per almeno 28gg. Negli edifici multipiano, durante le fasi di getto e maturazione, ogni solaio dovrà essere sostenuto da almeno due solai sottostanti di contrasto che dovranno rimanere puntellati per tutto il periodo.
- Tempo di realizzazione delle tramezze e degli infissi a partire dal momento del disarmo del solaio: **immediato**
- Qualora si vogliano anticipare i tempi di realizzazione delle tramezze rispetto a quelli indicati al punto precedente occorre **isolare le tramezze dal solaio e dal soffitto con uno strato deformabile di 1cm di materiale resiliente** come feltro di fibre vegetali o elastomero poliuretano.

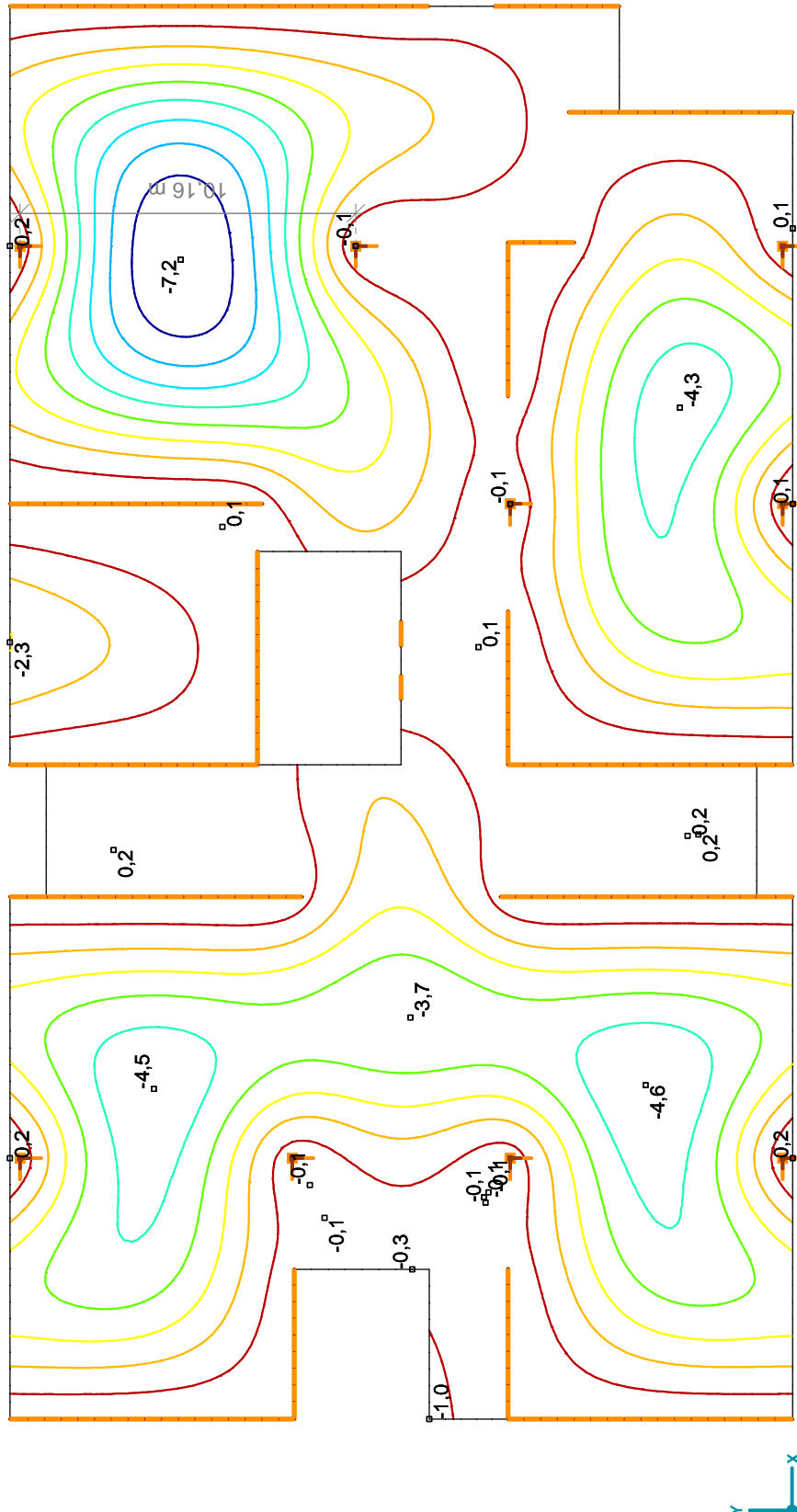


Si allega a tal proposito:

- Tabella dell'elaborazione delle frecce con escursione finale e verifica delle deformazioni

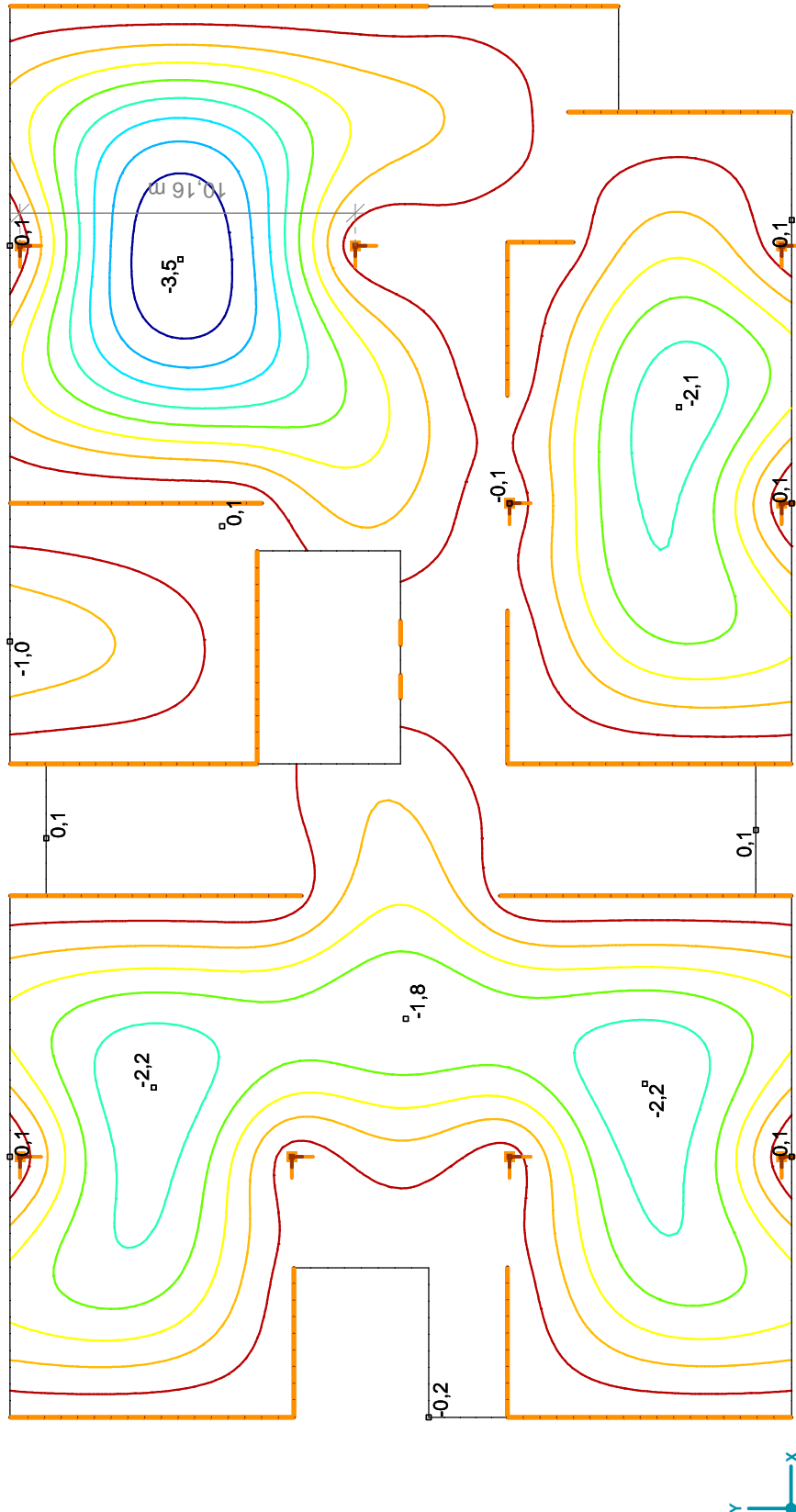
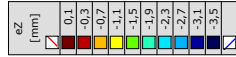
Analisi lineare	
Codice	NTC
Caso	Min. Critico
Tipo	(SLE Quasi)permanente)
E (P)	2,41E-11
E (W)	2,41E-11
E (Eq)	4,54E-12
Comp.	eZ (mm)

eZ [mm]
0,2
-0,6
-1,4
-2,2
-3,1
-3,9
-4,7
-5,5
-6,4
-7,2



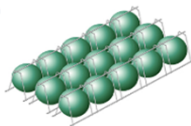
[I], Lineare, (SLE Quasi)permanente) Min. Critico, eZ [mm], Isolinee, Pianta

Analisi lineare	
Codice NTC	
Caso	1: peso proprio
E (P)	2.41E-11
E (W)	2.41E-11
E (eq)	4.54E-12
Comp.	eZ [mm]



[I], Lineare, peso proprio, eZ [mm], Isolinee, Pianta





Verifica della freccia di inflessione  
e della frequenza propria del solaio

**1° Piano**

Cemento N (UNI EN 197-1)

Umidità RH= **55%**

t<sub>0</sub>= **45 gg**

h<sub>0</sub>=2Ac/u= 300,0mm

φ<sub>RH</sub>= 1,66

β(fcm)= 2,80

β(t<sub>0</sub>)= 0,45

β<sub>H</sub>= 696,76

φ<sub>0</sub>= 2,07

$$\frac{E_{c0}}{E_{c,eff}} = 1 + \phi(\alpha, t_{28})$$

CAT. Destinazione d'uso

Cat.C - Ambienti suscettibili di affollamento

coeff. di partec. breve periodo ψ(1) = 0,7

coeff. di partec. per Lungo per. ψ(2) = 0,6

Sovracc.var. partecip.nel breve periodo = 2,10 kN/mq

Sovracc.var. partecip.nel lungo periodo = 1,80 kN/mq

f<sub>∞</sub>/f<sub>ist</sub>= 1 + φ<sub>0</sub>= **3,07**

coeff. Infless. Amm. (Istant.) = L / **1000**

coeff. Infless. Amm. (LP) = L / **500**

Note:

Verifica in zona **interna**

Luce di calcolo L= **10,16** mt

Freccia istant.ammessa 10,2 mm

Freccia Lungo Per.(amm) 20,3 "

Rapporto luce/spessore solaio

L/H= 33,87 verificare freccia!

Riduz. Jxy (Stato I) = 0,914 (vedi sopra)

Freccia max. Istant. CB (st.I) = **7,2** mm

Freccia Lungo Periodo(calc.) 22,1 "

Posizione freccia

in campata

Freccia massima di servizio (SLE Q-Permanente)

**OK** L / 460

Freccia max. Istant. (Freq.) = **7,4** mm

$$v = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta}} = 5,8 \text{ Hz}$$

Freccia istantanea (SLE- Frequente)

Freq. min. ammessa 5,00 Hz

Freccia solo PP (CB - st.I) = **3,5** mm

Escurs. Istantanea (CB) = 3,7 "

Escurs. Lungo Per.(CB) = 18,6 "

(Si attiva nel mom. dello scassero)

**OK** L / 2746

**OK** L / 546

Contromonta imposta cf = **25** mm

(Da eseguirsi in opera al momento dell'armo dei casseri)

Freccia al tempo t=0 -21,5 mm

Freccia al tempo t=inf. -2,9 "

L / 473

L / 3493

## 2.8. Verifica delle vibrazioni

Le vibrazioni sotto carico devono essere contenute in modo tale da non creare disagio agli occupanti o da limitare la funzionalità degli elementi strutturali.

Le NTC 18 al punto 4.1.2.2.3 si limitano a dire che è **necessario effettuare questa verifica per assicurare accettabili livelli di benessere, prevenire danni agli elementi strutturali e non pregiudicare il funzionamento di apparecchiature.**

L'Eurocodice 2 (punto 7.1) dice espressamente che le vibrazioni possono essere importanti ma non sono considerate nella norma.

L'Eurocodice 3 anni '90 (punto 4.3) fornisce criteri di validità generale:

prescrive che **nei solai abitualmente frequentati da persone (abitazioni, uffici, ecc.) la frequenza fondamentale del solaio non deve essere inferiore ai 3 cicli/s; nel caso di pavimenti su cui si balla o salta in modo ritmico (palestre, sale da ballo) la frequenza fondamentale del solaio non deve essere inferiore ai 5 cicli/s.**

La relazione tra frequenza fondamentale  $\nu$  e freccia  $\delta$  provocata da carichi frequenti può essere ricavata tenendo conto che

$$\nu = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{con } m \text{ massa e } k = \frac{F}{\delta} = \frac{mg}{\delta} \text{ rigidità del solaio}$$

In questo modo si lega la frequenza propria del solaio alla freccia in condizioni di carico frequenti secondo l'espressione seguente

$$\nu = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta}}$$

Nel caso in esame la freccia in condizioni frequenti  $\delta$  risulta essere di **7,4** mm che porta ad avere una frequenza fondamentale del solaio pari a

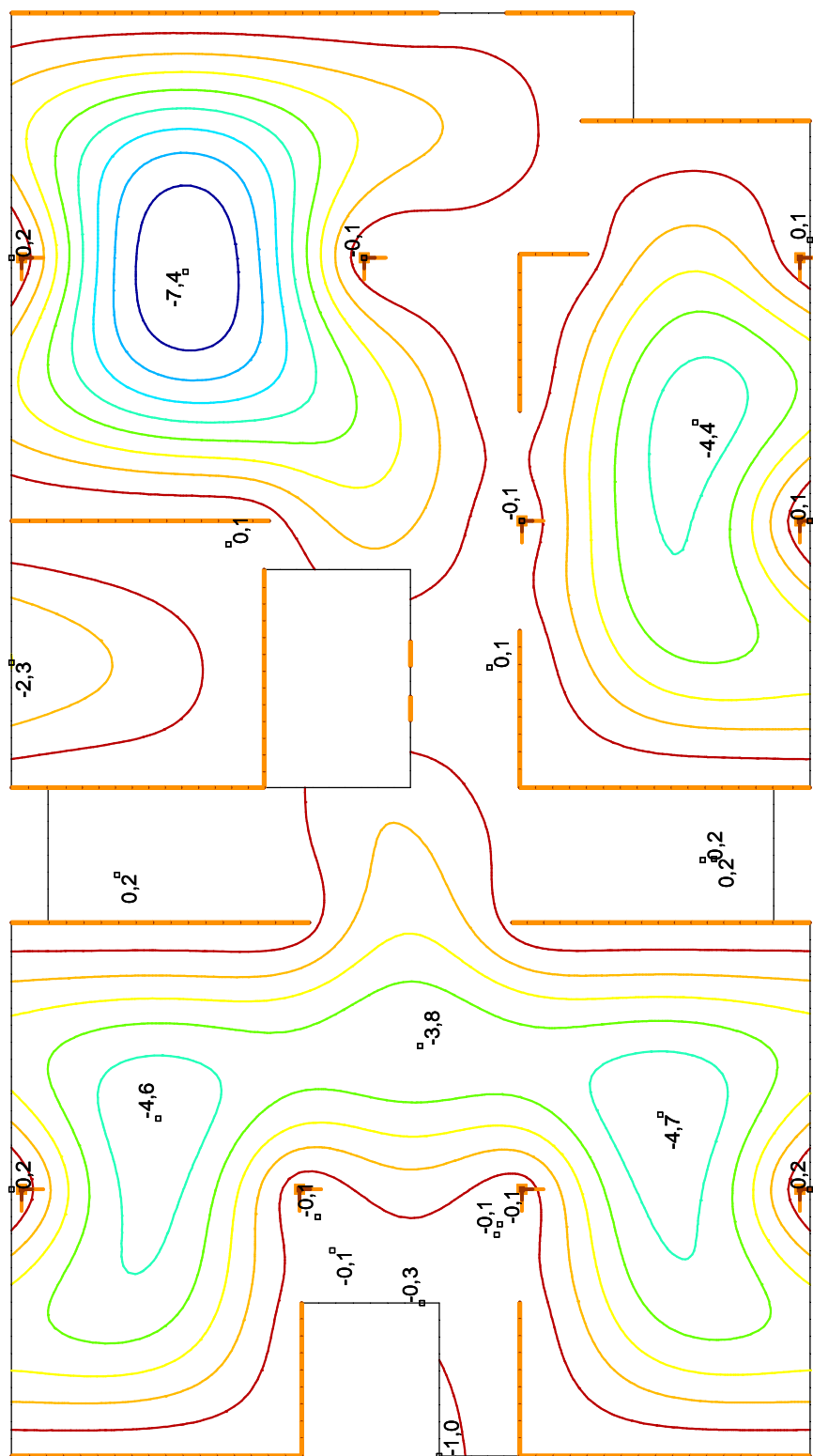
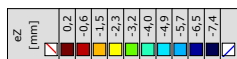
$$\nu = 5,8 \text{ Hz} \geq 5,0 \text{ Hz, ovvero la frequenza minima raccomandata per la destinazione d'uso}$$

Si allega di seguito:

- Immagine delle **frecce istantanee** agli **SLE - Frequenti**



Analisi lineare	
Codice NTC	
Caso	: Min. Critico
Tipo	: (SLE Frequente)
E (P)	: 2,41E-11
E (W)	: 2,41E-11
E (Eq)	: 4,54E-12
Comp.	: eZ [mm]



[I], Lineare, (SLE Frequente) Min. Critico, eZ [mm], Isolinee, Pianta

## 2.9. Momenti Flettenti negativi di calcolo e armature inferiori

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

- Grafico ad isolinee degli involucri dei Momenti flett. Negativi min. (SLU) in direz. x
- Grafico ad isolinee degli involucri dei Momenti flett. Negativi min. (SLU) in direz. y
- Grafico ad isolinee delle arm. inf. di progetto in direzione di arco x ( $a_{xb}$ )
- Grafico ad isolinee delle arm. inf. di progetto in direzione di arco y ( $a_{yb}$ )

### Area minima di armatura in zona tesa

Per controllare la fessurazione nelle sezioni dove è presente la trazione indotta da ritiro, da stati coattivi indotti da forze esterne di incastro e stati di costrizione dell'elemento derivanti eventualmente da differenziali termici, analogamente al solaio massiccio, dovrà essere disposta un'armatura minima secondo il punto 7.3.2 di EC2.

Quando la quantità di armatura disposta in una sezione è molto bassa questa si può snervare appena si forma la prima fessura e questo porta a fessure particolarmente ampie. Per evitare questo, occorre disporre un'armatura sufficiente a portare la trazione che prima della fessurazione era sostenuta dal cls, cioè tale che

$$A_s f_{yk} \geq k_c k_{fctm} A_{ct} \quad [\text{EC2 formula 7.1}]$$

Dove  $A_{ct}$  è l'area di cls tesa prima della fessurazione e  $k_c$  un coeff. che tiene conto della distribuzione delle tensioni di trazione ( $k_c=1$  per trazione pura e  $k_c=0,4$  per sezione inflessa rettangolare).

Le NTC18 impongono (punto 4.1.6.1.1) come armatura minima un'espressione che deriva da quella dell'EC2 ponendo  $k_c=0,5$  e ricordando che  $A_{ct}=0,5bd$ , ovvero

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad [4.1.45]$$

Nel caso in esame si è assunta un'armatura effettiva

$$A_{s,eff} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m} \geq A_{s,min} 4,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### NOTE :

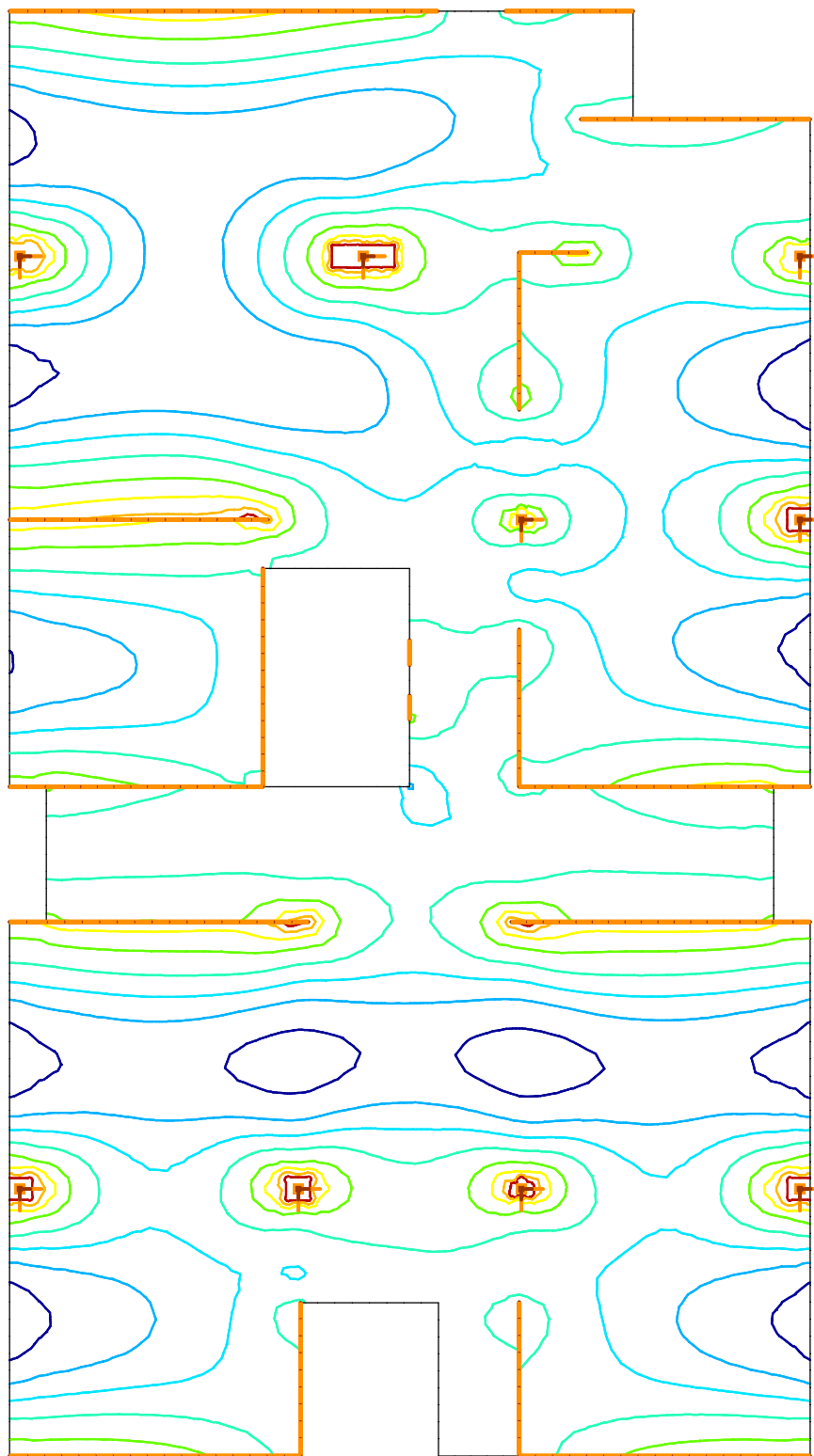
- ATTENZIONE: l'asse Z del programma di calcolo è rivolto verso l'alto, quindi i momenti negativi saranno quelli che tendono le fibre inferiori del solaio; i momenti positivi tenderanno le fibre superiori.
- La combinazione di carico denominata "Tutti gli SLU" è l'involuppo massimo di tutte le combinazioni, sia statiche che sismiche.
- La mappa delle armature parte dal valore dell'armatura minima di base assunta
- Il programma di calcolo, eseguiti gli opportuni involucri delle sollecitazioni derivanti dai momenti flettenti di calcolo  $M_x$ - $M_y$ - $M_{xy}$ , interpretando la teoria dello Stato Limite Ultimo all'EC2 che si basa sull'integrità delle sezioni piane ed assumendo limiti deformativi ultimi di  $\epsilon_{cu}=3,5\%$  per il Cls e di  $\epsilon_{su}=10,0\%$  per l'acciaio, restituisce i quantitativi di armatura necessari per garantire la resistenza delle sezioni allo SLU salvaguardando la condizione di rottura duttile delle stesse (campo deformativo 2b o 3). Le tensioni limite di design sono invece:  
 $\sigma_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$  (per il cls), mentre è  $\sigma_{zd} = f_{yk} / 1,15 \approx 391 \text{ MPa}$ .

Le armature disposte sono tali che ogni punto della superficie (non in media) il quantitativo di armatura richiesta (in termini di  $\text{cm}^2/\text{m}$ ) risulti superiore a quanto richiesto dal programma di calcolo.

In queste ipotesi i momenti sollecitanti  $M_{ED}$  risultano sempre inferiori al momento resistente  $M_{RS}$

Analisi lineare
Codice NTC
Caso : Min. Critico
Tipo : (Tutti gli SLU)
E (P) : 2,41E-11
E (W) : 2,41E-11
E (Eq) : 4,54E-12
Comp. : mx [kNm/m]

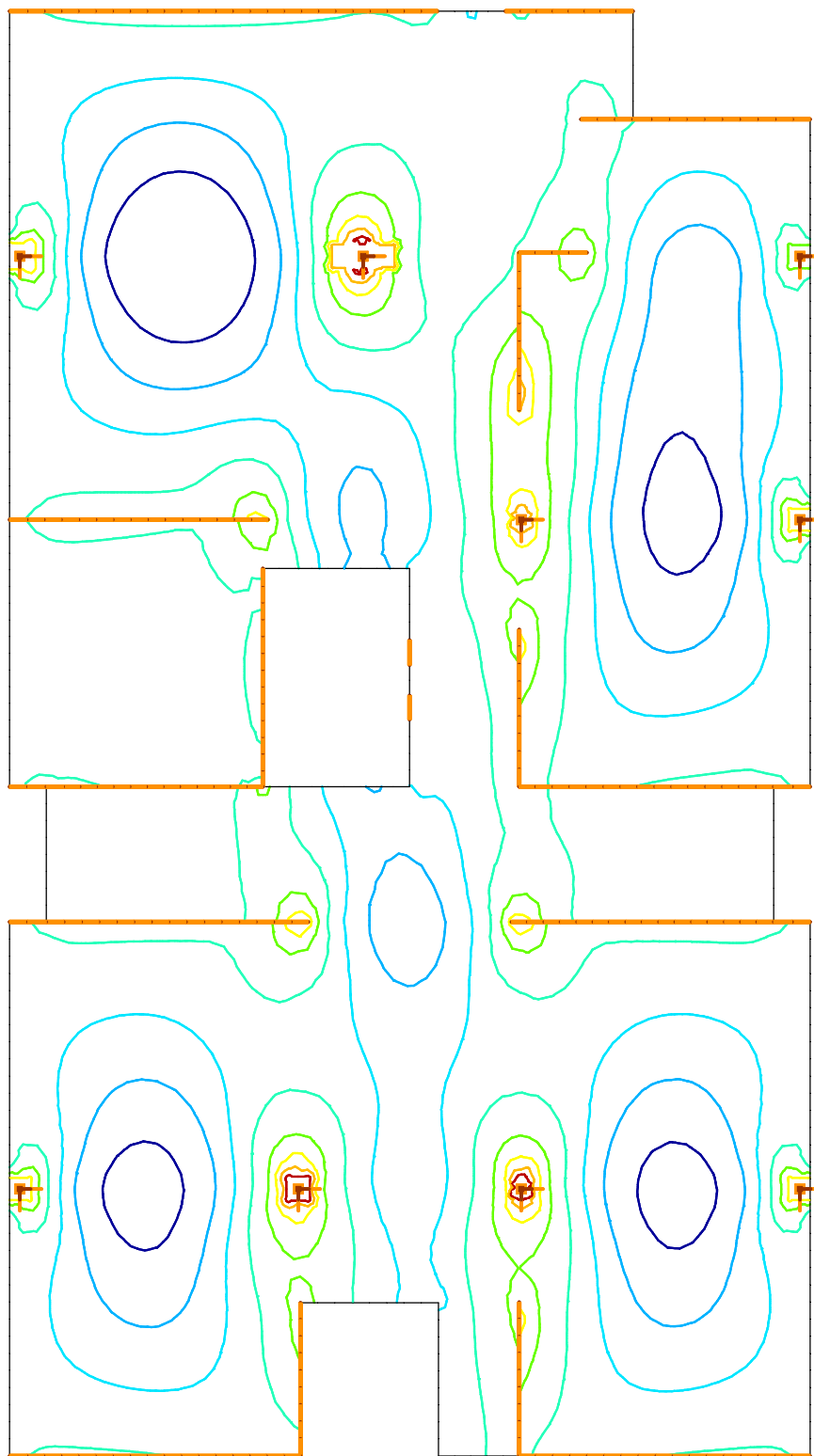
mx
[kNm/m]
107
87
67
47
27
7
-13
-33
-53
-73



[I], Lineare, (Tutti gli SLU) Min. Critico, mx [kNm/m], Isolinee, Pianta

Analisi lineare
Codice NTC
Caso : Min. Critico
Tipo : (Tutti gli SLU)
E (P) : 2,41E-11
E (W) : 2,41E-11
E (Eq) : 4,54E-12
Comp. : my [kNm/m]

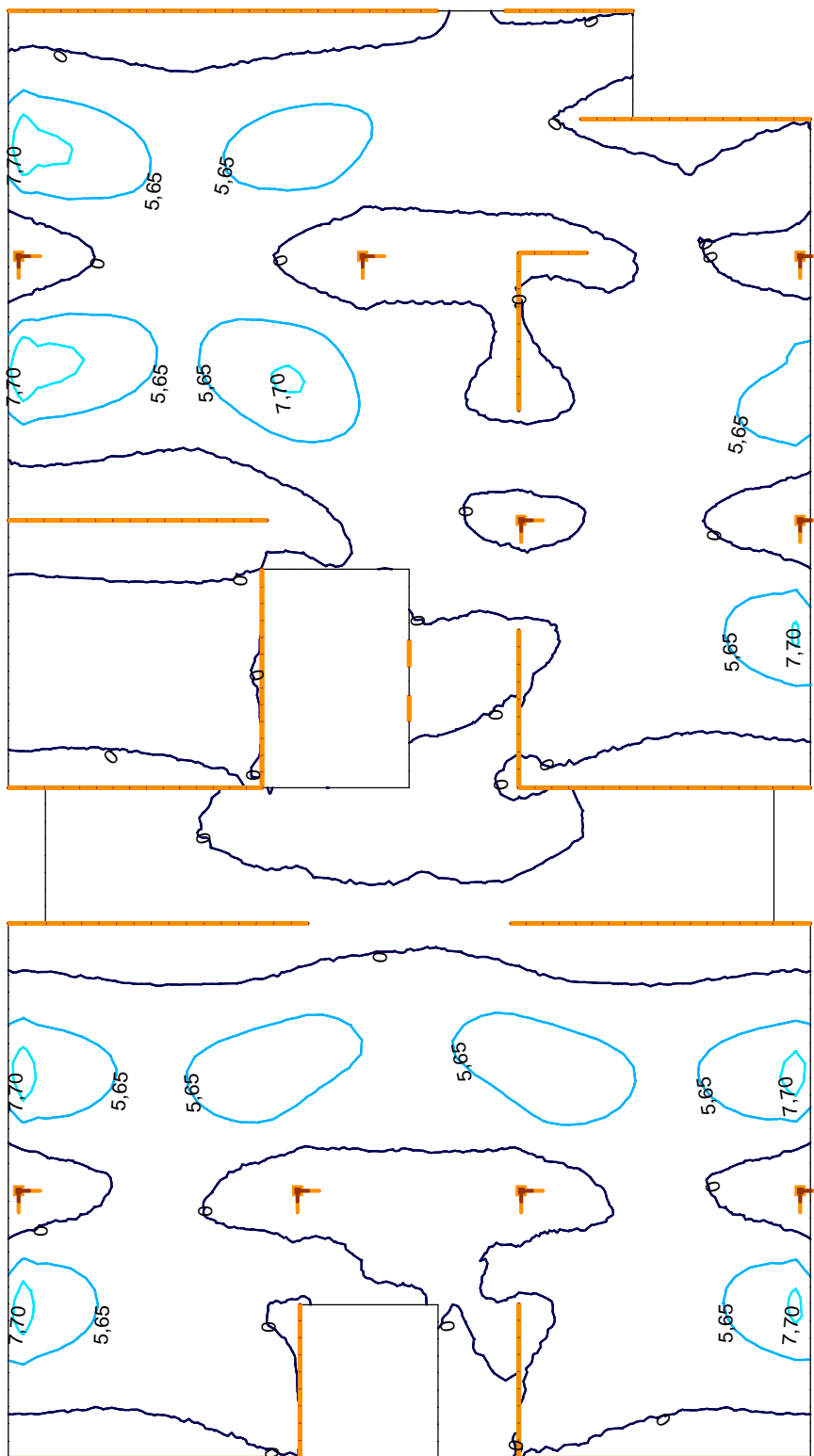
my	116
[kNm/m]	94
	72
	50
	29
	7
	-15
	-36
	-58
	-80



[I], Lineare, (Tutti gli SLU) Min. Critico, my [kNm/m], Isolinee, Pianta

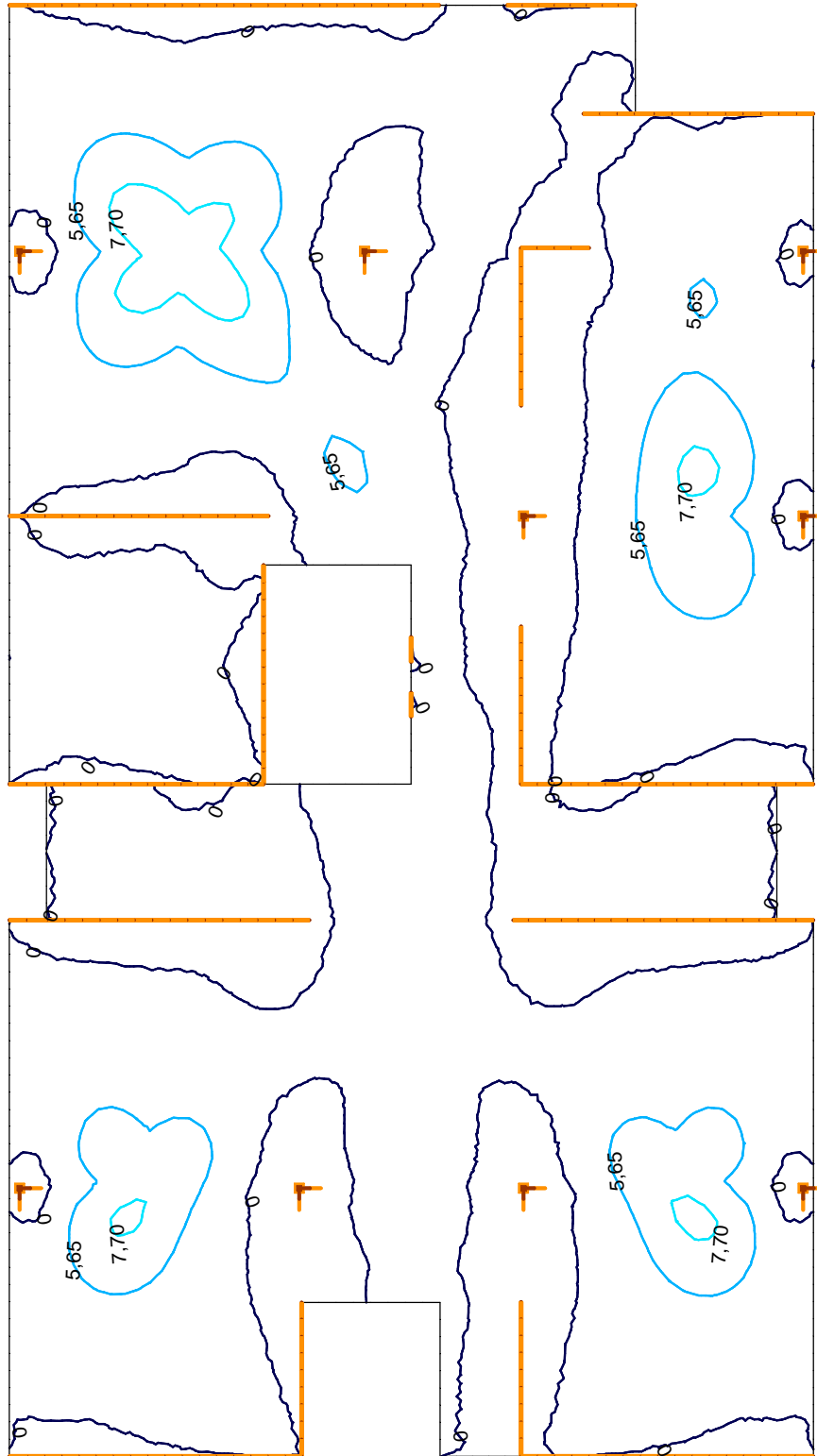
Analisi Lineare	
Codice	NTC
Caso	: Min.Max. Critici
Tipo	: (Tutti gli SLU)
E (P)	: 2,41E-11
E (W)	: 2,41E-11
E (Eq)	: 4,54E-12
Comp.	: axb [cm <sup>2</sup> /m]

axb	[cm <sup>2</sup> /m]
26,54	
22,50	
19,00	
15,71	
12,72	
10,05	
7,70	
5,65	
0	

[RI], Lineare, (Tutti gli SLU) Critico, axb [cm<sup>2</sup>/m], Isolinee, Pianta

Analisi Lineare	
Codice	NTC
Caso	: Min.Max. Critici
Tipo	: (Tutti gli SLU)
E (P)	: 2,41E-11
E (W)	: 2,41E-11
E (Eq)	: 4,54E-12
Comp.	: ayb [cm <sup>2</sup> /m]

ayb [cm <sup>2</sup> /m]
26,54
22,50
19,00
15,71
12,72
10,05
7,70
5,65
0



[RI], Lineare, (Tutti gli SLU) Critico, ayb [cm<sup>2</sup>/m], Isolinee, Pianta

## 2.10. Momenti Flettenti positivi di calcolo e delle armature superiori

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

- Grafico ad isolinee degli involuipi dei Momenti flett. Positivi max. (SLU) in direz. x
- Grafico ad isolinee degli involuipi dei Momenti flett. Positivi max. (SLU) in direz. y
- Grafico ad isolinee delle arm. sup. di progetto in direzione di armo x ( $a_{xt}$ )
- Grafico ad isolinee delle arm. sup. di progetto in direzione di armo y ( $a_{yt}$ )

### NOTE :

- Anche in questo caso valgono le medesime considerazioni fatte già per le armature a flessione di intradosso (crf. 2.9).

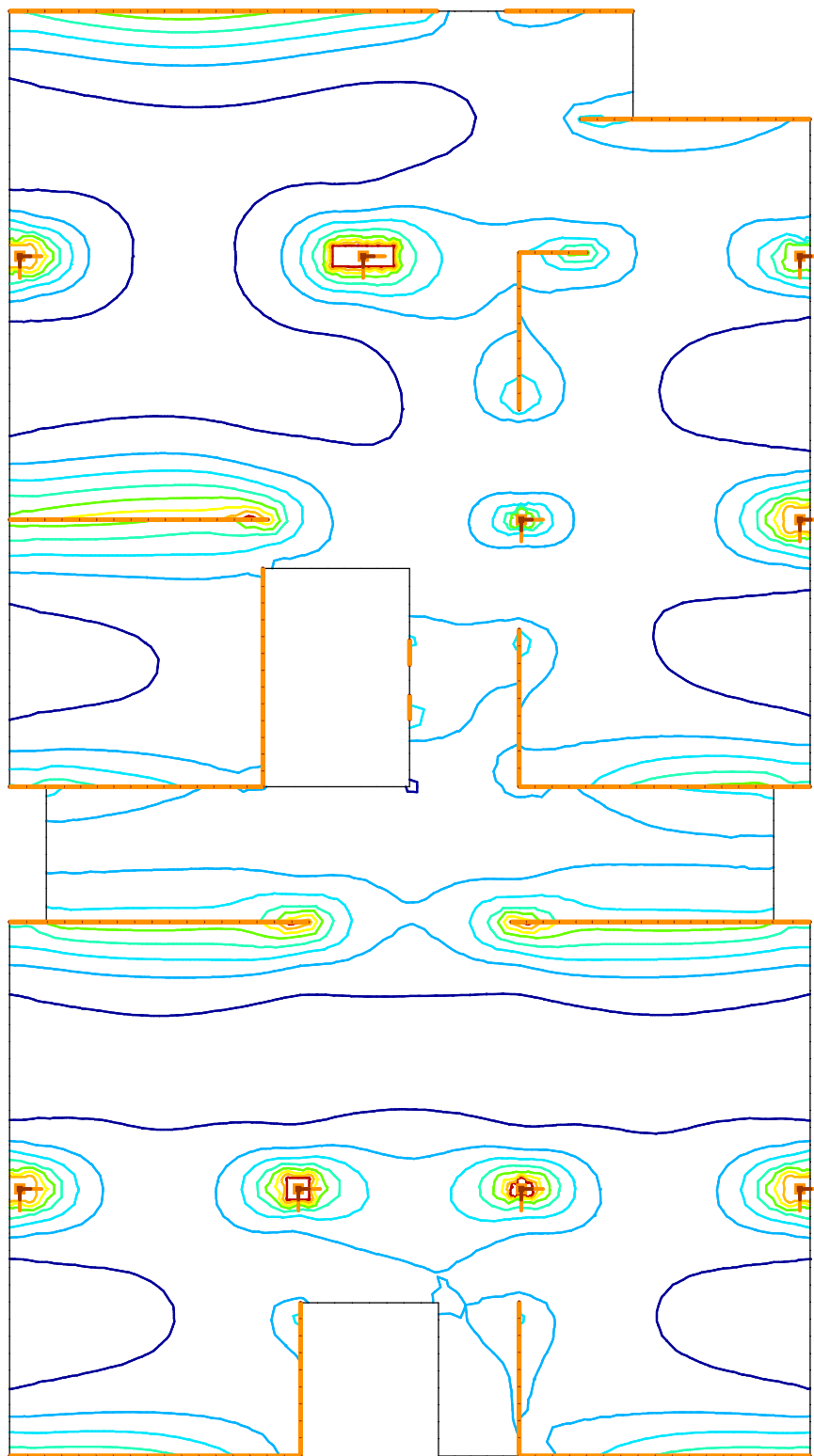
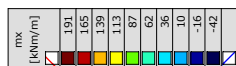


Armatura inferiore



Armatura superiore

Analisi lineare
Codice NTC
Caso : Max. Critico
Tipo : (Tutti gli SLU)
E (P) : 2,41E-11
E (W) : 2,41E-11
E (Eq) : 4,54E-12
Comp. : mx [kNm/m]

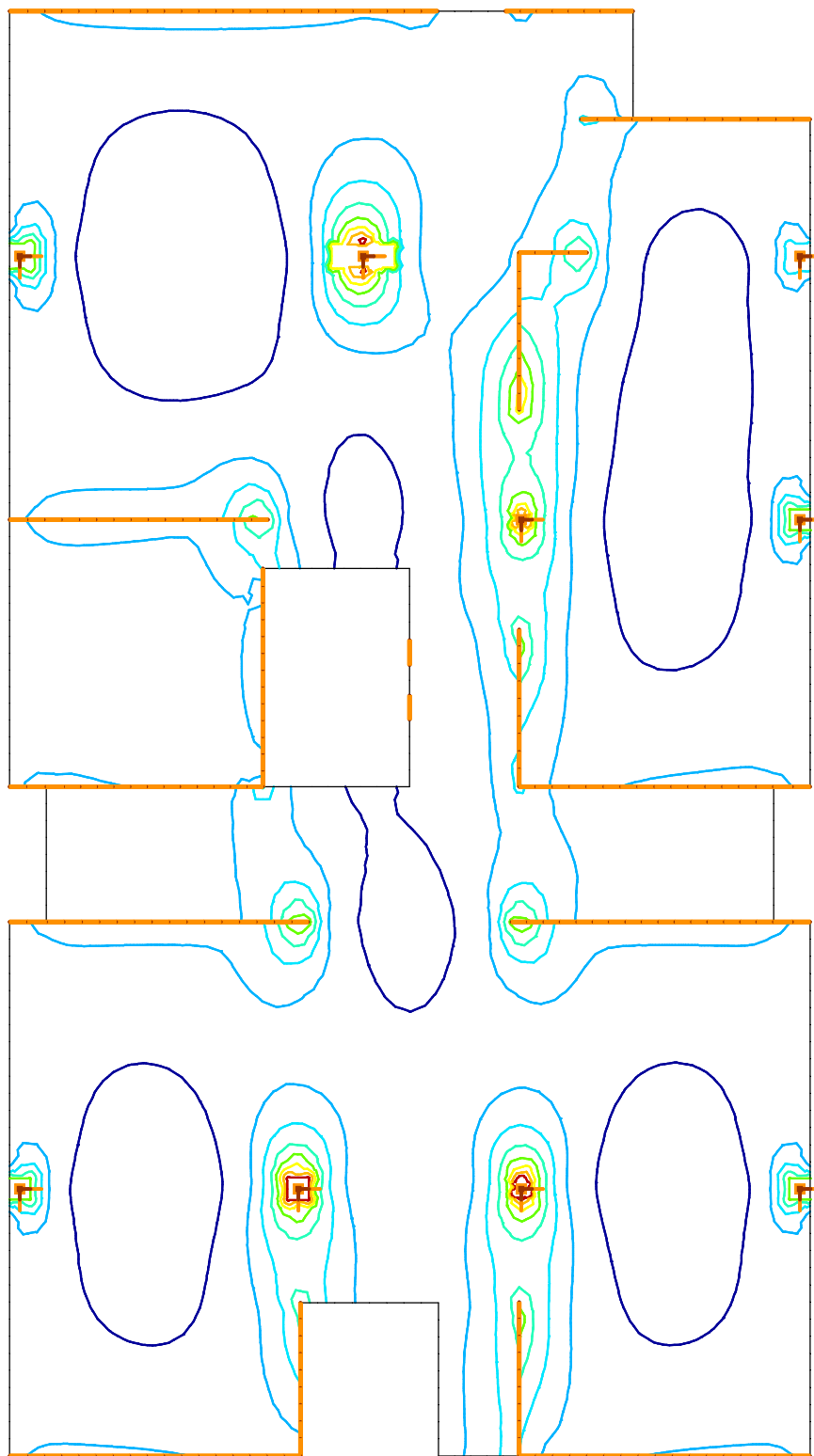


[I], Lineare, (Tutti gli SLU) Max. Critico, mx [kNm/m], Isolinee, Pianta



Analisi lineare
Codice NTC
Caso : Max. Critico
Tipo : (Tutti gli SLU)
E (P) : 2,41E-11
E (W) : 2,41E-11
E (Eq) : 4,54E-12
Comp. : my [kNm/m]

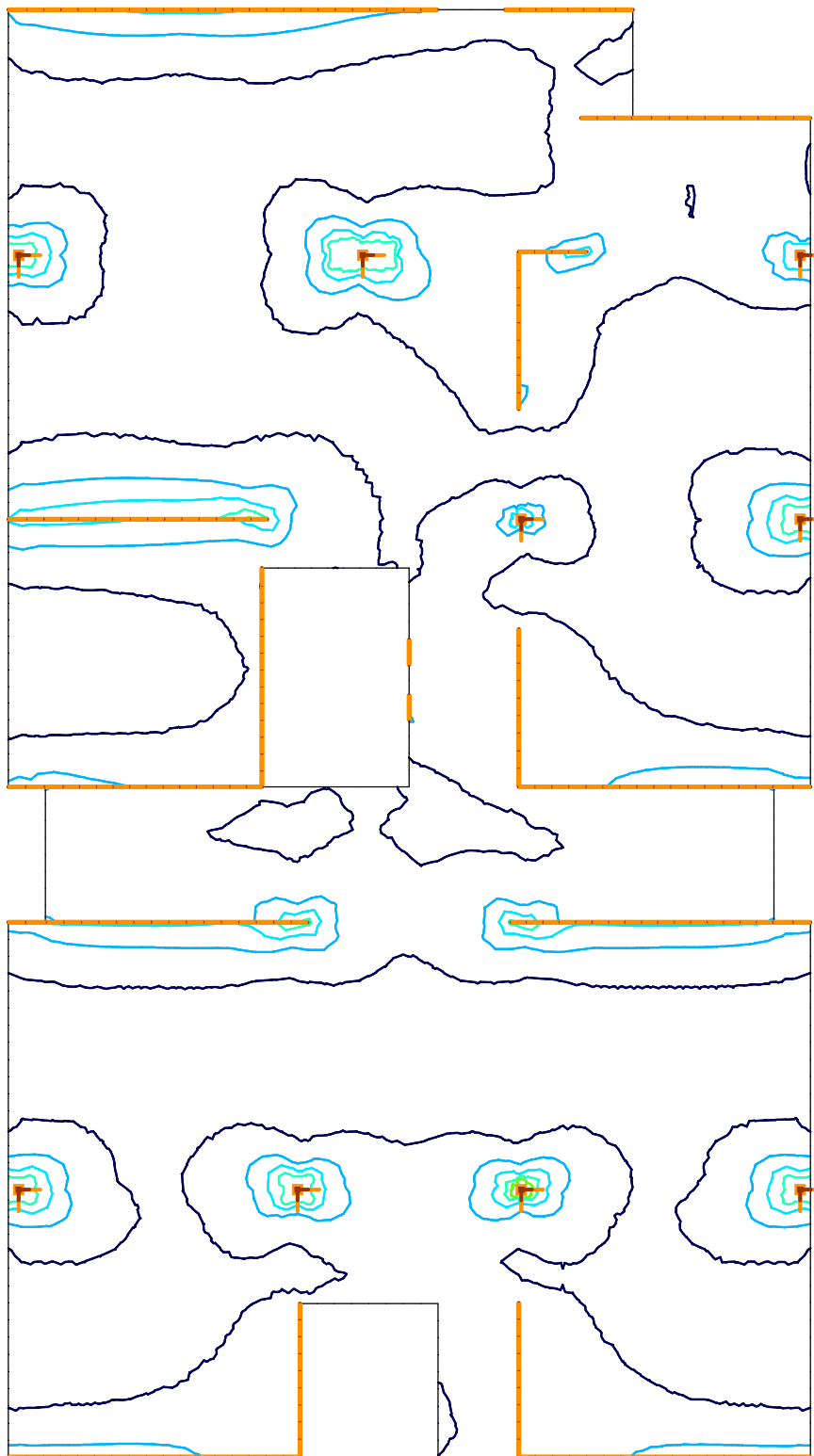
my
[kNm/m]
206
178
150
122
94
67
39
11
-17
-45



[I], Lineare, (Tutti gli SLU) Max. Critico, my [kNm/m], Isolinee, Pianta

Analisi Lineare	
Codice	NTC
Caso	: Min-Max Critici
Tipo	: (Tutti gli SLU)
E (P)	: 2,41E-11
E (W)	: 2,41E-11
E (Eq)	: 4,54E-12
Comp.	: axt [cm <sup>2</sup> /m]

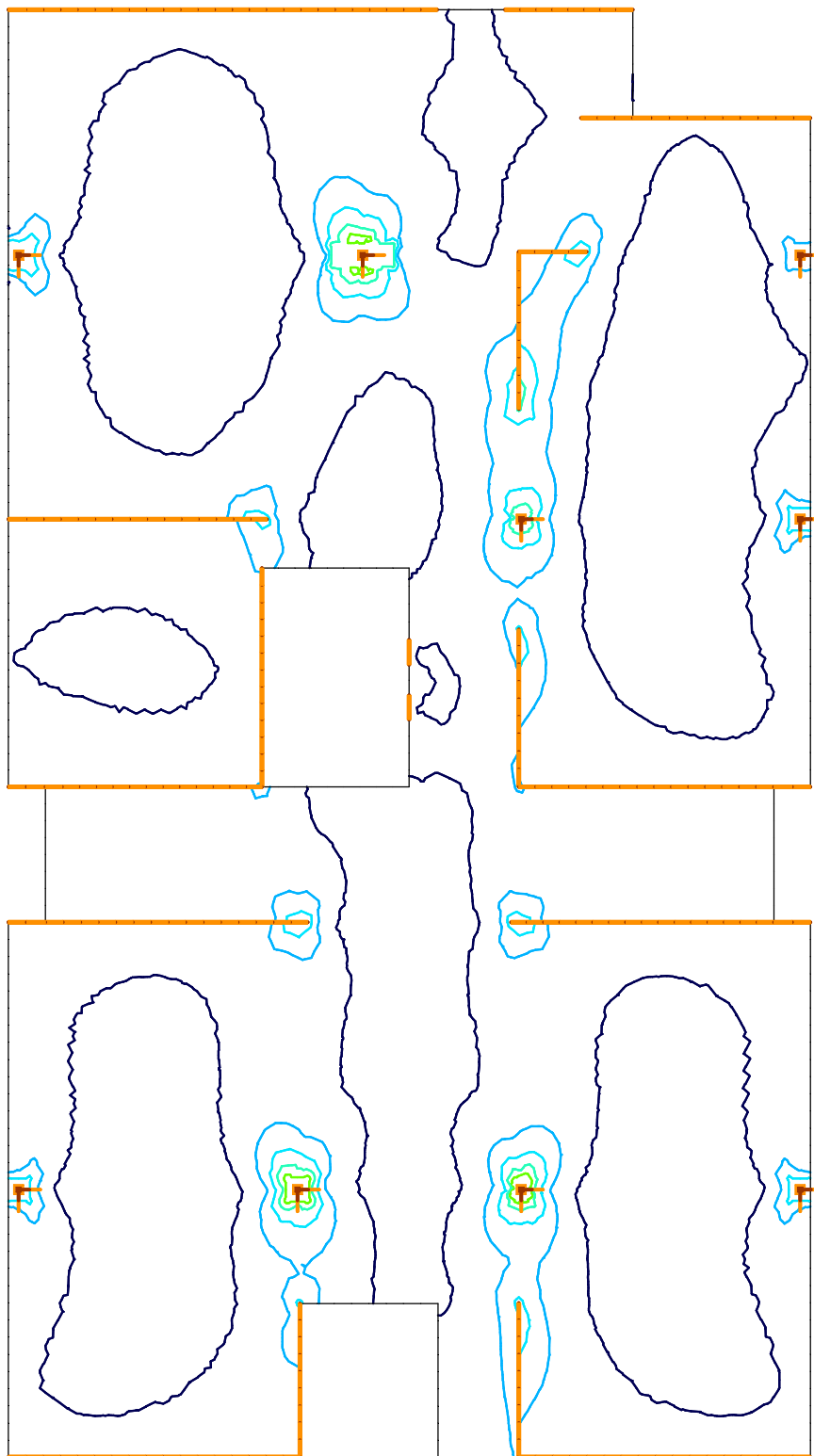
axt	[cm <sup>2</sup> /m]
50,00	
40,00	
30,00	
25,00	
20,00	
15,00	
10,00	
5,65	
0	



[RI], Lineare,(Tutti gli SLU) Critico, axt [cm<sup>2</sup>/m], Isolinee, Pianta

Analisi Lineare	
Codice	NTC
Caso	: Min/Max. Critici
Tipo	: (Tutti gli SLU)
E (P)	: 2,41E-11
E (W)	: 2,41E-11
E (Eq)	: 4,54E-12
Comp.	: ayt [cm <sup>2</sup> /m]

ayt	[cm <sup>2</sup> /m]
50,00	
40,00	
30,00	
25,00	
20,00	
15,00	
10,00	
5,65	
0	



[RI], Lineare,(Tutti gli SLU) Critico, ayt [cm<sup>2</sup>/m], Isolinee, Pianta

## 2.11. Verifica agli SLU e SLE

Le normative tecniche hanno inquadrato il problema delle verifiche strutturali cercando di definire tutte le possibili malfunzioni cui una determinata struttura può essere soggetta nel corso della sua vita, definendo per ciascuna di esse uno **stato limite**.

Nella definizione di stati limite si distinguono:

- a) **Stati Limite Ultimi (SLU)**, associati al valore estremo della capacità portante
- b) **Stati Limite di Esercizio (SLE)**, associati alle esigenze di impiego ordinario della costruzione o alla sua durata.

Esempi di stati limite ultimi SLU sono: perdita di equilibrio, rottura localizzata, collasso ed instabilità.

Il superamento dello stato limite ultimo SLU ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

A parità di momento resistente, il comportamento a collasso può essere molto diverso in funzione della **duttilità** della sezione (definita come rapporto tra rotazione ultima e la rotazione corrispondente allo snervamento delle armature tese).

Una sezione che presenta rottura duttile dà chiari segnali di preavviso (fessurazione, notevole incremento della deformazione); al contrario una sezione priva di duttilità ha un comportamento di tipo fragile raggiungendo il collasso senza preavviso.

La duttilità è la capacità di dissipare una significativa quantità di energia per isteresi senza che si osservi una sostanziale riduzione di resistenza; questo porta sensibili vantaggi in condizioni sismiche. In fase di progetto occorre mirare ad avere una buona duttilità e quindi ad avere l'acciaio teso ampiamente in campo plastico.

La duttilità è sostanzialmente legata alla posizione dell'asse neutro: per conferire alla sezione una buona duttilità è opportuno assumere come riferimento un diagramma delle deformazioni con *asse neutro posto ad una distanza  $x \leq 0,35 h$*

Il calcolo delle armature deve essere effettuato in modo tale che in caso di rottura si ricada in campo 2b e 3 (rottura bilanciata con massimo accorciamento del cls ed acciaio in campo plastico) sfruttando i due materiali al massimo.

Gli stati limite di esercizio SLE corrispondono a situazioni limite oltre le quali non sono soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti, cioè situazioni che comportano un rapido deterioramento oppure la perdita della funzionalità della struttura.

Nel caso del cemento armato possono essere rilevanti, dal punto di vista dell'esercizio, problemi di deformazione e vibrazione (vedi paragrafi specifici), *di fessurazione*, di *eccessivo stato tensionale dei materiali*.

L'esigenza di tenere sotto controllo lo stato tensionale nasce per due motivi: forti tensioni di compressione possono produrre fessure parallele alla direzione di compressione (problemi di estetica e durabilità); eccessive tensioni di trazione dell'acciaio possono portare a deformazioni plastiche che comporterebbero fessure ampie e permanentemente aperte.

Un altro aspetto è quello delle deformazioni viscosi che possono crescere più del previsto se lo stato tensionale è particolarmente elevato.

Il superamento di uno SLE può avere carattere reversibile (il danno cessa quando cessa la causa che lo ha generato) o irreversibile (si manifestano danneggiamenti permanenti che si identificano come Stati Limite del Danno SLD).

Di seguito si presenta foglio elettronico con verifiche di alcune sezioni tipiche agli SLU (sezione a rottura bilanciata in campo 3) e SLE.

Si parla di rottura bilanciata quando la crisi della sezione si ha per contemporaneo raggiungimento dell'allungamento  $\varepsilon_{yd}$  delle armature tese e l'accorciamento massimo del cls  $\varepsilon_{cu}$

Si specifica che i limiti tensionali adottati sono quelli indicati al paragrafo 7.2 di EC2 e che la verifica della fessurazione senza calcolo diretto è stata effettuata con il metodo tabellare proposto dalla normativa (prospetti 7.2N e 7.3N di EC2 riportati in seguito) con controllo dei diametri massimi dei ferri o del loro passo massimo. I valori indicati nei due prospetti devono essere modificati per tenere conto della effettiva classe di cls adottata per il solaio e dei diversi valori di copriferro  $c$ .

**Se si rispetta uno dei due prospetti (non necessariamente tutti e due assieme),** dove disposta un'armatura superiore a quella indicata dalla formula 7.1 di EC2 (vedi paragrafo 2.9 della presente relazione), **le ampiezze delle fessure non dovrebbero essere eccessive e non vi è necessità di calcolo diretto della loro ampiezza.**

In effetti le fessure crescono al crescere del *diametro della barra* poiché maggiore è la concentrazione in quest'ultima di forze di trazione. Inoltre crescono in ampiezza man mano che aumenta la distanza delle barre poiché si crea una zona in cui le forze di trazione del cls, e le conseguenti fessure, non sono ricucite da armature in acciaio.

Per tensioni dell'acciaio tese inferiori a 160MPa la verifica a fessurazione del cls si assume implicitamente soddisfatta.

Se nella porzione di solaio verificata sono presenti barre di diametro diverso occorre utilizzare nella verifica un diametro equivalente  $\phi_{eq}$  calcolato con l'equazione (7.12) di EC2

prospetto 7.2N **Diametri massimi delle barre  $\phi_s^*$  per il controllo della fessurazione<sup>1)</sup>**

Tensione nell'acciaio <sup>2)</sup> [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) I valori nel prospetto sono basati sulle seguenti assunzioni:  
 $c = 25$  mm;  $f_{ct,eff} = 2,9$  MPa;  $h_{cr} = 0,5$ ;  $(h - d) = 0,1$  h;  $k_1 = 0,8$ ;  $k_2 = 0,5$ ;  $k_3 = 0,4$ ;  $k = 1,0$ ;  $k_1 = 0,4$  e  $k' = 1,0$ .  
 2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

prospetto 7.3N **Spaziatura massima delle barre per il controllo della fessurazione<sup>1)</sup>**

Tensione nell'acciaio <sup>2)</sup> [MPa]	Spaziatura massima delle barre [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Per le note vedere prospetto 7.2N.

Di seguito viene allegata:

- Verifica sezioni tipo agli Stati Limite SLU e SLE di alcune sezioni tipologiche



### Verifiche di sicurezza agli S.L. (secondo EN 1992-1-2 : 2004)

#### GEOMETRIA

H =	30	cm	B =	100	cm	A <sub>s base</sub> =	φ10/ 20	3,93	inferiore
c =	3,7	cm	b =	1	m	A' <sub>s base</sub> =	φ12/ 20	5,65	superiore
d =	0,037	m	Cat. Ambiente (XC1)						
z = d - c =	0,263	m							
	0,226	m							

#### MATERIALI

R <sub>ck</sub> =	35	MPa	Acciaio	B450C
f <sub>cd</sub> =	15,87	Mpa	f <sub>yd</sub> =	391 Mpa

#### Stato limite ultimo (SLU) - (ε < 0,35; Campo 3)

##### (D.A.N. - Regolamento IT.)

$$\Delta M_u = A_s' \cdot f_{yd} \cdot z \quad M_{ult} = M_{SLU} - \Delta M_u$$

$$k = y/h \quad A_s = 0,5k \frac{\sigma_{cu}}{f_{yd}} bh \quad A_{s_{min}} = A_s^* + A_s'$$

$$\sigma_{cu} = 15,87 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$$

POS.		M <sub>SLU</sub>	As'(disp.)	ΔMult.	Mult.*	As <sub>min</sub>	x/d	M <sub>Rd</sub>	φ <sub>eq</sub>	p <sub>eq</sub>	As'(disp.)	Verifica	Armatura integrativa		Armatura di base		
		[kNm/m]	[cm²]	[kNm/m]	[kNm/m]	[cm²]	[-]	[kNm/m]	[mm]	[cm]	[cm²]		φ [mm]	p [cm]	φ [mm]	p [cm]	
INF.01	X	Perimetro	73	5,65	50	23	7,9	0,125	94,50	11,1	10	9,58	OK	10	20	12	20
INF.02	Y	Campata	80	5,65	50	30	8,6	0,125	94,50	11,1	10	9,58	OK	10	20	12	20
SUP.03	X	Pil 60x180	169	5,65	50	119	18,2	0,248	236,02	14,9	7	25,76	OK	16	10	12	20
SUP.04	Y	Pil 60x60	189		0	189	21,2	0,298	232,05	14,9	7	25,76	OK	16	10	12	20
SUP.05	X	Pil D60	191	5,65	50	141	20,8	0,248	236,02	14,9	7	25,76	OK	16	10	12	20

#### SLE Raro Limitaz. σ di esercizio

##### Teoria Stato II (Fessurato)

$$\sigma_s(\max) = 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c(\max) = 16,8 \text{ MPa}$$

$$[0,8 f_{yk}]$$

$$[0,60 f_{ck}]$$

POS.			M <sub>raro</sub>	As'(disp.)	As(disp.)	yc	J(id)	σ <sub>c</sub>	σ <sub>s'</sub>	σ <sub>s</sub>	f	h <sub>o</sub>	Verifica tensioni
			[kNm/m]	[cm²]	[cm²]	[cm]	[cm⁴]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]	
INF.01	X	Perimetro	52	5,65	9,58	7,0	6.52E+04	5,6	40	229	2,3	17,9	OK
INF.02	Y	Campata	57	5,65	9,58	7,0	6.52E+04	6,1	44	251	2,3	17,9	OK
SUP.03	X	Pil 60x180	120	5,65	25,76	10,5	1.36E+05	9,3	90	209	4,7	22,2	OK
SUP.04	Y	Pil 60x60	134	0	25,76	10,9	1.35E+05	10,8	108	230	3,9	26,3	OK
SUP.05	X	Pil D60	135	5,65	25,76	10,5	1.36E+05	10,5	102	237	4,7	22,2	OK

#### SLE Quasi permanente Limitaz. σ di esercizio e apertura fessure

$$w_{max} = 0,3 \text{ [mm]}$$

##### Teoria Stato II (Fessurato)

$$\sigma_s(\max) = 255 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c(\max) = 12,6 \text{ MPa}$$

$$[\text{cfr. EC2 - Par.7.2}]$$

$$[0,45 f_{ck}]$$

												Verifica	$\varphi_{max}$	$p_{max}$	Verifica	
POS.			$M_q perm$	As'(disp.)	As(disp.)	yc	J(id)	$\sigma_c$	$\sigma_s'$	$\sigma_s$	f	ho	tensioni	[mm]	[cm]	fessure
			[kNm/m]	[cm²]	[cm²]	[cm]	[cm⁴]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]				
INF.01	X	Perimetro	46	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	5,0	36	205	2,3	17,9	OK	18,41	24,34	OK
INF.02	Y	Campata	51	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	5,5	39	225	2,3	17,9	OK	14,99	21,88	OK
SUP.03	X	Pil 60x180	107	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	8,3	81	187	4,7	22,2	OK	21,03	26,57	OK
SUP.04	Y	Pil 60x60	120	0	25,76	10,9	1,35E+05	9,7	96	206	3,9	26,3	OK	18,36	24,30	OK
SUP.05	X	Pil D60	121	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	9,4	91	212	4,7	22,2	OK	17,27	23,52	OK

#### SLE Frequente Limitaz. σ di esercizio e apertura fessure

$$w_{max} = 0,4 \text{ [mm]}$$

##### Teoria Stato II (Fessurato)

POS.			Mfreq.	As'(disp.)	As(displ.)	yc	J(id)	σ <sub>c</sub>	σ <sub>s'</sub>	σ <sub>s</sub>	f	h <sub>o</sub>	Verifica fessure	φ <sub>max</sub>	P <sub>max</sub>
			[kNm/m]	[cm²]	[cm²]	[cm]	[cm⁴]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]		[mm]	[cm]
INF.01	X	Perimetro	48	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	5,2	37	211	2,3	17,9	OK	22,13	28,59
INF.02	Y	Campata	52	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	5,7	40	232	2,3	17,9	OK	17,43	26,06
SUP.03	X	Pil 60x180	110	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	8,6	83	193	4,7	22,2	OK	25,84	30,00
SUP.04	Y	Pil 60x60	124	0	25,76	10,9	1,35E+05	10,0	99	212	3,9	26,3	OK	22,05	28,55
SUP.05	X	Pil D60	125	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	9,7	94	218	4,7	22,2	OK	20,56	27,74

$$f = n \cdot \frac{A_s + A_s'}{B} \quad y = f \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot h_0}{f}} \right) \quad h_0 = (A_s d + A_s' c) / (A_s + A_s') \quad J_{id} = \frac{b y^3}{3} + n [A_s (h - y)^2 + A_s' (y - h')^2]$$

$$\sigma_c = \frac{M}{J_{id}} y \quad \sigma_s' = n \frac{M}{J_{id}} (y - c') \quad \sigma_s = n \frac{M}{J_{id}} (d - y)$$

## 2.12. Resistenza a taglio del solaio alleggerito

Come nelle comuni sezioni di c.a. con corpi di alleggerimento, anche per le solette con il sistema Cobiax®, si ha, come logica conseguenza dell'eliminazione di cls, la riduzione della capacità portante a taglio. La soletta alleggerita tipo Cobiax è in grado di assicurare almeno il **55%** della resistenza al taglio<sup>6</sup> di calcolo di una soletta massiccia di pari spessore.

**Sinteticamente dunque, nelle zone in cui le tensioni di taglio superano il 55% della resistenza a taglio di un solaio pieno dello stesso spessore, andranno tolti gli alleggerimenti ripristinando la sezione massiccia.**

In formule questo valore limite di taglio è espresso nel modo seguente

$$V_{Rd,c,CB} = 0,55 \cdot V_{Rd,c} = 0,55 \cdot \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot h$$

Dove:

$$\gamma_c = 1,5$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/h)}$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot xh)$$

$A_{sl}$  = armatura tesa superiore di base

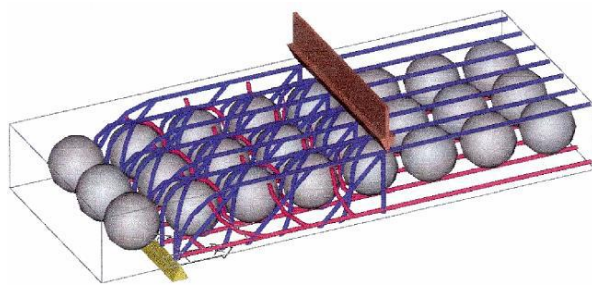
$h$  = altezza statica delle armature superiori di base

Nel caso in esame con  $k=1,88$ ,  $\rho_l=0,0022$ ,  $f_{ck}=28,00\text{Mpa}$  e  $h=26,3\text{cm}$

Si ottiene un valore del taglio limite pari a

$$V_{Rd,c,CB} = 58,43\text{kN/m}$$

*Si noti che a favore di sicurezza e per semplicità si è assunta come armatura tesa quella superiore di base e non quella sugli appoggi*



La maggiore resistenza a taglio rispetto a quella calcolata secondo EC2 in funzione della nervatura  $b_w$  è dovuta alla formazione di bielle compresse a comportamento tridimensionale (**traliccio tridimensionale spaziale**) come rappresentato in figura.

La resistenza a taglio del solaio alleggerito non è funzione della larghezza delle sue nervature ma della sua area efficace, ovvero quella depurata della superficie dell'alleggerimento.

<sup>6</sup> Il valore percentuale di tale rapporto cresce, ovviamente, nel caso si aumenti il passo degli alleggerimenti mantenendo invariato lo spessore della soletta



**La resistenza a taglio della soletta piena senza armatura specifica**, ovvero nelle porzioni di solaio dalle quali si sono tolti gli alleggerimenti, si calcola con la seguente espressione:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot h \geq 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \cdot h \quad [(6.47) - EC2]$$

Nel caso in esame risulta

$$V_{Rd,c} = 122,59 \text{ kN/m}$$

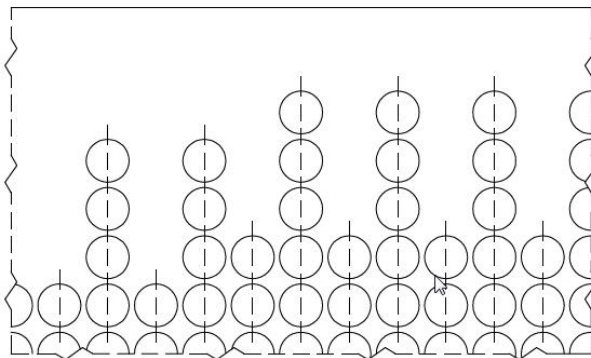
### Note per l'ottimizzazione delle zone alleggerite

In alcuni casi può essere necessario ottimizzare la superficie di solaio alleggerita per andare ad ottenere la massima riduzione di peso proprio possibile.

In queste situazioni è possibile posizionare gli alleggerimenti a "pettine" (vedi immagine sottostante) andando ad alternare all'alleggerimento porzioni in getto pieno.

E' possibile utilizzare in queste situazioni un fattore correttivo più alto

$$V_{Rd,c,CB^*} = 0,5 \cdot V_{Rd,c,CB} + 0,5 \cdot V_{Rd,c} = 0,75 \cdot V_{Rd,c}$$



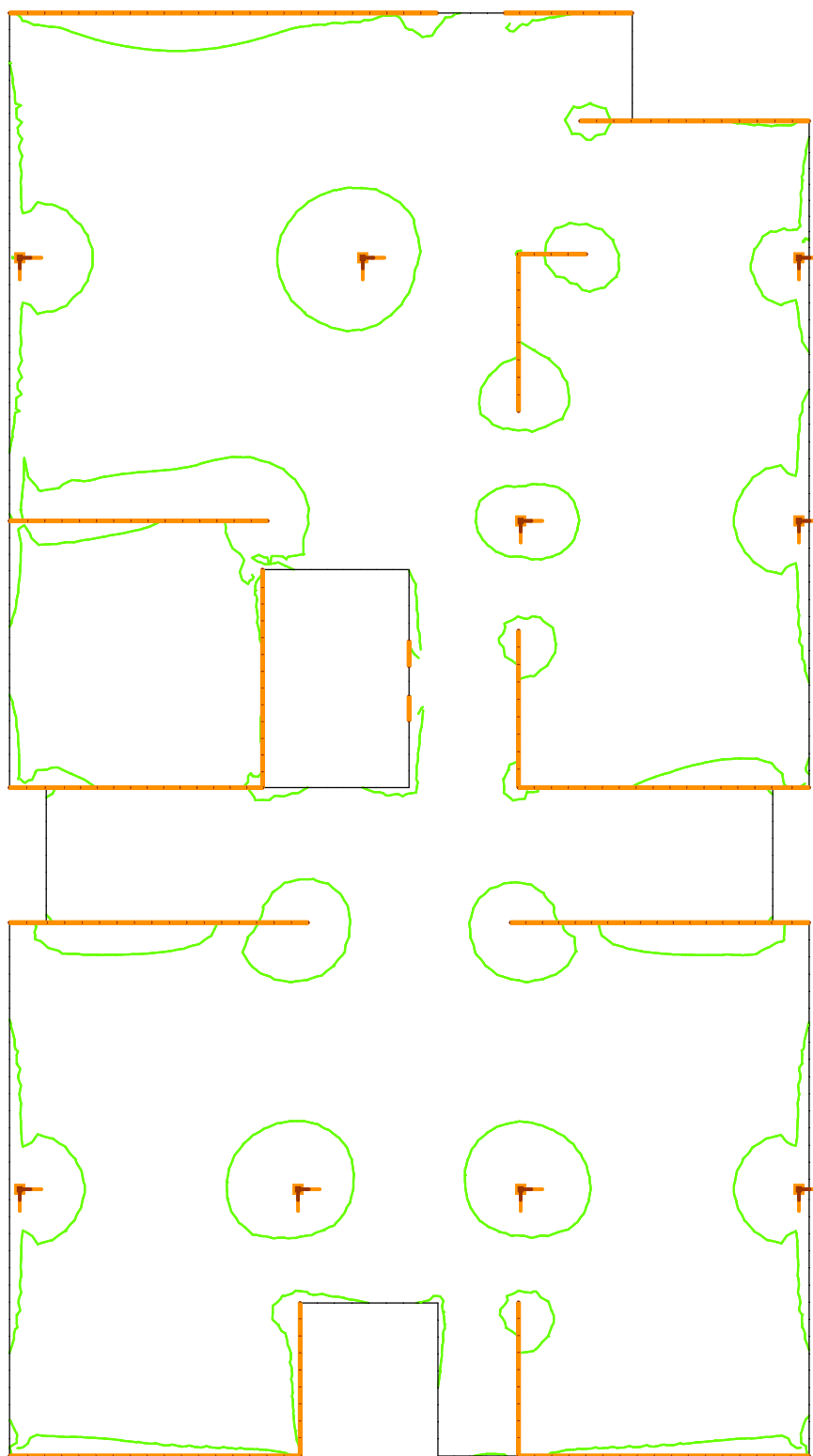
Nei solai cementati da forti sovraccarichi ed in presenza di appoggi lineari estesi (es. pareti perimetrali) oltre alla verifica a punzonamento (per la quale si rimanda al par. 2.12) occorrerà fare **verifica a taglio** qualora  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ . In questo caso l'armatura a taglio da introdurre (staffature o spille) andrà calcolata come si trattasse di una trave di larghezza unitaria secondo §4.1.2.5.2 delle NTC avendo cura di verificare che la resistenza di "taglio trazione" sia minore di quella a "taglio compressione" ( $V_{Rsd} \leq V_{Rcd}$ ) in modo tale che la resistenza a taglio della sezione sia raggiunta con lo snervamento delle armature trasversali.

Allegasi a seguire:

- immagine degli elementi finiti che superano il limite ammissibile di resistenza tagliante tipica del solaio alleggerito
- eventuale immagine dell'andamento del taglio sul solaio
- eventuale calcolo dell'armatura a taglio su solaio, se necessaria



Analisi Lineare	
Codice NTC	
Caso	: Max. Critico
Tipo	: (Tutti gli SLU)
E (p)	: 2,41E-11
E (W)	: 2,41E-11
E (Eq)	: 4,54E-12
Comp.	: (qRZ-vRd,c) [kN/m]



[RI], Lineare, (Tutti gli SLU) Max. Critico, (qRZ-vRd,c) [kN/m], Isolinee, Zone in getto pieno

## 2.13. Verifica a Taglio dell'interfaccia di cls gettati in tempi diversi

Per limitare l'effetto della sottospinta, in presenza di alleggerimenti, occorre spezzare il getto del cls in due fasi.

La superficie d'interfaccia tra il primo ed il getto di completamento è una ripresa di getto e dunque per essa si applicano le regole relative alle interfacce tra getti dell'EC2.

Si sottolinea però che tale interfaccia viene realizzata generalmente in condizioni favorevoli, ovvero a breve distanza di tempo.

La resistenza dell'interfaccia tra i due getti si compone di due contributi: uno legato alla resistenza a trazione del cls  $f_{ctd}$ , l'altro alla resistenza a trazione dell'armatura trasversale  $\rho$  che attraversa l'interfaccia

$$v_{Rd,j} = (c_j \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_{Nd}) \cdot b_{j,red} + \rho \cdot f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) = v_{Rd,j}^* + v_{Rd,j, sy} \leq v_{Rd,c, CB}$$

Nell'equazione si è introdotto il coeff.  $b_{j,red}$  che tiene conto della superficie effettiva di scorrimento, ovvero depurata di quella occupata dagli alleggerimenti che è funzione dell'altezza del primo getto.

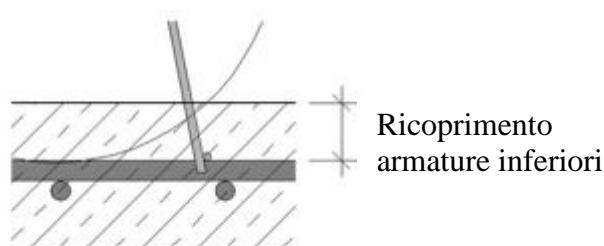
La superficie di interfaccia si considera liscia ( $c=0,35$  e  $\mu=0,6$ ): superficie senza lavorazioni dopo la vibrazione.

A favore di sicurezza si considera nullo il contributo della compressione sull'interfaccia ( $\sigma_{Nd}=0$ ).

Per ragioni di equilibrio gli sforzi di taglio nel piano trasversale  $v_{Ed}$  sono uguali agli sforzi di scorrimento nel piano orizzontale  $v_{Rd,j}$ .

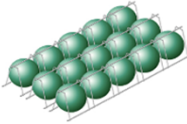
Ne deriva dunque che  $v_{Rd,c}$  è il limite massimo dello sforzo di scorrimento delle zone che non richiedono armatura a taglio.

Nell'allegato seguente si andrà a verificare la necessità della presenza di un'armatura trasversale che attraversi la superficie di interfaccia tra i getti nelle zone alleggerite e se eventualmente questo scopo è assolto dalle gabbie di contenimento degli alleggerimenti.



Allegasi a seguire:

- Verifica a scorrimento dell'interfaccia tra i due getti



### Verifica al taglio dell'interfaccia dei cls gettati in tempi diversi

#### 1° Piano

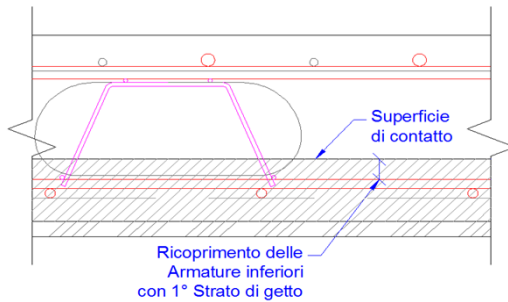
#### Sollecitazione di calcolo:

$$\begin{aligned} V_{Ed(CB)} = V_{rd,c(CB)} &= 58,43 \text{ kN/m} && \text{(Prima fila di alleggerimenti in prossimità della zone massicce)} \\ z = 0,9d &= 23,67 \text{ cm} && \text{braccio delle forze interne} \\ v_{Ed}^* = V_{Ed(CB)} / z &= 246,84 \text{ kN/m}^2 && \text{Sforzo di taglio all'interfaccia tra i due getti} \end{aligned}$$

#### DATI generali:

$$\begin{aligned} f_{ctd} &= 1,29 \text{ MN/m}^2 && \text{(Resistenza a trazione di design del cls)} \\ \text{Armatura Trasversale } A(s,y) &= 6,41 \text{ cm}^2/\text{m}^2 && \text{(Area staffe gabbia presenti per mq nella zona di interfaccia soggetta a verifica)} \end{aligned}$$

(Morfologia sup. di contatto e profondità di ancoraggio)



#### Class. Superficie di contatto

Liscia	<input type="checkbox"/>	$c(j) =$	0,35	Coeff. di scabrezza
	<input checked="" type="checkbox"/>	$\mu =$	0,6	Coeff. di frizione

#### Ricopr. Arm. inf. con 1° Strato di getto

3 cm	<input type="checkbox"/>	$b_{j,red} =$	0,54	Riduz. sup. interfaccia
------	--------------------------	---------------	------	-------------------------

#### Verifica della resistenza: Resistenza a taglio all'interfaccia [EC2 -6.25]

$$v_{Rd,j} = (c_j \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_{Nd}) \cdot b_{j,red} + \rho \cdot f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) = v_{Rd,j}^* + v_{Rdj,sy} \leq v_{Rdc,CB}$$

$$v_{Rdj,Max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_{j,red} = 2,142 \text{ MN/m}^2$$

dove :  $v = 0,5$  EC2 (DAN)

Trascurando il termine relativo alla compressione all'interfaccia tra i getti ( $\sigma_{Nd}$ ) ed in assenza di armature ( $v_{Rdj,sy} = \rho f_{yd} = 0$ ):

$$\begin{aligned} v_{Rdj}^* = c_j \cdot f_{ctd} \cdot b_{j,red} &= 0,244 \text{ MN/m}^2 \\ \text{Resistenza a taglio Interfaccia} &= 244 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

<  $v_{Rdj,Max}$   
**ATTENZ. <  $v_{Ed}^*$  NECESSITA VERIFICA DELL'ARMATURA**

$$\text{Armatura minima richiesta } A_{s,Rich} = \frac{v_{Ed}^* - v_{Rdj}^*}{f_{yd} \cdot (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)} = 0,09 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

**Armatura di confezione alleggerimenti sufficiente!  $A(s,y) > A(s,rich)$**

## Reazioni sul sistema vincolare

### 2.14. Calcolo dell'armatura a punzonamento

Si parla di punzonamento quando una forza concentrata agisce in un punto, o meglio in una superficie non troppo estesa (es. pilastri), di un elemento bidimensionale.

In assenza di una specifica armatura a punzonamento la resistenza della sezione critica è valutata con un'espressione che coincide con quella prevista per il taglio delle travi, a parte il riferimento a tensioni anziché a forze.

La resistenza a punzonamento è infatti

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad [(6.47) - EC2]$$

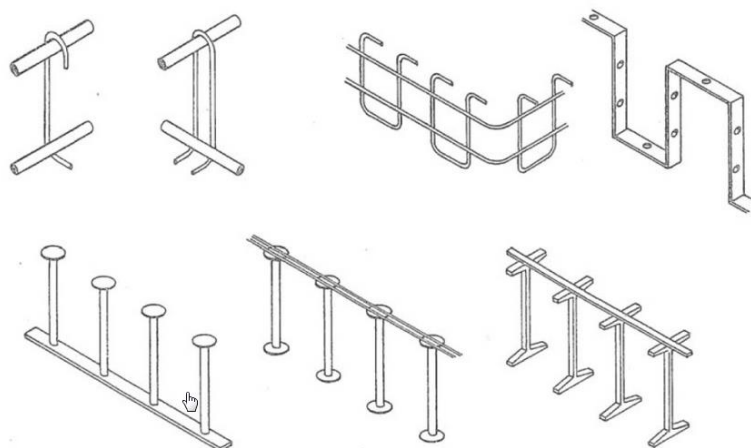
Per il significato dei simboli si rimanda al paragrafo (2.12)

Nel caso in cui venga superata tale resistenza all'interno del perimetro critico  $u_1$  dovranno essere predisposte armature specifiche. La zona armata, se sussistono le condizioni dovrà estendersi anche oltre tale confine e comunque entro il cosiddetto perimetro critico esterno  $u_{out}$  (perimetro lungo il quale l'armatura a taglio non è più necessaria).

Il perimetro critico  $u_1$  si ottiene dal perimetro  $u_o$  del pilastro traslando il lato di due altezze utili  $d$  verso l'esterno e raccordandolo con tratti di circonferenza di raggio  $2d$  centrati nei vertici delle sezioni come schematizzato in Fig. 6.13-EC2.

Nel caso dei solai alleggeriti il calcolo a punzonamento si fa in modo classico, secondo EC2, poiché, per ragioni di resistenza a taglio, gli alleggerimenti non sono presenti nell'intorno degli appoggi.

In accordo con quanto previsto dalla normativa EN1992-1-2, in cui al punto 6.4.5 prevede la possibilità di utilizzare prodotti con marchio, si possono utilizzare per l'armatura specifica a punzonamento i connettori a taglio (a pioli) dotati di doppia testa rifollata<sup>7</sup> e posizionati all'interno della sezione in modo da racchiudere tutti gli ordini di armatura orizzontale prevista all'interno delle stesse. In alternativa possono essere utilizzate a discrezione della DL cuciture (legature o spille), barre piegate o cordolature.



*Il compito dell'armatura di punzonamento è di realizzare delle "cuciture", in forma di bracci di armatura di acciaio, che attraversano le fessure prodotte dai carichi agli SLU.*

*In ogni caso si richiede che l'armatura di punzonamento, per essere efficace, sia sufficientemente ancorata al calcestruzzo.*

<sup>7</sup> Si faccia riferimento a prodotti certificati secondo benestare europeo nella fattispecie ai produttori Halfen o Peikko con i prodotti denominati rispettivamente HDB e PSB.

Quanto al metodo di calcolo, questo prevede innanzitutto un modello del meccanismo a rottura con bielle compresse inclinate secondo una tangente di max.  $h/d = 1/2$ , che tradotto sulla proiezione in pianta comporta un perimetro critico che dista di  $d=2,0 \cdot h$  dal perimetro del sostegno.

La discriminante per considerare gli stessi pilastri alla stregua di elementi puntiformi e quindi a bassa eccentricità ovvero nella necessità di dover eseguire il calcolo come punta o spigolo di setto per via dei grandi momenti parassiti indotti, sta nel rapporto tra le rigidità relative rispettivamente del solaio e dell'elemento verticale. Un modo semplice per eseguire questa verifica è data dalle seguenti limitazioni:

- $b < a < 2b$  (lato maggiore non maggiore del doppio di quello minore)
- $2p < 11 \cdot h$  (perimetro del sostegno minore di 11 volte l'altezza utile del solaio  $h$ )

I pilastri allungati con dimensione  $a > 2b$ , poiché la forza di taglio è concentrata sugli angoli nella parte iniziale e terminale della sezione, verranno di fatto calcolati di dimensioni  $a \times b$  con  $a=2b$ ; in questo modo i perimetri di verifica  $u_0$  e  $u_1$ , trascurando la porzione interna inerte a taglio, risulteranno corretti.

Sempre in tema, per tenere conto di eccentricità dovute ad eventuali momenti parassiti indotti da sovraccarichi eccentrici, se non dedotto attraverso un calcolo specifico, in maniera convenzionale tutte le normative internazionali raccomandano di applicare un fattore di incremento a maggiorazione dei valori di calcolo tramite il coefficiente  $\beta$  che per i sistemi a piastra vengono riassunti nella tabella seguente:

<u>Posizione picco R</u>	<u>maggioraz.</u>
Pilastro interno	$\beta = 15\%$
Pilastro laterale	$\beta = 40\%$ (15% se dist. > 5h)
Pilastro angolo	$\beta = 50\%$
Punta di setto ( $A > 2B$ )	$\beta = 40\%$
Spigolo in generale	$\beta = 40\%$

- In accordo con la EN1992-1-1:05 la progettazione delle armature specifiche si esegue esplicitando  $A_{sw}$  (armatura a taglio-punzonamento situata su un perimetro attorno all'appoggio) dalla verifica seguente:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot V_{Rdc} + 1,5 \cdot \left( \frac{d}{s_r} \right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha \leq V_{Rd,max}$$

dove :

$d$  = media delle altezze utili dell'armatura tesa nella zona considerata;

$s_r$  = passo radiale dei perimetri dell'armatura a taglio predisposta;

$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$  [MPa]

Per la verifica a punzonamento utilizziamo un foglio elettronico che prevede come resistenza massima  $v_{Rd,max}$  quella indicata da EC2 (riportata sotto) e non quella che certifica i prodotti specifici commercializzati (chiodi a doppia testa rifollata delle ditte PEIKKO, HALFEN o analoghe).

La verifica è dunque valida sia per armature a punzonamento sagomata (spille-legature o cordolature) che per quella che si trova in commercio, purché si disponga lo stesso quantitativo di armatura mantenendo i passi e le distanze come da normativa.

La resistenza a taglio-punzonamento sul perimetro del pilastro ( $u_0$ ), in accordo con la (6.5) – EC2, è dunque limitata ad un valore massimo:

$$v_{Rd,max} \leq 0,5 \cdot u_0 \cdot v \cdot f_{cd} \quad \text{dove : } v=0,5 \text{ [MPa] secondo i NAD italiani}$$

▪ La verifica della necessità o meno dell'armatura oltre il perimetro critico convenzionale  $u_1$  si esplicita innanzitutto nella ricerca del perimetro critico esterno  $u_{out}$  oltre il quale la resistenza a taglio della soletta priva di armatura specifica è sufficiente ad opporsi alla sollecitazione data:

$$u_{out} = \frac{V_{Sd,max}}{C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d}$$

La distanza massima radiale dell'ultima legatura a punzonamento dal perimetro critico esterno  $u_{out}$  dovrà essere inferiore a  $1,5d$ ; mentre per le ulteriori regole specifiche relative alla posizione dei pioli entro il settore da armare sarà dettato dai valori prestabiliti a base EC2.

**Si precisa infine che le sollecitazioni punzonanti  $V_{ed}$  in kN relative alle punte dei muri e agli spigoli (es. vani scala ed ascensori) derivano dall'integrazione dei picchi delle reazioni d'appoggio (esprese in kN/m negli output) ovvero dalla doppia integrazione delle tensioni verticali dei muri (esprese in N/mm<sup>2</sup>) fatta in automatico dal programma AxisVM.**

**Qualora siano presenti travi che si innestano sugli appoggi la reazione di taglio punzonamento  $V_{ed}$  di competenza del solaio e che si andrà a computare nelle verifiche sarà quella al netto del taglio portato dalle travi ( $V_{ed} - V_{travi}$ ).**

**Quando le travi fuori spessore hanno un'altezza superiore al doppio di quella del solaio la verifica a punzonamento perde di senso perché le travi porteranno tutto il taglio.**

***L'armatura longitudinale delle travi*** viene calcolata come

$$A_s = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

con le limitazioni date dalle NTC al punto 4.1.45, ovvero:

$$A_s \geq A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd \quad \text{oppure} \quad 0,0013bd$$

$$A_s \leq A_{s,max} = 0,04A_c$$

Sugli appoggi occorre mettere una armatura all'intradosso ben ancorata, pari al taglio, ovvero:

$$A_{sn} = \frac{V_{sd}}{f_{yd}}$$

Prima del calcolo della armatura a taglio occorre verificare la resistenza a compressione del cls della trave; per staffe verticali ( $\alpha=0$ ) dovrà essere:

$$V_{Ed} \leq V_{Rdc} = 0,9db \frac{f_{cd}}{2} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

***l'armatura trasversale a taglio***, nell'ipotesi a favore di sicurezza che il puntone compresso abbia inclinazione costante  $\theta=45^\circ$ , viene ricavata dalla seguente relazione

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{0,9d \cdot f_{yd}}$$

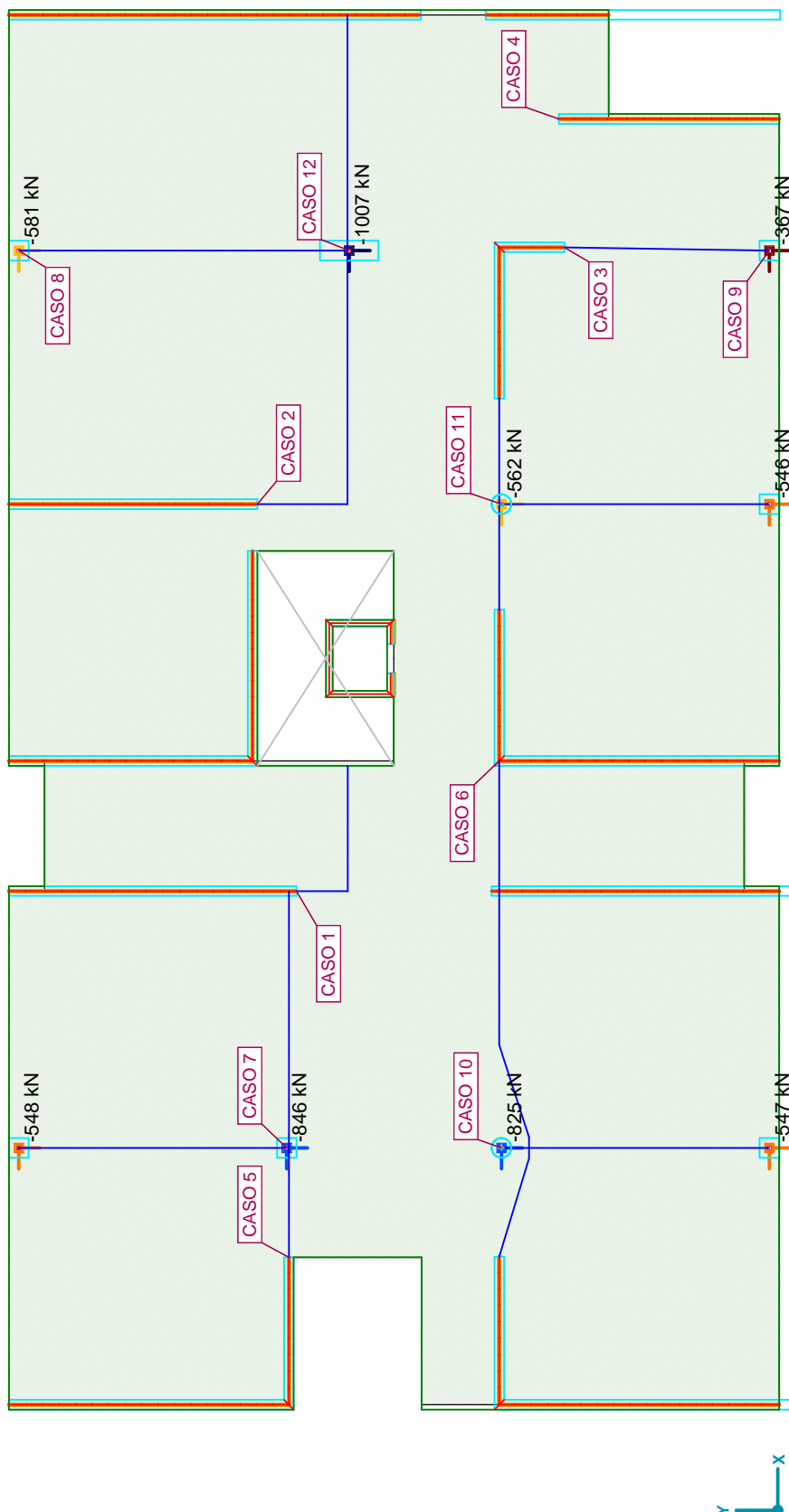
Per i passi minimi delle staffe e l'area minima di armatura si fa riferimento al paragrafo 4.1.6.1.1 delle NTC

**Di seguito si allega:**

- Grafico delle reazioni di appoggio di calcolo (SLU) per appoggi nodali (pilastri) e quelli lineari (muri)
- Involuppo del Taglio e dei Momenti di eventuali Travi agli SLU se presenti
- Gli elaborati relativi al calcolo dei connettori sui pilastri identificati come modello.

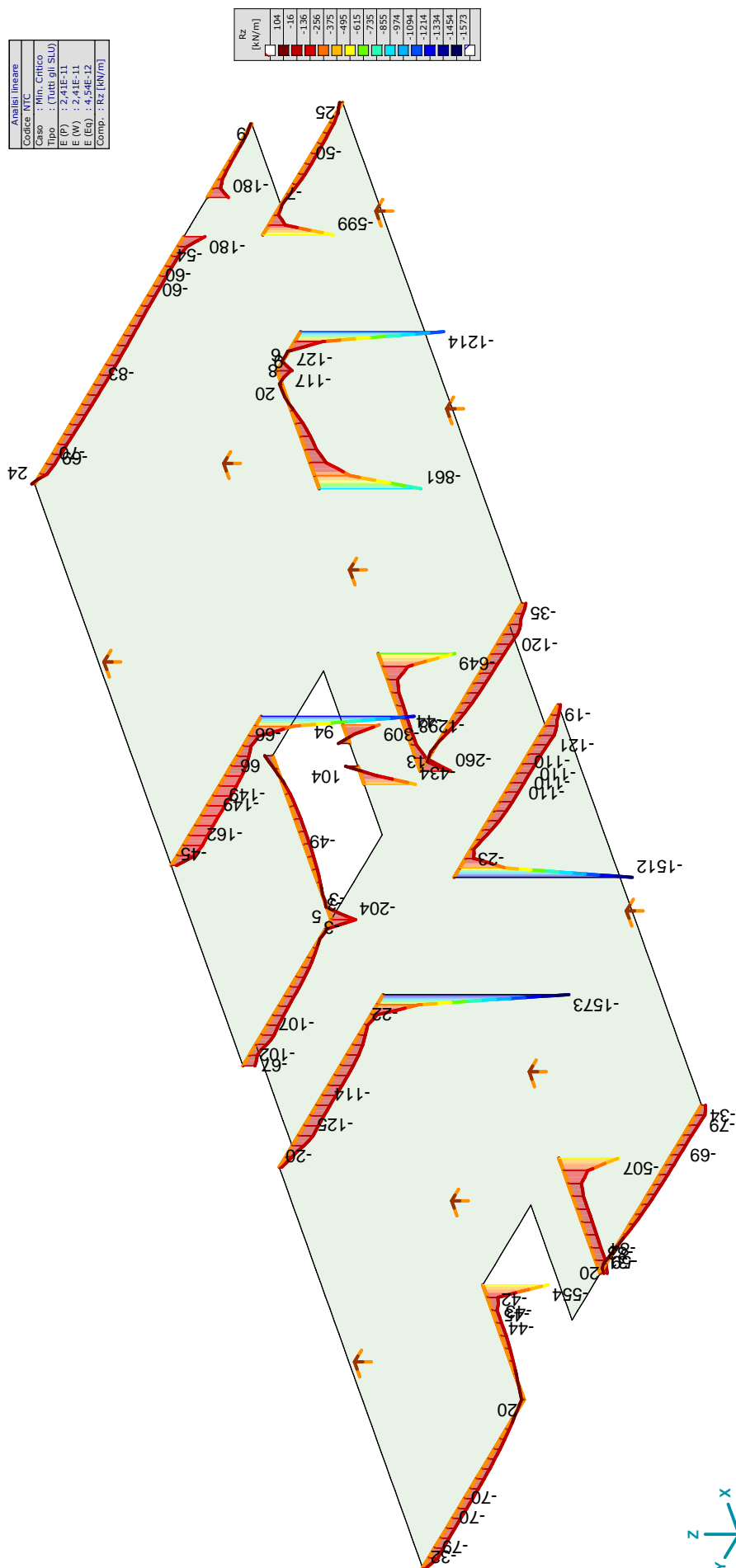


Analisi lineare	
Codice NTC	
Caso	: Min. Critico
Tipo	: (Tutti gli SLU)
E (P)	: 2,41E-11
E (W)	: 2,41E-11
E (Eq)	: 4,54E-12
Comp.	: Rz [kN]



[I], Lineare, (Tutti gli SLU) Min. Critico, Rz [kN] (app. nodale), Isosuperfici 2D, Pianta





[I], Lineare, (Tutti gli SLU) Min. Critico,  $R_z$  [kN/m] (app. lin.), Diagramma con retino

Progetto 9509 - 1° Piano

Elemento CASO 1

Pagina 1

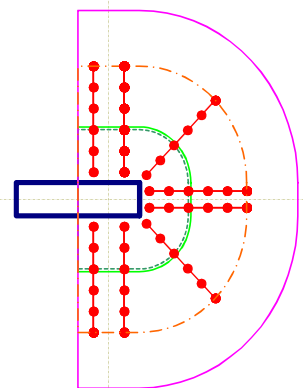
Data 22/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Fine parete</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm										
Fattore di influenza =										
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>										
Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>										
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>asx =</td> <td>13,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>13,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	13,00 cm²/m	0	asy =	13,00 cm²/m	0
asx =	13,00 cm²/m	0								
asy =	13,00 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b>										
Carico agli SLU Ved = 605 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05      0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 635,3 kN</b>										

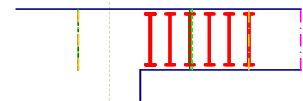
## Pianta pilastro



## Risultati

8 x Legature  $\phi$  16 - H250 - Nr. 6Distanza da appoggio  $l_s = 1045$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 / 190 / 190 / 190 mm)

## Sezione pilastro



## Definizione parametri

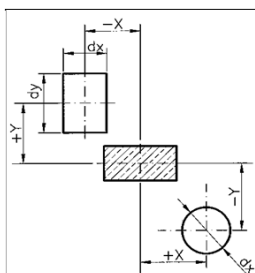
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u_1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u_1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u_1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u_1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u_2 = d * 2,0$   
 Lung.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,40$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - 1° Piano

Elemento CASO 2

Pagina 1

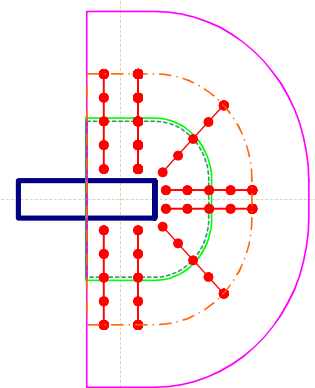
Data 22/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]								
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$								
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15									
Acciaio armatura punzonamento =	B450C											
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Fine parete</b>										
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$								
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm												
Fattore di influenza =												
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>												
Eccentricità non sono considerate!												
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>												
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 40%;">asx =</td> <td style="width: 20%;">10,00 cm²/m</td> <td style="width: 20%;">0</td> <td style="width: 20%;"></td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>16,00 cm²/m</td> <td>0</td> <td></td> </tr> </table>					asx =	10,00 cm²/m	0		asy =	16,00 cm²/m	0	
asx =	10,00 cm²/m	0										
asy =	16,00 cm²/m	0										
<b>Sollecitazione</b>												
Carico agli SLU Ved = 515 kN												
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05      0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 540,8 kN</b>												

## Pianta pilastro

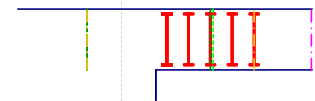


## Risultati

8 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 5Distanza da appoggio  $l_s = 855$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	757,1 kN	
$\beta =$	1,40	
$V_{Rdc} =$	427,5 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.234,6 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	1,77      0,61
Numero dei connettori per listello interno esterno = 3 pec      2 pec		
Distanza connettori per listello interno esterno = 190 mm      190 mm		
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	3.071 mm      5.438 mm $\leq 5.757$ mm
$\phi_{perni} = 12$ mm		
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$ 753 mm $\leq 855$ mm		
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$ 3,01		
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$ 708 mm² $\leq 905$ mm²		
$VR_{ds, disp} =$ 558,05		
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$ 0,74		
Peso complessivo del listello = 18,63 kg		

## Sezione pilastro



## Definizione parametri

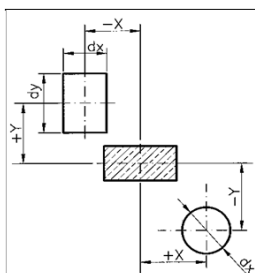
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lung.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,40$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - 1° Piano

Elemento CASO 3

Pagina 1

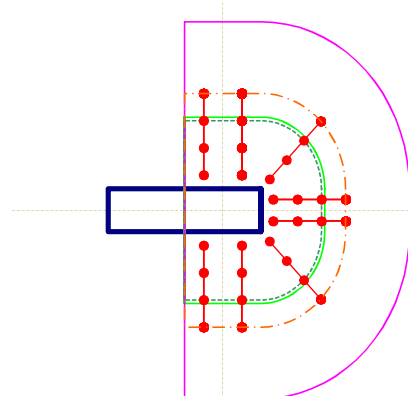
Data 22/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15	
Acciaio armatura punzonamento =	B450C			
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Fine parete</b>		
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm  <b>Pilastro:</b>  Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm  Fattore di influenza =		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$  <b>Acciaio armatura punzonamento</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$		
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>				
Eccentricità non sono considerate!				
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>				
<input type="checkbox"/> Inserirsi direttamente il grado di armatura		$asx = 10,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ $asy = 10,00 \text{ cm}^2/\text{m}$	0	0
<b>Sollecitazione</b>				
Carico agli SLU Ved =		420 kN		
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti =		1,05	0,00	
<b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd =</b>		441,0 kN		

Pianta pilastro



## Risultati

8 x Legature  $\phi 12$  - H250 - Nr. 4Distanza da appoggio  $l_s = 665 \text{ mm}$  (passi radiali: 95 / 190 / 190 / 190 mm)

Sezione pilastro



Definizione parametri

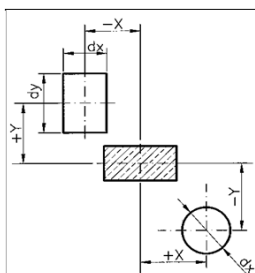
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u_1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u_1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u_1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u_1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u_2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,40$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - 1° Piano

Elemento CASO 4

Pagina 1

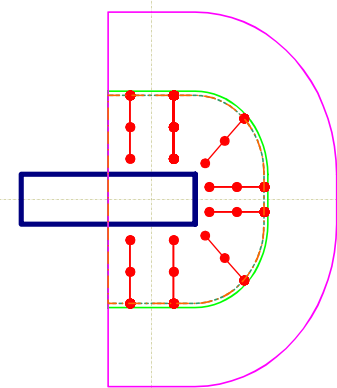
Data 22/10/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]								
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$								
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15									
Acciaio armatura punzonamento =	B450C											
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Fine parete</b>										
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$								
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm												
Fattore di influenza =												
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>												
Eccentricità non sono considerate!												
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>												
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 40%;">asx =</td> <td style="width: 20%;">5,65 cm²/m</td> <td style="width: 20%;">0</td> <td style="width: 20%;"></td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>5,65 cm²/m</td> <td>0</td> <td></td> </tr> </table>					asx =	5,65 cm²/m	0		asy =	5,65 cm²/m	0	
asx =	5,65 cm²/m	0										
asy =	5,65 cm²/m	0										
<b>Sollecitazione</b>												
Carico agli SLU Ved =		235 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti =		1,05 0,00										
<b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd =</b>		246,8 kN										

### Pianta pilastro

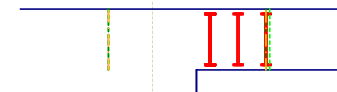


### Risultati

8 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	345,5 kN	$\leq V_{Rdc}$
$\beta =$	1,40	
$V_{Rdc} =$	377,6 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.234,6 kN	
$VEd / VR_{dc}$	$VEd / VR_{ds, mass} =$	0,91 0,28
Numero dei connettori per listello interno esterno =	3 pec 0 pec	
Distanza connettori per listello interno esterno =	190 mm 0 mm	
$u1$ $u2, indisp \leq u2, disp =$	3.071 mm 2.809 mm	$\leq 4.563$ mm
$\phi_{perni} =$	12 mm	
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$	475 mm	$\leq 475$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	1,90	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	101 mm²	$\leq 905$ mm²
$VR_{ds, disp} =$	558,05	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	1,62	
Peso complessivo del listello =	11,48 kg	

### Sezione pilastro



### Definizione parametri

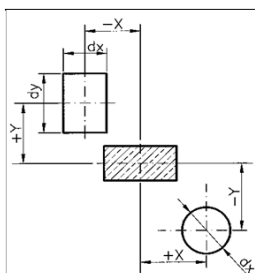
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lung.h.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,40$ 

### Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - 1° Piano

Elemento CASO 5

Pagina 1

Data 22/10/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Fine parete</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm										
Fattore di influenza =										
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>										
Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>										
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>asx =</td> <td>5,65 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>8,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	5,65 cm²/m	0	asy =	8,00 cm²/m	0
asx =	5,65 cm²/m	0								
asy =	8,00 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b>										
Carico agli SLU Ved = 200 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05      0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 210,0 kN</b>										

Pianta pilastro

### Risultati

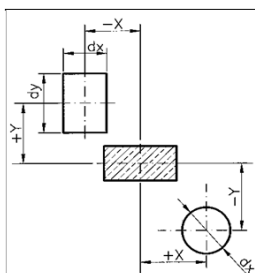
Nessun armamento necessario!

Sezione pilastro

$V_{Ed} =$	294,0 kN	$\leq V_{Rdc}$
$\beta =$	1,40	
$V_{Rdc} =$	377,6 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.234,6 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	0,78      0,24
Numero dei connettori per listello interno esterno = 0 pec      0 pec		
Distanza connettori per listello interno esterno = 0 mm      0 mm		
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	0 mm      0 mm $\leq 0$ mm
$\emptyset$ perni = 0 mm		
Lunghezza listello $l_{s, indisp} \leq l_{s, disp} =$	0 mm	$\leq 0$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	0,00	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	0 mm²	$\leq 0$ mm²
$VR_{ds, disp} =$	0,00	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	0,00	
Peso complessivo del listello = 0,00 kg		
<b>Definizione parametri</b>		
Sezione circolare interna $u1 = d * 2,0$ Dist.bordo interno nell'ui $u1 = d * 0,38$ Dist.bordo esterno nell'ui $u1 = d * 2,00$ Dist.mass.connettori = $d * 0,76$ Distanza listelli $u1 = d * 1,5$ Distanza listelli $u2 = d * 2,0$ Lung.mass.listelli $l_s = d * 6,0$		
<input checked="" type="radio"/> $\beta$ standard <input type="radio"/> $\beta$ costante (selezionabile) <input type="radio"/> $\beta$ variabile (calcolata) $\beta = 1,40$		

### Forometria

☐ Non considerato!

☐ Da inserire direttamente?


Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - 1° Piano

Elemento CASO 6

Pagina 1

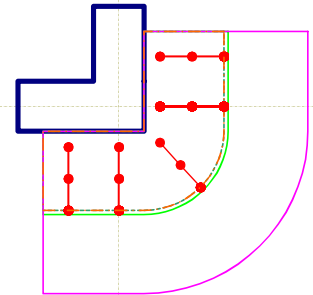
Data 22/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]								
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$								
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15									
Acciaio armatura punzonamento =	B450C											
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Angolo interno</b>										
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		<b>Lastra di solaio</b>		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$								
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione x-a = 30,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm												
Fattore di influenza =												
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>												
Eccentricità non sono considerate!												
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>												
<input type="checkbox"/> Inserirsi direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 40%;">asx =</td> <td style="width: 20%;">5,65 cm²/m</td> <td style="width: 20%;">0</td> <td style="width: 20%;"></td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>5,65 cm²/m</td> <td>0</td> <td></td> </tr> </table>					asx =	5,65 cm²/m	0		asy =	5,65 cm²/m	0	
asx =	5,65 cm²/m	0										
asy =	5,65 cm²/m	0										
<b>Sollecitazione</b>												
Carico agli SLU Ved =		150 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti =		1,05 0,00										
<b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd =</b>		157,5 kN										

## Pianta pilastro

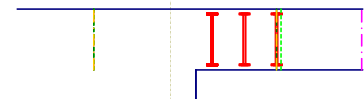


## Risultati

5 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	220,5 kN	$\leq V_{Rdc}$
$\beta =$	1,40	
$V_{Rdc} =$	244,1 kN	
$VR_{ds, mass} =$	987,7 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	0,90 0,22
Numero dei connettori per listello interno esterno =	3 pec 0 pec	
Distanza connettori per listello interno esterno =	190 mm 0 mm	
$u1$ $u2, indisp \leq u2, disp =$	1.985 mm 1.793 mm	$\leq 2.732$ mm
$\phi_{perni} =$	12 mm	
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$	475 mm	$\leq 475$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	1,90	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	100 mm²	$\leq 565$ mm²
$VR_{ds, disp} =$	348,78	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	1,58	
Peso complessivo del listello =	7,17 kg	

## Sezione pilastro



## Definizione parametri

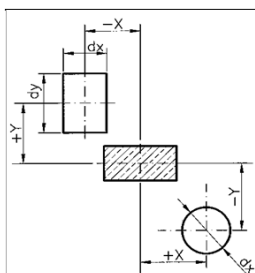
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lung.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,40$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - 1° Piano

Elemento CASO 7

Pagina 1

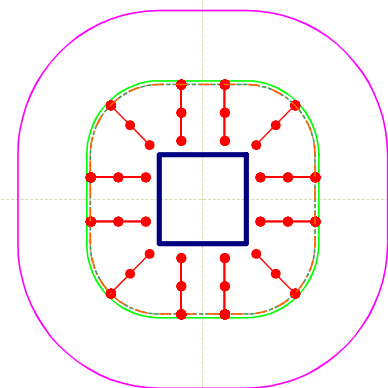
Data 22/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Pilastro interno rettangolare</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Lastra di solaio Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$								
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione x-a = 60,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 60,0 cm		<b>Acciaio armatura punzonamento</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$								
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>										
Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>										
<input type="checkbox"/> Inserirsi direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 40%;">asx =</td> <td style="width: 30%;">19,00 cm²/m</td> <td style="width: 10%;">0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>22,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	19,00 cm²/m	0	asy =	22,00 cm²/m	0
asx =	19,00 cm²/m	0								
asy =	22,00 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b>										
Carico agli SLU Ved = 850 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05      0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 892,5 kN</b>										

Pianta pilastro

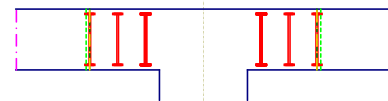


## Risultati

12 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	1.026,4 kN	
$\beta =$	1,15	
$V_{Rdc} =$	905,4 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.975,4 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	1,13      0,52
Numero dei connettori per listello interno esterno = 3 pec      0 pec		
Distanza connettori per listello interno esterno = 190 mm      0 mm		
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	5.542 mm      6.282 mm $\leq 8.526$ mm
$\phi_{perni} = 12$ mm		
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$ 475 mm $\leq 475$ mm		
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$ 1,90		
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$ 563 mm² $\leq 1.357$ mm²		
$VR_{ds, disp} =$ 837,07		
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$ 0,82		
Peso complessivo del listello = 17,21 kg		

Sezione pilastro



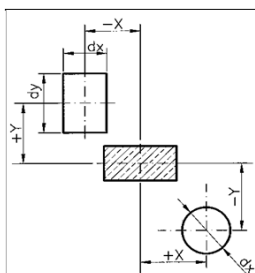
Definizione parametri

distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

☒  $\beta$  standard☐  $\beta$  costante (selezionabile)☐  $\beta$  variabile (calcolata) $\beta = 1,15$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018



Progetto 9509 - 1° Piano

Elemento CASO 8

Pagina 1

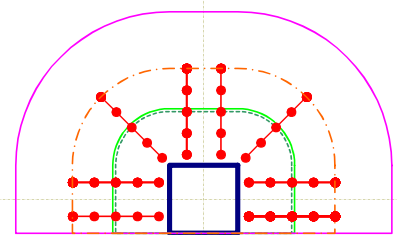
Data 22/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]
Qualità calcestruzzo = Rck 35		Qualità calcestruzzo		Rck 35
Qualità armatura piastra = B450C				$f_{ck} = 29,1$
Acciaio armatura punzonamento = B450C				$f_{ck,cube} = 35,0$
				$f_{cm} = 37,1$
Geometria piastre solai e pilastri		Pilastro esterno rettangolare // x		
Tipo piastra solaio / fondazione:		Lastra di solaio		
Spessore piastra h =		30,0 cm		
Copriferro c =		2,5 cm		
Altezza utile d =		25,0 cm		
Pilastro:				
Lunghezza in direzione x-a =		60,0 cm		
Lunghezza in direzione y-b =		60,0 cm		
Distanza bordo ry =		30,0 cm		
Armatura piastra solaio		B450C		
		$f_{yk} = 450$		
		$f_{yd} = 391$		
		$E_s = 210.000$		
Acciaio armatura punzonamento		B450C		
		$f_{yk} = 450$		
		$f_{yd} = 391$		
		$E_s = 210.000$		
Eccentricità del carico per il calcolo di b				
Eccentricità non sono considerate!				
Armatura a flessione presente nella piastra				
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura				
asx =		16,00 cm²/m		0
asy =		14,00 cm²/m		0
Sollecitazione				
Carico agli SLU Ved =		585 kN		
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti =		1,05 0,00		
Forza di taglio (valore di calcolo) VSd =		614,3 kN		

Pianta pilastro

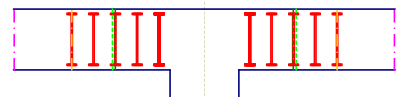


## Risultati

8 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 5Distanza da appoggio  $l_s = 855$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	860,0 kN	
$\beta =$	1,40	
$V_{Rdc} =$	496,3 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.473,1 kN	
$VEd / VR_{dc}$	$VEd / VR_{ds, mass} =$	1,73 0,58
Numero dei connettori per listello interno esterno =		3 pec 2 pec
Distanza connettori per listello interno esterno =		190 mm 190 mm
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	3.371 mm 5.840 mm $\leq 6.057$ mm
$\phi_{perni} =$		12 mm
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$		786 mm $\leq 855$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$		3,14
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$		791 mm² $\leq 905$ mm²
$VR_{ds, disp} =$		558,05
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$		0,65
Peso complessivo del listello =		18,63 kg

Sezione pilastro



Definizione parametri

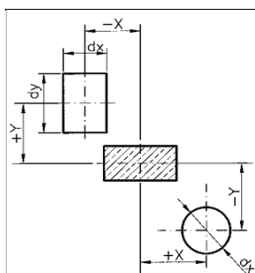
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell'ui  $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell'ui  $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori  $= d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,40$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - 1° Piano

Elemento CASO 9

Pagina 1

Data 22/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

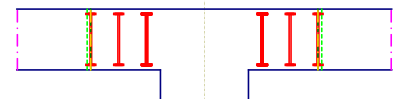
Materiali		Indici materiali		[N/mm²]
Qualità calcestruzzo = Rck 35		Qualità calcestruzzo		Rck 35
Qualità armatura piastra = B450C				$f_{ck} = 29,1$
Acciaio armatura punzonamento = B450C				$f_{ck,cube} = 35,0$
				$f_{cm} = 37,1$
Geometria piastre solai e pilastri		Pilastro esterno rettangolare // x		
Tipo piastra solaio / fondazione:		Lastra di solaio		
Spessore piastra h =		30,0 cm		
Copriferro c =		2,5 cm		
Altezza utile d =		25,0 cm		
Pilastro:				
Lunghezza in direzione x-a =		60,0 cm		
Lunghezza in direzione y-b =		60,0 cm		
Distanza bordo ry =		30,0 cm		
Armatura piastra solaio B450C				
$f_{yk} = 450$				
$f_{yd} = 391$				
$E_s = 210.000$				
Acciaio armatura punzonamento B450C				
$f_{yk} = 450$				
$f_{yd} = 391$				
$E_s = 210.000$				
Pianta pilastro				
Eccentricità del carico per il calcolo di b				
Eccentricità non sono considerate!				
Armatura a flessione presente nella piastra				
<input type="checkbox"/> Inserirsi direttamente il grado di armatura				
asx =		11,00 cm²/m		0
asy =		7,00 cm²/m		0
Solllecitazione				
Carico agli SLU Ved =		370 kN		
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti =		1,05 0,00		
Forza di taglio (valore di calcolo) VSd =		388,5 kN		

## Risultati

8 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	543,9 kN	
$\beta =$	1,40	
$V_{Rdc} =$	415,4 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.473,1 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	1,31 0,37
Numero dei connettori per listello interno esterno =		3 pec 0 pec
Distanza connettori per listello interno esterno =		190 mm 0 mm
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	3.371 mm 4.413 mm $\leq 4.863$ mm
$\phi_{perni} =$	12 mm	
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$	475 mm	$\leq 475$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	1,90	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	377 mm²	$\leq 905$ mm²
$VR_{ds, disp} =$	558,05	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	1,03	
Peso complessivo del listello =	11,48 kg	

## Sezione pilastro



## Definizione parametri

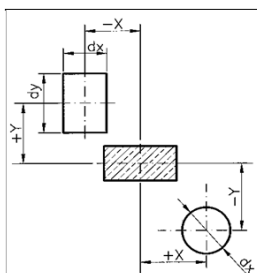
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori  $= d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,40$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - 1° Piano

Elemento CASO 10

Pagina 1

Data 22/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

## Materiali

Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15
Acciaio armatura punzonamento =	B450C		

## Indici materiali

Qualità calcestruzzo	Rck 35
$f_{ck} =$	29,1
$f_{ck,cube} =$	35,0
$f_{cm} =$	37,1

## Geometria piastre solai e pilastri

<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b>	Lastra di solaio
Spessore piastra h =	30,0 cm
Copriferro c =	2,5 cm
Altezza utile d =	25,0 cm
<b>Pilastro:</b>	
Diamentro pilastro $\varnothing =$	60,0 cm

## Pilastro interno rotondo

## Armatura piastra solaio

<b>B450C</b>	
$f_{yk} =$	450
$f_{yd} =$	391
$E_s =$	210.000

## Acciaio armatura punzonamento

<b>B450C</b>	
$f_{yk} =$	450
$f_{yd} =$	391
$E_s =$	210.000

## Eccentricità del carico per il calcolo di b

Eccentricità non sono considerate!

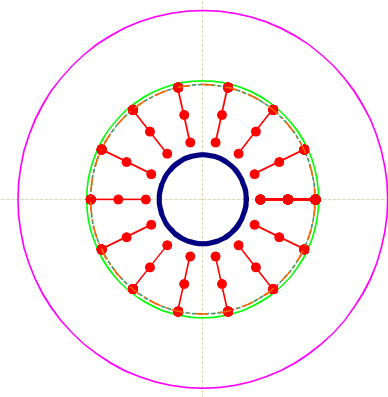
## Armatura a flessione presente nella piastra

<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura	asx =	21,00 cm <sup>2</sup> /m	0
	asy =	24,00 cm <sup>2</sup> /m	0

## Sollecitazione

Carico agli SLU Ved =	825 kN	
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti =	1,05	0,00
<b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd =</b>	866,3 kN	

## Pianta pilastro

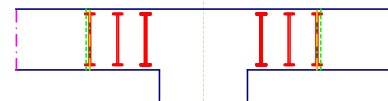


## Risultati

14 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	996,2 kN	
$\beta =$	1,15	
$V_{Rdc} =$	847,2 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.551,5 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	1,18 0,64
Numero dei connettori per listello interno esterno =	3 pec 0 pec	
Distanza connettori per listello interno esterno =	190 mm 0 mm	
$u1$ $u2, indisp \leq u2, disp =$	5.027 mm 5.910 mm	$\leq 8.011$ mm
$\varnothing_{perni} =$	12 mm	
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$	475 mm	$\leq 475$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	1,90	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	585 mm <sup>2</sup>	$\leq 1.583$ mm <sup>2</sup>
$VR_{ds, disp} =$	976,58	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	0,98	
Peso complessivo del listello =	20,08 kg	

## Sezione pilastro



## Definizione parametri

Sezione circolare interna $u1 = d * 2,0$
Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$
Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$
Dist.mass.connettori = $d * 0,76$
Distanza listelli $u1 = d * 1,5$
Distanza listelli $u2 = d * 2,0$
Lungh.mass.listelli $l_s = d * 6,0$

☒  $\beta$  standard☐  $\beta$  costante (selezionabile)☐  $\beta$  variabile (calcolata) $\beta = 1,15$ 

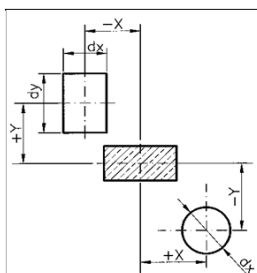
## Forometria



Non considerato!



Da inserire direttamente?



Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - 1° Piano

Elemento CASO 11

Pagina 1

Data 22/10/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

### Materiali

Qualità calcestruzzo = Rck 35  $\gamma_c = 1,50$   
 Qualità armatura piastra = B450C  $\gamma_s = 1,15$   
 Acciaio armatura punzonamento = B450C

### Indici materiali

[N/mm²]

Qualità calcestruzzo Rck 35  
 $f_{ck} = 29,1$   
 $f_{ck,cube} = 35,0$   
 $f_{cm} = 37,1$

### Geometria piastre solai e pilastri

### Pilastro interno rotondo

#### Tipo piastra solaio / fondazione:

Lastra di solaio

Spessore piastra h = 30,0 cm

Copriferro c = 2,5 cm

Altezza utile d = 25,0 cm

#### Pilastro:

Diametro pilastro  $\varnothing = 60,0$  cm

### Armatura piastra solaio

B450C

 $f_{yk} = 450$  $f_{yd} = 391$  $E_s = 210.000$ 

### Acciaio armatura punzonamento

B450C

 $f_{yk} = 450$  $f_{yd} = 391$  $E_s = 210.000$ 

### Eccentricità del carico per il calcolo di b

Eccentricità non sono considerate!

### Armatura a flessione presente nella piastra

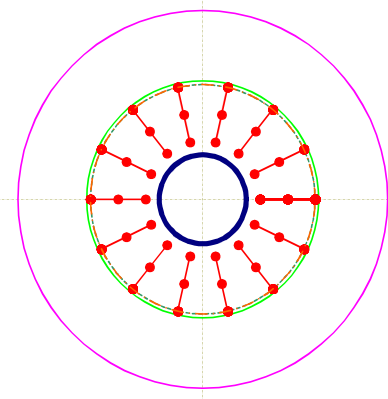
☐ Inserire direttamente il grado di armatura  $asx = 11,00$  cm²/m 0  
 $asy = 18,00$  cm²/m 0

### Sollecitazione

Carico agli SLU Ved = 565 kN

Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05 0,00  
**Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 593,3 kN**

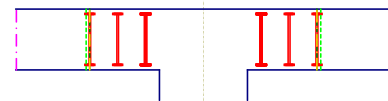
### Pianta pilastro



### Risultati

14 x Legature  $\phi 12$  - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

### Sezione pilastro



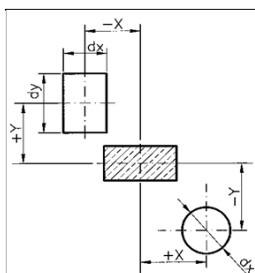
### Definizione parametri

distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell'ui  $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell'ui  $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

☒  $\beta$  standard☐  $\beta$  costante (selezionabile)☐  $\beta$  variabile (calcolata) $\beta = 1,15$ 

### Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - 1° Piano

Elemento CASO 12

Pagina 1

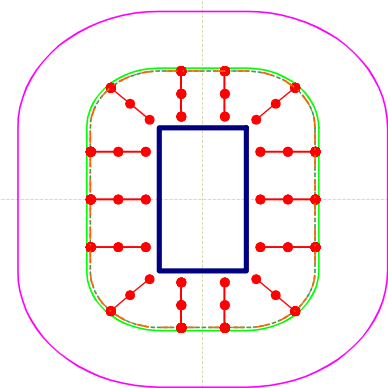
Data 22/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15	
Acciaio armatura punzonamento =	B450C			
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Pilastro interno rettangolare</b>		
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio Lunghezza in direzione x-a = 60,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 120,0 cm		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione x-a = 60,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 120,0 cm		<b>U &gt; 11 * d</b>		
<b>Acciaio armatura punzonamento</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$				
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b> Eccentricità non sono considerate!				
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b> <input type="checkbox"/> Inserirsi direttamente il grado di armatura				
		asx =	18,00 cm²/m	0
		asy =	17,00 cm²/m	0
<b>Sollecitazione</b> Carico agli SLU Ved = 1.010 kN				
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti =		1,05	0,00	
<b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd =</b>		1.060,5 kN		

Pianta pilastro

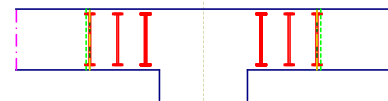


**Risultati** **Parametri ammessi non rispettati**

14 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 3

Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

Sezione pilastro



Definizione parametri

distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u_1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u_1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u_1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u_1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u_2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

☒  $\beta$  standard☐  $\beta$  costante (selezionabile)☐  $\beta$  variabile (calcolata) $\beta = 1,15$ 

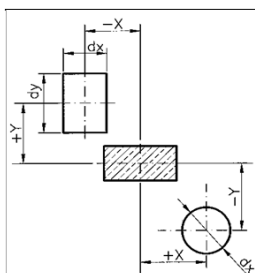
## Forometria



Non considerato!



Da inserire direttamente?



Versione 1.4.2 - 27/04/2018

## **Elenco Elaborati grafici presentati**

<b>LIV.</b>	<b>DESCRIZIONE</b>	<b>TAV. N.</b>
<b>1° Piano</b>	<b>Cordoli e contromonta casseri</b>	<b>01</b>
	<b>Armatura inferiore - Direzione 1</b>	<b>02</b>
	<b>Armatura inferiore - Direzione 2</b>	<b>03</b>
	<b>Piano di Posa degli alleggerimenti Cobiax®</b>	<b>04</b>
	<b>Armatura superiore - Direzione 1</b>	<b>05</b>
	<b>Armatura superiore - Direzione 2</b>	<b>06</b>
	<b>Armatura a punzonamento</b>	<b>07</b>

# Ampliamento Liceo Corradini

**Comune di Thiene (VI)**

<i>COMMITTENTE:</i>  <b>Comune di Thiene</b>	<i>PROGETTAZIONE STRUTTURALE:</i>  <b>FRANCHETTI Srl</b>  Piazzale del Vittoria, 7 36071 <u>Arzignano (VI)</u>
--	---

## RELAZIONE DI CALCOLO 2° Piano

*Data elaborazione :*

**31/10/2018**

<i>Progettista Cobiax® :</i>	<b>Dott. Ing. Christian Grasso</b>
	

---

**Cobiax Italia Srl**

Ufficio Tecnico: via Mancini, 25 - 39100 Bolzano (BZ) – Tel/Fax: 0471 1810023  
Internet: [www.cobiax.it](http://www.cobiax.it) e-mail: [studio@cobiax.it](mailto:studio@cobiax.it)

## Solaio – 2° Piano

- 1.1. Descrizione sintetica del solaio
- 1.2. Sistema vincolare
- 1.3. Condizioni di ambiente
- 1.4. Prescrizioni per i materiali
- 1.5. Carichi sui singoli solai e combinazioni di carico
- 1.6. Classe R (Resistenza al fuoco)
- 1.7. Tenuta e isolamento (EI)

## Calcolo

- 2.1. Metodo di calcolo del solaio alleggerito
- 2.2. Parametri generali per la soletta alleggerita
- 2.3. Dati di input
- 2.4. Grafici relativi ai dati di input
- 2.5. Mesh design ed elementi finiti
- 2.6. Diagramma delle frecce istantanee ( $t = 0$ )
- 2.7. Analisi delle frecce nel lungo periodo ( $t = \infty$ )
- 2.8. Verifica delle vibrazioni
- 2.9. Momenti Flettenti negativi di calcolo e armature inferiori
- 2.10. Momenti Flettenti positivi di calcolo e delle armature superiori
- 2.11. Verifica agli SLU e SLE
- 2.12. Resistenza a taglio solaio alleggerito
- 2.13. Verifica a taglio dell'interfaccia cls gettati in tempi diversi
- 2.14. Reazioni sul sistema vincolare  
Calcolo dell'armatura a punzonamento

## Elenco Elaborati Grafici



## SOLAIO - 2° Piano

Oggetto della presente relazione tecnica è il calcolo e la verifica dei soli orizzontamenti alleggeriti che caratterizzano la struttura.

Le eventuali travi fuori spessore nel solaio sono a tutti gli effetti inserite nel modello di calcolo della piastra sia per inerzia additiva propria, sia per l'incremento del peso proprio derivante dal fatto che costruttivamente si differenziano dal solaio alleggerito. Il calcolo ed il disegno delle loro armature di dettaglio, così come di tutti gli elementi di sostegno verticali, sono da ricercarsi nelle relazioni specifiche.

Per il calcolo strutturale si fa riferimento alle seguenti **normative ed istruzioni**:

- Legge 5/11/1971 n. 1086 : "Norme per la disciplina delle opere in c.a. e c.a.p. e a struttura metallica"
  - N.T.C. D.M. 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni"
  - Rif. Tecnico UNI EN 1992-1-1 : 2005 (versione corretta 06/04/2006): Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
  - UNI EN 206-1/2001: Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei Lavori Pubblici – "Linee Guida sul calcestruzzo Strutturale"

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione delle presente Relazione di Calcolo, sono di sicura validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tra questi codici menzioniamo:

- Programma di calcolo **AxisVM** prodotto da *InterCAD – Engineering Software Developer Company* (Károlyi krt. 9. VI/6., Budapest – Hungary) e distribuito in Italia da *S.T.A.Data* (C.so Raffaello, 12 - C.A.P. 10126 – Torino) ed orientato tra l'altro al calcolo di piastre in c.a. facente riferimento alle NTC 18 per i coefficienti parziali di amplificazione delle azioni e di sicurezza dei materiali.

I solai vengono schematizzati con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per gli elementi strutturali; in particolare per gli elementi strutturali bidimensionali quali piastre, pareti a taglio, setti e nuclei irrigidenti, viene utilizzato un elemento finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento flessionale (piastra) che il comportamento membranale (lastra).

Il programma AxisVM comprende anche il modulo COBIAX (CBX) che permette di inserire i corpi cavi nelle solette, tenendo in conto della riduzione di peso proprio, della minore rigidità flessionale e a taglio.

Non esistendo ad oggi enti certificatori ufficiali per i programmi di calcolo strutturale automatico il distributore del software provvede, tramite manuale corsi e videocorsi, a fornire all'utilizzatore tutte le informazioni per un uso consapevole del programma.

Come previsto al punto 10.2 delle NTC 2018 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti e quelli forniti dal software.

S.T.A.Data, a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce nel manuale utente (Cap. 10) i risultati dei test.

S.T.A. fornisce inoltre un **Manuale di Validazione** del programma, dove, a partire da pg. 103 presenta una serie di calcoli effettuati con AxisVM e confrontati con esempi tratti dalla bibliografia tecnica o da analisi effettuate con altri software.

Tale documento è liberamente scaricabile al seguente link

[http://www.stadata.com/?area=Software&table=AxisVM\\_Download&mnu=33&codefile=AX103](http://www.stadata.com/?area=Software&table=AxisVM_Download&mnu=33&codefile=AX103)

- foglio di calcolo **CB-Tech.xls** di ausilio alla progettazione per la valutazione delle prestazioni del solaio alleggerito con corpi cavi tipo Cobiax, realizzato da Cobiax Italia.  
Il file CB-Tech determina il *peso proprio* del solaio, ove alleggerito, la sua *inerzia* in rapporto a quella di un solaio di uguale spessore e la sua *resistenza a taglio* in assenza di armatura specifica. Permette inoltre una verifica della *frequenza fondamentale* e dell'inflessione del solaio a tempo infinito tenendo conto della *viscosità* e di determinare *l'armatura minima* da adottare in zona tesa.  
Il peso proprio del solaio è determinato in funzione del tipo di alleggerimento scelto noto il suo volume ed il suo passo in pianta (pezzi/mq) nelle due direzioni.  
L'inerzia del solaio alleggerito viene calcolata analiticamente nota la forma geometrica corpo cavo (alleggerimento). Tale inerzia può essere calcolata anche con l'ausilio di programmi di grafica 3D tipo AutoCAD.  
La resistenza a taglio del solaio si ricava partendo dalla formula 6.47 di EC2.  
La frequenza fondamentale del solaio viene calcolata analiticamente nota la sua freccia in condizioni frequenti.  
La componente viscosa della deformata del solaio viene calcolata analiticamente con l'espressione B.2 dell'Appendice B di EC2.  
L'armatura minima in zona tesa da adottare per il solaio è calcolata tramite la formula 4.1.44 delle NTC18.  
Il file consente infine di verificare il *Momento limite* entro il quale la sezione alleggerita (con corpi cavi) può essere calcolata con le stesse basi teoriche della sezione rettangolare piena. Tale momento viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione con centro nelle armature inferiori ed assumendo l'altezza della zona compressa (asse neutro) pari alla cappa superiore del solaio.  
Tutte le caratteristiche del solaio e le verifiche menzionate calcolate con l'ausilio del foglio di calcolo sono facilmente riproducibili a mano.

## 1.1. Descrizione sintetica del solaio

Il solaio a piastra bidirezionale incorpora elementi di alleggerimento tipo Cobiax **S-180/315** di diametro  $D=315\text{mm}$  e altezza  $180\text{mm}$  disposti con passo  $i_x = i_y = 350\text{mm}$ . L'altezza complessiva strutturale è pari ad  $H=30\text{cm}$ . Il **peso proprio teorico** del solaio in campata è di ca.  $p_p=5,18\text{kN/mq}$ , laddove dunque il solaio è effettivamente alleggerito.

In realtà il solaio, nelle zone dove la forza tagliante supera la resistenza a taglio certificata Cobiax (crf. **Par. 2.9.**), verrà realizzato in getto pieno con un incremento del peso proprio.

Nel caso in esame il **peso effettivo del solaio** che considera in media le zone effettivamente alleggerite e quelle da eseguirsi in getto pieno (nell'intorno degli appoggi e lungo i perimetri cordolati) risulta essere  $G_1 = 6,06\text{kN/mq}$ .

Per il solaio in oggetto si è optato per la fornitura in opera del sistema denominato **CBCM-C**, che prevede il posizionamento delle gabbie contenenti gli alleggerimenti sopra l'armatura inferiore incrociata precedentemente disposta sui casseri.

## 1.2. Sistema vincolare

Per il presente solaio si faccia riferimento allo schema vincolare estratto dal programma di calcolo Axis VM del paragrafo 2.4.

I sistemi di vincolo generalmente previsti sono:

- Elementi vincolari lineari verticali rigidi: *generalmente* il vincolo appartenente a questa tipologia di sostegni è stato considerato ad appoggio semplice e quindi privo di inerzia rotazionale (che porta ai momenti max di campata).  
*In fase esecutiva, caso per caso (solaio intermedio o di copertura), verrà valutato il loro giusto grado d'incastro; il programma AxisVM è in grado di calcolare le rigidezze traslazionali e rotazionali dell'appoggio in funzione dei dati geometrici e dei materiali.*
- Pilastri: vincoli puntiformi di appoggio rigidi agli spostamenti verticali  
*In fase esecutiva, caso per caso (solaio intermedio o copertura), verrà valutato il loro giusto grado d'incastro; il programma AxisVM è in grado di calcolare le rigidezze traslazionali e rotazionali dell'appoggio in funzione dei dati geometrici e dei materiali.*
- Travi in spessore e cordoli: Queste ultime, sebbene dotate di una maggiore incidenza di armature, dal punto di vista flessionale non apportano incremento significativo della rigidezza (rispetto a quella generale della piastra) tale da giustificarne una schematizzazione all'interno della piastra stessa. Si terrà invece conto del peso proprio maggiorato in prossimità del loro ingombro sulla planimetria, poiché sono a tutti gli effetti da eseguirsi privi di alleggerimenti.

### 1.3. Condizioni di ambiente

La classe di esposizione del calcestruzzo del **2° Piano**, secondo le UNI EN 206-1, ricade nella categoria (XC1). In funzione di quest'ultima ed in osservanza delle Linee Guida del C.S.LL.PP. e delle disposizioni attuali di Norma, sono previste per il cls le seguenti limitazioni:

- resistenza minima  $R_{ck}$  **30** Mpa
- dosaggio minimo di cemento pari a **280** kg/m<sup>3</sup>
- rapporto max Acqua/Cem di **0,60**
- ricoprimento minimo pari a  $c_{min}$  = **20** mm<sup>1</sup>.

### 1.4. Prescrizioni per i materiali

#### Calcestruzzo

Per il cls si fa riferimento alla norma UNI 9858 (5/91). Qui di seguito vengono indicate le prescrizioni per la miscela<sup>2</sup> di cls sia per le parti di solaio alleggerite che per quelle da realizzarsi in getto pieno:

- Diametro massimo dell'inerte D = **16** mm
- Curva granulometrica di inerte media (A+B)/2
- Cemento tipo **N** secondo UNI EN 197-1 (Cemento a resistenza ordinaria: **32,5R - 42,5N**)
- Rapporto a/c ≤ **0,60**
- Classe di Slump in cantiere richiesta : **S4** (consistenza fluida)

(Nella fase del confezionamento del cls è ammesso l'utilizzo di additivi superfluidificanti e/o aeranti)

- Classe di resistenza caratteristica minima: **C28/35**
- Modulo elastico min. :  $E_c$  ≥ **32308** MPa

Le caratteristiche prestazionali del cls vengono dedotte dalla EN 1992-1-2 con applicazione di  $t_0$  = 28 gg. (salvo diversamente specificato).

#### **Regole di maturazione del getto di cls:**

Per impedire l'evaporazione dell'acqua del calcestruzzo verso l'ambiente durante le prime ore dal getto, così da rallentare l'insorgere di tensioni dovute al ritiro si prescrive **maturazione umida del getto**: ricoprire la superficie del calcestruzzo con **teli a tenuta** con bordi ed angoli sigillati per non fare passare l'aria; in alternativa si usino **teli traspiranti** (sacchi di iuta o tessuto non tessuto) mantenuti costantemente umidi.

Come ulteriore possibilità si potrà **nebulizzare dell'acqua** tramite irrigazione a goccia sulla superficie di estradosso del solaio; tale acqua non dovrà essere fredda perché provoca sbalzo termico tra la parte interna ed esterna del getto. Sarebbe opportuno mantenere la superficie del solaio coperta da un velo d'acqua.

<sup>1</sup> Le caratteristiche e le quantità dei materiali costituenti indicate sono valide fino all'indicazione di condizioni ancor più limitanti (es. se il ricoprimento previsto per motivi di resistenza al fuoco R ovvero per diametri di barre maggiori alla dimensione che fa capo alla classe di ambiente)

<sup>2</sup> La garanzia a conformità del mix design indicato dovrà essere certificato dalla ditta fornitrice del cls. Le caratteristiche ed il prelievo dei provini dovranno essere eseguite dalla direzione dei lavori secondo le normative in vigore. Le caratteristiche del cls fresco e a maturazione avvenuta sono indicative; salvo diversamente indicato, valgono sempre quelle descritte sulle tavole esecutive.

Di seguito si riporta una utile tabella che riporta i **tempi minimi di mantenimento del cassero** in giorni, raccomandati dalla ENV 206 (UNI 9858) in funzione dello sviluppo della resistenza del cls, della sua temperatura e delle condizioni ambientali.

Sviluppo della resistenza del calcestruzzo	Rapido			Medio			Lento		
Temperatura del calcestruzzo (°C)	5	10	15	5	10	15	5	10	15
Condizioni ambientali durante la stagionatura	Tempi espressi in giorni								
I) Non esposto ad insolazione diretta UR dell'aria circostante $\geq 80\%$	2	2	1	3	3	2	3	3	2
II) Insolazione diretta media o vento di media velocità o UR $> 50\%$	4	3	2	6	4	3	8	5	4
III) Insolazione intensa o vento di forte velocità o UR $< 50\%$	4	3	2	8	6	5	10	8	5

Tali tempistiche sono da valutare in cantiere.

Per il disarmo completo del solaio (scassero e eliminazione di tutti i puntelli) si faccia riferimento al paragrafo 2.7

### Acciaio

Acciaio per c.a. tipo **B450C** (laminato a caldo) secondo specifiche §11.3.2.1 delle NTC18:

#### Proprietà

Limite di snervamento  $f_y$

Limite di rottura  $f_t$

Allungamento totale al carico massimo  $A_{gt}$

Rapporto  $f_t/f_y$

Rapporto  $f_{y\text{misurato}}/f_{y\text{nom}}$

#### Requisiti

$\geq 450$  Mpa

$\geq 540$  Mpa

$A_{gt} \geq 7,5\%$

$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$

$\leq 1,25$

### CONSIGLI OPERATIVI PER LE FASI DI GETTO :

In tutte le porzioni di solaio alleggerito, dovendo il getto del cls essere eseguito in due fasi, è consigliabile eseguire il primo getto di contrasto del sollevamento (prima strisciata di getto sotto gli alleggerimenti) confinando la superficie interessata dai corpi cavi, mediante opportuni dispositivi ferma-getto (tipo nervometal, strisce di fibro-cemento, ecc.). In questo modo al termine della prima fase di getto, le zone da eseguirsi massicce (tipicamente in prossimità dei pilastri, angoli interni e fine parete) rimangono prive di cls<sup>3</sup>.

Per quanto riguarda le interruzioni di getto a tutta altezza<sup>4</sup>, queste dovranno in primo luogo verificarsi preferibilmente sulle linee di inversione dei momenti flettenti e quindi da definire di volta in volta assieme alla D.L. In secondo luogo, lungo queste linee dovranno essere disposte delle reti ferma-getto (tipo nervometal) atte a garantire la massima aderenza del cls alla superficie in sezione matura, nonché a far passare tutte le armature di ripresa previste dalle tavole grafiche.

<sup>3</sup> Questa operazione è atta ad assicurare il massimo dell'omogeneità del getto nelle zone in cui la compressione avviene all'intradosso (zone a momento negativo); in cui nelle piastre si ha una maggiore esposizione a variazione del livello dell'asse neutro.

<sup>4</sup> Eseguite sostanzialmente per ragioni di stati di avanzamento dei manufatti o per ragioni di mitigazione del fenomeno del ritiro.

## 1.5. Carichi sui singoli solai e Combinazioni di Carico

Come carichi distribuiti uniformemente sulla superficie dell'impalcato e lineari (tramezze perimetrali), ad esclusione del **peso proprio  $G_1$**  definito di volta in volta in funzione dello spessore del solaio e relativo alleggerimento Cobiax utilizzato, **crf. paragrafo 1.1**, si è assunto, in conformità alle disposizioni ricevute ed indicate sulle tavole strutturali relative:

<i>carico permanente portato <math>G_2</math></i>	<i>Categoria carico variabile</i>	<i>carico variabile <math>Q_i</math></i>	<i>Eventuali carichi di linea</i>
3,30kN/m <sup>2</sup>	Cat. C1	3,00kN/m <sup>2</sup>	4,00kN/m

Per la rappresentazione in forma grafica dei sovraccarichi si consulti il **paragrafo 2.4**.

Con riferimento alle azioni elementari prima elencate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico in ottemperanza alle NTC18:

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

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_{1k} + \gamma_{G2} \cdot G_{2k} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q [Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} \cdot Q_{ik})]$$

Le problematiche affrontate in questa relazione tecnica riguardano aspetti strutturali e quindi la tipologia di verifiche STR colonna A1 della tabella sottostante.

Salvo non esplicitamente indicato i carichi permanenti non strutturali  $G_2$  verranno considerati compiutamente definiti e quindi con coefficiente parziale di sicurezza pari a quello dei carichi permanenti strutturali  $\gamma_{G1}$

**Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

- **Combinazioni previste per gli SLE:**

$$F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_i(\psi_{0i} Q_{ik})$$

combinazione rara

$$F_f = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_i(\psi_{2i} Q_{ik})$$

combinazione frequente

$$F_q = G_k + P_k + \sum_i(\psi_{2i} Q_{ik})$$

combinazione quasi permanente

I coefficienti di combinazione  $\psi_{0i}$ , da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, tengono conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

$\Psi_{1j}$  = coeff. atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattali di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

$\Psi_{2j}$  = coeff. atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili, assimilabili al valore medio della distribuzione temporale dell'intensità.

Essi assumono valori differenti in funzione della destinazione d'uso del solaio, come descritto nella tabella successiva.

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Il programma AxisVM determina in automatico le combinazioni più critiche agli SLU e SLE che massimizzano le tensioni, i momenti e gli spostamenti.

## 1.6. Classe R (Resistenza al fuoco)

La classe di resistenza al fuoco prescritta per l'intradosso del solaio è di R 90 (90min.).

Viste le caratteristiche intrinseche del materiale di cui sono composti gli alleggerimenti (HD-PE e PP), non si rendono necessari sfoghi alle sovrappressioni in corrispondenza agli elementi cavi come previsto dalla stessa UNI 9502:2002 in quanto tale materiale sottoposto al fuoco non sprigiona gas come ad esempio il polistirene espanso. Dai risultati delle prove di laboratorio (campioni di solaio sottoposti a curva di temperatura da incendio normalizzata) si evince che il solaio alleggerito supera tutti i limiti ammissibili di resistenza R, tenuta E ed isolamento I.

La presenza degli alleggerimenti non crea dunque turbativa alla propagazione del calore all'interno del solaio, né si creano sovrappressioni tali da creare scoppi o espulsioni di cls.

Il solaio Cobiax, essendo un solaio alleggerito con comportamento a piastra (non un solaio a travetti alleggerito, né un solaio a lastra con alleggerimenti in polistirene), dal punto di vista del comportamento al fuoco è del tutto assimilabile ad un solaio massiccio dello stesso spessore.

Con riferimento alla norma vigente in materia D.M. 16/02/2007, mediante l'adozione del metodo tabellare (Tabella D.5.1 - primo rigo, a salvaguardia del ferro più esposto al fuoco), che non tiene conto dell'effettivo stato di sollecitazione delle armature più esposte al fuoco durante il tempo di esposizione, la classificazione relativa alle "solette piene con armatura monodirezionale" presuppone un ricoprimento (intradosso-asse ferro) pari a  $d=30\text{mm}$ . Tale requisito è ampiamente rispettato imponendo l'utilizzo di distanziatori sopra cassero di altezza  $s=25\text{mm}$ .

## 1.7. Tenuta e isolamento (EI)

Con riferimento alla norma di cui sopra, Tabella D.5.2, la classe richiesta prevede uno strato pieno minimo complessivo di materiale isolante, ovvero cls, superiore a  $h=100\text{mm}$  ed uno spessore minimo della cappa armata pari a  $s=50\text{mm}$ .

Nel caso in esame abbiamo:

- uno spessore di materiale isolante, ovvero cls, pari a  $h=120\text{mm}$
- una cappa armata superiore pari a  $66\text{mm}$
- una cappa armata inferiore pari a  $54\text{mm}$  (calcolata nell'ipotesi di armatura di intradosso minima ammissibile con riferimento al **Par. 2.7.**)

I requisiti di Tenuta E ed Isolamento I sono dunque rispettati



## Calcolo

### 2.1. Metodo di calcolo del solaio alleggerito

Il programma di calcolo agli elementi finiti assume l'inerzia della sezione in funzione dello spessore complessivo del solaio stesso (Stato I – non fessurato). Per il calcolo del livello deformativo verticale, a seguito della flessione dovuta ai carichi impostati, si rende necessario un doppio intervento per determinare la freccia effettiva nel lungo periodo. Un primo intervento è conseguente all'introduzione di coeff. amplificativo che tiene conto dell'utilizzo di un solaio che è in sostanza svuotato del nocciolo (alleggerito) e quindi dotato di inerzia flessionale leggermente inferiore alla sezione massiccia piena (**N.B.: il programma AxisVM tiene conto dell'effettiva inerzia del solaio Cobiax**).

Il secondo intervento tiene conto degli effetti viscosi (cfr. par. 2.7 – Analisi delle frecce nel lungo periodo).

Sarà infine anche necessario verificare che le sollecitazioni flessionali nella zona alleggerita in campata ( $M_{ED+}$ ) allo SLU, conseguenti all'applicazione dei carichi applicati nella condizione più sfavorevole, rientrino nei margini seguenti<sup>5</sup>:

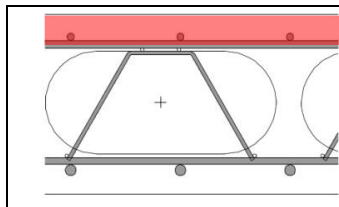
#### - Alleggerimenti di forma toroidale (Tipo Slim Line o Disco cavo)

$$M_{\max CB} = \beta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot S_{\sup} \cdot (h - \kappa \cdot S_{\sup}) + \alpha'_s \cdot f_{yd} \cdot A'_s (h - c')$$

Ove il pedice CB sta per Cobiax

In maniera cautelativa il contributo dell'armatura in zona compressa può essere trascurato (in genere non superiore al 15% del momento limite totale).

Tale equazione, ricavata imponendo l'asse neutro agli SLU pari alla cappa superiore del solaio, non rappresenta il momento resistente della sezione studiata ma il momento limite di applicabilità delle basi teoriche e normative della sezione rettangolare piena (parabola-rettangolo, stress-block).



Nel caso di alleggerimento di tipo toroidale la zona compressa non dovrà intercettare l'alleggerimento rimanendo confinata nella cappa superiore  $S_{\sup}$ .  
Nell'equazione si assume, a favore di sicurezza, come armatura superiore  $A'_s$  quella di base utilizzata in campata.  
 $\alpha'_s$  è il coefficiente di sfruttamento dell'armatura

Per valori del Momento  $M_{ED}$  inferiori a quelli indicati ( $M_{ED} < M_{\max CB}$ ) non si riscontrano scostamenti dal comportamento flessionale di una sezione massiccia di pari spessore, giungendo così allo stesso quantitativo di armatura dedotta dalla omologa sezione massiccia.

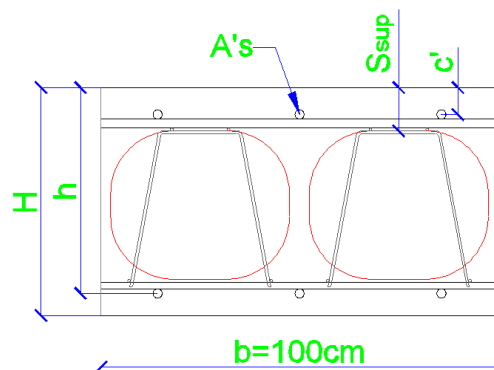
Per quanto concerne le disposizioni di armatura derivanti dalla fase di post-processing sulle base delle sollecitazioni di calcolo inferiori a quelle limite indicate in precedenza, esse possono essere dunque assunte senza ulteriori accorgimenti correttivi se e solo se l'asse neutro non interseca le cavità; da qui l'assunzione della sezione rettangolare semplice quale sezione di riferimento per il calcolo delle armature allo SLU per il solaio alleggerito.

<sup>5</sup> Solo nelle zone in cui sono presenti i corpi di alleggerimento; nell'intorno degli appoggi, per ragioni di resistenza a taglio, gli alleggerimenti non sono presenti

Il solaio in oggetto è stato alleggerito con elementi tipo S-180/315  
Nelle ipotesi di

spessore solaio  $H=30\text{cm}$ ,  
altezza statica  $h=26,3\text{cm}$ ,  
 $f_{cd}=15,87\text{N/mm}^2$ ,  
cappa superiore  $S_{sup}=66\text{mm}$ ,  
quota armatura superiore  $c'=40\text{mm}$   
fattore di riempimento  $\beta=0,800$   
profondità zona compressa  $\kappa=0,400$   
coeff. di sfruttamento  $\alpha's=0,595$

si ottiene un momento limite  $M_{maxCB}$  agli SLU



$$M_{maxCB} = 227,06\text{kNm/m} > M_{ED} = 71\text{kNm/m}$$

Ovunque maggiore in campata a quello di calcolo!

Ai fini del calcolo è dunque possibile considerare la sezione come rettangolare piena

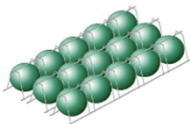
Sottoporremo infine lo stato limite relativo al taglio alla verifica della resistenza limite che caratterizza la sezione dotata di alleggerimenti ricavando il valore della percentuale residua di resistenza a taglio rapportata a quella massiccia di medesimo spessore. Mediante calcolo opportuno riusciremo quindi a rappresentare in diagramma tutti gli elementi finiti che superano tale valore. Conseguentemente si rende necessario l'eliminazione dei corpi alleggerenti da tali zone ripristinando il valore della resistenza piena della sezione massiccia. Laddove tali sollecitazioni superano pure la resistenza limite  $V_{Rcd}$  del cls privo di specifica armatura a taglio, dovrà essere eseguito uno specifico calcolo a taglio-punzonamento a partire dal diagramma delle reazioni di appoggio risultanti dal calcolo FEM in condizioni di SLU.

A tal proposito si consultino i paragrafi **2.12 -2.13** e **2.14** della presente relazione.

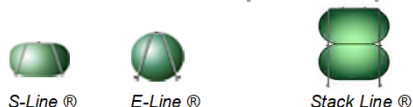
## **2.2. Parametri generali per la soletta alleggerita**

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

- Scheda delle caratteristiche prestazionali per la tipologia di soletta proposta
- Sezioni tipologiche dell'impalcato



## Dimensionamento dei solai COBIAX<sup>®</sup> Determinazione dei parametri principali



Gabbie di Alleggerimento tipo   
Tipologia in opera

[Scarica il Manuale Tecnico Cobiax 2014](#)

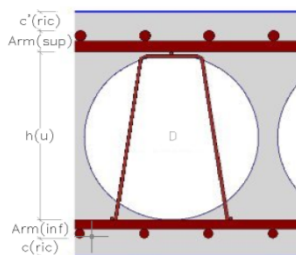
(Soluzione a completo getto in opera)

H(solaio) =  cm  
c(calc, medio) =  "  
h = 26,3 "

D(elem.) = 315 mm  
passo i(trasv.) = 35 "  
passo j(longit.) = 35 "

B(gabbia) = 245 cm  
Nr. elem./mq = 8,16

PP(solaio) = **5,18** kN/m<sup>2</sup>



OK  
OK

## 2° Piano

Classe di ambiente (EN206 - prEN)

CAT. Ambiente

ordinarie

Asciutto o permanentem. bagnato

Classe REI [min]

(\*)

Cappa S<sub>sup</sub> = 66 mm

Ricoprimento alleggerimento

h A's = 40 mm

Quota Arm. Sup. da estrad.

c', ric (Sup.) =

(Ricoprimento ferro sup.)

Arm(sup) =

(Somma φ ferri sup.)

h(u) = 195 mm

(h gabbia alleggerim.)

Arm(inf) =

(Somma φ ferri inf.)

c, ric (Inf.) =

(Ricoprimento ferro inf.)

OK

H,solaio (min) = **30,0 cm**

c, calc-med (min) = **3,7 cm**

## Sezione da utilizzare solo se necessario

(\*\*)

passo i(trasv.) IMPOSTO = **35 cm**

OK

passo j(longit.) IMPOSTO = **35 cm**

OK

Vol.vuoti (teor.)/mq = 0,0929 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>

Vol.cls (teor.)/mq = 0,2071 "

Riduzione di peso = 232 kg/m<sup>2</sup>

Riduz. J(CB)/J(M) = **0,914** 91,4%

Resist. Taglio Residua = **0,55** 55,0%

(\*) Si fa riferimento al certif. MFPA - Cobiax, nonché alla tab. 5.1 del D.M. 16/02/07

(\*\*) La modifica dei passi degli elementi può essere eseguita solo previa autorizzazione di Cobiax Italia Srl

## Calcolo della capacità portante a taglio (secondo EN 1992-1-2 : 2004)

Altezza statica Arm. Sup. d' = 25,6 cm  
k = 1,884

Classe del CLS

OK

Classe di Consistenza

As(min) = 4,09 cm<sup>2</sup>/m

Diametro φ =  mm

passo =  cm

As(disp.) = 5,65 cm<sup>2</sup>/m

c' = 44 mm

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$$

γ<sub>c</sub> =

## 2° Piano

(altezza utile media di calcolo)

(parametro altezza per calcolo SL)

Prescrizioni relative al calcestruzzo

a/c Max 0,60

Cont. Cem. min. 280 kg/m<sup>3</sup>

Dmax(inerte) 16 mm

(armatura minima per ciascuna direzione)

$$\rho_{min} = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,0013 \quad (b=100cm)$$

Grado di arm. min. disposta = 0,00221 (ρ<sub>min</sub>) OK

v<sub>min</sub> (EN 1992-1-1:05) = 0,48 N/mm<sup>2</sup>

v<sub>Rd,c</sub> (EN 1992-1-1:05) = 0,415 N/mm<sup>2</sup>

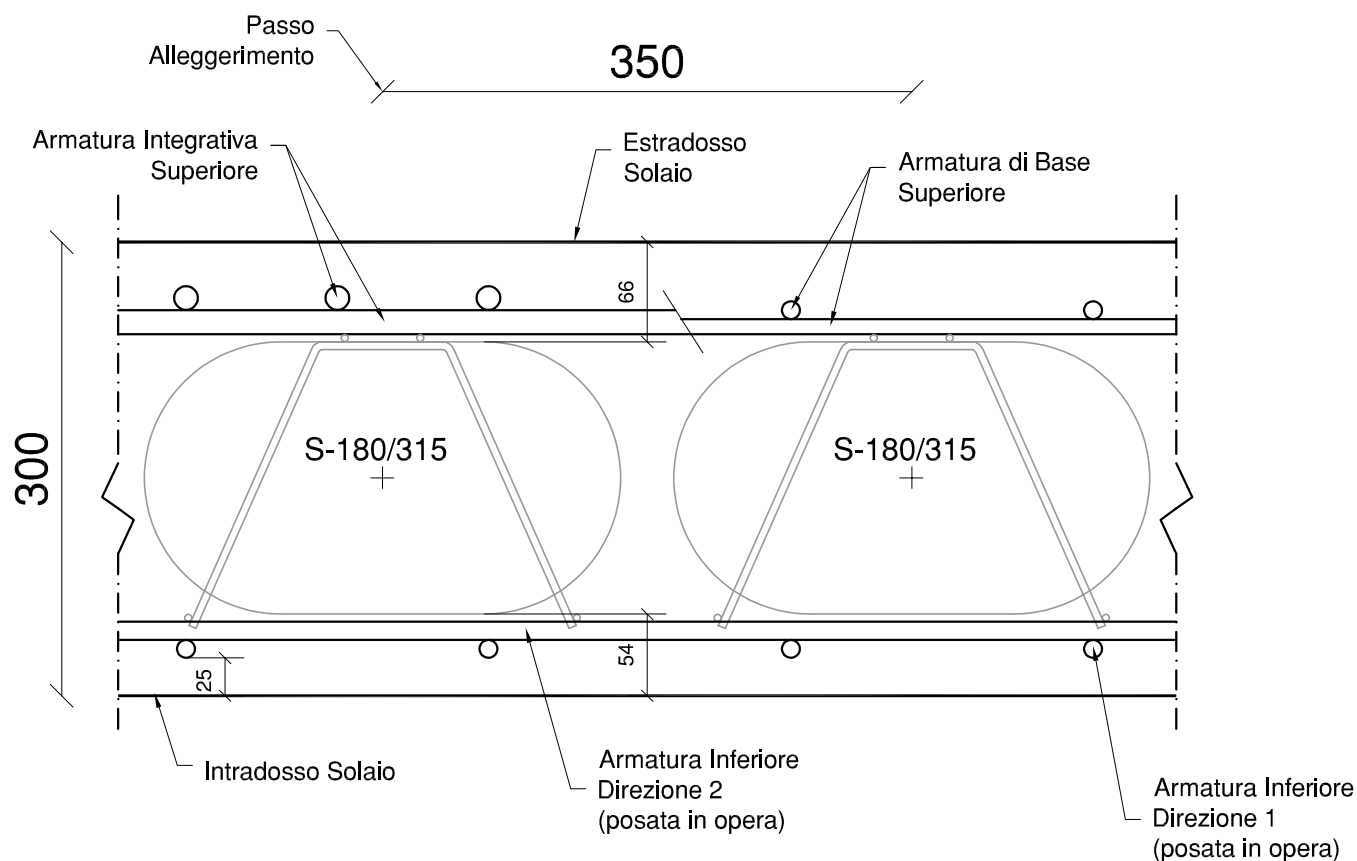
v<sub>Rd,c</sub> (CB) = 0,228 N/mm<sup>2</sup> (Residua CB)

v<sub>Rd,c</sub> (CB) = v<sub>Rd,c</sub> (CB) x d = **58,43** kN/m (Resid.su d)

v<sub>Rd,c</sub> (MD) = MAX( v<sub>Rd,c</sub> (MD) ) x d = **122,59** kN/m (Resid.su d)

# SEZIONE LONGITUDINALE TIPO

## CBCM S-LINE 180/315



Vol. Vuoti = 0,093 mc/mq

Riduz. Peso = ca. 232 kg/mq ( $\gamma=25,0\text{kN/mq}$ )

**cobiax<sup>®</sup>**

Cobiax Italia S.r.l.

Via Leone Pancaldo, 68  
I-37138 Verona  
[www.cobiax.it](http://www.cobiax.it)

TEL. 045/8510020  
FAX 045/8518751  
[studio@cobiax.it](mailto:studio@cobiax.it)

## **2.3. Dati di input**

A seguire viene allegato:

- Dati di input FEM in formato tabellare:
  - coefficienti di sicurezza dei carichi agli SLU e di partecipazione dei sovraccarichi variabili agli SLE
  - tipologia di cls utilizzato per il solaio

## Gruppi di carico (NTC (Italiane))

	Gruppo	Tipo	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	$\xi$	$\gamma$	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$	Additivo
1	PERM1	Permanente	1,300	1,000						✓
2	cat. C Scuola	accidentale				1,500	0,700	0,700	0,600	—
3	Copertura Cat H	accidentale				1,500	0	0	0	—
4	Neve	accidentale				1,500	0,500	0,200	0	—

**Gruppo:** Gruppo di carico;  $\gamma_{G,sup}$ ,  $\gamma_{G,inf}$ ,  $\xi$ ,  $\gamma$ ;  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$ ,  $\Psi_2$ : Coefficiente Psi; **Additivo:** Casi simultanei di carico;

## Materiali

	Nome	Tipo	$E_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\nu$	$\alpha_T$ [1/°C]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$P_1$
1	C28/35	Calcestruzzo	32308	32308	0,20	1E-5	2500	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 28,00
2	PTH 30 N+F M10	Muratura	5264	5264	0,15	5E-6	750	$f_b$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 12,51
3	PTH 30 N+F M3	Muratura	3668	3668	0,15	5E-6	750	$f_b$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 12,51

	Nome	$P_2$
1	C28/35	$\gamma_c = 1,500$
2	PTH 30 N+F M10	$f_k$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 5,26
3	PTH 30 N+F M3	$f_k$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 3,67

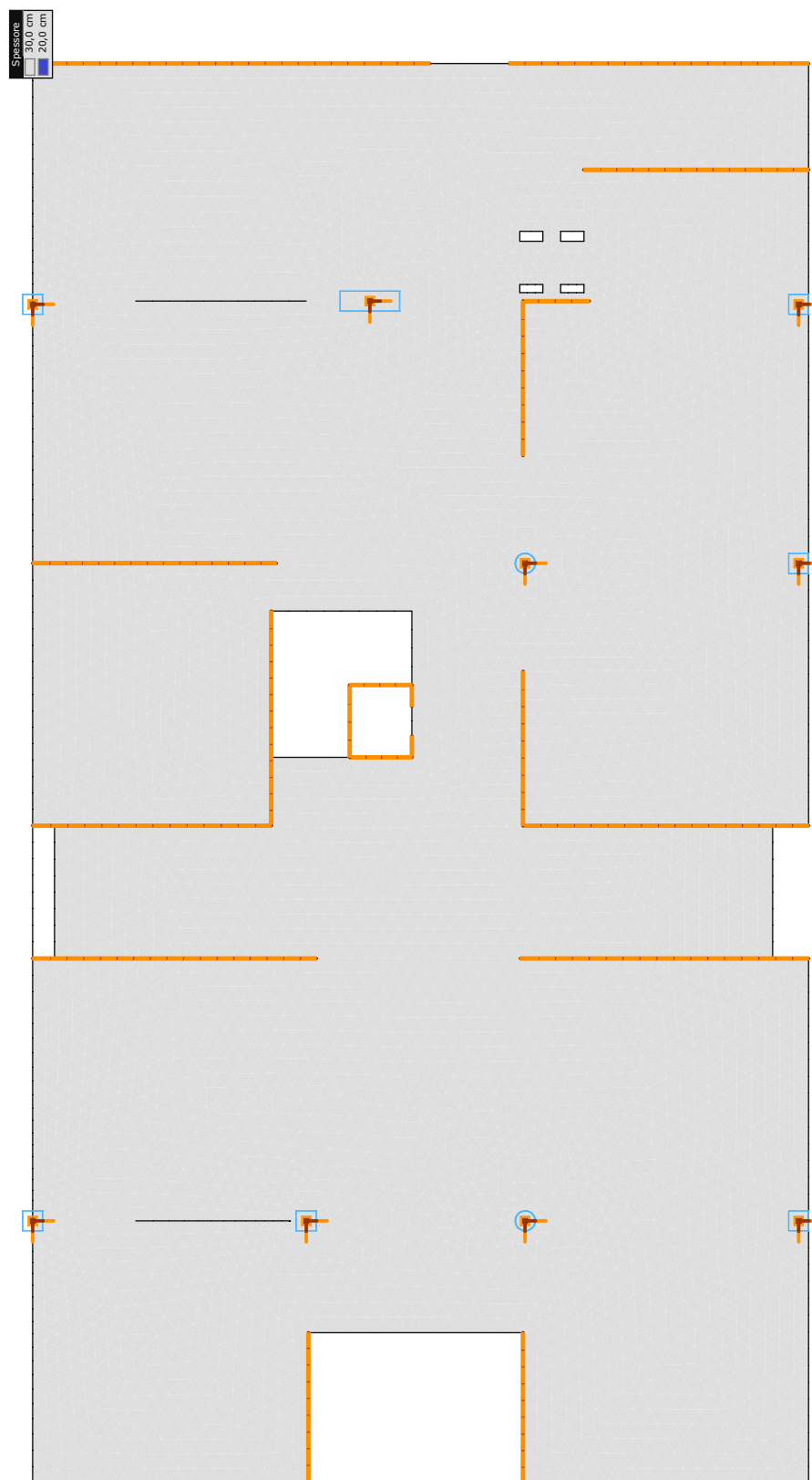
**Nome:** Nome materiale; **Tipo:** Tipo di materiale;  $E_x$ : Modulo di elasticità di Young in direzione x locale;  $E_y$ : Modulo di elasticità di Young in direzione y locale;  $\nu$ : Coefficiente di Poisson;  $\alpha_T$ : Coefficiente espansione termica;  $\rho$ : Densità;  $P_1$ ,  $P_2$ : Parametro di progetto;

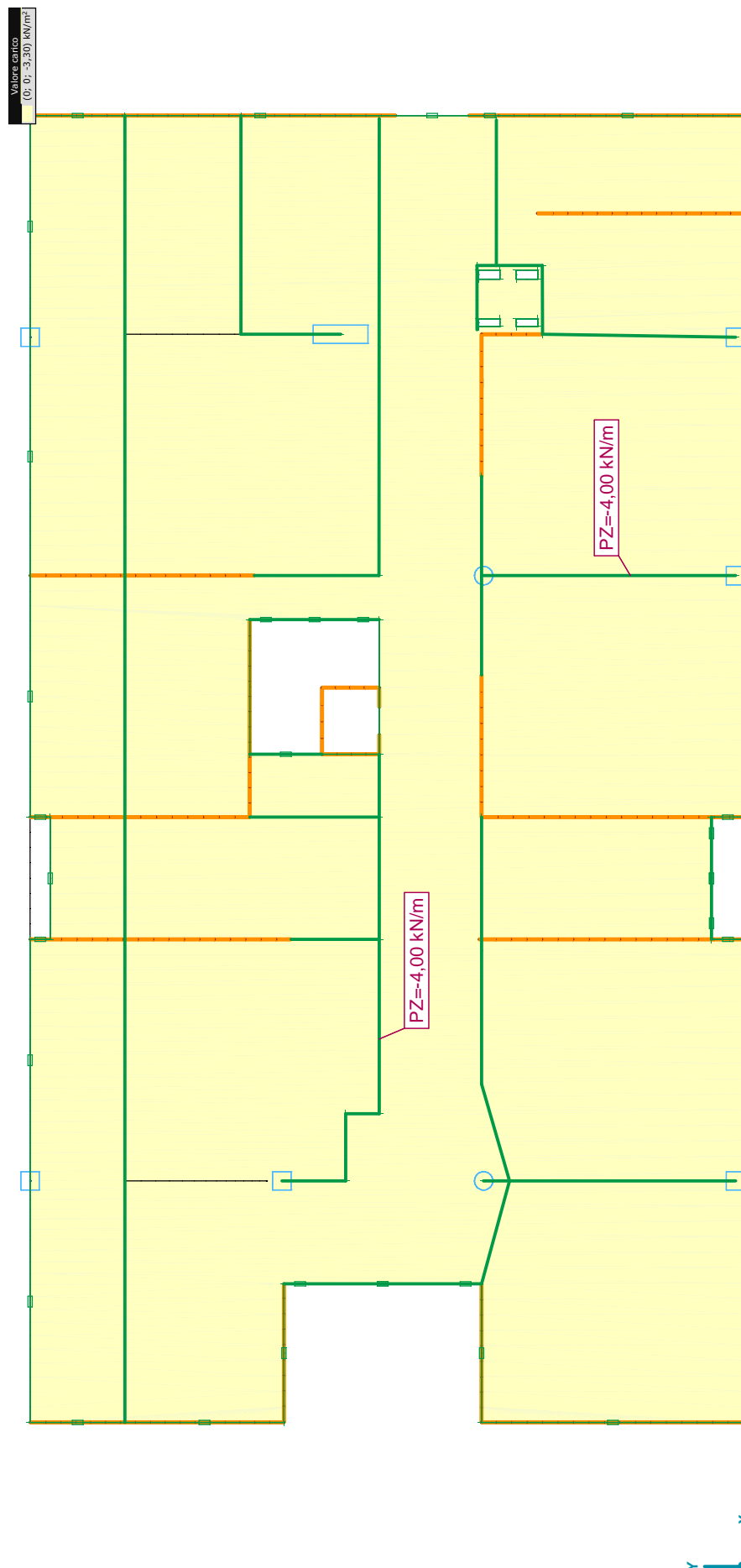
## **2.4. Grafici relativi ai dati di input**

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

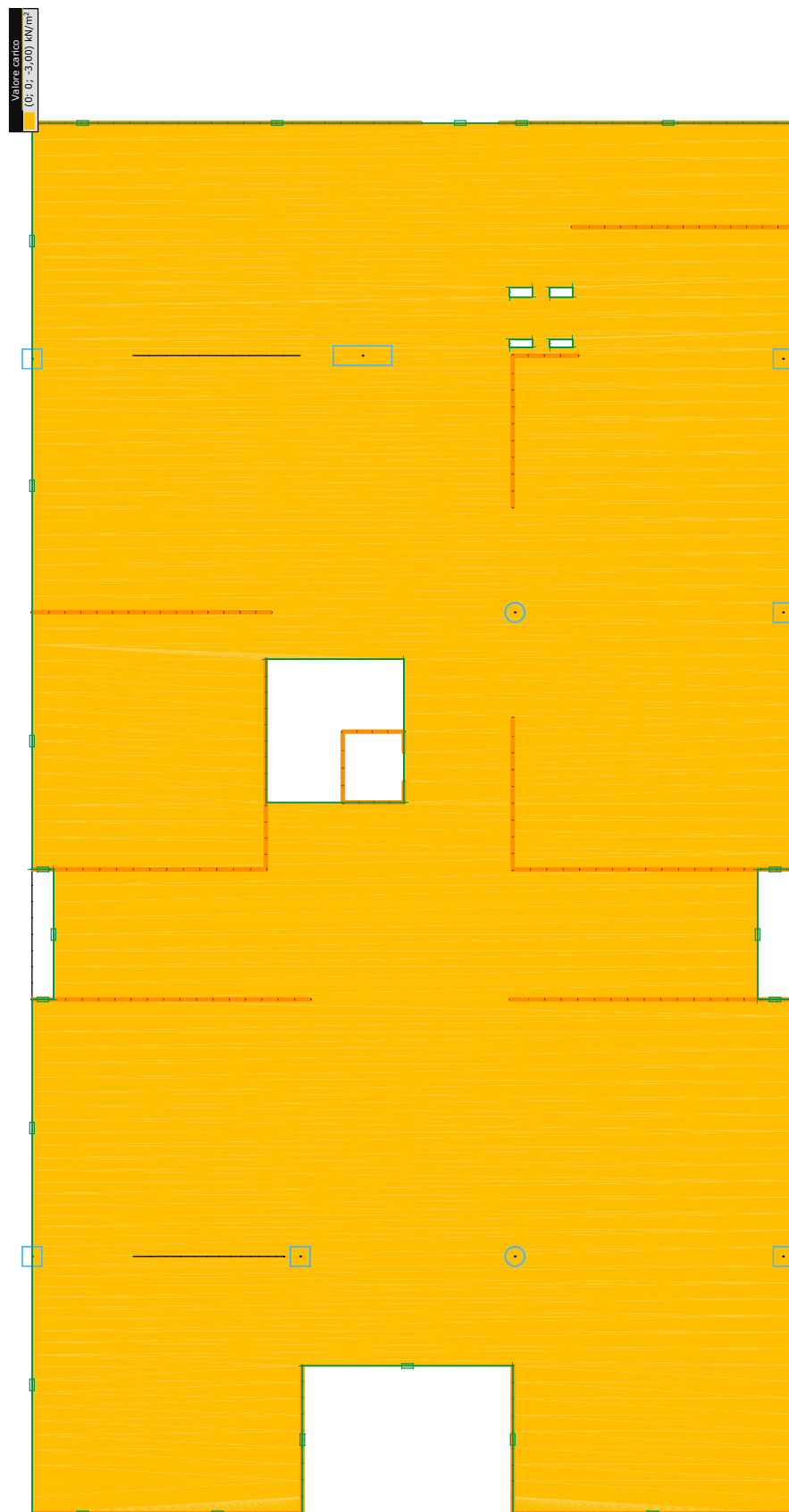
- Rappresentazione grafica del sistema vincolare (pilastri, muri, travi);
- Rappresentazione grafica dei sovraccarichi permanenti  $G_2$  e variabili  $Q$







> 2° Piano, carico permanente c.d., Pianta



## 2.5. Mesh design ed elementi finiti

**La densità della mesh dipende dalla complessità della geometria del solaio e della distribuzione degli sforzi.**

In presenza di **elevati gradienti** di sforzo (tipicamente appoggi e carichi puntuali o di linea) è consigliabile l'utilizzo di una discretizzazione di densità maggiore.

Una mesh con elementi di dimensioni troppo grandi potrà permettere di valutare correttamente solo le frecce e dare un'idea dell'armatura d'intradosso del solaio ma non potrà mai far apprezzare correttamente i valori dei momenti e dunque delle armature sugli appoggi.

Gli elementi di superficie dovranno risultare il più regolari possibile (non apparire deformati) e con angoli non troppo acuti od ottusi.

La forma ideale di un elemento triangolare è il triangolo equilatero; la forma ideale per un elemento quadrangolare è il quadrato.

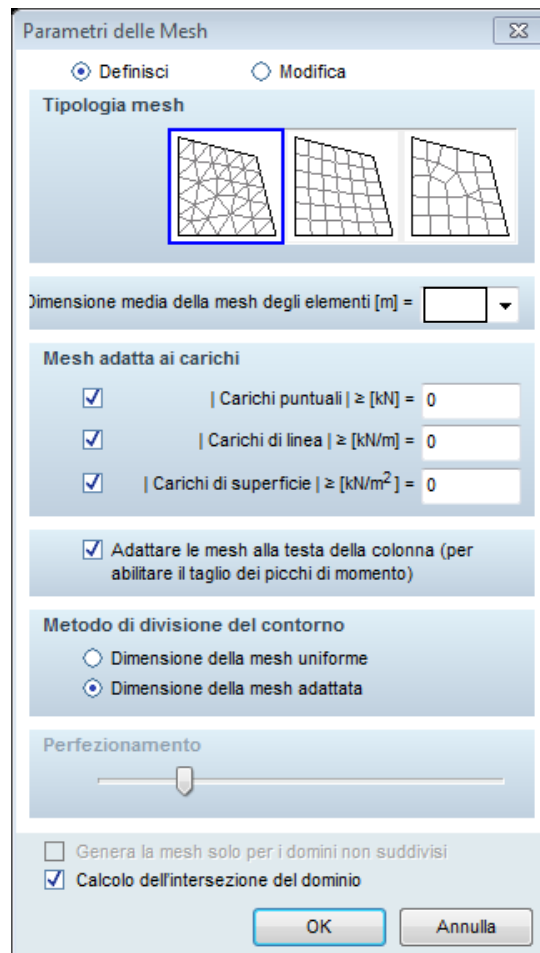
**Il programma AxisVM dispone di elementi bidimensionali triangolari a sei nodi, quadrilateri a otto/nove nodi o elementi misti.**

Gli elementi bidimensionali sono piani e hanno spessore costante.

*La scelta del tipo di elementi finiti, così come la loro densità, è dettata sempre dalla complessità della geometria del solaio.*

*Gli elementi triangolari si adattano meglio alle geometrie complesse.*

AxisVM avvisa della presenza di elementi fortemente distorti (matrice delle rigidezze non più definita positiva e quindi matematicamente non accettabile).

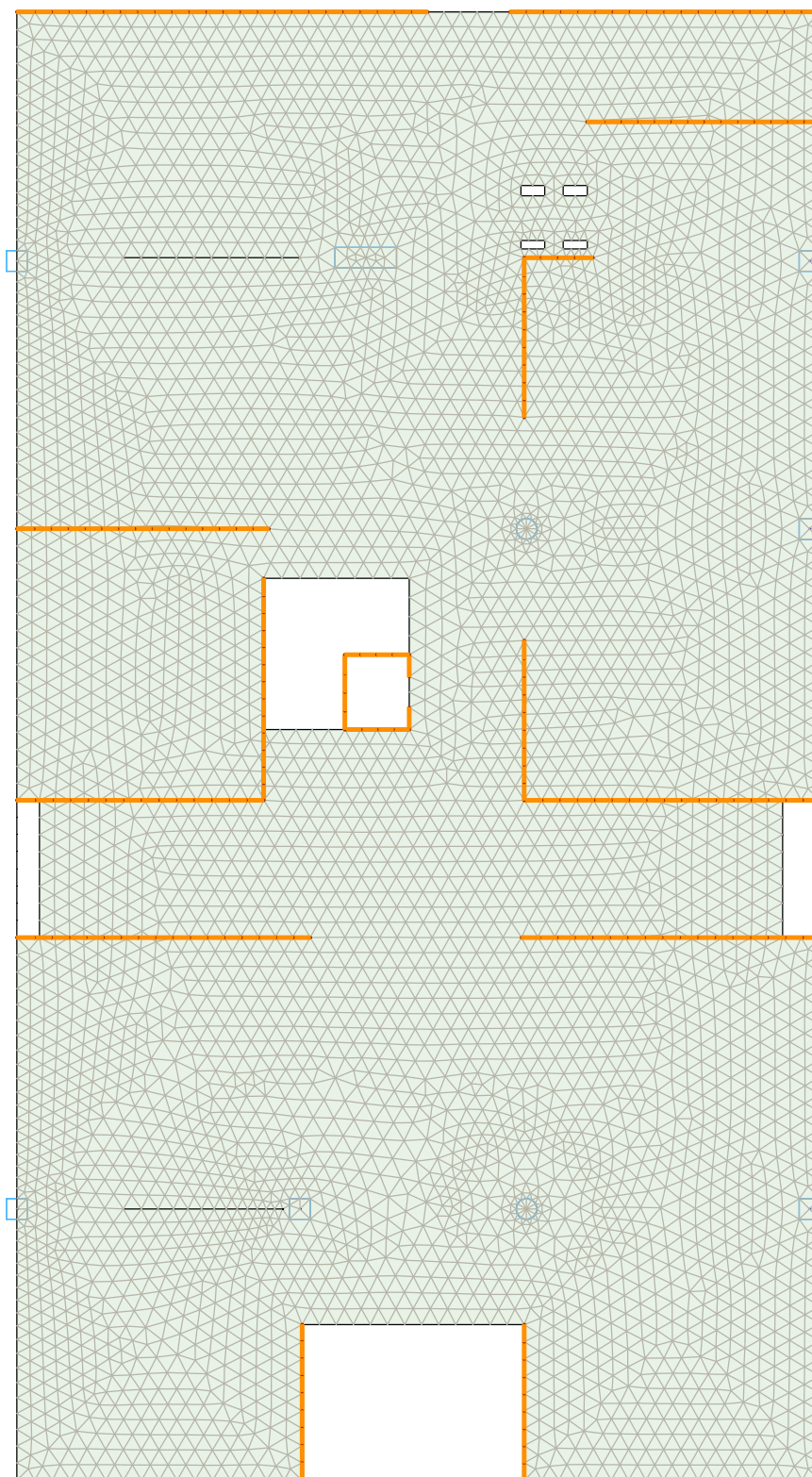


Queste considerazioni hanno carattere generale ma acquistano notevole importanza nelle zone a alto gradiente di sforzo dove è auspicabile limitare al massimo elementi distorti che danno vita a risultati forvianti.

Il programma AxisVM consente il **taglio del picco dei momenti**; per fare questo la mesh deve essere regolata correttamente secondo le teste delle colonne. Attivando questa opzione si adatta automaticamente la mesh in base alla geometria della sezione trasversale degli appoggi.

Qui di seguito viene allegato:

- Immagine degli **elementi di superficie** generati (**Mesh**).



## 2.6. Diagramma delle frecce istantanee ( $t = 0$ )

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

- Grafico della **deformazione istantanea** con tutti i carichi in condizioni **SLE-Quasi permanenti**
- Grafico della **deformazione istantanea** dovuta al solo **Peso Proprio** del solaio

## 2.7. Analisi delle frecce nel lungo periodo ( $t = \infty$ )

Il soddisfacimento dello Stato Limite di Deformazione è basato sulla necessità che la deformazione del solaio sia tale da non comprometterne la funzionalità e l'aspetto estetico. Adeguati valori limite della deformazione devono tenere conto della natura delle finiture, dei tramezzi nonché della funzione della struttura (destinazione d'uso).

In pratica le limitazioni non riguardano direttamente le frecce, bensì il rapporto freccia/luce =  $f/L$ . Infatti gli elementi fragili che possono essere posizionati sopra o sotto il solaio sono in genere sensibili alle distorsioni angolari, di cui una misura significativa è appunto il rapporto  $f/L$ .

Fermo restando che i limiti accettati di  $f/L$  vanno concordati con il committente, indicazioni di massima per elementi in c.a. sono le seguenti:

- per garantire l'aspetto e la fruibilità in condizioni standard, per i carichi quasi permanenti è necessario che  $f/L$  sia inferiore ad  $1/250$ ;

- nel caso in cui siano temuti danni a tramezzi, finiture o infissi, è necessario limitare  $f_{\infty}/L$  a tempo infinito per i carichi quasi permanenti depurati della componente del Peso Proprio del solaio ad **1/500**.

In alcuni casi la limitazione delle frecce può essere fatta in modo implicito limitando il rapporto luce/altezza dell'elemento strutturale, ma in generale si deve procedere al calcolo dello spostamento verificandone la compatibilità con le limitazioni che ne garantiscono la funzionalità.

La freccia  $f$  di cui bisogna tenere conto è quella a tempo infinito  $f_{\infty}$ . A fronte delle caratteristiche viscosi del materiale, che nel lungo periodo si "rilassa" in funzione delle condizioni idrometriche di utilizzo (convenzionalmente per ambienti interni pari a R.H.=55% e per ambienti esterni pari a R.H.=75%) ed ovviamente del tempo  $t$  e del momento di applicazione dei carichi  $t_0$  (tempo in cui avviene lo scasso e spuntello completo del solaio), il valore della freccia risultante nel lungo periodo  $f_{\infty}$  si calcola amplificando il valore di calcolo istantaneo  $f_0$  (per  $t=0$ ) utilizzando un modulo di elasticità efficace, pari al modulo elastico a tempo 0 diviso per  $(1+\phi_0)$ , dove  $\phi_0$  è il coefficiente di viscosità lineare a tempo infinito;

$$E_{c,eff} = \frac{E_{c,0}}{(1+\phi_0)} \quad [EC2 - 3.1.4]$$

Nel caso in esame, con la classe di resistenza di cls utilizzata e nell'ipotesi di umidità relativa R.H. del **55%**, si ottiene un coefficiente di viscosità a tempo infinito pari a  $\phi_0 = 2,07$ .

Per quanto concerne le caratteristiche inerziali delle solette Cobiax® bisogna rifarsi alla riduzione di inerzia della sezione piena dovuta al contributo inesistente delle posizioni occupate dalle cavità di alleggerimento nelle posizioni di massimo vuoto.

Nel caso in esame la soletta alleggerita ha un'inerzia equivalente pari a **0,91** volte quella di una soletta piena dello stesso spessore.



Con tale inerzia si ottiene una freccia istantanea massima  $f_0$  in condizioni quasi permanenti di 4,5 mm misurata in campata che porta ad avere una freccia a tempo infinito  $f_\infty$  depurata del peso proprio del solaio di 11,6 mm, ovvero  $L/709$ , considerando una luce di 8,24m. Tale escursione risulta essere minore di  $L/500$  richiesta dalla destinazione d'uso.

Qualora la freccia del solaio così calcolata fosse tale da compromettere tramezze o infissi si può pensare di depurare dalla freccia a tempo infinito  $f_\infty$  la freccia effettiva  $f_t$  che si ha al momento della loro realizzazione, secondo la seguente espressione

$$f_t = f_0 \cdot (1 + \phi_0 \cdot \beta(t - t_0)) \quad [\text{EC2} - \text{Appendice B.1}]$$

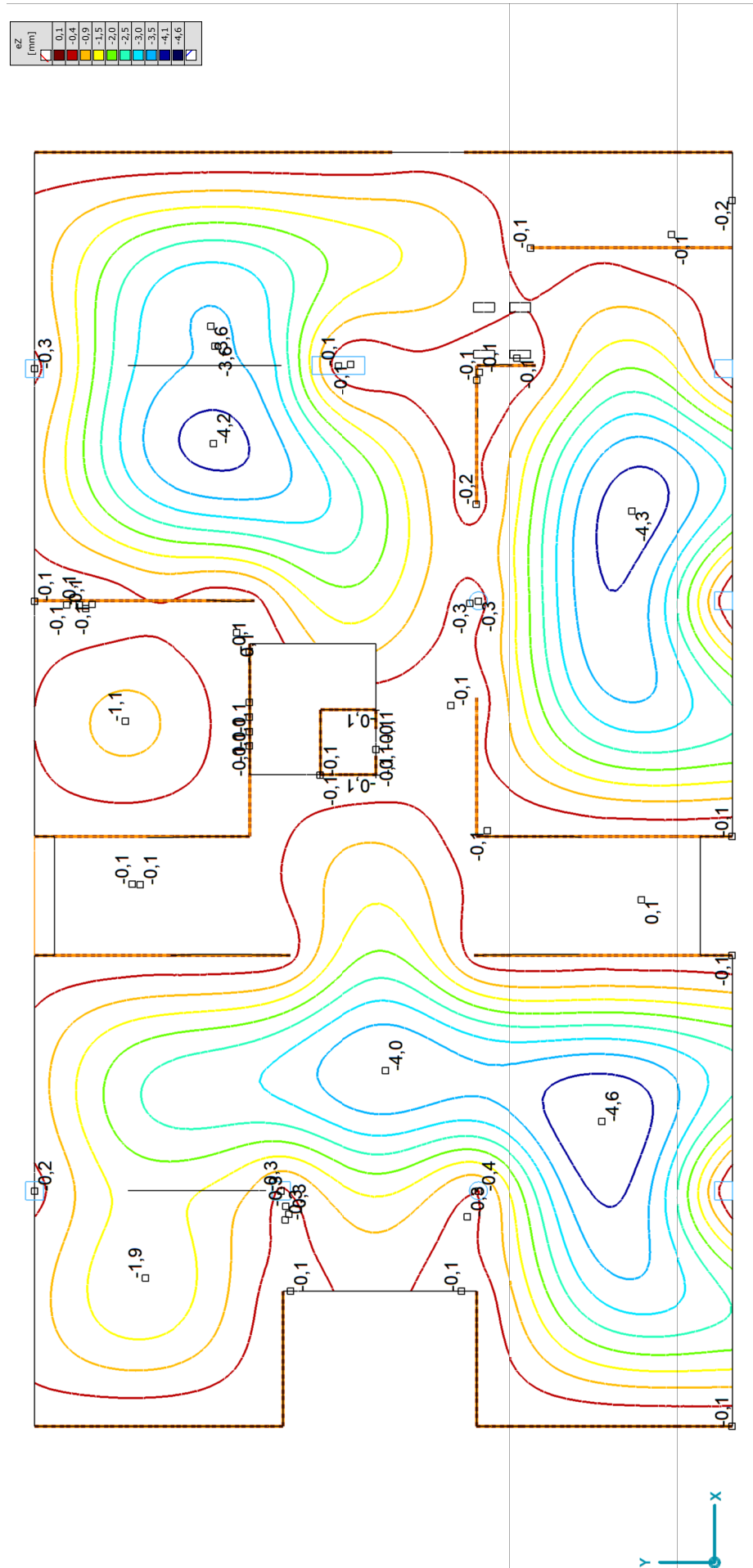
Di seguito una serie di **prescrizioni atte a garantire l'estetica e funzionalità del solaio**, nonché l'integrità delle tramezzature e degli infissi:

- Tempo di disarmo del solaio: 45gg  
Solitamente i solai si possono scassare già dopo una settimana dal getto mantenendolo però puntellato in campata e lungo i perimetri per almeno 28gg. Negli edifici multipiano, durante le fasi di getto e maturazione, ogni solaio dovrà essere sostenuto da almeno due solai sottostanti di contrasto che dovranno rimanere puntellati per tutto il periodo.
- Tempo di realizzazione delle tramezze e degli infissi a partire dal momento del disarmo del solaio: immediato
- Qualora si vogliano anticipare i tempi di realizzazione delle tramezze rispetto a quelli indicati al punto precedente occorre **isolare le tramezze dal solaio e dal soffitto con uno strato deformabile di 1cm di materiale resiliente** come feltro di fibre vegetali o elastomero poliuretano.



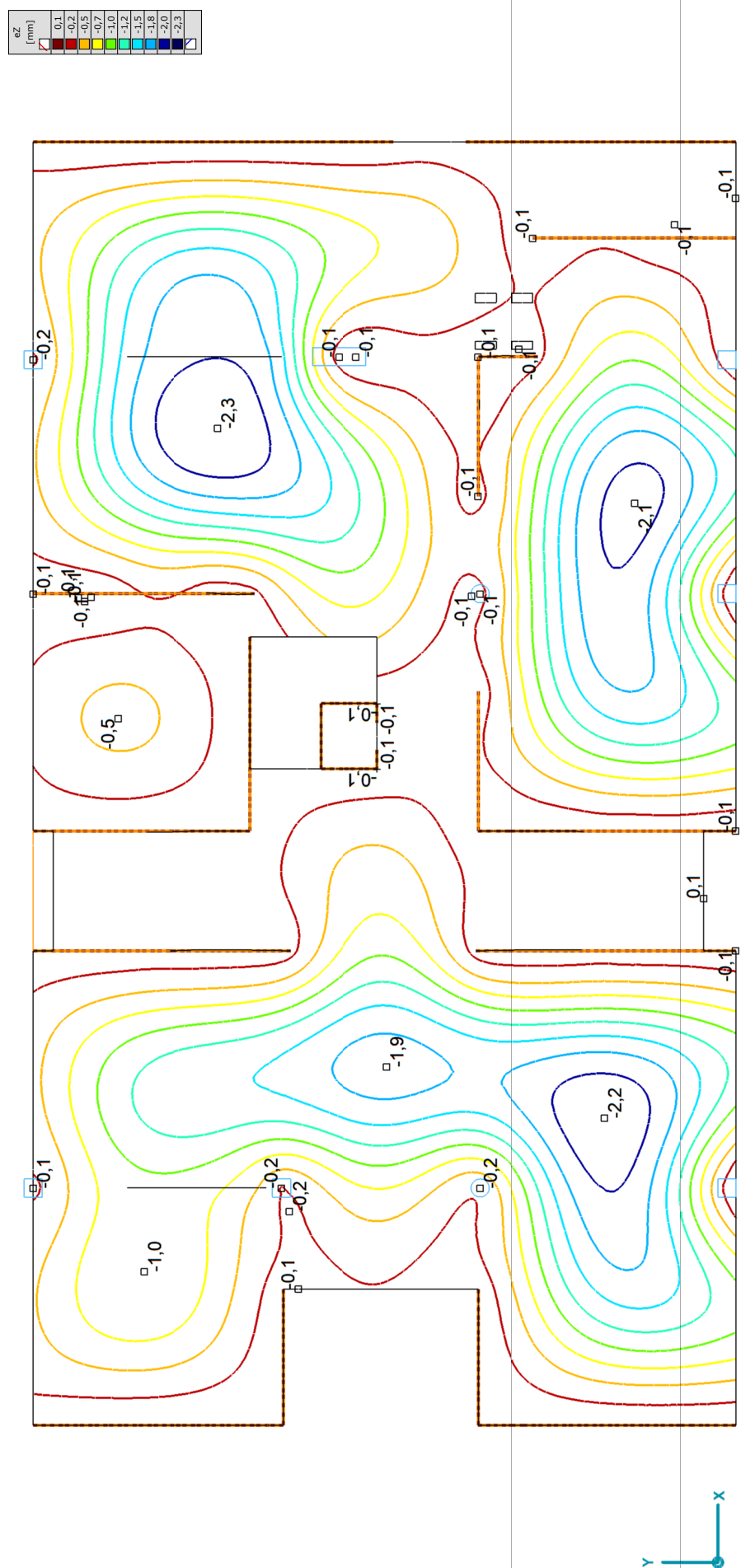
Si allega a tal proposito:

- Tabella dell'elaborazione delle frecce con escursione finale e verifica delle deformazioni

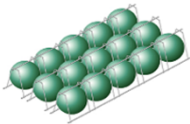


[I], > 2° Piano, Lineare, (SLE Quasipermanente) Min. Critico,  $eZ$  [mm], Isolinee, Pianta





[I], > 2° Piano, Lineare, peso proprio, eZ [mm], Isolinee, Pianta



Verifica della freccia di inflessione  
e della frequenza propria del solaio

**2° Piano**

Cemento  (UNI EN 197-1)

Umidità RH=

t<sub>0</sub>=

h<sub>0</sub>=2Ac/u= 300,0mm

φ<sub>RH</sub>= 1,66

β(fcm)= 2,80

β(t<sub>0</sub>)= 0,45

β<sub>H</sub>= 696,76

φ<sub>0</sub>= 2,07

$$\frac{E_{c0}}{E_{c,eff}} = 1 + \phi(\alpha, t_{28})$$

EC Appendice B  
punto 1 Formula B.2

CAT. Destinazione d'uso

Cat.C - Ambienti suscettibili di affollamento

coeff. di partic. breve periodo ψ(1) = 0,7

coeff. di partic. per Lungo per. ψ(2) = 0,6

Sovracc.var. partecip.nel breve periodo = 2,10 kN/mq

Sovracc.var. partecip.nel lungo periodo = 1,80 kN/mq

f<sub>∞</sub>/f<sub>ist</sub>= 1 + φ<sub>0</sub>=

coeff. Infless. Amm. (Istant.) = L /

coeff. Infless. Amm. (LP) = L /

Note:

Verifica in zona

Luce di calcolo L=  mt

Freccia istant.ammessa 8,2 mm

Freccia Lungo Per.(amm) 16,5 "

Rapporto luce/spessore solaio

L/H= 27,47 verificare freccia!

Riduz. Jxy (Stato I) = 0,914 (vedi sopra)

Posizione freccia

Freccia massima di servizio (SLE Q-Permanente)

**OK** L / 597

Freccia istantanea (SLE- Frequente)

Freq. min. ammessa 5,00 Hz

(Si attiva nel mom. dello scassero)

**OK** L / 3583

**OK** L / 709

(Da eseguirsi in opera al momento dell'armo dei casseri)

Freccia max. Istant. CB (st.I) =  mm

Freccia Lungo Periodo(calc.) 13,8 "

Freccia max. Istant. (Freq.) =  mm

$$v = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta}} = 7,3 \text{ Hz}$$

Freccia solo PP (CB - st.I) =  mm

Escurs. Istantanea (CB) = 2,3 "

Escurs. Lungo Per.(CB) = 11,6 "

Contromonta imposta cf =  mm

Freccia al tempo t=0 -12,8 mm

Freccia al tempo t=inf. -1,2 "

L / 644

L / 6906

## 2.8. Verifica delle vibrazioni

Le vibrazioni sotto carico devono essere contenute in modo tale da non creare disagio agli occupanti o da limitare la funzionalità degli elementi strutturali.

Le NTC 18 al punto 4.1.2.2.3 si limitano a dire che è **necessario effettuare questa verifica per assicurare accettabili livelli di benessere, prevenire danni agli elementi strutturali e non pregiudicare il funzionamento di apparecchiature.**

L'Eurocodice 2 (punto 7.1) dice espressamente che le vibrazioni possono essere importanti ma non sono considerate nella norma.

L'Eurocodice 3 anni '90 (punto 4.3) fornisce criteri di validità generale:

prescrive che **nei solai abitualmente frequentati da persone (abitazioni, uffici, ecc.) la frequenza fondamentale del solaio non deve essere inferiore ai 3 cicli/s; nel caso di pavimenti su cui si balla o salta in modo ritmico (palestre, sale da ballo) la frequenza fondamentale del solaio non deve essere inferiore ai 5 cicli/s.**

La relazione tra frequenza fondamentale  $\nu$  e freccia  $\delta$  provocata da carichi frequenti può essere ricavata tenendo conto che

$$\nu = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{con } m \text{ massa e } k = \frac{F}{\delta} = \frac{mg}{\delta} \text{ rigidità del solaio}$$

In questo modo si lega la frequenza propria del solaio alla freccia in condizioni di carico frequenti secondo l'espressione seguente

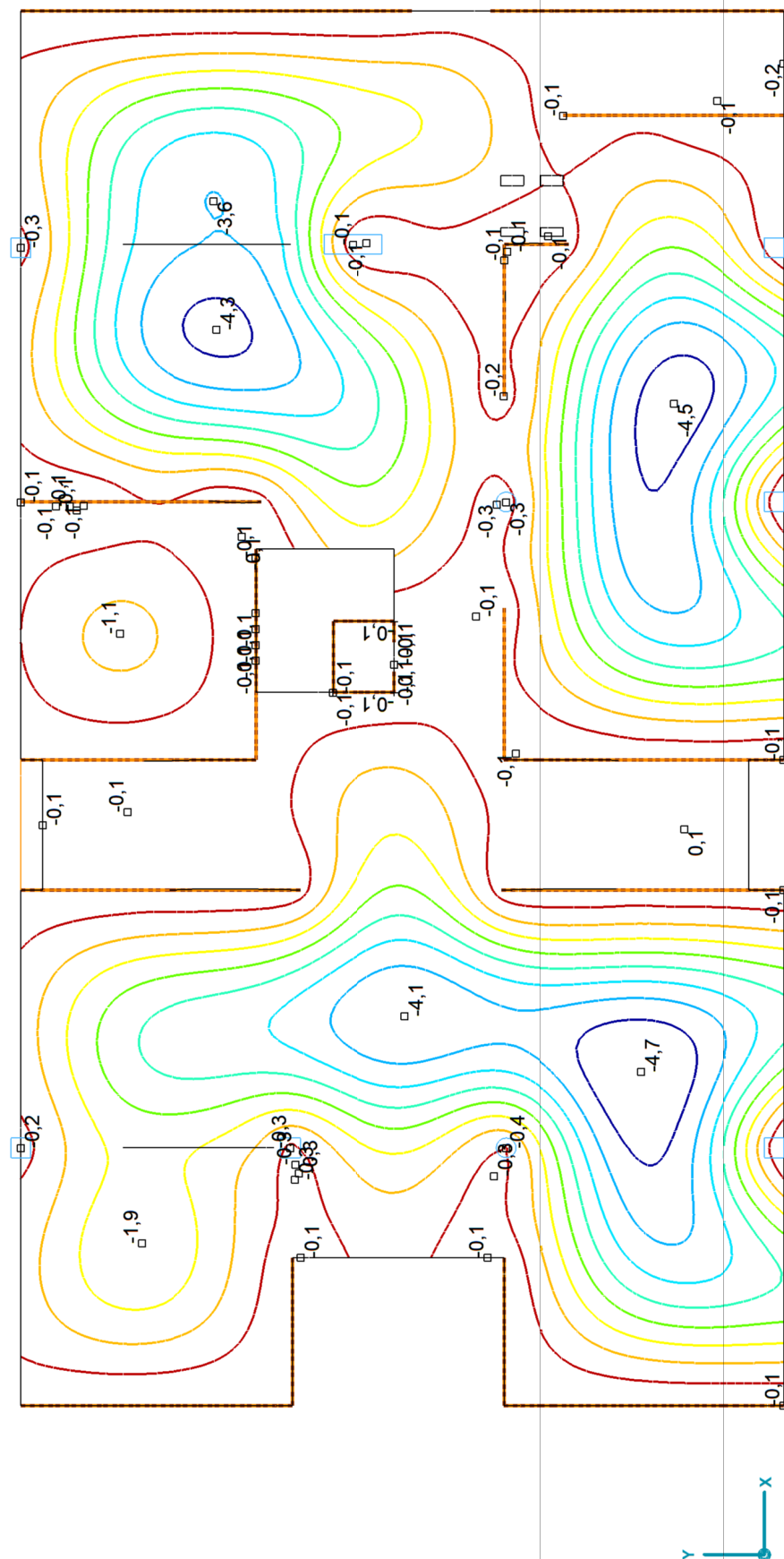
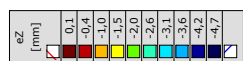
$$\nu = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta}}$$

Nel caso in esame la freccia in condizioni frequenti  $\delta$  risulta essere di **4,6** mm che porta ad avere una frequenza fondamentale del solaio pari a

$$\nu = 7,3 \text{ Hz} \geq 5,0 \text{ Hz, ovvero la frequenza minima raccomandata per la destinazione d'uso}$$

Si allega di seguito:

- Immagine delle **frecce istantanee** agli **SLE - Frequenti**



[I], &gt; 2° Piano, Lineare, (SLE Frequente) Min. Critico, eZ [mm], Isolinee, Pianta

## 2.9. Momenti Flettenti negativi di calcolo e armature inferiori

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

- Grafico ad isolinee degli involucri dei Momenti flett. Negativi min. (SLU) in direz. x
- Grafico ad isolinee degli involucri dei Momenti flett. Negativi min. (SLU) in direz. y
- Grafico ad isolinee delle arm. inf. di progetto in direzione di arco x ( $a_{xb}$ )
- Grafico ad isolinee delle arm. inf. di progetto in direzione di arco y ( $a_{yb}$ )

### Area minima di armatura in zona tesa

Per controllare la fessurazione nelle sezioni dove è presente la trazione indotta da ritiro, da stati coattivi indotti da forze esterne di incastro e stati di costrizione dell'elemento derivanti eventualmente da differenziali termici, analogamente al solaio massiccio, dovrà essere disposta un'armatura minima secondo il punto 7.3.2 di EC2.

Quando la quantità di armatura disposta in una sezione è molto bassa questa si può snervare appena si forma la prima fessura e questo porta a fessure particolarmente ampie. Per evitare questo, occorre disporre un'armatura sufficiente a portare la trazione che prima della fessurazione era sostenuta dal cls, cioè tale che

$$A_s f_{yk} \geq k_c k f_{ctm} A_{ct} \quad [\text{EC2 formula 7.1}]$$

Dove  $A_{ct}$  è l'area di cls tesa prima della fessurazione e  $k_c$  un coeff. che tiene conto della distribuzione delle tensioni di trazione ( $k_c=1$  per trazione pura e  $k_c=0,4$  per sezione inflessa rettangolare).

Le NTC18 impongono (punto 4.1.6.1.1) come armatura minima un'espressione che deriva da quella dell'EC2 ponendo  $k_c=0,5$  e ricordando che  $A_{ct}=0,5bd$ , ovvero

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad [4.1.45]$$

Nel caso in esame si è assunta un'armatura effettiva

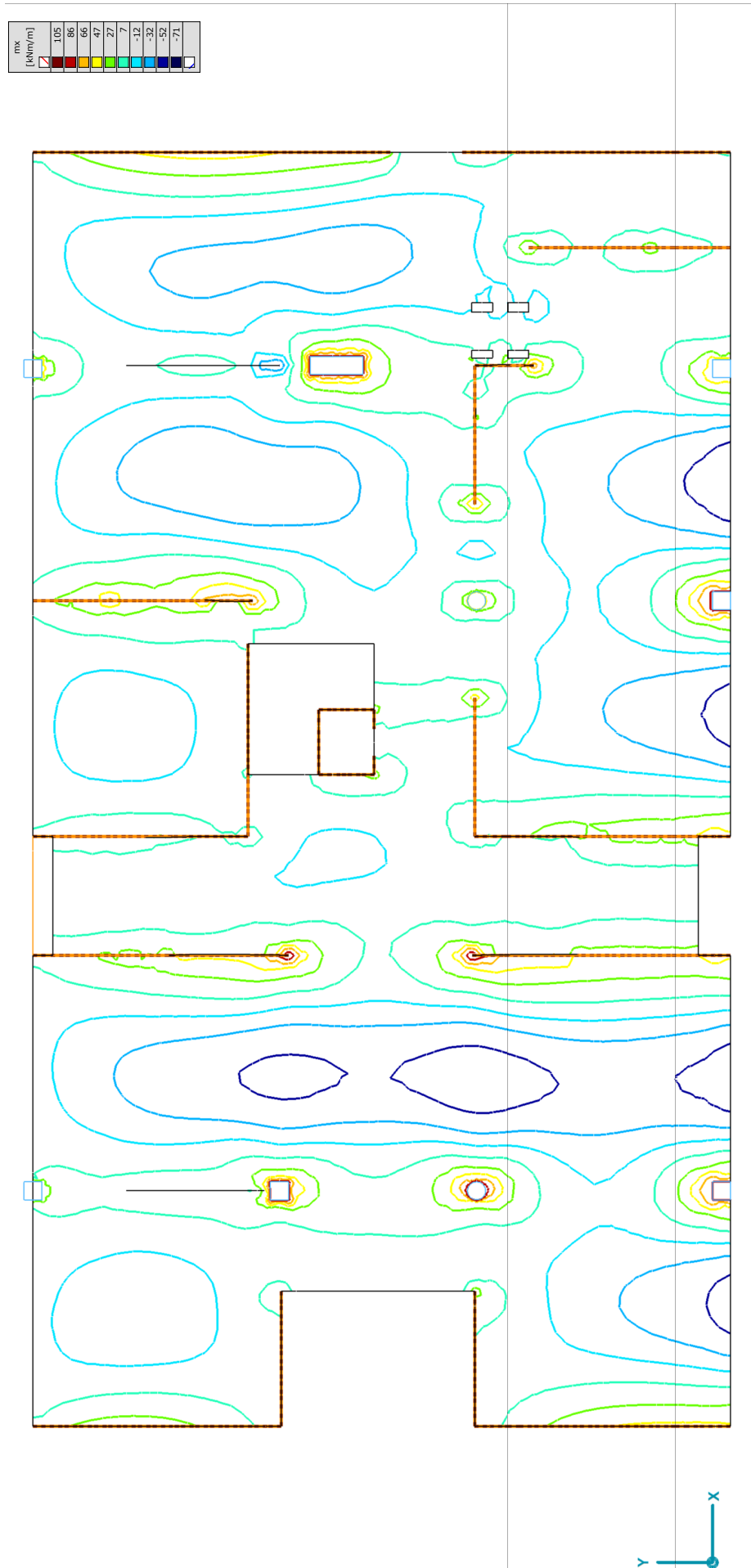
$$A_{s,eff} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m} \geq A_{s,min} 4,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### NOTE :

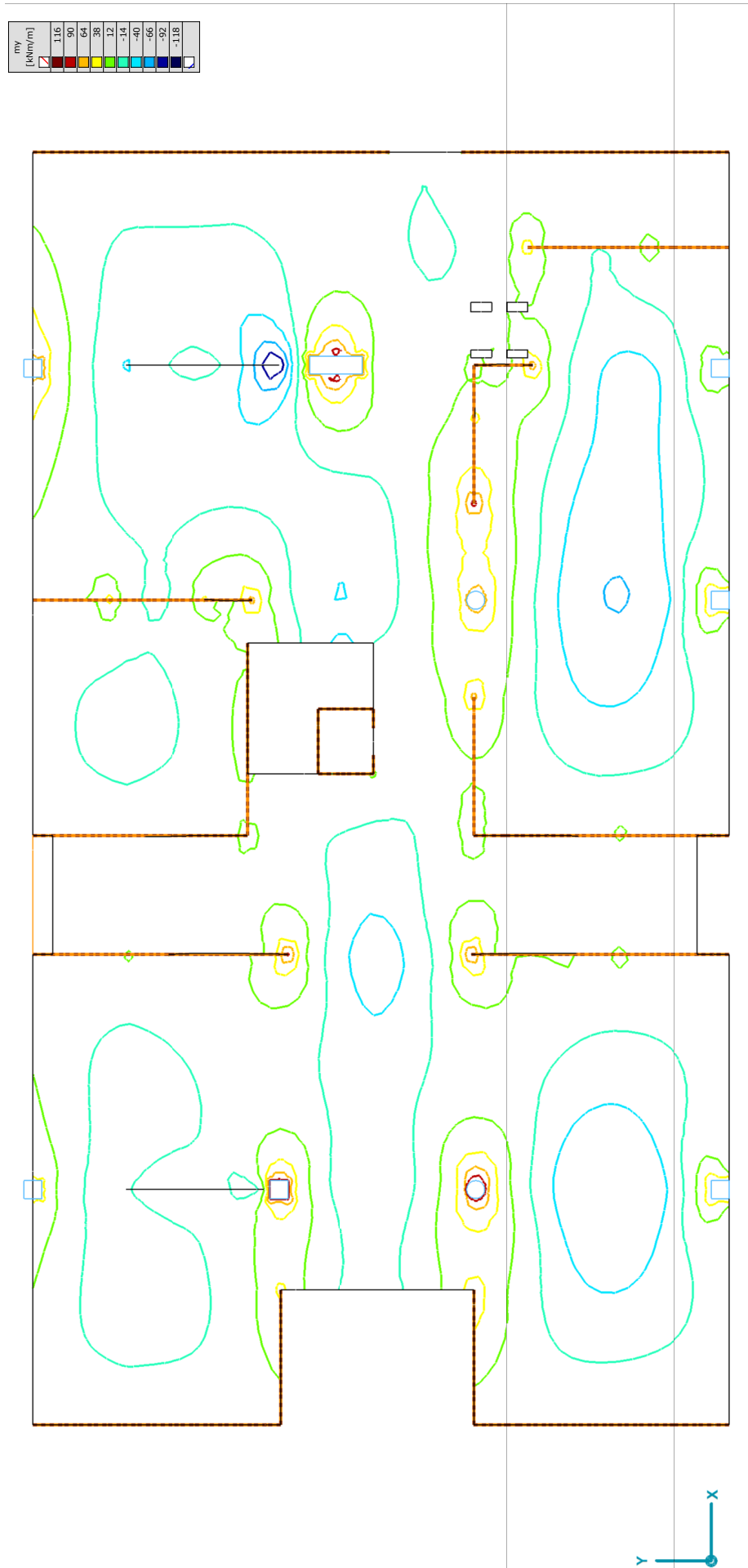
- ATTENZIONE: l'asse Z del programma di calcolo è rivolto verso l'alto, quindi i momenti negativi saranno quelli che tendono le fibre inferiori del solaio; i momenti positivi tenderanno le fibre superiori.
- La combinazione di carico denominata "Tutti gli SLU" è l'involuppo massimo di tutte le combinazioni, sia statiche che sismiche.
- La mappa delle armature parte dal valore dell'armatura minima di base assunta
- Il programma di calcolo, eseguiti gli opportuni involucri delle sollecitazioni derivanti dai momenti flettenti di calcolo  $M_x$ - $M_y$ - $M_{xy}$ , interpretando la teoria dello Stato Limite Ultimo all'EC2 che si basa sull'integrità delle sezioni piane ed assumendo limiti deformativi ultimi di  $\epsilon_{cu}=3,5\%$  per il Cls e di  $\epsilon_{su}=10,0\%$  per l'acciaio, restituisce i quantitativi di armatura necessari per garantire la resistenza delle sezioni allo SLU salvaguardando la condizione di rottura duttile delle stesse (campo deformativo 2b o 3). Le tensioni limite di design sono invece:  
 $\sigma_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$  (per il cls), mentre è  $\sigma_{zd} = f_{yk} / 1,15 \approx 391 \text{ MPa}$ .

Le armature disposte sono tali che ogni punto della superficie (non in media) il quantitativo di armatura richiesta (in termini di  $\text{cm}^2/\text{m}$ ) risulti superiore a quanto richiesto dal programma di calcolo.

In queste ipotesi i momenti sollecitanti  $M_{ED}$  risultano sempre inferiori al momento resistente  $M_{RS}$

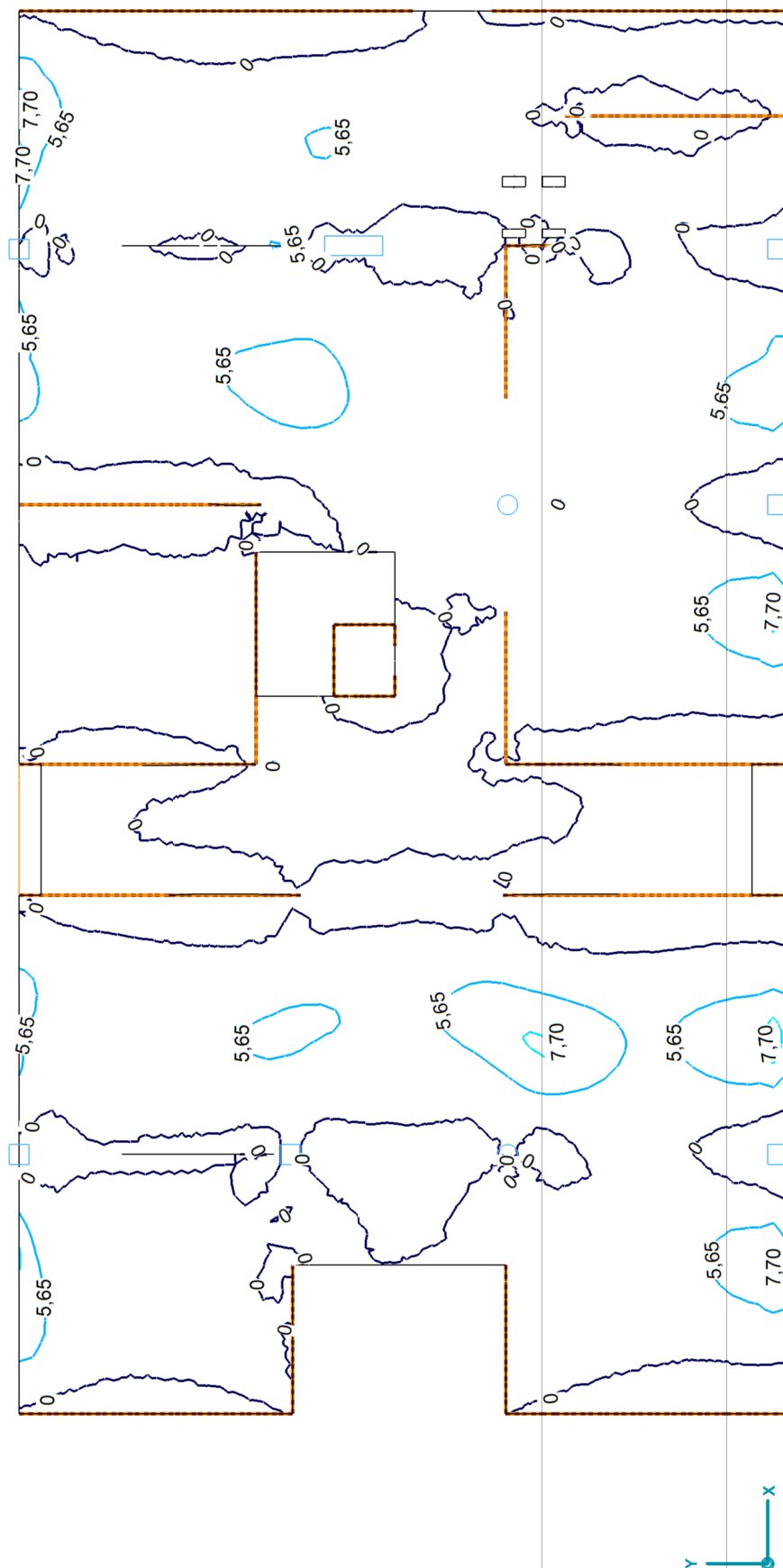


[I], > 2° Piano, Lineare, (Tutti gli SLU) Min. Critico, mx [kNm/m], Isolinee, Pianta



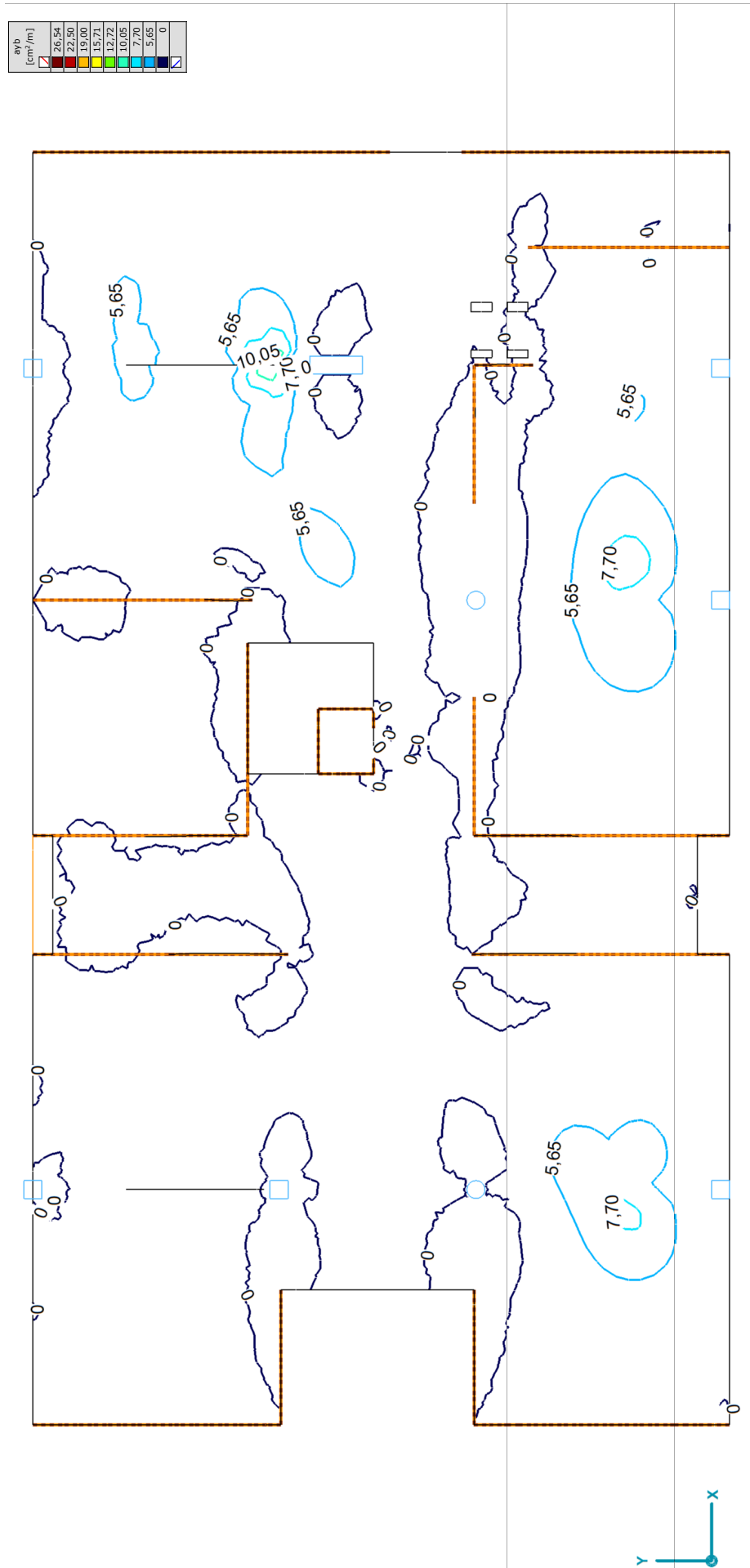
[I], > 2° Piano, Lineare, (Tutti gli SLU) Min. Critico, my [kNm/m], Isolinee, Pianta

axb [cm <sup>2</sup> /m]	
26,54	
22,50	
19,00	
15,71	
12,72	
10,05	
7,70	
5,65	
0	



[RI], > 2° Piano, Lineare, (Tutti gli SLU) Critico, axb [cm<sup>2</sup>/m], Isolinee, Pianta





[RI], > 2° Piano, Lineare, (Tutti gli SLU) Critico, ayb [cm²/m], Isolinee, Pianta

## 2.10. Momenti Flettenti positivi di calcolo e delle armature superiori

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

- Grafico ad isolinee degli involucri dei Momenti flett. Positivi max. (SLU) in direz. x
- Grafico ad isolinee degli involucri dei Momenti flett. Positivi max. (SLU) in direz. y
- Grafico ad isolinee delle arm. sup. di progetto in direzione di armo x ( $a_{xt}$ )
- Grafico ad isolinee delle arm. sup. di progetto in direzione di armo y ( $a_{yt}$ )

### NOTE :

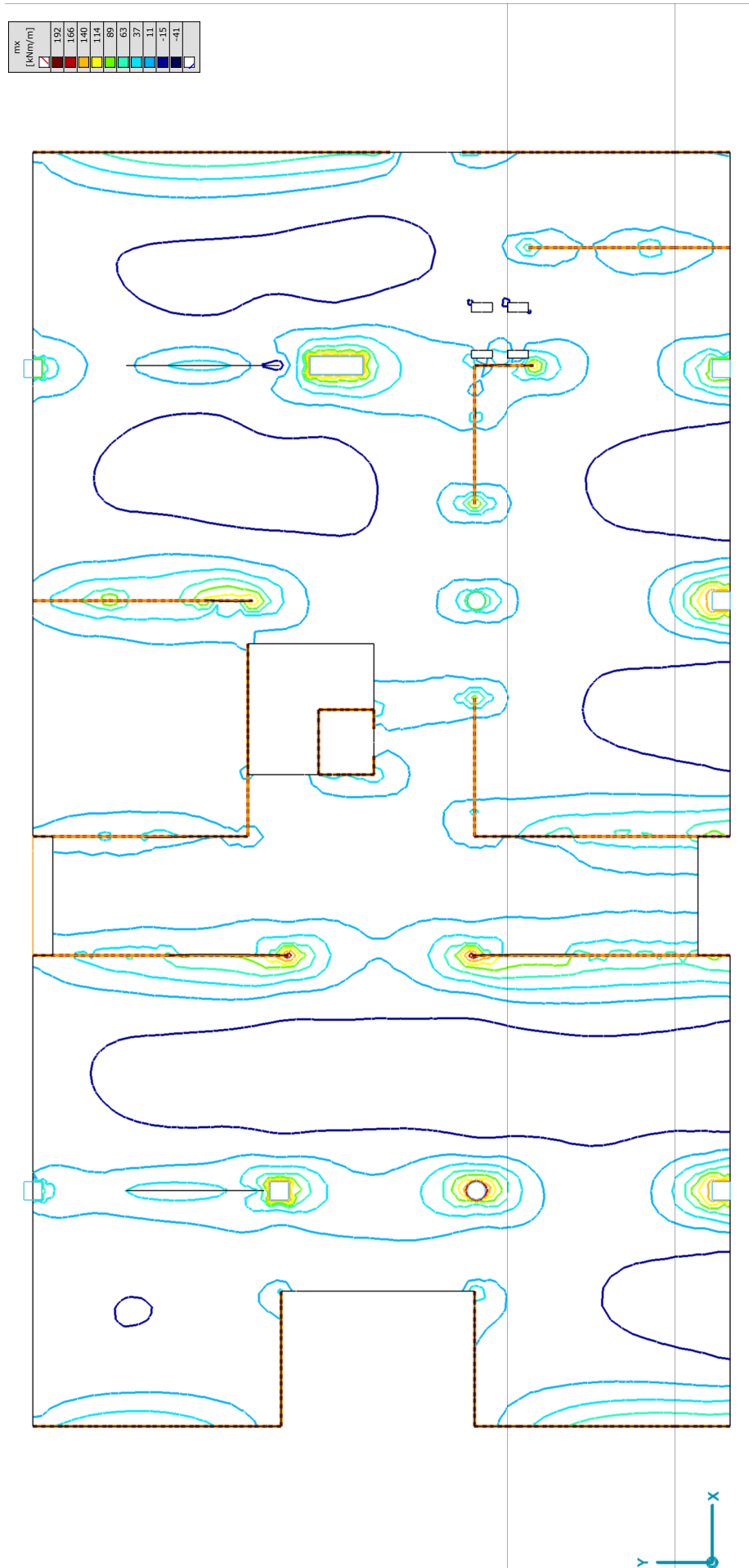
- Anche in questo caso valgono le medesime considerazioni fatte già per le armature a flessione di intradosso (crf. 2.9).



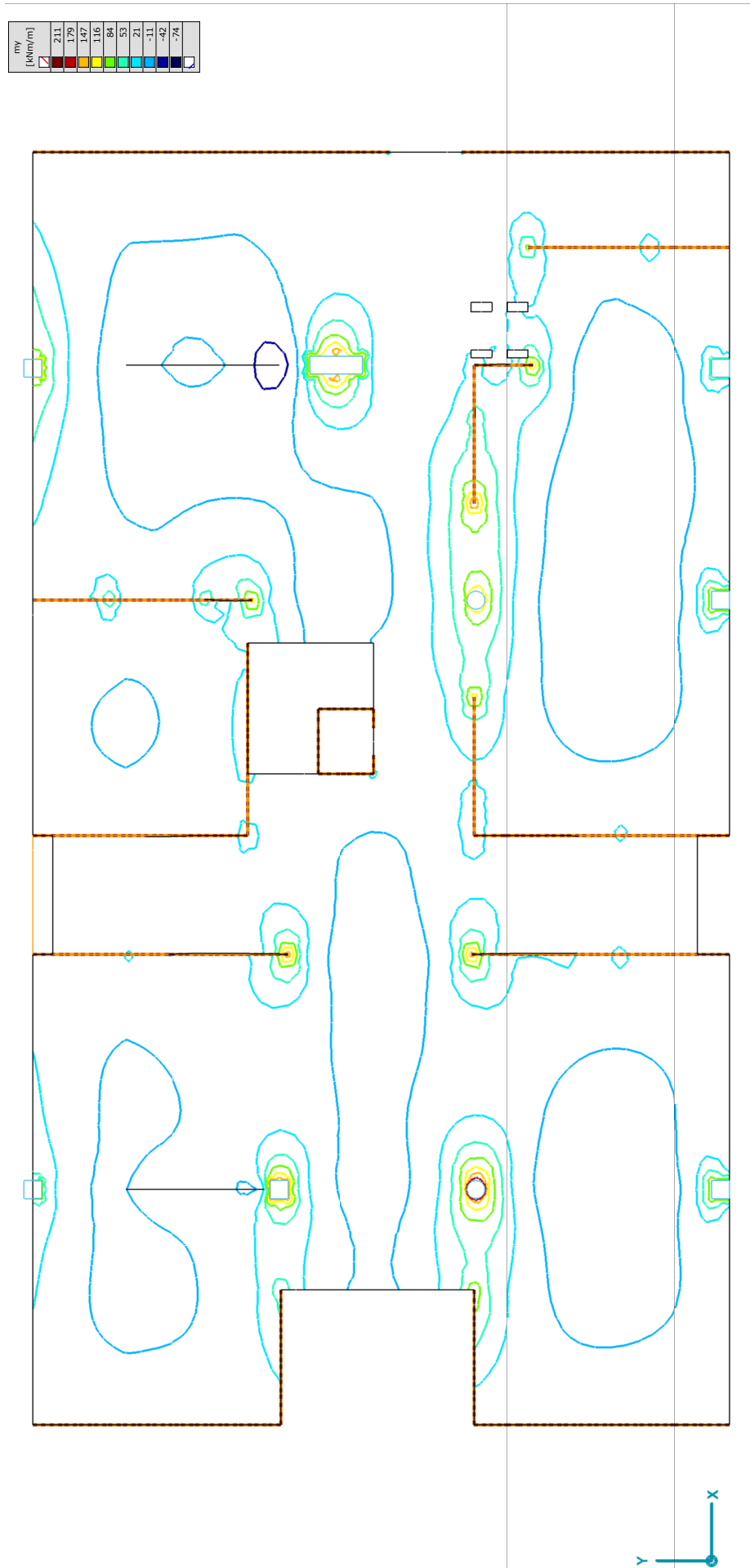
Armatura inferiore



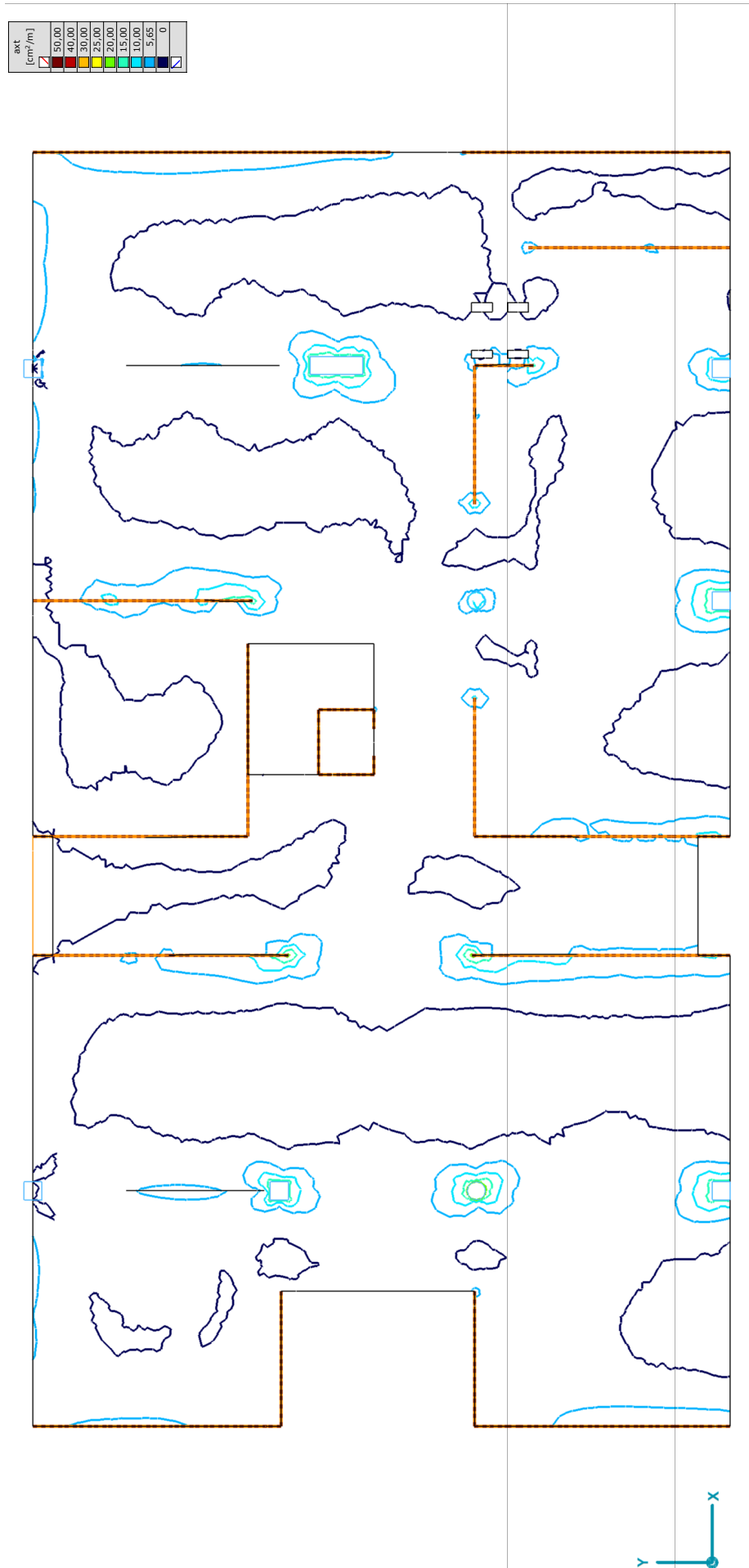
Armatura superiore



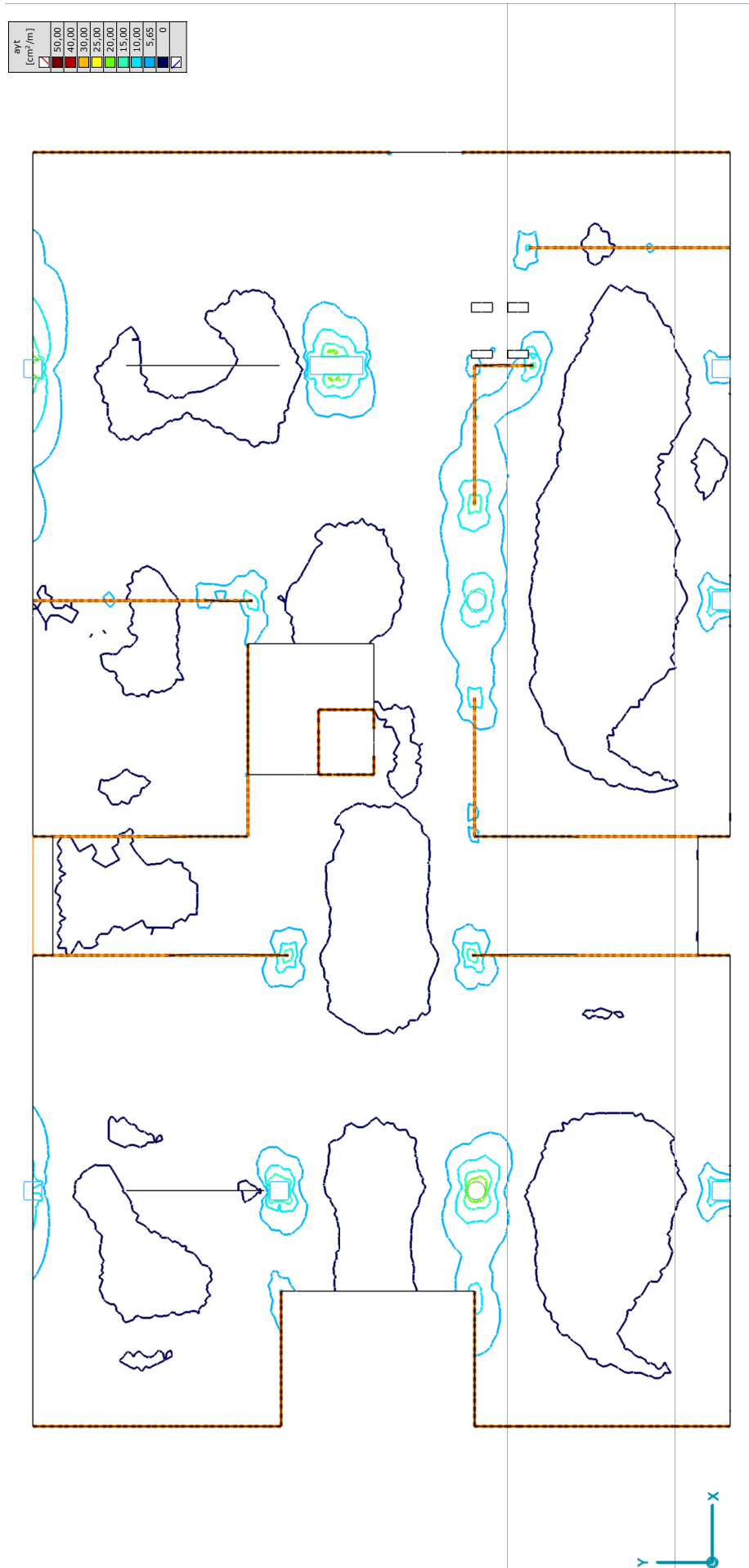
[I], > 2° Piano, Lineare, (Tutti gli SLU) Max. Critico, mx [kNm/m], Isolinee, Pianta



[I], > 2° Piano, Lineare, (Tutti gli SLU) Max. Critico, my [kNm/m], Isolinee, Pianta



[RI], > 2° Piano, Lineare, (Tutti gli SLU) Critico, axt [cm²/m], Isolinee, Pianta



[RI], > 2° Piano, Lineare, (Tutti gli SLU) Critico, ayt [cm<sup>2</sup>/m], Isolinee, Pianta

## 2.11. Verifica agli SLU e SLE

Le normative tecniche hanno inquadrato il problema delle verifiche strutturali cercando di definire tutte le possibili malfunzioni cui una determinata struttura può essere soggetta nel corso della sua vita, definendo per ciascuna di esse uno **stato limite**.

Nella definizione di stati limite si distinguono:

- a) **Stati Limite Ultimi (SLU)**, associati al valore estremo della capacità portante
- b) **Stati Limite di Esercizio (SLE)**, associati alle esigenze di impiego ordinario della costruzione o alla sua durata.

Esempi di stati limite ultimi SLU sono: perdita di equilibrio, rottura localizzata, collasso ed instabilità.

Il superamento dello stato limite ultimo SLU ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

A parità di momento resistente, il comportamento a collasso può essere molto diverso in funzione della **duttilità** della sezione (definita come rapporto tra rotazione ultima e la rotazione corrispondente allo snervamento delle armature tese).

Una sezione che presenta rottura duttile dà chiari segnali di preavviso (fessurazione, notevole incremento della deformazione); al contrario una sezione priva di duttilità ha un comportamento di tipo fragile raggiungendo il collasso senza preavviso.

La duttilità è la capacità di dissipare una significativa quantità di energia per isteresi senza che si osservi una sostanziale riduzione di resistenza; questo porta sensibili vantaggi in condizioni sismiche. In fase di progetto occorre mirare ad avere una buona duttilità e quindi ad avere l'acciaio teso ampiamente in campo plastico.

La duttilità è sostanzialmente legata alla posizione dell'asse neutro: per conferire alla sezione una buona duttilità è opportuno assumere come riferimento un diagramma delle deformazioni con *asse neutro posto ad una distanza  $x \leq 0,35 h$*

Il calcolo delle armature deve essere effettuato in modo tale che in caso di rottura si ricada in campo 2b e 3 (rottura bilanciata con massimo accorciamento del cls ed acciaio in campo plastico) sfruttando i due materiali al massimo.

Gli stati limite di esercizio SLE corrispondono a situazioni limite oltre le quali non sono soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti, cioè situazioni che comportano un rapido deterioramento oppure la perdita della funzionalità della struttura.

Nel caso del cemento armato possono essere rilevanti, dal punto di vista dell'esercizio, problemi di deformazione e vibrazione (vedi paragrafi specifici), *di fessurazione*, di *eccessivo stato tensionale dei materiali*.

L'esigenza di tenere sotto controllo lo stato tensionale nasce per due motivi: forti tensioni di compressione possono produrre fessure parallele alla direzione di compressione (problemi di estetica e durabilità); eccessive tensioni di trazione dell'acciaio possono portare a deformazioni plastiche che comporterebbero fessure ampie e permanentemente aperte.

Un altro aspetto è quello delle deformazioni viscosi che possono crescere più del previsto se lo stato tensionale è particolarmente elevato.

Il superamento di uno SLE può avere carattere reversibile (il danno cessa quando cessa la causa che lo ha generato) o irreversibile (si manifestano danneggiamenti permanenti che si identificano come Stati Limite del Danno SLD).



Di seguito si presenta foglio elettronico con verifiche di alcune sezioni tipiche agli SLU (sezione a rottura bilanciata in campo 3) e SLE.

Si parla di rottura bilanciata quando la crisi della sezione si ha per contemporaneo raggiungimento dell'allungamento  $\varepsilon_{yd}$  delle armature tese e l'accorciamento massimo del cls  $\varepsilon_{cu}$

Si specifica che i limiti tensionali adottati sono quelli indicati al paragrafo 7.2 di EC2 e che la verifica della fessurazione senza calcolo diretto è stata effettuata con il metodo tabellare proposto dalla normativa (prospetti 7.2N e 7.3N di EC2 riportati in seguito) con controllo dei diametri massimi dei ferri o del loro passo massimo. I valori indicati nei due prospetti devono essere modificati per tenere conto della effettiva classe di cls adottata per il solaio e dei diversi valori di copriferro  $c$ .

**Se si rispetta uno dei due prospetti (non necessariamente tutti e due assieme),** dove disposta un'armatura superiore a quella indicata dalla formula 7.1 di EC2 (vedi paragrafo 2.9 della presente relazione), **le ampiezze delle fessure non dovrebbero essere eccessive e non vi è necessità di calcolo diretto della loro ampiezza.**

In effetti le fessure crescono al crescere del *diametro della barra* poiché maggiore è la concentrazione in quest'ultima di forze di trazione. Inoltre crescono in ampiezza man mano che aumenta la distanza delle barre poiché si crea una zona in cui le forze di trazione del cls, e le conseguenti fessure, non sono ricucite da armature in acciaio.

Per tensioni dell'acciaio tese inferiori a 160MPa la verifica a fessurazione del cls si assume implicitamente soddisfatta.

Se nella porzione di solaio verificata sono presenti barre di diametro diverso occorre utilizzare nella verifica un diametro equivalente  $\phi_{eq}$  calcolato con l'equazione (7.12) di EC2

prospetto 7.2N **Diametri massimi delle barre  $\phi_s^*$  per il controllo della fessurazione<sup>1)</sup>**

Tensione nell'acciaio <sup>2)</sup> [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) I valori nel prospetto sono basati sulle seguenti assunzioni:  
 $c = 25 \text{ mm}$ ;  $f_{ct,eff} = 2,9 \text{ MPa}$ ;  $h_{cr} = 0,5$ ;  $(h - d) = 0,1 h$ ;  $k_1 = 0,8$ ;  $k_2 = 0,5$ ;  $k_3 = 0,4$ ;  $k = 1,0$ ;  $k_1 = 0,4$  e  $k' = 1,0$ .  
 2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

prospetto 7.3N **Spaziatura massima delle barre per il controllo della fessurazione<sup>1)</sup>**

Tensione nell'acciaio <sup>2)</sup> [MPa]	Spaziatura massima delle barre [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Per le note vedere prospetto 7.2N.

Di seguito viene allegata:

- Verifica sezioni tipo agli Stati Limite SLU e SLE di alcune sezioni tipologiche





### Verifiche di sicurezza agli S.L. (secondo EN 1992-1-2 : 2004)

#### GEOMETRIA

H =	30	cm	B =	100	cm	A <sub>s base</sub> =	φ10/ 20	3,93	inferiore
c =	3,7	cm	b =	1	m	A' <sub>s base</sub> =	φ12/ 20	5,65	superiore
d =	0,037	m							
z = d - c =	0,263	m	Cat. Ambiente	(XC1)					
	0,226	m							

#### MATERIALI

Rck =	35	MPa	Acciaio	B450C
fcd =	15,87	Mpa	f <sub>yd</sub> =	391 Mpa

### Stato limite ultimo (SLU) - (ε < 0,35; Campo 3)

#### (D.A.N. - Regolamento IT.)

$$\Delta M_u = A_s' \cdot f_{yd} \cdot z \quad M_{ult} = M_{SLU} - \Delta M_u$$

$$k = y/h \quad A_s^* = 0,5k \frac{\sigma_{cu} b h}{f_{yd}} \quad A_{smin} = A_s^* + A_s'$$

$$\sigma_{cu} = 15,87 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$$

POS.		M <sub>SLU</sub>	As'(disp.)	ΔMult.	Mult.*	As <sub>min</sub>	x/d	M <sub>Rd</sub>	φ <sub>eq</sub>	p <sub>eq</sub>	As(disp.)	Verifica	Armatura integrativa		Armatura di base		
		[kNm/m]	[cm²]	[kNm/m]	[kNm/m]	[cm²]	[-]	[kNm/m]	[mm]	[cm]	[cm²]		φ [mm]	p [cm]	φ [mm]	p [cm]	
INF.01	X	Perimetro	71	5,65	50	21	7,7	0,125	94,50	11,1	10	9,58	OK	10	20	12	20
INF.02	Y	Campata	67	5,65	50	17	7,3	0,125	94,50	11,1	10	9,58	OK	10	20	12	20
SUP.03	X	Pil 60x180	155	5,65	50	105	16,6	0,248	236,02	14,9	7	25,76	OK	16	10	12	20
SUP.04	Y	Pil 60x60	162	5,65	50	112	17,4	0,206	196,12	13,4	7	21,05	OK	14	10	12	20
SUP.05	X	Pil D60	192	5,65	50	142	20,9	0,248	236,02	14,9	7	25,76	OK	16	10	12	20

### SLE Raro Limitaz. σ di esercizio

#### Teoria Stato II (Fessurato)

$$\sigma_s(\max) = 360 \text{ MPa} \quad [0,8 f_{yk}]$$

$$\sigma_c(\max) = 16,8 \text{ MPa} \quad [0,60 f_{ck}]$$

												Verifica	
POS.			M <sub>raro</sub>	As'(disp.)	As(disp.)	yc	J(id)	σ <sub>c</sub>	σ <sub>s'</sub>	σ <sub>s</sub>	f	h <sub>o</sub>	tensioni
			[kNm/m]	[cm²]	[cm²]	[cm]	[cm⁴]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]	
INF.01	X	Perimetro	53	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	5,7	40	232	2,3	17,9	OK
INF.02	Y	Campata	50	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	5,4	38	219	2,3	17,9	OK
SUP.03	X	Pil 60x180	115	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	8,9	86	200	4,7	22,2	OK
SUP.04	Y	Pil 60x60	120	5,65	21,05	9,7	1,18E+05	9,9	92	253	4,0	21,5	OK
SUP.05	X	Pil D60	142	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	11,0	107	248	4,7	22,2	OK

### SLE Quasi permanente Limitaz. σ di esercizio e apertura fessure

$$w_{max} = 0,3 \text{ [mm]}$$

#### Teoria Stato II (Fessurato)

$$\sigma_s(\max) = 255 \text{ MPa} \quad [\text{cfr. EC2 - Par. 7.2}]$$

$$\sigma_c(\max) = 12,6 \text{ MPa} \quad [0,45 f_{ck}]$$

												Verifica	$\phi_{max}$	$p_{max}$	Verifica
POS.		$M_{q\ per m}$	As'(disp.)	As(disp.)	yc	J(id)	$\sigma_c$	$\sigma_s'$	$\sigma_s$	f	ho	tensioni	[mm]	[cm]	fessure
		[kNm/m]	[cm²]	[cm²]	[cm]	[cm⁴]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]				
INF.01	X Perimetro	47	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	5,1	36	208	2,3	17,9	OK	17,91	23,98	OK
INF.02	Y Campata	44	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	4,8	34	196	2,3	17,9	OK	19,82	25,45	OK
SUP.03	X Pil 60x180	103	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	8,0	77	179	4,7	22,2	OK	22,14	27,59	OK
SUP.04	Y Pil 60x60	107	5,65	21,05	9,7	1,18E+05	8,8	82	226	4,0	21,5	OK	14,77	21,72	OK
SUP.05	X Pil D60	127	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	9,9	96	222	4,7	22,2	OK	15,50	22,25	OK

### SLE Frequente Limitaz. σ di esercizio e apertura fessure

$$w_{max} = 0,4 \text{ [mm]}$$

#### Teoria Stato II (Fessurato)

POS.			Mfreq.	As'(disp.)	As(disp.)	yc	J(id)	σc	σs'	σs	f	ho	Verifica fessure	φ max	P max
			[kNm/m]	[cm²]	[cm²]	[cm]	[cm⁴]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]		[mm]	[cm]
INF.01	X	Perimetro	48	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	5,2	37	214	2,3	17,9	OK	21,44	28,22
INF.02	Y	Campata	46	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	4,9	35	202	2,3	17,9	OK	24,25	29,73
SUP.03	X	Pil 60x180	106	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	8,2	80	184	4,7	22,2	OK	27,15	30,00
SUP.04	Y	Pil 60x60	110	5,65	21,05	9,7	1,18E+05	9,1	85	233	4,0	21,5	OK	17,13	25,89
SUP.05	X	Pil D60	131	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	10,1	99	229	4,7	22,2	OK	18,13	26,44

$$f = n \cdot \frac{A_s + A_s'}{B} \quad y = f \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot h_0}{f}} \right) \quad h_0 = (A_s d + A_s' c) / (A_s + A_s')$$

$$J_{id} = \frac{b y^3}{3} + n \left[ A_s (h - y)^2 + A_s' (y - h')^2 \right]$$

$$\sigma_c = \frac{M}{J_{id}} y \quad \sigma_s' = n \frac{M}{J_{id}} (y - c') \quad \sigma_s = n \frac{M}{J_{id}} (d - y)$$

## 2.12. Resistenza a taglio del solaio alleggerito

Come nelle comuni sezioni di c.a. con corpi di alleggerimento, anche per le solette con il sistema Cobiax®, si ha, come logica conseguenza dell'eliminazione di cls, la riduzione della capacità portante a taglio. La soletta alleggerita tipo Cobiax è in grado di assicurare almeno il **55%** della resistenza al taglio<sup>6</sup> di calcolo di una soletta massiccia di pari spessore.

**Sinteticamente dunque, nelle zone in cui le tensioni di taglio superano il 55% della resistenza a taglio di un solaio pieno dello stesso spessore, andranno tolti gli alleggerimenti ripristinando la sezione massiccia.**

In formule questo valore limite di taglio è espresso nel modo seguente

$$V_{Rd,c,CB} = 0,55 \cdot V_{Rd,c} = 0,55 \cdot \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot h$$

Dove:

$$\gamma_c = 1,5$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/h)}$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot xh)$$

$A_{sl}$  = armatura tesa superiore di base

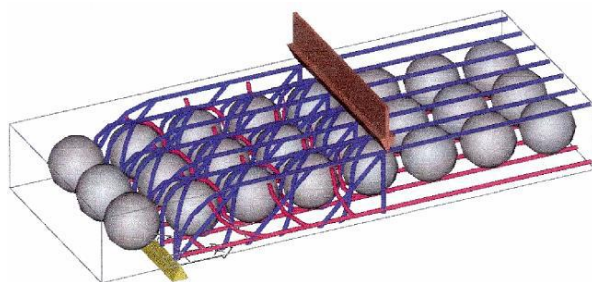
$h$  = altezza statica delle armature superiori di base

Nel caso in esame con  $k=1,88$ ,  $\rho_l=0,0022$ ,  $f_{ck}=28,00\text{Mpa}$  e  $h=26,3\text{cm}$

Si ottiene un valore del taglio limite pari a

$$V_{Rd,c,CB} = 58,43\text{kN/m}$$

*Si noti che a favore di sicurezza e per semplicità si è assunta come armatura tesa quella superiore di base e non quella sugli appoggi*



La maggiore resistenza a taglio rispetto a quella calcolata secondo EC2 in funzione della nervatura  $b_w$  è dovuta alla formazione di bielle compresse a comportamento tridimensionale (**traliccio tridimensionale spaziale**) come rappresentato in figura.

La resistenza a taglio del solaio alleggerito non è funzione della larghezza delle sue nervature ma della sua area efficace, ovvero quella depurata della superficie dell'alleggerimento.

<sup>6</sup> Il valore percentuale di tale rapporto cresce, ovviamente, nel caso si aumenti il passo degli alleggerimenti mantenendo invariato lo spessore della soletta

**La resistenza a taglio della soletta piena senza armatura specifica**, ovvero nelle porzioni di solaio dalle quali si sono tolti gli alleggerimenti, si calcola con la seguente espressione:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot h \geq 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \cdot h \quad [(6.47) - EC2]$$

Nel caso in esame risulta

$$V_{Rd,c} = 122,59 \text{ kN/m}$$

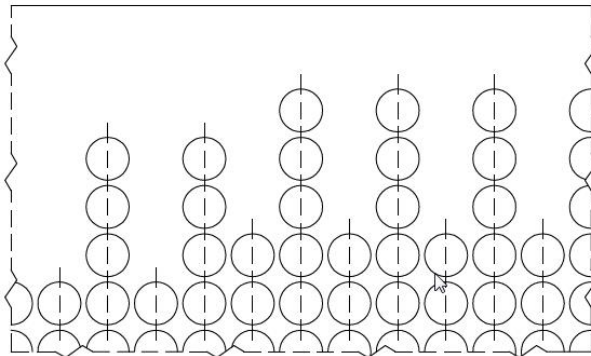
#### Note per l'ottimizzazione delle zone alleggerite

In alcuni casi può essere necessario ottimizzare la superficie di solaio alleggerita per andare ad ottenere la massima riduzione di peso proprio possibile.

In queste situazioni è possibile posizionare gli alleggerimenti a "pettine" (vedi immagine sottostante) andando ad alternare all'alleggerimento porzioni in getto pieno.

E' possibile utilizzare in queste situazioni un fattore correttivo più alto

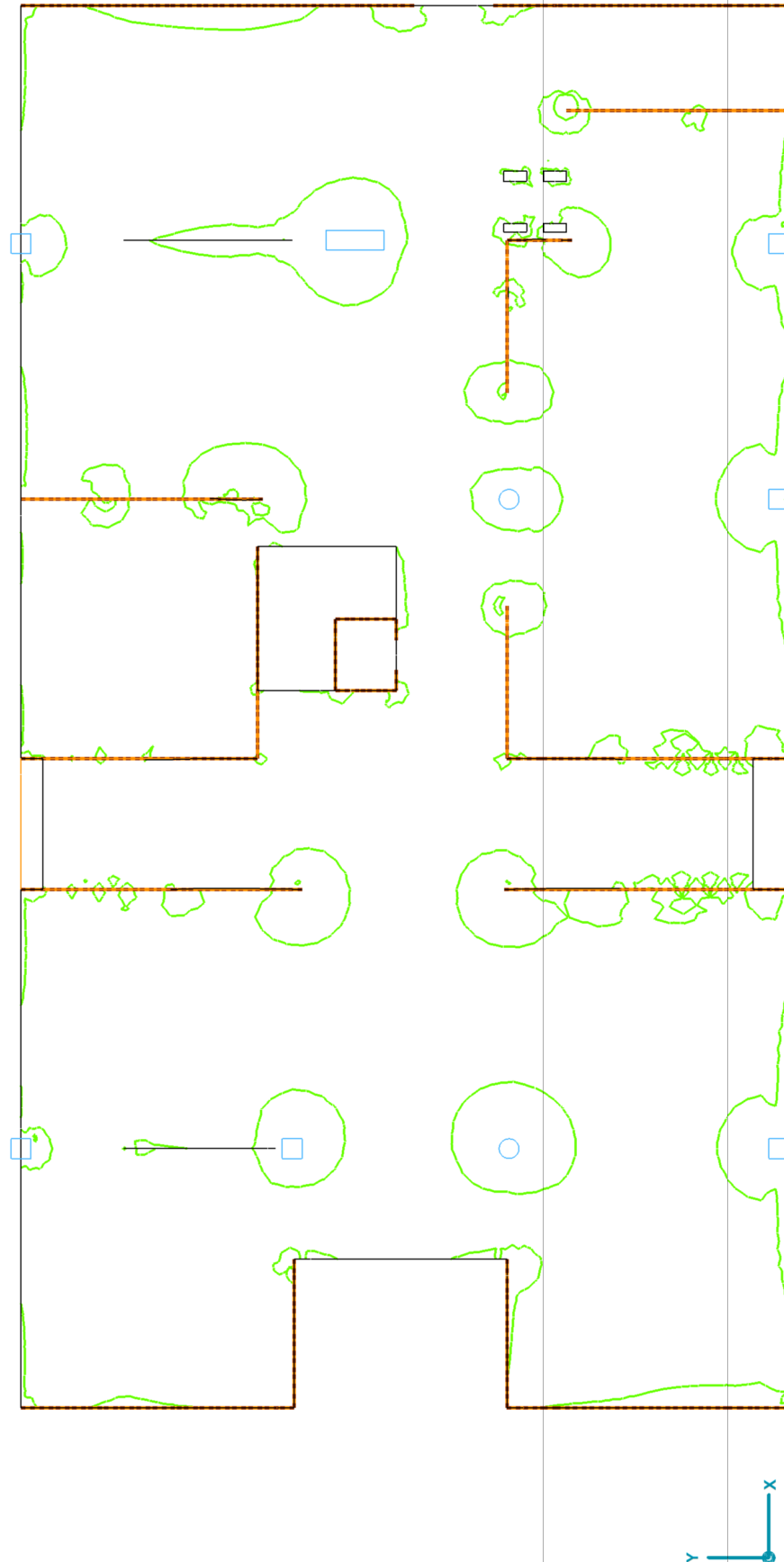
$$V_{Rd,c,CB^*} = 0,5 \cdot V_{Rd,c,CB} + 0,5 \cdot V_{Rd,c} = 0,75 \cdot V_{Rd,c}$$



Nei solai cementati da forti sovraccarichi ed in presenza di appoggi lineari estesi (es. pareti perimetrali) oltre alla verifica a punzonamento (per la quale si rimanda al par. 2.12) occorrerà fare **verifica a taglio** qualora  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ . In questo caso l'armatura a taglio da introdurre (staffature o spille) andrà calcolata come si trattasse di una trave di larghezza unitaria secondo §4.1.2.5.2 delle NTC avendo cura di verificare che la resistenza di "taglio trazione" sia minore di quella a "taglio compressione" ( $V_{Rsd} \leq V_{Rcd}$ ) in modo tale che la resistenza a taglio della sezione sia raggiunta con lo snervamento delle armature trasversali.

Allegasi a seguire:

- immagine degli elementi finiti che superano il limite ammissibile di resistenza tagliante tipica del solaio alleggerito
- eventuale immagine dell'andamento del taglio sul solaio
- eventuale calcolo dell'armatura a taglio su solaio, se necessaria



[RI], > 2° Piano, Lineare, (Tutti gli SLU) Max. Critico, (qRZ-VRd,c) [kN/m], Zone in getto pieno

## 2.13. Verifica a Taglio dell'interfaccia di cls gettati in tempi diversi

Per limitare l'effetto della sottospinta, in presenza di alleggerimenti, occorre spezzare il getto del cls in due fasi.

La superficie d'interfaccia tra il primo ed il getto di completamento è una ripresa di getto e dunque per essa si applicano le regole relative alle interfacce tra getti dell'EC2.

Si sottolinea però che tale interfaccia viene realizzata generalmente in condizioni favorevoli, ovvero a breve distanza di tempo.

La resistenza dell'interfaccia tra i due getti si compone di due contributi: uno legato alla resistenza a trazione del cls  $f_{ctd}$ , l'altro alla resistenza a trazione dell'armatura trasversale  $\rho$  che attraversa l'interfaccia

$$v_{Rd,j} = (c_j \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_{Nd}) \cdot b_{j,red} + \rho \cdot f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) = v_{Rd,j}^* + v_{Rd,j, sy} \leq v_{Rd,c, CB}$$

Nell'equazione si è introdotto il coeff.  $b_{j,red}$  che tiene conto della superficie effettiva di scorrimento, ovvero depurata di quella occupata dagli alleggerimenti che è funzione dell'altezza del primo getto.

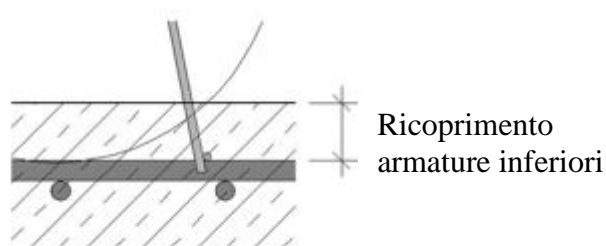
La superficie di interfaccia si considera liscia ( $c=0,35$  e  $\mu=0,6$ ): superficie senza lavorazioni dopo la vibrazione.

A favore di sicurezza si considera nullo il contributo della compressione sull'interfaccia ( $\sigma_{Nd}=0$ ).

Per ragioni di equilibrio gli sforzi di taglio nel piano trasversale  $v_{Ed}$  sono uguali agli sforzi di scorrimento nel piano orizzontale  $v_{Rd,j}$ .

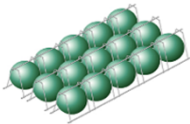
Ne deriva dunque che  $v_{Rd,c}$  è il limite massimo dello sforzo di scorrimento delle zone che non richiedono armatura a taglio.

Nell'allegato seguente si andrà a verificare la necessità della presenza di un'armatura trasversale che attraversi la superficie di interfaccia tra i getti nelle zone alleggerite e se eventualmente questo scopo è assolto dalle gabbie di contenimento degli alleggerimenti.



Allegasi a seguire:

- Verifica a scorrimento dell'interfaccia tra i due getti



Verifica al taglio dell'interfaccia dei cls gettati in tempi diversi

**2° Piano**

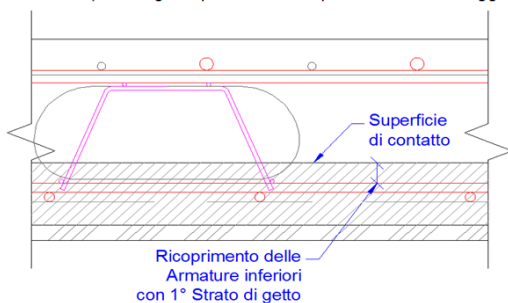
Sollecitazione di calcolo:

$$\begin{aligned} V_{Ed(CB)} = V_{rd,c(CB)} &= 58,43 \text{ kN/m} && \text{(Prima fila di alleggerimenti in prossimità della zone massicce)} \\ z = 0,9d &= 23,67 \text{ cm} && \text{braccio delle forze interne} \\ v_{Ed}^* = V_{Ed(CB)} / z &= 246,84 \text{ kN/m}^2 && \text{Sforzo di taglio all'interfaccia tra i due getti} \end{aligned}$$

DATI generali :

$$\begin{aligned} f_{ctd} &= 1,29 \text{ MN/m}^2 && \text{(Resistenza a trazione di design del cls)} \\ \text{Armatura Trasversale } A(s,y) &= 6,41 \text{ cm}^2/\text{m}^2 && \text{(Area staffe gabbia presenti per mq nella zona di interfaccia soggetta a verifica)} \end{aligned}$$

(Morfologia sup. di contatto e profondità di ancoraggio)



Class. Superficie di contatto

$$\begin{aligned} \text{Liscia} &\quad c(j) = 0,35 && \text{Coeff. di scabrezza} \\ &\quad \mu = 0,6 && \text{Coeff. di frizione} \end{aligned}$$

Ricopr. Arm. inf. con 1° Strato di getto

$$\begin{aligned} 3 \text{ cm} &\quad b_{j,red} = 0,54 && \text{Riduz. sup. interfaccia} \end{aligned}$$

Verifica della resistenza: Resistenza a taglio all'interfaccia [EC2 -6.25]

$$v_{Rd,j} = (c_j \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_{Nd}) \cdot b_{j,red} + \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) = v_{Rd,j}^* + v_{Rdj,sy} \leq v_{Rdc,CB}$$

$$v_{Rdj,Max} = 0,5 \cdot v_{fcd} \cdot b_{j,red} = 2,142 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{dove :} \quad v = 0,5 \quad \text{EC2 (DAN)}$$

Trascurando il termine relativo alla compressione all'interfaccia tra i getti ( $\sigma_{Nd}$ ) ed in assenza di armature ( $v_{Rdj,sy} = \rho f_{yd} = 0$ ):

$$\begin{aligned} v_{Rdj}^* = c_j \cdot f_{ctd} \cdot b_{j,red} &= 0,244 \text{ MN/m}^2 && < v_{Rdj,Max} \\ \text{Resistenza a taglio Interfaccia} &= 244 \text{ kN/m}^2 && \text{ATTENZ. } < v_{Ed}^* \quad \text{NECESSITA VERIFICA DELL'ARMATURA} \end{aligned}$$

$$\text{Armatura minima richiesta} \quad A_{s,Rich} = \frac{v_{Ed}^* - v_{Rdj}^*}{f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)} = 0,09 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

Armatura di confezione alleggerimenti sufficiente!  $A(s,y) > A(s,rich)$



## Reazioni sul sistema vincolare

### 2.14. Calcolo dell'armatura a punzonamento

Si parla di punzonamento quando una forza concentrata agisce in un punto, o meglio in una superficie non troppo estesa (es. pilastri), di un elemento bidimensionale.

In assenza di una specifica armatura a punzonamento la resistenza della sezione critica è valutata con un'espressione che coincide con quella prevista per il taglio delle travi, a parte il riferimento a tensioni anziché a forze.

La resistenza a punzonamento è infatti

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad [(6.47) - EC2]$$

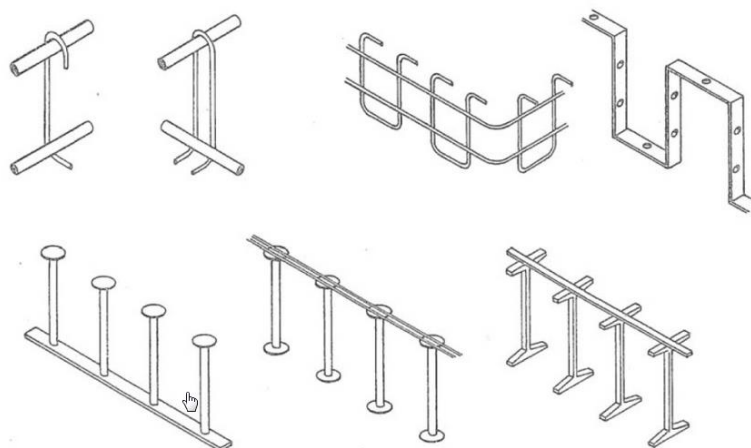
Per il significato dei simboli si rimanda al paragrafo (2.12)

Nel caso in cui venga superata tale resistenza all'interno del perimetro critico  $u_1$  dovranno essere predisposte armature specifiche. La zona armata, se sussistono le condizioni dovrà estendersi anche oltre tale confine e comunque entro il cosiddetto perimetro critico esterno  $u_{out}$  (perimetro lungo il quale l'armatura a taglio non è più necessaria).

Il perimetro critico  $u_1$  si ottiene dal perimetro  $u_o$  del pilastro traslando il lato di due altezze utili  $d$  verso l'esterno e raccordandolo con tratti di circonferenza di raggio  $2d$  centrati nei vertici delle sezioni come schematizzato in Fig. 6.13-EC2.

Nel caso dei solai alleggeriti il calcolo a punzonamento si fa in modo classico, secondo EC2, poiché, per ragioni di resistenza a taglio, gli alleggerimenti non sono presenti nell'intorno degli appoggi.

In accordo con quanto previsto dalla normativa EN1992-1-2, in cui al punto 6.4.5 prevede la possibilità di utilizzare prodotti con marchio, si possono utilizzare per l'armatura specifica a punzonamento i connettori a taglio (a pioli) dotati di doppia testa rifollata<sup>7</sup> e posizionati all'interno della sezione in modo da racchiudere tutti gli ordini di armatura orizzontale prevista all'interno delle stesse. In alternativa possono essere utilizzate a discrezione della DL cuciture (legature o spille), barre piegate o cordolature.



*Il compito dell'armatura di punzonamento è di realizzare delle "cuciture", in forma di bracci di armatura di acciaio, che attraversano le fessure prodotte dai carichi agli SLU.*

*In ogni caso si richiede che l'armatura di punzonamento, per essere efficace, sia sufficientemente ancorata al calcestruzzo.*

<sup>7</sup> Si faccia riferimento a prodotti certificati secondo benestare europeo nella fattispecie ai produttori Halfen o Peikko con i prodotti denominati rispettivamente HDB e PSB.

Quanto al metodo di calcolo, questo prevede innanzitutto un modello del meccanismo a rottura con bielle compresse inclinate secondo una tangente di max.  $h/d = 1/2$ , che tradotto sulla proiezione in pianta comporta un perimetro critico che dista di  $d=2,0 \cdot h$  dal perimetro del sostegno.

La discriminante per considerare gli stessi pilastri alla stregua di elementi puntiformi e quindi a bassa eccentricità ovvero nella necessità di dover eseguire il calcolo come punta o spigolo di setto per via dei grandi momenti parassiti indotti, sta nel rapporto tra le rigidità relative rispettivamente del solaio e dell'elemento verticale. Un modo semplice per eseguire questa verifica è data dalle seguenti limitazioni:

- $b < a < 2b$  (lato maggiore non maggiore del doppio di quello minore)
- $2p < 11 \cdot h$  (perimetro del sostegno minore di 11 volte l'altezza utile del solaio  $h$ )

I pilastri allungati con dimensione  $a > 2b$ , poiché la forza di taglio è concentrata sugli angoli nella parte iniziale e terminale della sezione, verranno di fatto calcolati di dimensioni  $a \times b$  con  $a=2b$ ; in questo modo i perimetri di verifica  $u_0$  e  $u_1$ , trascurando la porzione interna inerte a taglio, risulteranno corretti.

Sempre in tema, per tenere conto di eccentricità dovute ad eventuali momenti parassiti indotti da sovraccarichi eccentrici, se non dedotto attraverso un calcolo specifico, in maniera convenzionale tutte le normative internazionali raccomandano di applicare un fattore di incremento a maggiorazione dei valori di calcolo tramite il coefficiente  $\beta$  che per i sistemi a piastra vengono riassunti nella tabella seguente:

Posizione picco R	maggioraz.
Pilastro interno	$\beta = 15\%$
Pilastro laterale	" 40% (15% se dist. > 5h)
Pilastro angolo	" 50%
Punta di setto ( $A > 2B$ )	" 40%
Spigolo in generale	" 40%

- In accordo con la EN1992-1-1:05 la progettazione delle armature specifiche si esegue esplicitando  $A_{sw}$  (armatura a taglio-punzonamento situata su un perimetro attorno all'appoggio) dalla verifica seguente:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot V_{Rdc} + 1,5 \cdot \left( \frac{d}{s_r} \right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha \leq V_{Rd,max}$$

dove :

$d$  = media delle altezze utili dell'armatura tesa nella zona considerata;

$s_r$  = passo radiale dei perimetri dell'armatura a taglio predisposta;

$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$  [MPa]

Per la verifica a punzonamento utilizziamo un foglio elettronico che prevede come resistenza massima  $v_{Rd,max}$  quella indicata da EC2 (riportata sotto) e non quella che certifica i prodotti specifici commercializzati (chiodi a doppia testa rifollata delle ditte PEIKKO, HALFEN o analoghe).

La verifica è dunque valida sia per armature a punzonamento sagomata (spille-legature o cordolature) che per quella che si trova in commercio, purché si disponga lo stesso quantitativo di armatura mantenendo i passi e le distanze come da normativa.

La resistenza a taglio-punzonamento sul perimetro del pilastro ( $u_0$ ), in accordo con la (6.5) – EC2, è dunque limitata ad un valore massimo:

$$v_{Rd,max} \leq 0,5 \cdot u_0 \cdot v \cdot f_{cd} \quad \text{dove : } v=0,5 \text{ [MPa] secondo i NAD italiani}$$



- La verifica della necessità o meno dell'armatura oltre il perimetro critico convenzionale  $u_1$  si esplicita innanzitutto nella ricerca del perimetro critico esterno  $u_{out}$  oltre il quale la resistenza a taglio della soletta priva di armatura specifica è sufficiente ad opporsi alla sollecitazione data:

$$u_{out} = \frac{V_{Sd,max}}{C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d}$$

La distanza massima radiale dell'ultima legatura a punzonamento dal perimetro critico esterno  $u_{out}$  dovrà essere inferiore a  $1,5d$ ; mentre per le ulteriori regole specifiche relative alla posizione dei pioli entro il settore da armare sarà dettato dai valori prestabiliti a base EC2.

**Si precisa infine che le sollecitazioni punzonanti  $V_{ed}$  in kN relative alle punte dei muri e agli spigoli (es. vani scala ed ascensori) derivano dall'integrazione dei picchi delle reazioni d'appoggio (esprese in kN/m negli output) ovvero dalla doppia integrazione delle tensioni verticali dei muri (esprese in  $N/mm^2$ ) fatta in automatico dal programma AxisVM.**

Qualora siano presenti travi che si innestano sugli appoggi la reazione di taglio punzonamento  $V_{ed}$  di competenza del solaio e che si andrà a computare nelle verifiche sarà quella al netto del taglio portato dalle travi ( $V_{ed} - V_{travi}$ ).

Quando le travi fuori spessore hanno un'altezza superiore al doppio di quella del solaio la verifica a punzonamento perde di senso perché le travi porteranno tutto il taglio.

**L'armatura longitudinale delle travi** viene calcolata come

$$A_s = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

con le limitazioni date dalle NTC al punto 4.1.45, ovvero:

$$A_s \geq A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd \quad \text{oppure} \quad 0,0013bd$$

$$A_s \leq A_{s,max} = 0,04A_c$$

Sugli appoggi occorre mettere una armatura all'intradosso ben ancorata, pari al taglio, ovvero:

$$A_{sn} = \frac{V_{sd}}{f_{yd}}$$

Prima del calcolo della armatura a taglio occorre verificare la resistenza a compressione del cls della trave; per staffe verticali ( $\alpha=0$ ) dovrà essere:

$$V_{Ed} \leq V_{Rdc} = 0,9db \frac{f_{cd}}{2} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

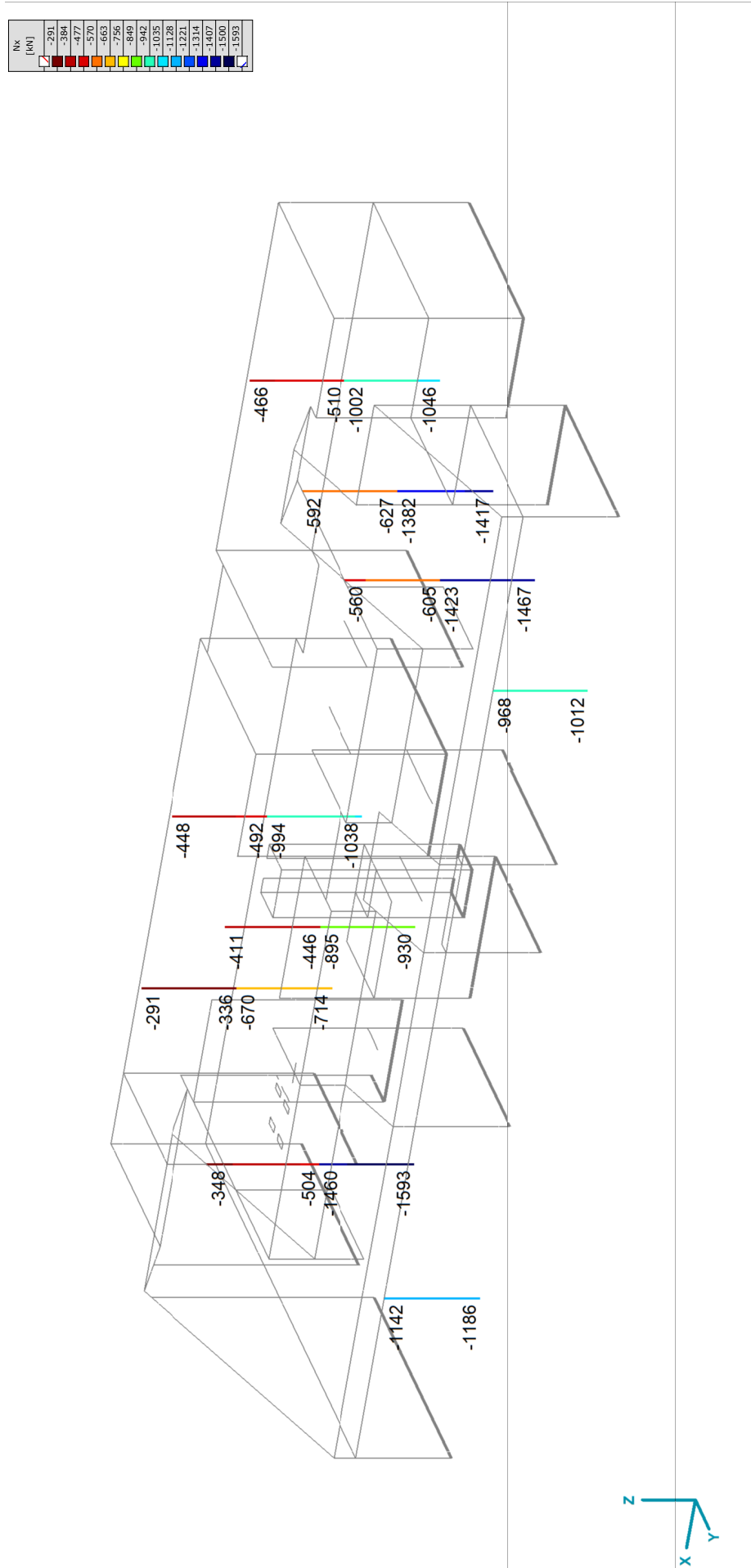
**l'armatura trasversale a taglio**, nell'ipotesi a favore di sicurezza che il puntone compresso abbia inclinazione costante  $\theta=45^\circ$ , viene ricavata dalla seguente relazione

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{0,9d \cdot f_{yd}}$$

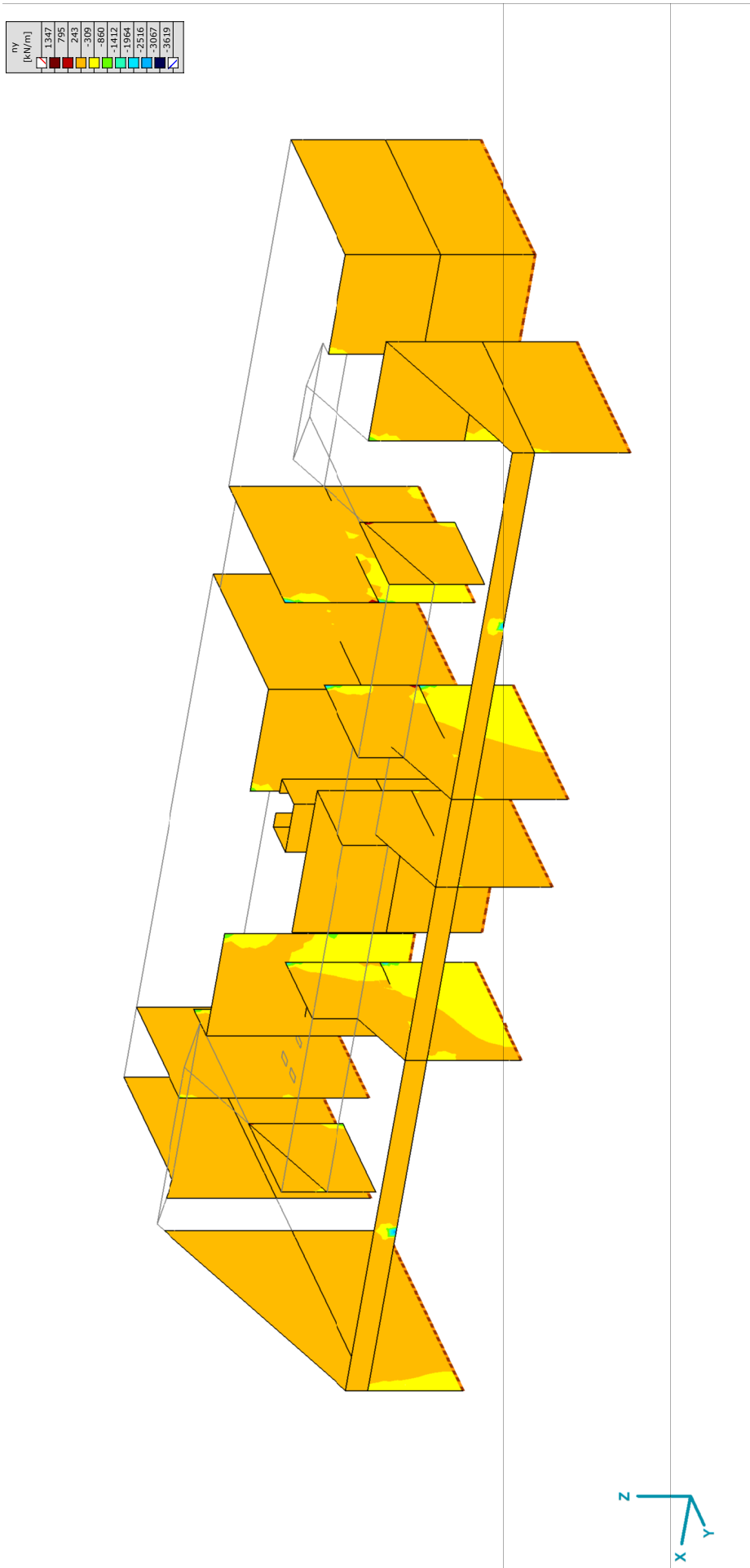
Per i passi minimi delle staffe e l'area minima di armatura si fa riferimento al paragrafo 4.1.6.1.1 delle NTC

**Di seguito si allega:**

- Grafico delle reazioni di appoggio di calcolo (SLU) per appoggi nodali (pilastri) e quelli lineari (muri)
- Involuppo del Taglio e dei Momenti di eventuali Travi agli SLU se presenti
- Gli elaborati relativi al calcolo dei connettori sui pilastri identificati come modello.



[I], > 3 parti, Lineare, (Tutti gli SLU) Min. Critico, Nx [kN], Isosuperfici 2D



[I], > 3 parti, Lineare,(Tutti gli SLU) Min. Critico, ny [kN/m], Isosuperfici 2D

Progetto 9509 - 2° Piano

Elemento Punta muro corridoio

Pagina 1

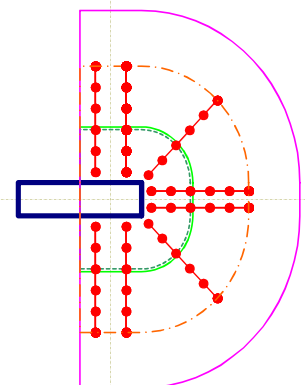
Data 31/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Fine parete</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm										
Fattore di influenza =										
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>										
Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>										
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>asx =</td> <td>18,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>18,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	18,00 cm²/m	0	asy =	18,00 cm²/m	0
asx =	18,00 cm²/m	0								
asy =	18,00 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b>										
Carico agli SLU Ved = 620 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05      0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 651,0 kN</b>										

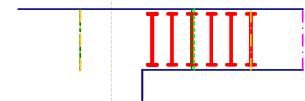
## Pianta pilastro



## Risultati

8 x Legature  $\phi$  16 - H250 - Nr. 6Distanza da appoggio  $l_s = 1045$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 / 190 / 190 / 190 mm)

## Sezione pilastro



## Definizione parametri

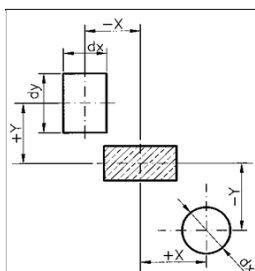
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u_1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u_1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u_1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u_1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u_2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,40$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - 2° Piano

Elemento Muro vano scala

Pagina 1

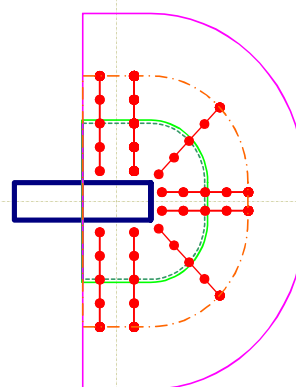
Data 31/10/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Fine parete</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm										
Fattore di influenza =										
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>										
Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>										
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>asx =</td> <td>12,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>16,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	12,00 cm²/m	0	asy =	16,00 cm²/m	0
asx =	12,00 cm²/m	0								
asy =	16,00 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b>										
Carico agli SLU Ved = 530 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05      0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 556,5 kN</b>										

### Pianta pilastro

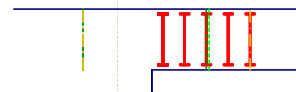


### Risultati

8 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 5Distanza da appoggio  $l_s = 855$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	779,1 kN	
$\beta =$	1,40	
$V_{Rdc} =$	440,7 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.234,6 kN	
$VEd / VR_{dc}$	$VEd / VR_{ds, mass} =$	1,77      0,63
Numero dei connettori per listello interno	3 pec	2 pec
Distanza connettori per listello interno	190 mm	190 mm
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	3.071 mm      5.429 mm $\leq 5.757$ mm
$\phi_{perni} =$	12 mm	
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$	751 mm	$\leq 855$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	3,00	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	727 mm²	$\leq 905$ mm²
$VR_{ds, disp} =$	558,05	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	0,72	
Peso complessivo del listello =	18,63 kg	

### Sezione pilastro



### Definizione parametri

distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lung.h.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

☒  $\beta$  standard☐  $\beta$  costante (selezionabile)☐  $\beta$  variabile (calcolata) $\beta = 1,40$ 

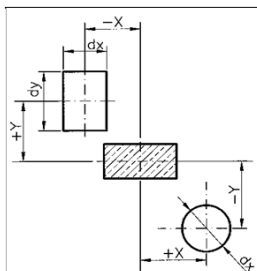
### Forometria



Non considerato!



Da inserire direttamente?



Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - 2° Piano

Elemento Punta muro a L

Pagina 1

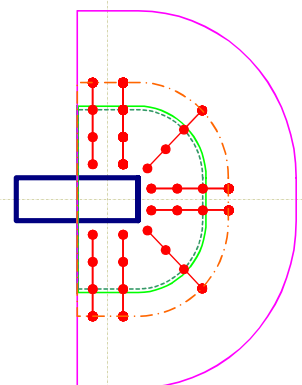
Data 31/10/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15	
Acciaio armatura punzonamento =	B450C			
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Fine parete</b>		
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm				
Fattore di influenza =				
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>				
Eccentricità non sono considerate!				
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>				
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura		$asx = 15,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ $asy = 15,00 \text{ cm}^2/\text{m}$	0	0
<b>Sollecitazione</b>				
Carico agli SLU Ved =		450 kN		
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti =		1,05	0,00	
<b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd =</b>		472,5 kN		

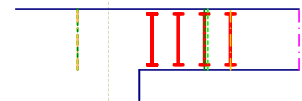
### Pianta pilastro



### Risultati

8 x Legature  $\phi 12$  - H250 - Nr. 4Distanza da appoggio  $l_s = 665 \text{ mm}$  (passi radiali: 95 / 190 / 190 / 190 mm)

### Sezione pilastro



### Definizione parametri

distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell'ui  $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell'ui  $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

☒  $\beta$  standard☐  $\beta$  costante (selezionabile)☐  $\beta$  variabile (calcolata) $\beta = 1,40$ 

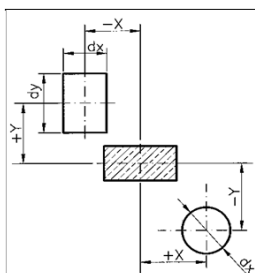
### Forometria



Non considerato!



Da inserire direttamente?



Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - 2° Piano

Pagina 1

Elemento Muro non armato

Data 31/10/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Fine parete</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm										
Fattore di influenza =										
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>										
Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>										
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 40%;">asx =</td> <td style="width: 30%;">5,65 cm²/m</td> <td style="width: 10%;">0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>5,65 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	5,65 cm²/m	0	asy =	5,65 cm²/m	0
asx =	5,65 cm²/m	0								
asy =	5,65 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b>										
Carico agli SLU Ved = 230 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05      0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 241,5 kN</b>										

Pianta pilastro

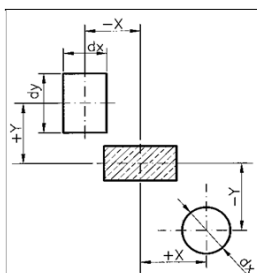
## Risultati

Nessun armamento necessario!

Sezione pilastro

$V_{Ed} =$	338,1 kN	$\leq V_{Rdc}$
$\beta =$	1,40	
$V_{Rdc} =$	377,6 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.234,6 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	0,90      0,27
Numero dei connettori per listello interno esterno = 0 pec      0 pec		
Distanza connettori per listello interno esterno = 0 mm      0 mm		
u1      u2, indisp $\leq$ u2, disp =	0 mm      0 mm	$\leq 0$ mm
$\emptyset$ perni =	0 mm	
Lunghezza listello ls, indisp $\leq$ ls, disp =	0 mm	$\leq 0$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile ls/d =	0,00	
Asv, indisp $\leq$ Asv, disp =	0 mm²	$\leq 0$ mm²
$VR_{ds, disp} =$	0,00	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	0,00	
Peso complessivo del listello = 0,00 kg		
<b>Definizione parametri</b>		
distanze standard <input checked="" type="checkbox"/>		
Sezione circolare interna u1 = d * 2,0 Dist.bordo interno nell'ui u1 = d * 0,38 Dist.bordo esterno nell'ui u1 = d * 2,00 Dist.mass.connettori = d * 0,76 Distanza listelli u1 = d * 1,5 Distanza listelli u2 = d * 2,0 Lungh.mass.listelli ls = d * 6,0		
<input checked="" type="radio"/> $\beta$ standard <input type="radio"/> $\beta$ costante (selezionabile) <input type="radio"/> $\beta$ variabile (calcolata) $\beta = 1,40$		

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018



Progetto 9509 - Copertura

Elemento

Pagina 1

Data 31/10/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15	
Acciaio armatura punzonamento =	B450C			
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Pilastro interno rettangolare</b>		
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 24,0 cm Copriferro c = 3,0 cm Altezza utile d = 19,0 cm		<b>Lastra di solaio</b> Lunghezza in direzione x-a = 30,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione x-a = 30,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm				<b>Acciaio armatura punzonamento</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>				
Eccentricità non sono considerate!				
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>				
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura $asx = 10,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ 0 $asy = 10,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ 0				
<b>Sollecitazione</b>				
Carico agli SLU Ved = 200 kN				
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05 0,00				
<b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 210,0 kN</b>				

Pianta pilastro

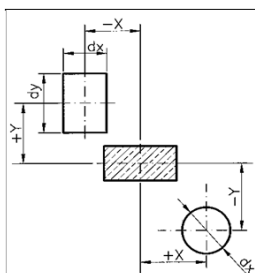
### Risultati

Nessun armamento necessario!

Sezione pilastro

$V_{Ed} =$	241,5 kN	$\leq V_{Rdc}$
$\beta =$	1,15	
$V_{Rdc} =$	406,0 kN	
$VR_{ds, mass} =$	750,7 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	0,59 0,32
Numero dei connettori per listello interno esterno = 0 pec 0 pec		
Distanza connettori per listello interno esterno = 0 mm 0 mm		
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	0 mm 0 mm $\leq 0 \text{ mm}$
$\emptyset_{perni} =$	0 mm	
Lunghezza listello $l_{s, indisp} \leq l_{s, disp} =$	0 mm	$\leq 0 \text{ mm}$
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	0,00	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	0 mm²	$\leq 0 \text{ mm}^2$
$VR_{ds, disp} =$	0,00	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	0,00	
Peso complessivo del listello = 0,00 kg		
<b>Definizione parametri</b>		
Sezione circolare interna $u1 = d * 2,0$ Dist.bordo interno nell'ui $u1 = d * 0,34$ Dist.bordo esterno nell'ui $u1 = d * 2,00$ Dist.mass.connettori $= d * 0,68$ Distanza listelli $u1 = d * 1,5$ Distanza listelli $u2 = d * 2,0$ Lung.h.mass.listelli $l_s = d * 6,0$		
<input checked="" type="radio"/> $\beta$ standard <input type="radio"/> $\beta$ costante (selezionabile) <input type="radio"/> $\beta$ variabile (calcolata) $\beta = 1,15$		

### Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - 2° Piano

Elemento Spigolo

Pagina 1

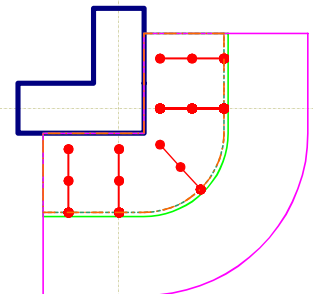
Data 31/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]								
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$								
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15									
Acciaio armatura punzonamento =	B450C											
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Angolo interno</b>										
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		<b>Lastra di solaio</b> Lunghezza in direzione x-a = 30,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$								
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione x-a = 30,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm												
Fattore di influenza =				<b>Acciaio armatura punzonamento</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$								
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>												
Eccentricità non sono considerate!												
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>												
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 40%;">asx =</td> <td style="width: 20%;">5,65 cm²/m</td> <td style="width: 20%;">0</td> <td style="width: 20%;"></td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>5,65 cm²/m</td> <td>0</td> <td></td> </tr> </table>					asx =	5,65 cm²/m	0		asy =	5,65 cm²/m	0	
asx =	5,65 cm²/m	0										
asy =	5,65 cm²/m	0										
<b>Sollecitazione</b>												
Carico agli SLU Ved =		180 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti =		1,05 0,00										
<b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd =</b>		189,0 kN										

## Pianta pilastro

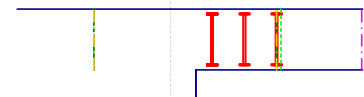


## Risultati

5 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	264,6 kN	
$\beta =$	1,40	
$V_{Rdc} =$	244,1 kN	
$VR_{ds, mass} =$	987,7 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	1,08 0,27
Numero dei listelli =		5 pec
Numero dei connettori per listello interno esterno =		3 pec 0 pec
Distanza connettori per listello interno esterno =		190 mm 0 mm
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	1.985 mm 2.152 mm $\leq 2.732$ mm
$\phi_{perni} =$		12 mm
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$		475 mm $\leq 475$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$		1,90
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$		132 mm² $\leq 565$ mm²
$VR_{ds, disp} =$		348,78
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$		1,32
Peso complessivo del listello =		7,17 kg

## Sezione pilastro



## Definizione parametri

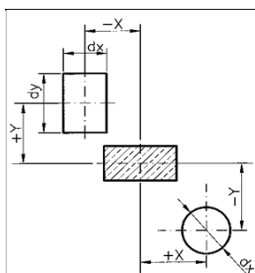
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lung.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,40$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - 2° Piano

Elemento Pil interno 60x60

Pagina 1

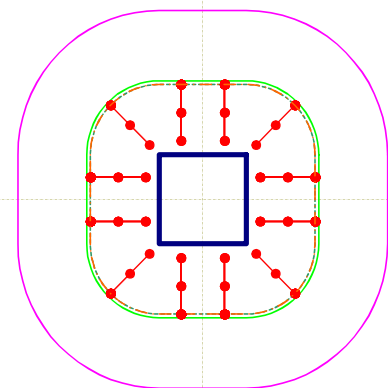
Data 31/10/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Pilastro interno rettangolare</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		<b>Lastra di solaio</b> Lunghezza in direzione x-a = 60,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 60,0 cm		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione x-a = 60,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 60,0 cm				<b>Acciaio armatura punzonamento</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>										
Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>										
<input type="checkbox"/> Inserirsi direttamente il grado di armatura <table border="0"> <tr> <td>asx =</td> <td>17,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>18,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	17,00 cm²/m	0	asy =	18,00 cm²/m	0
asx =	17,00 cm²/m	0								
asy =	18,00 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b>										
Carico agli SLU Ved = 820 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05      0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 861,0 kN</b>										

Pianta pilastro

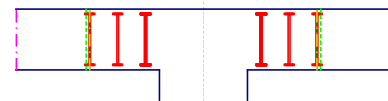


### Risultati

12 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	990,2 kN	
$\beta =$	1,15	
$V_{Rdc} =$	859,5 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.975,4 kN	
$VEd / VR_{dc}$	$VEd / VR_{ds, mass} =$	1,15      0,50
Numero dei connettori per listello interno esterno =	3 pec      0 pec	
Distanza connettori per listello interno esterno =	190 mm      0 mm	
$u1$ $u2, indisp \leq u2, disp =$	5.542 mm      6.384 mm	$\leq 8.526$ mm
$\phi_{perni} =$	12 mm	
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$	475 mm	$\leq 475$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	1,90	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	560 mm²	$\leq 1.357$ mm²
$VR_{ds, disp} =$	837,07	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	0,85	
Peso complessivo del listello =	17,21 kg	

Sezione pilastro



Definizione parametri

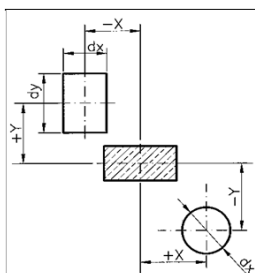
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,15$ 

### Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - Copertura

Elemento

Pagina 1

Data 31/10/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15	
Acciaio armatura punzonamento =	B450C			
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Pilastro interno rettangolare</b>		
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 24,0 cm Copriferro c = 3,0 cm Altezza utile d = 19,0 cm		<b>Lastra di solaio</b> Lunghezza in direzione x-a = 30,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione x-a = 30,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm				<b>Acciaio armatura punzonamento</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>				
Eccentricità non sono considerate!				
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>				
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura $asx = 10,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ 0 $asy = 10,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ 0				
<b>Sollecitazione</b>				
Carico agli SLU Ved = 200 kN				
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05 0,00				
<b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 210,0 kN</b>				

Pianta pilastro

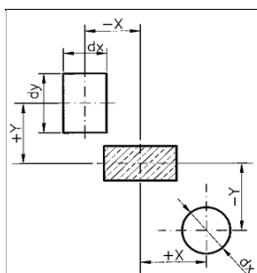
### Risultati

Nessun armamento necessario!

Sezione pilastro

$V_{Ed} =$	241,5 kN	$\leq V_{Rdc}$
$\beta =$	1,15	
$V_{Rdc} =$	406,0 kN	
$VR_{ds, mass} =$	750,7 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	0,59 0,32
Numero dei connettori per listello interno esterno = 0 pec 0 pec		
Distanza connettori per listello interno esterno = 0 mm 0 mm		
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	0 mm 0 mm $\leq 0 \text{ mm}$
$\emptyset_{perni} =$	0 mm	
Lunghezza listello $l_{s, indisp} \leq l_{s, disp} =$	0 mm	$\leq 0 \text{ mm}$
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	0,00	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	0 mm²	$\leq 0 \text{ mm}^2$
$VR_{ds, disp} =$	0,00	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	0,00	
Peso complessivo del listello = 0,00 kg		
<b>Definizione parametri</b>		
Sezione circolare interna $u1 = d * 2,0$ Dist.bordo interno nell'ui $u1 = d * 0,34$ Dist.bordo esterno nell'ui $u1 = d * 2,00$ Dist.mass.connettori $= d * 0,68$ Distanza listelli $u1 = d * 1,5$ Distanza listelli $u2 = d * 2,0$ Lung.h.mass.listelli $l_s = d * 6,0$		
<input checked="" type="radio"/> $\beta$ standard <input type="radio"/> $\beta$ costante (selezionabile) <input type="radio"/> $\beta$ variabile (calcolata) $\beta = 1,15$		

### Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - 2° Piano

Elemento Pil 60x60 bordo

Pagina 1

Data 31/10/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

### Materiali

Qualità calcestruzzo = Rck 35  $\gamma_c = 1,50$   
 Qualità armatura piastra = B450C  $\gamma_s = 1,15$   
 Acciaio armatura punzonamento = B450C

### Indici materiali

[N/mm²]

Qualità calcestruzzo Rck 35  
 $f_{ck} = 29,1$   
 $f_{ck,cube} = 35,0$   
 $f_{cm} = 37,1$

### Geometria piastre solai e pilastri

### Pilastro esterno rettangolare // x

#### Tipo piastra solaio / fondazione:

Lastra di solaio

Spessore piastra h = 30,0 cm

Copriferro c = 2,5 cm

Altezza utile d = 25,0 cm

#### Pilastro:

Lunghezza in direzione x-a = 60,0 cm

Lunghezza in direzione y-b = 60,0 cm

Distanza bordo ry = 30,0 cm

### Armatura piastra solaio

B450C

 $f_{yk} = 450$  $f_{yd} = 391$  $E_s = 210.000$ 

### Acciaio armatura punzonamento

B450C

 $f_{yk} = 450$  $f_{yd} = 391$  $E_s = 210.000$ 

### Eccentricità del carico per il calcolo di b

Eccentricità non sono considerate!

### Armatura a flessione presente nella piastra

☐ Inserire direttamente il grado di armatura  $asx = 17,00 \text{ cm}^2/\text{m}$  0  
 $asy = 10,00 \text{ cm}^2/\text{m}$  0

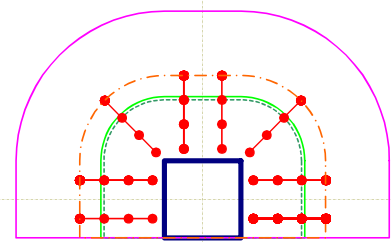
### Sollecitazione

Carico agli SLU Ved = 505 kN

Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05 0,00

Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 530,3 kN

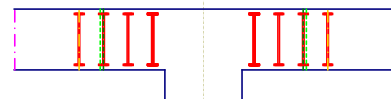
### Pianta pilastro



### Risultati

8 x Legature  $\phi 12$  - H250 - Nr. 4Distanza da appoggio  $l_s = 665 \text{ mm}$  (passi radiali: 95 / 190 / 190 / 190 mm)

### Sezione pilastro



### Definizione parametri

distanze standard ☒

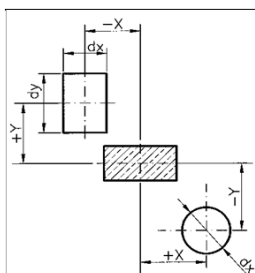
Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell'ui  $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell'ui  $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

☒  $\beta$  standard☐  $\beta$  costante (selezionabile)☐  $\beta$  variabile (calcolata) $\beta = 1,40$ 

$V_{Ed} = 742,4 \text{ kN}$   
 $\beta = 1,40$   
 $V_{Rdc} = 474,0 \text{ kN}$   
 $VRds_{mass} = 1.473,1 \text{ kN}$   
 $VEd / VRdc$   $VEd / VRds_{mass} = 1,57$  0,50  
 Numero dei connettori per listello interno esterno = 3 pec 1 pec  
 Distanza connettori per listello interno esterno = 190 mm 190 mm  
 $u1$   $u2, indisp \leq u2, disp = 3.371 \text{ mm}$  5.279 mm  $\leq 5.460 \text{ mm}$   
 $\phi_{perni} = 12 \text{ mm}$   
 Lunghezza listello  $l_s, indisp \leq l_s, disp = 607 \text{ mm}$   $\leq 665 \text{ mm}$   
 Rapporto lunghezza listello risp.alt.utile  $l_s/d = 2,43$   
 $Asv, indisp \leq Asv, disp = 627 \text{ mm}^2$   $\leq 905 \text{ mm}^2$   
 $VRds, disp = 558,05$   
 $VRds, disp / VEd = 0,75$

Peso complessivo del listello = 14,32 kg

### Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - 2° Piano

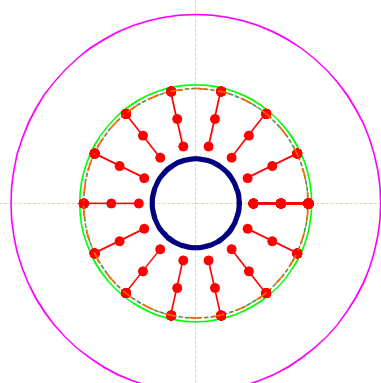
Elemento Pil circolare interno

Pagina 1

Data 31/10/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

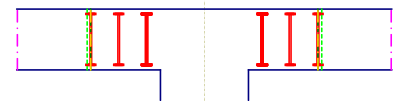
Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Pilastro interno rotondo</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Diametro pilastro $\varnothing = 60,0$ cm										
<b>Acciaio armatura punzonamento</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$										
<b>Pianta pilastro</b> 										
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b> Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b> <input type="checkbox"/> Inserirsi direttamente il grado di armatura <table border="0"> <tr> <td>asx =</td> <td>21,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>24,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	21,00 cm²/m	0	asy =	24,00 cm²/m	0
asx =	21,00 cm²/m	0								
asy =	24,00 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b> Carico agli SLU Ved = 760 kN Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05 0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 798,0 kN</b>										

### Risultati

14 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	917,7 kN	
$\beta =$	1,15	
$V_{Rdc} =$	847,2 kN	
$VRds, mass =$	1.551,5 kN	
$VEd / VRdc$	$VEd / VRds, mass =$	1,08 0,59
Numero dei listelli = 14 pec		
Numero dei connettori per listello interno esterno = 3 pec 0 pec		
Distanza connettori per listello interno esterno = 190 mm 0 mm		
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	5.027 mm 5.445 mm $\leq 8.011$ mm
$\varnothing_{perni} = 12$ mm		
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$		
475 mm $\leq 475$ mm		
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$		
1,90		
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$		
458 mm² $\leq 1.583$ mm²		
$VRds, disp =$		
976,58		
$VRds, disp / VEd =$		
1,06		
Peso complessivo del listello = 20,08 kg		

### Sezione pilastro



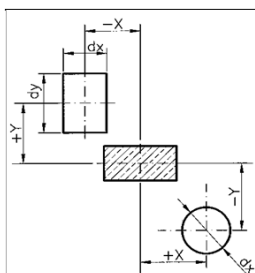
### Definizione parametri

distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell'ui  $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell'ui  $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori  $= d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

☒  $\beta$  standard☐  $\beta$  costante (selezionabile)☐  $\beta$  variabile (calcolata) $\beta = 1,15$ 

### Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - Copertura

Pagina 1

Elemento

Data 31/10/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Pilastro interno rettangolare</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 24,0 cm Copriferro c = 3,0 cm Altezza utile d = 19,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione x-a = 30,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm										
<b>Acciaio armatura punzonamento</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$										
<b>Pianta pilastro</b>										
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b> Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b> <input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0"> <tr> <td>asx =</td> <td>10,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>10,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	10,00 cm²/m	0	asy =	10,00 cm²/m	0
asx =	10,00 cm²/m	0								
asy =	10,00 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b> Carico agli SLU Ved = 200 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05 0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 210,0 kN</b>										

### Risultati

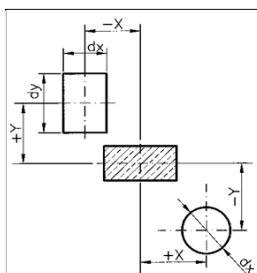
Nessun armamento necessario!

### Sezione pilastro

$V_{Ed} =$	241,5 kN	$\leq V_{Rdc}$
$\beta =$	1,15	
$V_{Rdc} =$	406,0 kN	
$VR_{ds, mass} =$	750,7 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	0,59 0,32
Numero dei connettori per listello interno esterno = 0 pec 0 pec		
Distanza connettori per listello interno esterno = 0 mm 0 mm		
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	0 mm 0 mm $\leq 0$ mm
$\emptyset$ perni =	0 mm	
Lunghezza listello $l_{s, indisp} \leq l_{s, disp} =$	0 mm	$\leq 0$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	0,00	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	0 mm²	$\leq 0$ mm²
$VR_{ds, disp} =$	0,00	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	0,00	
Peso complessivo del listello = 0,00 kg		
<b>Definizione parametri</b> distanze standard <input checked="" type="checkbox"/>		
Sezione circolare interna $u1 = d * 2,0$ Dist.bordo interno nell'ui $u1 = d * 0,34$ Dist.bordo esterno nell'ui $u1 = d * 2,00$ Dist.mass.connettori = $d * 0,68$ Distanza listelli $u1 = d * 1,5$ Distanza listelli $u2 = d * 2,0$ Lung.mass.listelli $l_s = d * 6,0$		
<input checked="" type="radio"/> $\beta$ standard <input type="radio"/> $\beta$ costante (selezionabile) <input type="radio"/> $\beta$ variabile (calcolata) $\beta = 1,15$		

### Forometria

☐ Non considerato!

☐ Da inserire direttamente?


Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - 2° Piano

Elemento Pil 60x180

Pagina 1

Data 31/10/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali				Indici materiali		[N/mm²]
Qualità calcestruzzo =		Rck 35	$\gamma_c = 1,50$	Qualità calcestruzzo		Rck 35
Qualità armatura piastra =		B450C	$\gamma_s = 1,15$			$f_{ck} = 29,1$
Acciaio armatura punzonamento =		B450C				$f_{ck,cube} = 35,0$
						$f_{cm} = 37,1$
Geometria piastre solai e pilastri				Pilastro interno rettangolare		
Tipo piastra solaio / fondazione:				Lastra di solaio		
				Spessore piastra h =		30,0 cm
				Copriferro c =		2,5 cm
				Altezza utile d =		25,0 cm
Pilastro:						
				Lunghezza in direzione x-a =		60,0 cm
				Lunghezza in direzione y-b =		120,0 cm
				U > 11 * d		
				Armatura piastra solaio		B450C
						$f_{yk} = 450$
						$f_{yd} = 391$
						$E_s = 210.000$
				Acciaio armatura punzonamento		B450C
						$f_{yk} = 450$
						$f_{yd} = 391$
						$E_s = 210.000$

## Eccentricità del carico per il calcolo di b

Eccentricità non sono considerate!

## Armatura a flessione presente nella piastra

<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura	asx =	15,00 cm²/m	0
	asy =	15,00 cm²/m	0

## Sollecitazione

Carico agli SLU Ved =	960 kN	
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti =	1,05	0,00
Forza di taglio (valore di calcolo) VSd =	1.008,0 kN	

## Risultati

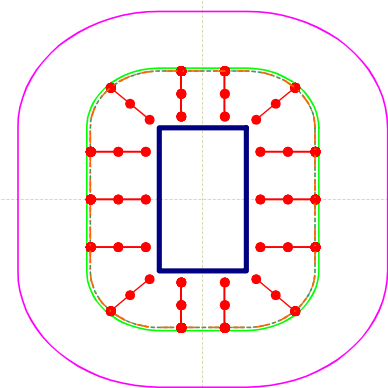
## Parametri ammessi non rispettati

14 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 3

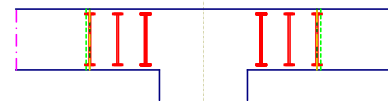
Distanza da appoggio ls = 475 mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	1.159,2 kN	
$\beta =$	1,15	
$V_{Rdc} =$	993,4 kN	
$VR_{ds, mass} =$	2.963,1 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	1,17 0,39
Numero dei connettori per listello interno esterno =	3 pec 0 pec	
Distanza connettori per listello interno esterno =	190 mm 0 mm	
u1 u2,indisp $\leq$ u2,disp =	6.742 mm 7.867 mm	$\leq 9.726$ mm
$\phi_{perni} =$	12 mm	
Lunghezza listello ls,indisp $\leq$ ls,disp =	475 mm	$\leq 475$ mm
Rapporto lunghezza listello risp.alt.utile ls/d =	1,90	
Asv,indisp $\leq$ Asv,disp =	671 mm²	$\leq 1.583$ mm²
$VR_{ds, disp} =$	976,58	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	0,84	
Peso complessivo del listello =	20,08 kg	

## Pianta pilastro



## Sezione pilastro



## Definizione parametri

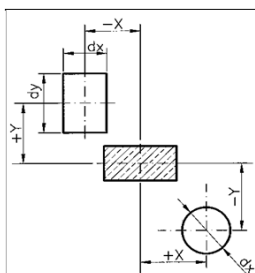
distanze standard ☒

Sezione circolare interna u1 = d \* 2,0  
 Dist.bordo interno nell'ui u1 = d \* 0,38  
 Dist.bordo esterno nell'ui u1 = d \* 0,10  
 Dist.mass.connettori = d \* 0,76  
 Distanza listelli u1 = d \* 1,5  
 Distanza listelli u2 = d \* 2,0  
 Lungh.mass.listelli ls = d \* 6,0

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,15$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018



## **Elenco Elaborati grafici presentati**

<b>LIV.</b>	<b>DESCRIZIONE</b>	<b>TAV. N.</b>
<b>2° Piano</b>	<b>Cordoli e contromonta casseri</b>	<b>01</b>
	<b>Armatura inferiore - Direzione 1</b>	<b>02</b>
	<b>Armatura inferiore - Direzione 2</b>	<b>03</b>
	<b>Piano di Posa degli alleggerimenti Cobiax®</b>	<b>04</b>
	<b>Armatura superiore - Direzione 1</b>	<b>05</b>
	<b>Armatura superiore - Direzione 2</b>	<b>06</b>
	<b>Armatura a punzonamento</b>	<b>07</b>

# Ampliamento Liceo Corradini


**Comune di Thiene (VI)**

<i>COMMITTENTE:</i>  <b>Comune di Thiene</b>	<i>PROGETTAZIONE STRUTTURALE:</i>  <b>FRANCHETTI Srl</b>  Piazzale del Vittoria, 7 36071 <u>Arzignano (VI)</u>
--	---

## RELAZIONE DI CALCOLO Copertura Piana

*Data elaborazione :*

**05/11/2018**

<i>Progettista Cobiax® :</i>	<b>Dott. Ing. Christian Grasso</b>
	

---

**Cobiax Italia Srl**

Ufficio Tecnico: via Mancini, 25 - 39100 Bolzano (BZ) – Tel/Fax: 0471 1810023  
Internet: [www.cobiax.it](http://www.cobiax.it) e-mail: [studio@cobiax.it](mailto:studio@cobiax.it)

## Solaio – Copertura Piana

- 1.1. Descrizione sintetica del solaio
- 1.2. Sistema vincolare
- 1.3. Condizioni di ambiente
- 1.4. Prescrizioni per i materiali
- 1.5. Carichi sui singoli solai e combinazioni di carico
- 1.6. Classe R (Resistenza al fuoco)
- 1.7. Tenuta e isolamento (EI)

## Calcolo

- 2.1. Metodo di calcolo del solaio alleggerito
- 2.2. Parametri generali per la soletta alleggerita
- 2.3. Dati di input
- 2.4. Grafici relativi ai dati di input
- 2.5. Mesh design ed elementi finiti
- 2.6. Diagramma delle frecce istantanee ( $t = 0$ )
- 2.7. Analisi delle frecce nel lungo periodo ( $t = \infty$ )
- 2.8. Verifica delle vibrazioni
- 2.9. Momenti Flettenti negativi di calcolo e armature inferiori
- 2.10. Momenti Flettenti positivi di calcolo e delle armature superiori
- 2.11. Verifica agli SLU e SLE
- 2.12. Resistenza a taglio solaio alleggerito
- 2.13. Verifica a taglio dell'interfaccia cls gettati in tempi diversi
- 2.14. Reazioni sul sistema vincolare  
Calcolo dell'armatura a punzonamento

## Elenco Elaborati Grafici

## SOLAIO - Copertura Piana

Oggetto della presente relazione tecnica è il calcolo e la verifica dei soli orizzontamenti alleggeriti che caratterizzano la struttura.

Le eventuali travi fuori spessore nel solaio sono a tutti gli effetti inserite nel modello di calcolo della piastra sia per inerzia additiva propria, sia per l'incremento del peso proprio derivante dal fatto che costruttivamente si differenziano dal solaio alleggerito. Il calcolo ed il disegno delle loro armature di dettaglio, così come di tutti gli elementi di sostegno verticali, sono da ricercarsi nelle relazioni specifiche.

Per il calcolo strutturale si fa riferimento alle seguenti **normative ed istruzioni**:

- Legge 5/11/1971 n. 1086 : "Norme per la disciplina delle opere in c.a. e c.a.p. e a struttura metallica"
  - N.T.C. D.M. 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni"
  - Rif. Tecnico UNI EN 1992-1-1 : 2005 (versione corretta 06/04/2006): Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
  - UNI EN 206-1/2001: Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei Lavori Pubblici – "Linee Guida sul calcestruzzo Strutturale"

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione delle presente Relazione di Calcolo, sono di sicura validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tra questi codici menzioniamo:

- Programma di calcolo **AxisVM** prodotto da *InterCAD – Engineering Software Developer Company* (Károlyi krt. 9. VI/6., Budapest – Hungary) e distribuito in Italia da *S.T.A.Data* (C.so Raffaello, 12 - C.A.P. 10126 – Torino) ed orientato tra l'altro al calcolo di piastre in c.a. facente riferimento alle NTC 18 per i coefficienti parziali di amplificazione delle azioni e di sicurezza dei materiali.

I solai vengono schematizzati con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per gli elementi strutturali; in particolare per gli elementi strutturali bidimensionali quali piastre, pareti a taglio, setti e nuclei irrigidenti, viene utilizzato un elemento finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento flessionale (piastra) che il comportamento membranale (lastra).

Il programma AxisVM comprende anche il modulo COBIAX (CBX) che permette di inserire i corpi cavi nelle solette, tenendo in conto della riduzione di peso proprio, della minore rigidità flessionale e a taglio.

Non esistendo ad oggi enti certificatori ufficiali per i programmi di calcolo strutturale automatico il distributore del software provvede, tramite manuale corsi e videocorsi, a fornire all'utilizzatore tutte le informazioni per un uso consapevole del programma.

Come previsto al punto 10.2 delle NTC 2018 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti e quelli forniti dal software.

S.T.A.Data, a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce nel manuale utente (Cap. 10) i risultati dei test.

S.T.A. fornisce inoltre un **Manuale di Validazione** del programma, dove, a partire da pg. 103 presenta una serie di calcoli effettuati con AxisVM e confrontati con esempi tratti dalla bibliografia tecnica o da analisi effettuate con altri software.

Tale documento è liberamente scaricabile al seguente link

[http://www.stadata.com/?area=Software&table=AxisVM\\_Download&mnu=33&codefile=AX103](http://www.stadata.com/?area=Software&table=AxisVM_Download&mnu=33&codefile=AX103)

- foglio di calcolo **CB-Tech.xls** di ausilio alla progettazione per la valutazione delle prestazioni del solaio alleggerito con corpi cavi tipo Cobiax, realizzato da Cobiax Italia.  
Il file CB-Tech determina il *peso proprio* del solaio, ove alleggerito, la sua *inerzia* in rapporto a quella di un solaio di uguale spessore e la sua *resistenza a taglio* in assenza di armatura specifica. Permette inoltre una verifica della *frequenza fondamentale* e dell'inflessione del solaio a tempo infinito tenendo conto della *viscosità* e di determinare *l'armatura minima* da adottare in zona tesa.  
Il peso proprio del solaio è determinato in funzione del tipo di alleggerimento scelto noto il suo volume ed il suo passo in pianta (pezzi/mq) nelle due direzioni.  
L'inerzia del solaio alleggerito viene calcolata analiticamente nota la forma geometrica corpo cavo (alleggerimento). Tale inerzia può essere calcolata anche con l'ausilio di programmi di grafica 3D tipo AutoCAD.  
La resistenza a taglio del solaio si ricava partendo dalla formula 6.47 di EC2.  
La frequenza fondamentale del solaio viene calcolata analiticamente nota la sua freccia in condizioni frequenti.  
La componente viscosa della deformata del solaio viene calcolata analiticamente con l'espressione B.2 dell'Appendice B di EC2.  
L'armatura minima in zona tesa da adottare per il solaio è calcolata tramite la formula 4.1.44 delle NTC18.  
Il file consente infine di verificare il *Momento limite* entro il quale la sezione alleggerita (con corpi cavi) può essere calcolata con le stesse basi teoriche della sezione rettangolare piena. Tale momento viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione con centro nelle armature inferiori ed assumendo l'altezza della zona compressa (asse neutro) pari alla cappa superiore del solaio.  
Tutte le caratteristiche del solaio e le verifiche menzionate calcolate con l'ausilio del foglio di calcolo sono facilmente riproducibili a mano.

## 1.1. Descrizione sintetica del solaio

Il solaio a piastra bidirezionale incorpora elementi di alleggerimento tipo Cobiax **S-180/315** di diametro  $D=315\text{mm}$  e altezza  $180\text{mm}$  disposti con passo  $i_x = i_y = 350\text{mm}$ . L'altezza complessiva strutturale è pari ad  $H=30\text{cm}$ . Il **peso proprio teorico** del solaio in campata è di ca.  $p_p=5,18\text{kN/mq}$ , laddove dunque il solaio è effettivamente alleggerito.

In realtà il solaio, nelle zone dove la forza tagliante supera la resistenza a taglio certificata Cobiax (crf. **Par. 2.9.**), verrà realizzato in getto pieno con un incremento del peso proprio.

Nel caso in esame il **peso effettivo del solaio** che considera in media le zone effettivamente alleggerite e quelle da eseguirsi in getto pieno (nell'intorno degli appoggi e lungo i perimetri cordolati) risulta essere  $G_1 = 6,01\text{kN/mq}$ .

Per il solaio in oggetto si è optato per la fornitura in opera del sistema denominato **CBCM-C**, che prevede il posizionamento delle gabbie contenenti gli alleggerimenti sopra l'armatura inferiore incrociata precedentemente disposta sui casseri.

## 1.2. Sistema vincolare

Per il presente solaio si faccia riferimento allo schema vincolare estratto dal programma di calcolo Axis VM del paragrafo 2.4.

I sistemi di vincolo generalmente previsti sono:

- Elementi vincolari lineari verticali rigidi: *generalmente* il vincolo appartenente a questa tipologia di sostegni è stato considerato ad appoggio semplice e quindi privo di inerzia rotazionale (che porta ai momenti max di campata).  
*In fase esecutiva, caso per caso (solaio intermedio o di copertura), verrà valutato il loro giusto grado d'incastro; il programma AxisVM è in grado di calcolare le rigidezze traslazionali e rotazionali dell'appoggio in funzione dei dati geometrici e dei materiali.*
- Pilastri: vincoli puntiformi di appoggio rigidi agli spostamenti verticali  
*In fase esecutiva, caso per caso (solaio intermedio o copertura), verrà valutato il loro giusto grado d'incastro; il programma AxisVM è in grado di calcolare le rigidezze traslazionali e rotazionali dell'appoggio in funzione dei dati geometrici e dei materiali.*
- Travi in spessore e cordoli: Queste ultime, sebbene dotate di una maggiore incidenza di armature, dal punto di vista flessionale non apportano incremento significativo della rigidezza (rispetto a quella generale della piastra) tale da giustificarne una schematizzazione all'interno della piastra stessa. Si terrà invece conto del peso proprio maggiorato in prossimità del loro ingombro sulla planimetria, poiché sono a tutti gli effetti da eseguirsi privi di alleggerimenti.

### 1.3. Condizioni di ambiente

La classe di esposizione del calcestruzzo della **Copertura**, secondo le UNI EN 206-1, ricade nella categoria (XC1). In funzione di quest'ultima ed in osservanza delle Linee Guida del C.S.LL.PP. e delle disposizioni attuali di Norma, sono previste per il cls le seguenti limitazioni:

- resistenza minima  $R_{ck}$  30Mpa
- dosaggio minimo di cemento pari a 280kg/m<sup>3</sup>
- rapporto max Acqua/Cem di 0,60
- ricoprimento minimo pari a  $c_{min}$  = 20mm<sup>1</sup>.

### 1.4. Prescrizioni per i materiali

#### Calcestruzzo

Per il cls si fa riferimento alla norma UNI 9858 (5/91). Qui di seguito vengono indicate le prescrizioni per la miscela<sup>2</sup> di cls sia per le parti di solaio alleggerite che per quelle da realizzarsi in getto pieno:

- Diametro massimo dell'inerte D = 16mm
- Curva granulometrica di inerte media (A+B)/2
- Cemento tipo N secondo UNI EN 197-1 (Cemento a resistenza ordinaria: 32,5R - 42,5N)
- Rapporto a/c ≤ 0,60
- Classe di Slump in cantiere richiesta : S4 (consistenza fluida)

(Nella fase del confezionamento del cls è ammesso l'utilizzo di additivi superfluidificanti e/o aeranti)

- Classe di resistenza caratteristica minima: C28/35
- Modulo elastico min. :  $E_c \geq 32308$ MPa

Le caratteristiche prestazionali del cls vengono dedotte dalla EN 1992-1-2 con applicazione di  $t_0=28$ gg. (salvo diversamente specificato).

#### **Regole di maturazione del getto di cls:**

Per impedire l'evaporazione dell'acqua del calcestruzzo verso l'ambiente durante le prime ore dal getto, così da rallentare l'insorgere di tensioni dovute al ritiro si prescrive **maturazione umida del getto**: ricoprire la superficie del calcestruzzo con **teli a tenuta** con bordi ed angoli sigillati per non fare passare l'aria; in alternativa si usino **teli traspiranti** (sacchi di iuta o tessuto non tessuto) mantenuti costantemente umidi.

Come ulteriore possibilità si potrà **nebulizzare dell'acqua** tramite irrigazione a goccia sulla superficie di estradosso del solaio; tale acqua non dovrà essere fredda perché provoca sbalzo termico tra la parte interna ed esterna del getto. Sarebbe opportuno mantenere la superficie del solaio coperta da un velo d'acqua.

<sup>1</sup> Le caratteristiche e le quantità dei materiali costituenti indicate sono valide fino all'indicazione di condizioni ancor più limitanti (es. se il ricoprimento previsto per motivi di resistenza al fuoco R ovvero per diametri di barre maggiori alla dimensione che fa capo alla classe di ambiente)

<sup>2</sup> La garanzia a conformità del mix design indicato dovrà essere certificato dalla ditta fornitrice del cls. Le caratteristiche ed il prelievo dei provini dovranno essere eseguite dalla direzione dei lavori secondo le normative in vigore. Le caratteristiche del cls fresco e a maturazione avvenuta sono indicative; salvo diversamente indicato, valgono sempre quelle descritte sulle tavole esecutive.

Di seguito si riporta una utile tabella che riporta i **tempi minimi di mantenimento del cassero** in giorni, raccomandati dalla ENV 206 (UNI 9858) in funzione dello sviluppo della resistenza del cls, della sua temperatura e delle condizioni ambientali.

Sviluppo della resistenza del calcestruzzo	Rapido			Medio			Lento		
Temperatura del calcestruzzo (°C)	5	10	15	5	10	15	5	10	15
Condizioni ambientali durante la stagionatura	Tempi espressi in giorni								
I) Non esposto ad insolazione diretta UR dell'aria circostante $\geq 80\%$	2	2	1	3	3	2	3	3	2
II) Insolazione diretta media o vento di media velocità o UR $> 50\%$	4	3	2	6	4	3	8	5	4
III) Insolazione intensa o vento di forte velocità o UR $< 50\%$	4	3	2	8	6	5	10	8	5

Tali tempistiche sono da valutare in cantiere.

Per il disarmo completo del solaio (scassero e eliminazione di tutti i puntelli) si faccia riferimento al paragrafo 2.7

### Acciaio

Acciaio per c.a. tipo **B450C** (laminato a caldo) secondo specifiche §11.3.2.1 delle NTC18:

#### Proprietà

Limite di snervamento  $f_y$

Limite di rottura  $f_t$

Allungamento totale al carico massimo  $A_{gt}$

Rapporto  $f_t/f_y$

Rapporto  $f_{y\text{misurato}}/f_{y\text{nom}}$

#### Requisiti

$\geq 450$  Mpa

$\geq 540$  Mpa

$A_{gt} \geq 7,5\%$

$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$

$\leq 1,25$

### CONSIGLI OPERATIVI PER LE FASI DI GETTO :

In tutte le porzioni di solaio alleggerito, dovendo il getto del cls essere eseguito in due fasi, è consigliabile eseguire il primo getto di contrasto del sollevamento (prima strisciata di getto sotto gli alleggerimenti) confinando la superficie interessata dai corpi cavi, mediante opportuni dispositivi ferma-getto (tipo nervometal, strisce di fibro-cemento, ecc.). In questo modo al termine della prima fase di getto, le zone da eseguirsi massicce (tipicamente in prossimità dei pilastri, angoli interni e fine parete) rimangono prive di cls<sup>3</sup>.

Per quanto riguarda le interruzioni di getto a tutta altezza<sup>4</sup>, queste dovranno in primo luogo verificarsi preferibilmente sulle linee di inversione dei momenti flettenti e quindi da definire di volta in volta assieme alla D.L. In secondo luogo, lungo queste linee dovranno essere disposte delle reti ferma-getto (tipo nervometal) atte a garantire la massima aderenza del cls alla superficie in sezione matura, nonché a far passare tutte le armature di ripresa previste dalle tavole grafiche.

<sup>3</sup> Questa operazione è atta ad assicurare il massimo dell'omogeneità del getto nelle zone in cui la compressione avviene all'intradosso (zone a momento negativo); in cui nelle piastre si ha una maggiore esposizione a variazione del livello dell'asse neutro.

<sup>4</sup> Eseguite sostanzialmente per ragioni di stati di avanzamento dei manufatti o per ragioni di mitigazione del fenomeno del ritiro.



## 1.5. Carichi sui singoli solai e Combinazioni di Carico

Come carichi distribuiti uniformemente sulla superficie dell'impalcato e lineari (tramezze perimetrali), ad esclusione del **peso proprio  $G_1$**  definito di volta in volta in funzione dello spessore del solaio e relativo alleggerimento Cobiax utilizzato, **crf. paragrafo 1.1**, si è assunto, in conformità alle disposizioni ricevute ed indicate sulle tavole strutturali relative:

<i>carico permanente portato <math>G_2</math></i>	<i>Categoria carico variabile</i>	<i>carico variabile <math>Q_i</math></i>	<i>Eventuali carichi di linea</i>
<b>3,30kN/m<sup>2</sup></b>	<b>Cat. Neve</b>	<b>1,20kN/m<sup>2</sup></b>	<b>2,00kN/m</b>
	<b>Cat. H1</b>	<b>1,20kN/m<sup>2</sup></b>	-

Per la rappresentazione in forma grafica dei sovraccarichi si consulti il **paragrafo 2.4**.

Con riferimento alle azioni elementari prima elencate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico in ottemperanza alle NTC18:

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

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_{1k} + \gamma_{G2} \cdot G_{2k} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q [Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ik})]$$

Le problematiche affrontate in questa relazione tecnica riguardano aspetti strutturali e quindi la tipologia di verifiche STR colonna A1 della tabella sottostante.

Salvo non esplicitamente indicato i carichi permanenti non strutturali  $G_2$  verranno considerati compiutamente definiti e quindi con coefficiente parziale di sicurezza pari a quello dei carichi permanenti strutturali  $\gamma_{G1}$

**Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

- **Combinazioni previste per gli SLE:**

$$F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_i (\psi_{0i} Q_{ik})$$

combinazione rara

$$F_f = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ik})$$

combinazione frequente

$$F_q = G_k + P_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ik})$$

combinazione quasi permanente

I coefficienti di combinazione  $\Psi_{0j}$ , da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, tengono conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

$\Psi_{1j}$  = coeff. atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattali di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

$\Psi_{2j}$  = coeff. atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili, assimilabili al valore medio della distribuzione temporale dell'intensità.

Essi assumono valori differenti in funzione della destinazione d'uso del solaio, come descritto nella tabella successiva.

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Il programma AxisVM determina in automatico le combinazioni più critiche agli SLU e SLE che massimizzano le tensioni, i momenti e gli spostamenti.

## 1.6. Classe R (Resistenza al fuoco)

La classe di resistenza al fuoco prescritta per l'intradosso del solaio è di R **90** (90min.).

Viste le caratteristiche intrinseche del materiale di cui sono composti gli alleggerimenti (HD-PE e PP), non si rendono necessari sfoghi alle sovrappressioni in corrispondenza agli elementi cavi come previsto dalla stessa UNI 9502:2002 in quanto tale materiale sottoposto al fuoco non sprigiona gas come ad esempio il polistirene espanso. Dai risultati delle prove di laboratorio (campioni di solaio sottoposti a curva di temperatura da incendio normalizzata) si evince che il solaio alleggerito supera tutti i limiti ammissibili di resistenza R, tenuta E ed isolamento I.

La presenza degli alleggerimenti non crea dunque turbativa alla propagazione del calore all'interno del solaio, né si creano sovrappressioni tali da creare scoppi o espulsioni di cls.

Il solaio Cobiax, essendo un solaio alleggerito con comportamento a piastra (non un solaio a travetti alleggerito, né un solaio a lastra con alleggerimenti in polistirene), dal punto di vista del comportamento al fuoco è del tutto assimilabile ad un solaio massiccio dello stesso spessore.

Con riferimento alla norma vigente in materia D.M. 16/02/2007, mediante l'adozione del metodo tabellare (Tabella D.5.1 - primo rigo, a salvaguardia del ferro più esposto al fuoco), che non tiene conto dell'effettivo stato di sollecitazione delle armature più esposte al fuoco durante il tempo di esposizione, la classificazione relativa alle "solette piene con armatura monodirezionale" presuppone un ricoprimento (intradosso-asse ferro) pari a  $d=30\text{mm}$ . Tale requisito è ampiamente rispettato imponendo l'utilizzo di distanziatori sopra cassero di altezza  $s=25\text{mm}$ .

## 1.7. Tenuta e isolamento (EI)

Con riferimento alla norma di cui sopra, Tabella D.5.2, la classe richiesta prevede uno strato pieno minimo complessivo di materiale isolante, ovvero cls, superiore a  $h=100\text{mm}$  ed uno spessore minimo della cappa armata pari a  $s_p=50\text{mm}$ .

Nel caso in esame abbiamo:

- uno spessore di materiale isolante, ovvero cls, pari a  $h=120\text{mm}$
- una cappa armata superiore pari a  $66\text{mm}$
- una cappa armata inferiore pari a  $54\text{mm}$  (calcolata nell'ipotesi di armatura di intradosso minima ammissibile con riferimento al **Par. 2.7.**)

I requisiti di Tenuta E ed Isolamento I sono dunque rispettati

## Calcolo

### 2.1. Metodo di calcolo del solaio alleggerito

Il programma di calcolo agli elementi finiti assume l'inerzia della sezione in funzione dello spessore complessivo del solaio stesso (Stato I – non fessurato). Per il calcolo del livello deformativo verticale, a seguito della flessione dovuta ai carichi impostati, si rende necessario un doppio intervento per determinare la freccia effettiva nel lungo periodo. Un primo intervento è conseguente all'introduzione di coeff. amplificativo che tiene conto dell'utilizzo di un solaio che è in sostanza svuotato del nocciolo (alleggerito) e quindi dotato di inerzia flessionale leggermente inferiore alla sezione massiccia piena (**N.B.: il programma AxisVM tiene conto dell'effettiva inerzia del solaio Cobiax**).

Il secondo intervento tiene conto degli effetti viscosi (cfr. par. 2.7 – Analisi delle frecce nel lungo periodo).

Sarà infine anche necessario verificare che le sollecitazioni flessionali nella zona alleggerita in campata ( $M_{ED+}$ ) allo SLU, conseguenti all'applicazione dei carichi applicati nella condizione più sfavorevole, rientrino nei margini seguenti<sup>5</sup>:

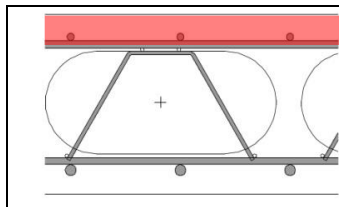
#### - Alleggerimenti di forma toroidale (Tipo Slim Line o Disco cavo)

$$M_{\max CB} = \beta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot S_{\sup} \cdot (h - \kappa \cdot S_{\sup}) + \alpha'_s \cdot f_{yd} \cdot A'_s (h - c')$$

Ove il pedice CB sta per Cobiax

In maniera cautelativa il contributo dell'armatura in zona compressa può essere trascurato (in genere non superiore al 15% del momento limite totale).

Tale equazione, ricavata imponendo l'asse neutro agli SLU pari alla cappa superiore del solaio, non rappresenta il momento resistente della sezione studiata ma il momento limite di applicabilità delle basi teoriche e normative della sezione rettangolare piena (parabola-rettangolo, stress-block).



Nel caso di alleggerimento di tipo toroidale la zona compressa non dovrà intercettare l'alleggerimento rimanendo confinata nella cappa superiore  $S_{\sup}$ .  
Nell'equazione si assume, a favore di sicurezza, come armatura superiore  $A'_s$  quella di base utilizzata in campata.  
 $\alpha'_s$  è il coefficiente di sfruttamento dell'armatura

Per valori del Momento  $M_{ED}$  inferiori a quelli indicati ( $M_{ED} < M_{\max CB}$ ) non si riscontrano scostamenti dal comportamento flessionale di una sezione massiccia di pari spessore, giungendo così allo stesso quantitativo di armatura dedotta dalla omologa sezione massiccia.

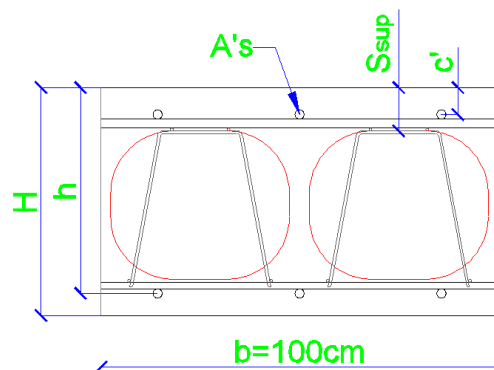
Per quanto concerne le disposizioni di armatura derivanti dalla fase di post-processing sulle base delle sollecitazioni di calcolo inferiori a quelle limite indicate in precedenza, esse possono essere dunque assunte senza ulteriori accorgimenti correttivi se e solo se l'asse neutro non interseca le cavità; da qui l'assunzione della sezione rettangolare semplice quale sezione di riferimento per il calcolo delle armature allo SLU per il solaio alleggerito.

<sup>5</sup> Solo nelle zone in cui sono presenti i corpi di alleggerimento; nell'intorno degli appoggi, per ragioni di resistenza a taglio, gli alleggerimenti non sono presenti

Il solaio in oggetto è stato alleggerito con elementi tipo S-180/315  
Nelle ipotesi di

spessore solaio  $H=30\text{cm}$ ,  
altezza statica  $h=26,3\text{cm}$ ,  
 $f_{cd}=15,87\text{N/mm}^2$ ,  
cappa superiore  $S_{sup}=66\text{mm}$ ,  
quota armatura superiore  $c'=40\text{mm}$   
fattore di riempimento  $\beta=0,800$   
profondità zona compressa  $\kappa=0,400$   
coeff. di sfruttamento  $\alpha's=0,595$

si ottiene un momento limite  $M_{maxCB}$  agli SLU



$$M_{maxCB} = 227,06\text{kNm/m} > M_{ED} = 72\text{kNm/m}$$

Ovunque maggiore in campata a quello di calcolo!

Ai fini del calcolo è dunque possibile considerare la sezione come rettangolare piena

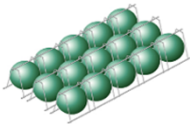
Sottoporremo infine lo stato limite relativo al taglio alla verifica della resistenza limite che caratterizza la sezione dotata di alleggerimenti ricavando il valore della percentuale residua di resistenza a taglio rapportata a quella massiccia di medesimo spessore. Mediante calcolo opportuno riusciremo quindi a rappresentare in diagramma tutti gli elementi finiti che superano tale valore. Conseguentemente si rende necessario l'eliminazione dei corpi alleggerenti da tali zone ripristinando il valore della resistenza piena della sezione massiccia. Laddove tali sollecitazioni superano pure la resistenza limite  $V_{Rcd}$  del cls privo di specifica armatura a taglio, dovrà essere eseguito uno specifico calcolo a taglio-punzonamento a partire dal diagramma delle reazioni di appoggio risultanti dal calcolo FEM in condizioni di SLU.

A tal proposito si consultino i paragrafi **2.12 -2.13** e **2.14** della presente relazione.

## **2.2. Parametri generali per la soletta alleggerita**

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

- Scheda delle caratteristiche prestazionali per la tipologia di soletta proposta
- Sezioni tipologiche dell'impalcato



## Dimensionamento dei solai COBIAX<sup>®</sup>

### Determinazione dei parametri principali



Gabbie di Alleggerimento tipo   
Tipologia in opera

[Scarica il Manuale Tecnico Cobiax 2014](#)

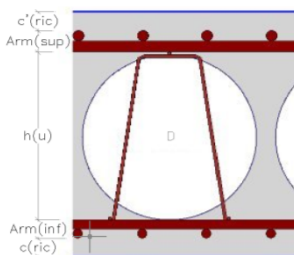
(Soluzione a completo getto in opera)

H(solaio) =  cm  
c(calc, medio) =  "  
h = 26,3 "

D(elem.) = 315 mm  
passo i(trasv.) = 35 "  
passo j(longit.) = 35 "

B(gabbia) = 245 cm  
Nr. elem./mq = 8,16

PP(solaio) =  kN/m<sup>2</sup>



OK  
OK

### Copertura Piana

Classe di ambiente (EN206 - prEN)  
CAT. Ambiente  ordinarie  
Asciutto o permanentem. bagnato

Classe REI [min]

(\*)  
Cappa S<sub>sup</sub> = 66 mm Ricoprimento alleggerimento  
h A's = 40 mm Quota Arm. Sup. da estrad.  
c', ric (Sup.) =  (Ricoprimento ferro sup.)  
Arm(sup) =  (Somma φ ferri sup.)  
h(u) = 195 mm (h gabbia alleggerim.)  
Arm(inf) =  (Somma φ ferri inf.)  
c, ric (Inf.) =  (Ricoprimento ferro inf.)  
OK

H,solaio (min) =   
c,calc-med (min) =

### Sezione da utilizzare solo se necessario

passo i(trasv.) IMPOSTO =  OK  
passo j(longit.) IMPOSTO =  OK

Vol.vuoti (teor.)/mq = 0,0929 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>  
Vol.cls (teor.)/mq = 0,2071 "  
Riduzione di peso = 232 kg/m<sup>2</sup>  
Riduz. J(CB)/J(M) =  91,4%  
Resist. Taglio Residua =  55,0%

(\*) Si fa riferimento al certif. MFPA - Cobiax, nonché alla tab. 5.1 del D.M. 16/02/07

(\*\*) La modifica dei passi degli elementi può essere eseguita solo previa autorizzazione di Cobiax Italia Srl

## Calcolo della capacità portante a taglio

(secondo EN 1992-1-2 : 2004)

Altezza statica Arm. Sup. d' = 25,6 cm  
k = 1,884

Classe del CLS   
OK

Classe di Consistenza

As(min) = 4,09 cm<sup>2</sup>/m

Diametro φ =  mm  
passo =  cm

As(disp.) = 5,65 cm<sup>2</sup>/m  
c' = 44 mm

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$$

γ<sub>c</sub> =

### Copertura Piana

(altezza utile media di calcolo)  
(parametro altezza per calcolo SL)

Prescrizioni relative al calcestruzzo		
a/c Max	0,60	
Cont. Cem. min.	280	kg/m <sup>3</sup>
Dmax(inerte)	16 mm	

(armatura minima per ciascuna direzione)

$$\rho_{min} = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,0013 \quad (b=100cm)$$

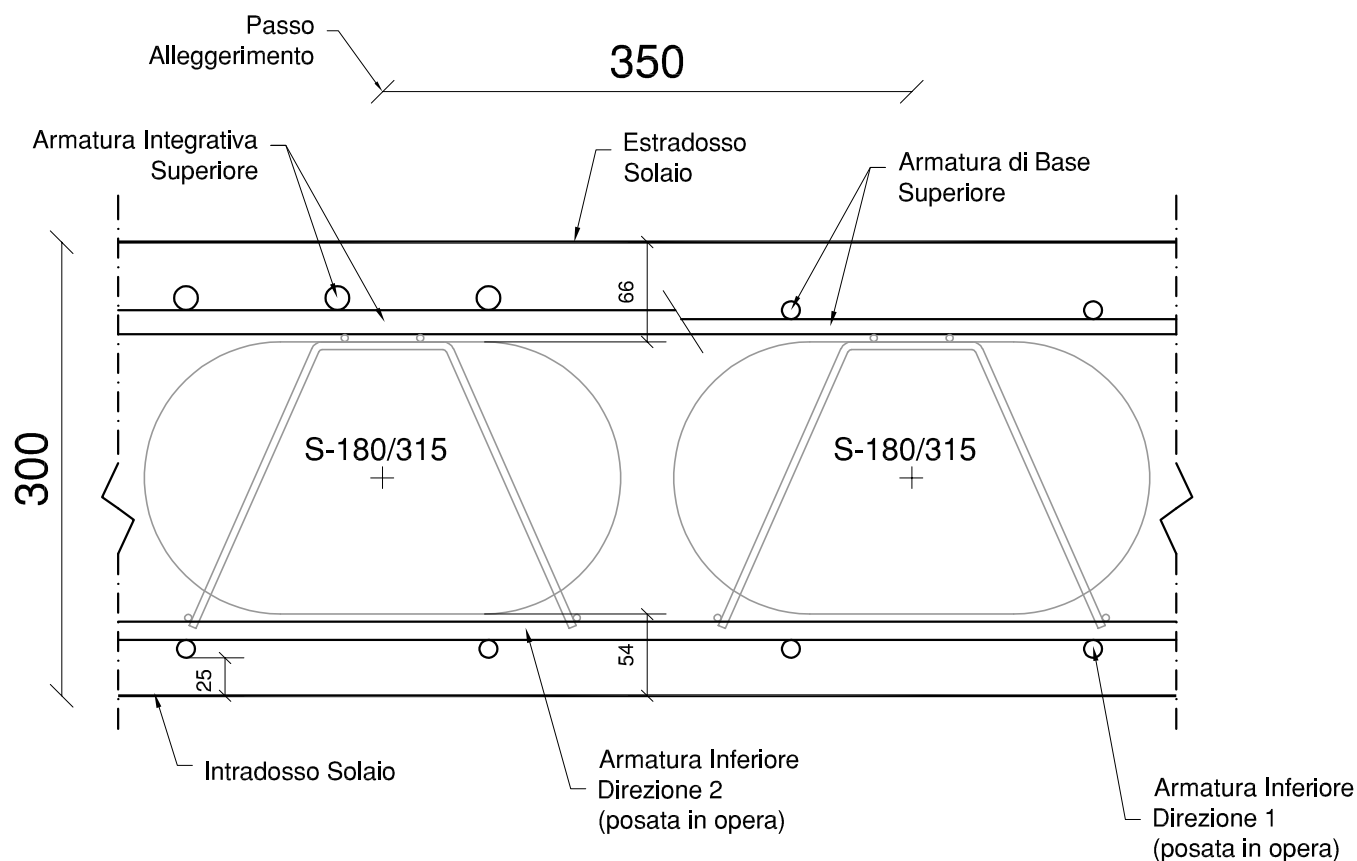
Grado di arm. min. disposta = 0,00221 (ρ<sub>min</sub>) OK

v<sub>min</sub> (EN 1992-1-1:05) = 0,48 N/mm<sup>2</sup>  
v<sub>Rd,c</sub> (EN 1992-1-1:05) = 0,415 N/mm<sup>2</sup>  
v<sub>Rd,c</sub> (CB) = 0,228 N/mm<sup>2</sup> (Residua CB)

v<sub>Rd,c</sub> (CB) = v<sub>Rd,c</sub> (CB) x d =  kN/m (Resid.su d)  
v<sub>Rd,c</sub> (MD) = MAX( v<sub>Rd,c</sub> (MD) ) x d =  kN/m (Resid.su d)

# SEZIONE LONGITUDINALE TIPO

## CBCM S-LINE 180/315



Vol. Vuoti = 0,093 mc/mq

Riduz. Peso = ca. 232 kg/mq ( $\gamma=25,0\text{kN/mq}$ )

**cobiax<sup>®</sup>**

Cobiax Italia S.r.l.

Via Leone Pancaldo, 68  
I-37138 Verona  
[www.cobiax.it](http://www.cobiax.it)

TEL. 045/8510020  
FAX 045/8518751  
[studio@cobiax.it](mailto:studio@cobiax.it)



## **2.3. Dati di input**

A seguire viene allegato:

- Dati di input FEM in formato tabellare:
  - coefficienti di sicurezza dei carichi agli SLU e di partecipazione dei sovraccarichi variabili agli SLE
  - tipologia di cls utilizzato per il solaio

## Gruppi di carico (NTC (Italiane))

	Gruppo	Tipo	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	$\xi$	$\gamma$	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$	Additivo
1	PERM1	Permanente	1,300	1,000						✓
2	cat. C Scuola	accidentale				1,500	0,700	0,700	0,600	—
3	Copertura Cat H	accidentale				1,500	0	0	0	—
4	Neve	accidentale				1,500	0,500	0,200	0	—

**Gruppo:** Gruppo di carico;  $\gamma_{G,sup}$ ,  $\gamma_{G,inf}$ ,  $\xi$ ,  $\gamma$ ;  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$ ,  $\Psi_2$ : Coefficiente Psi; **Additivo:** Casi simultanei di carico;

## Materiali

	Nome	Tipo	$E_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\nu$	$\alpha_T$ [1/°C]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$P_1$
1	C28/35	Calcestruzzo	32308	32308	0,20	1E-5	2500	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 28,00
2	PTH 30 N+F M3	Muratura	3668	3668	0,15	5E-6	750	$f_b$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 12,51

	Nome	$P_2$
1	C28/35	$\gamma_c = 1,500$
2	PTH 30 N+F M3	$f_k$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 3,67

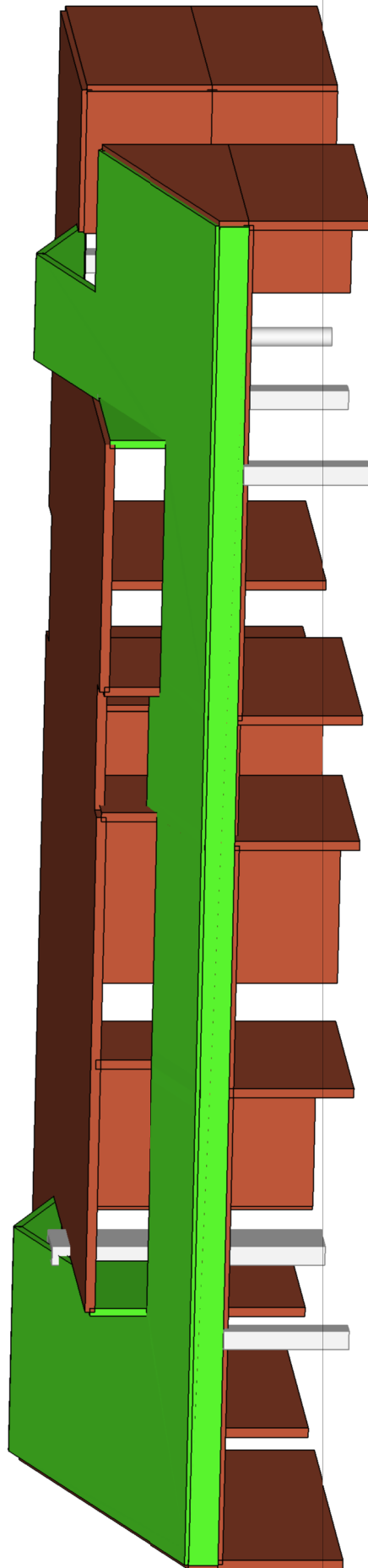
**Nome:** Nome materiale; **Tipo:** Tipo di materiale;  $E_x$ : Modulo di elasticità di Young in direzione x locale;  $E_y$ : Modulo di elasticità di Young in direzione y locale;  $\nu$ : Coefficiente di Poisson;  
 $\alpha_T$ : Coefficiente espansione termica;  $\rho$ : Densità;  $P_1$ ,  $P_2$ : Parametro di progetto;

## **2.4. Grafici relativi ai dati di input**

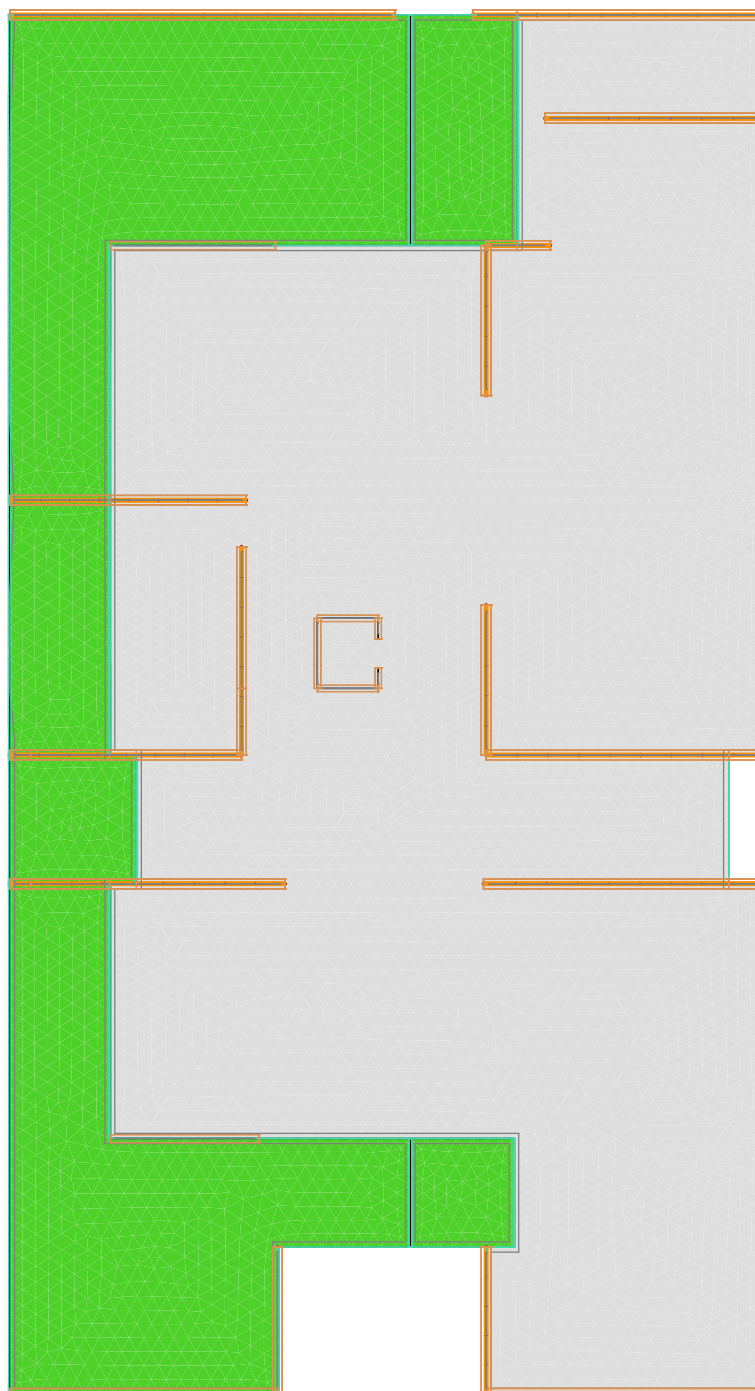
Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

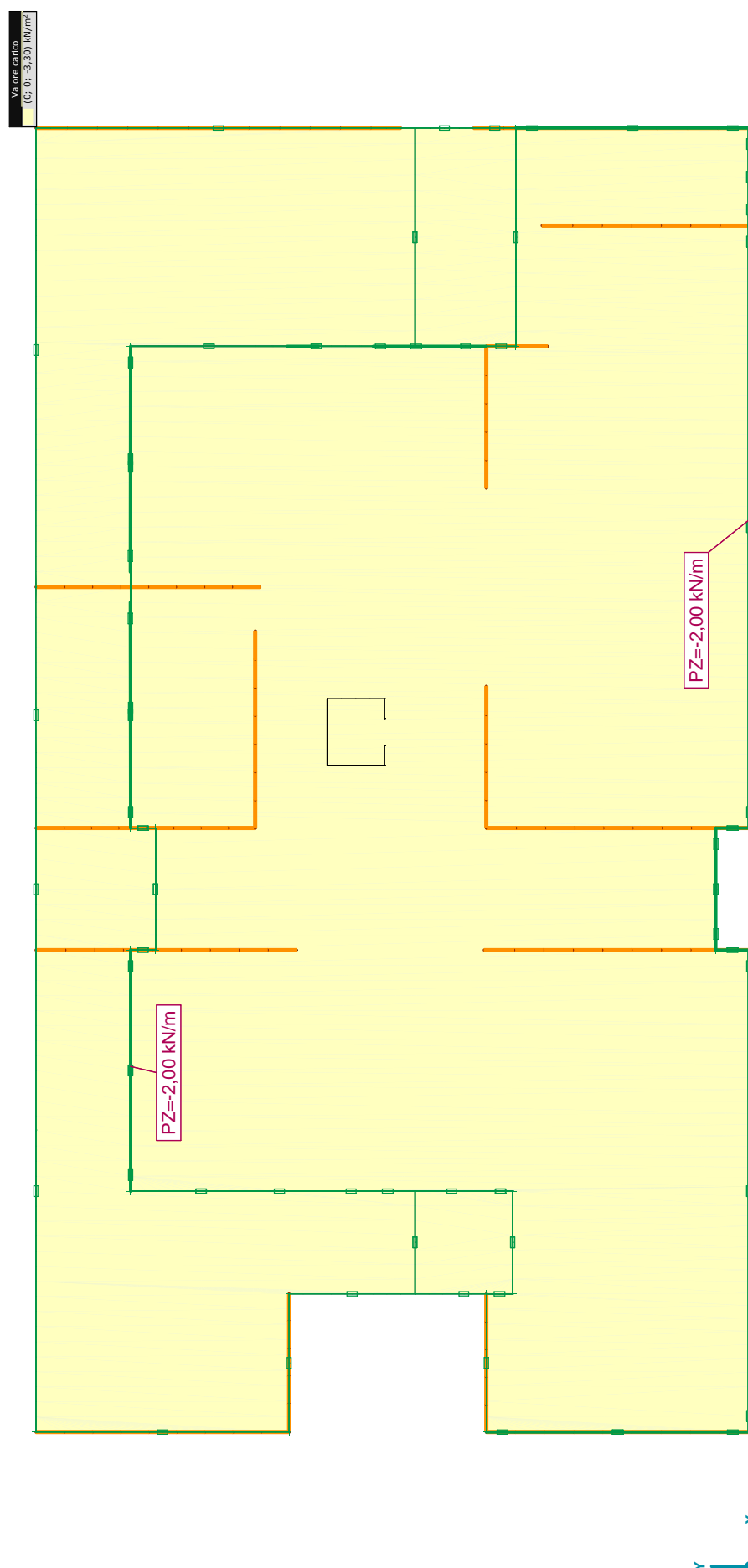
- Rappresentazione grafica del sistema vincolare (pilastri, muri, travi);
- Rappresentazione grafica dei sovraccarichi permanenti  $G_2$  e variabili  $Q$

Spessore  
300 cm  
250 cm  
200 cm

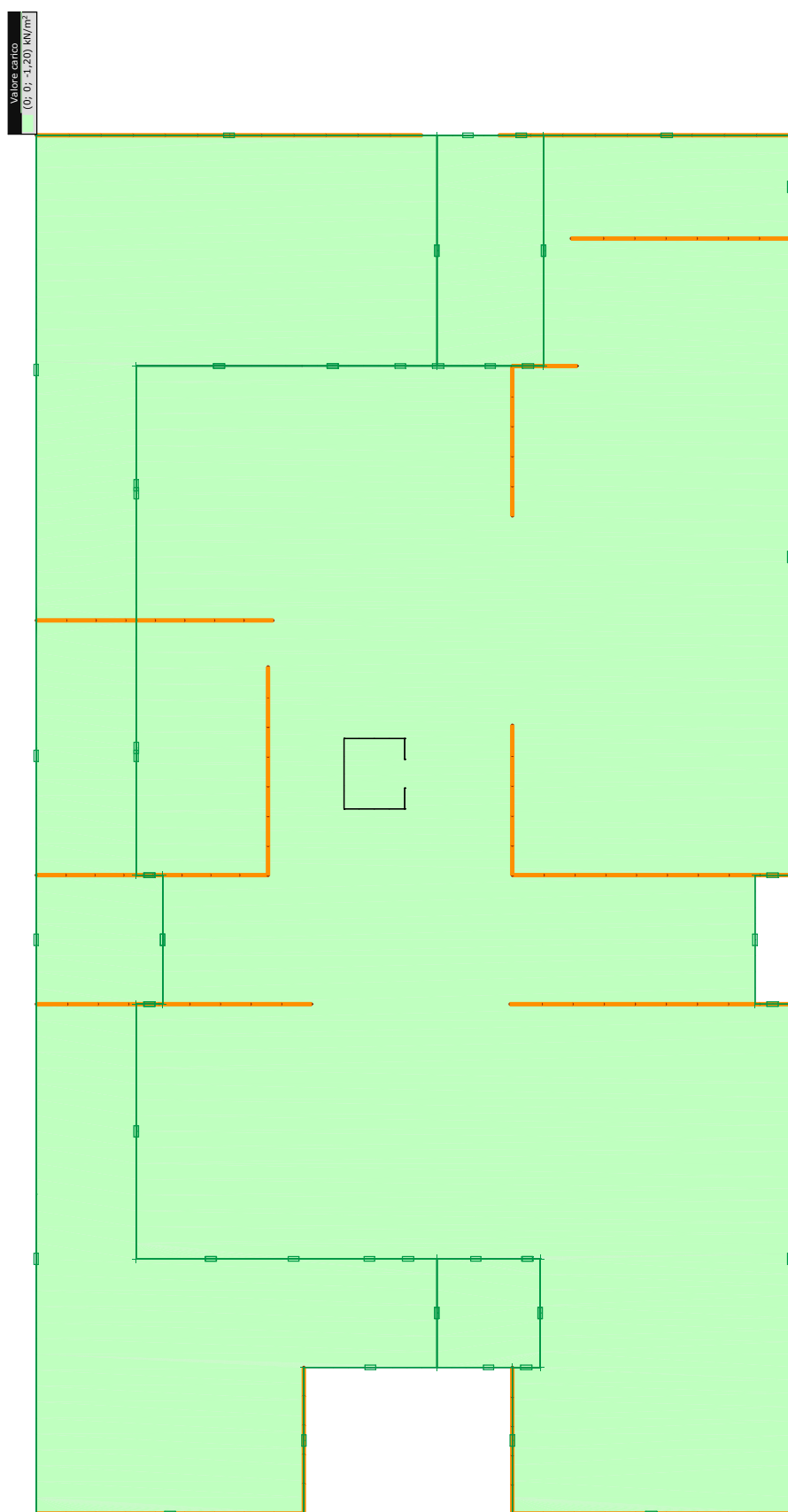


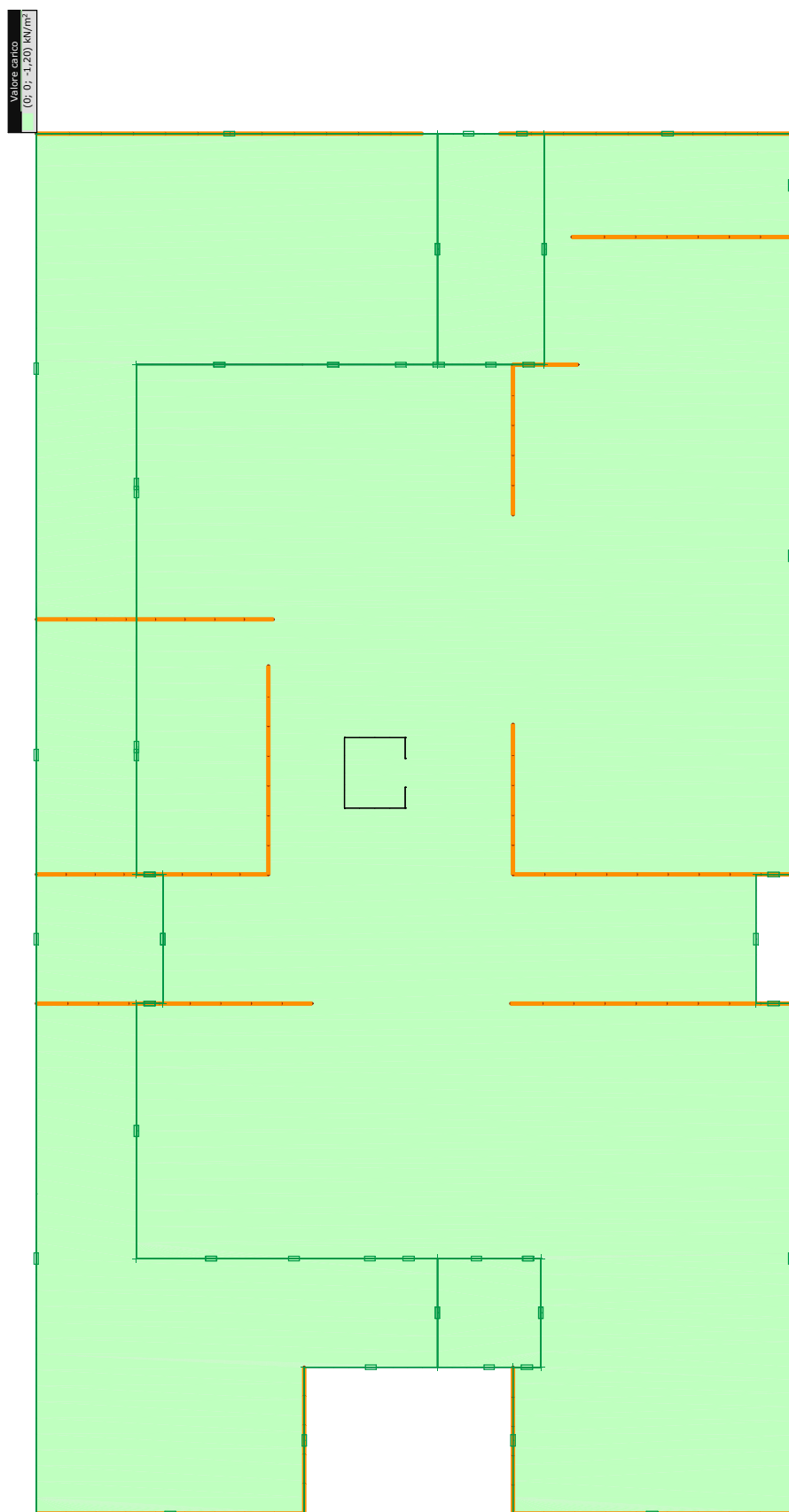
Schema 3D





> Copertura, carico permanente c.d., Pianta







## 2.5. Mesh design ed elementi finiti

**La densità della mesh dipende dalla complessità della geometria del solaio e della distribuzione degli sforzi.**

In presenza di **elevati gradienti** di sforzo (tipicamente appoggi e carichi puntuali o di linea) è consigliabile l'utilizzo di una discretizzazione di densità maggiore.

Una mesh con elementi di dimensioni troppo grandi potrà permettere di valutare correttamente solo le frecce e dare un'idea dell'armatura d'intradosso del solaio ma non potrà mai far apprezzare correttamente i valori dei momenti e dunque delle armature sugli appoggi.

Gli elementi di superficie dovranno risultare il più regolari possibile (non apparire deformati) e con angoli non troppo acuti od ottusi.

La forma ideale di un elemento triangolare è il triangolo equilatero; la forma ideale per un elemento quadrangolare è il quadrato.

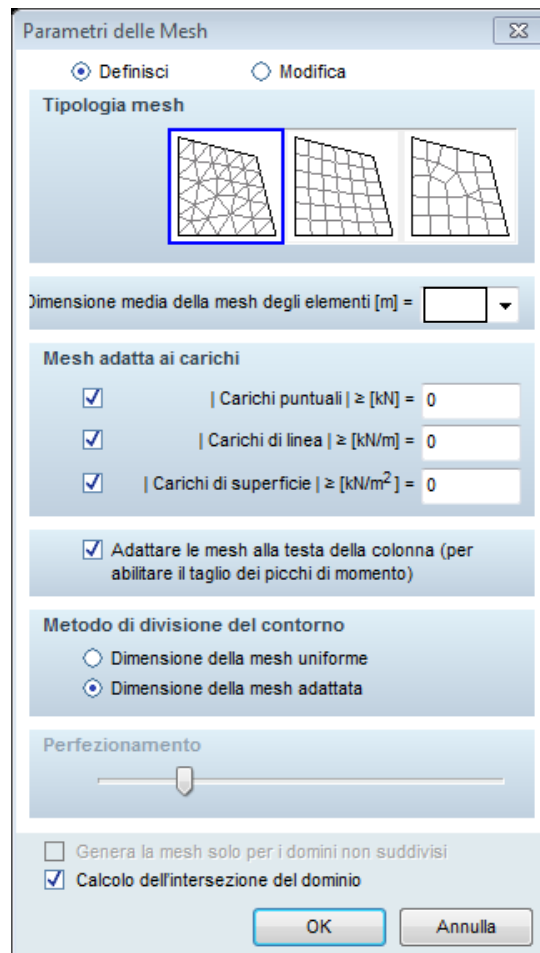
**Il programma AxisVM dispone di elementi bidimensionali triangolari a sei nodi, quadrilateri a otto/nove nodi o elementi misti.**

Gli elementi bidimensionali sono piani e hanno spessore costante.

*La scelta del tipo di elementi finiti, così come la loro densità, è dettata sempre dalla complessità della geometria del solaio.*

*Gli elementi triangolari si adattano meglio alle geometrie complesse.*

AxisVM avvisa della presenza di elementi fortemente distorti (matrice delle rigidezze non più definita positiva e quindi matematicamente non accettabile).

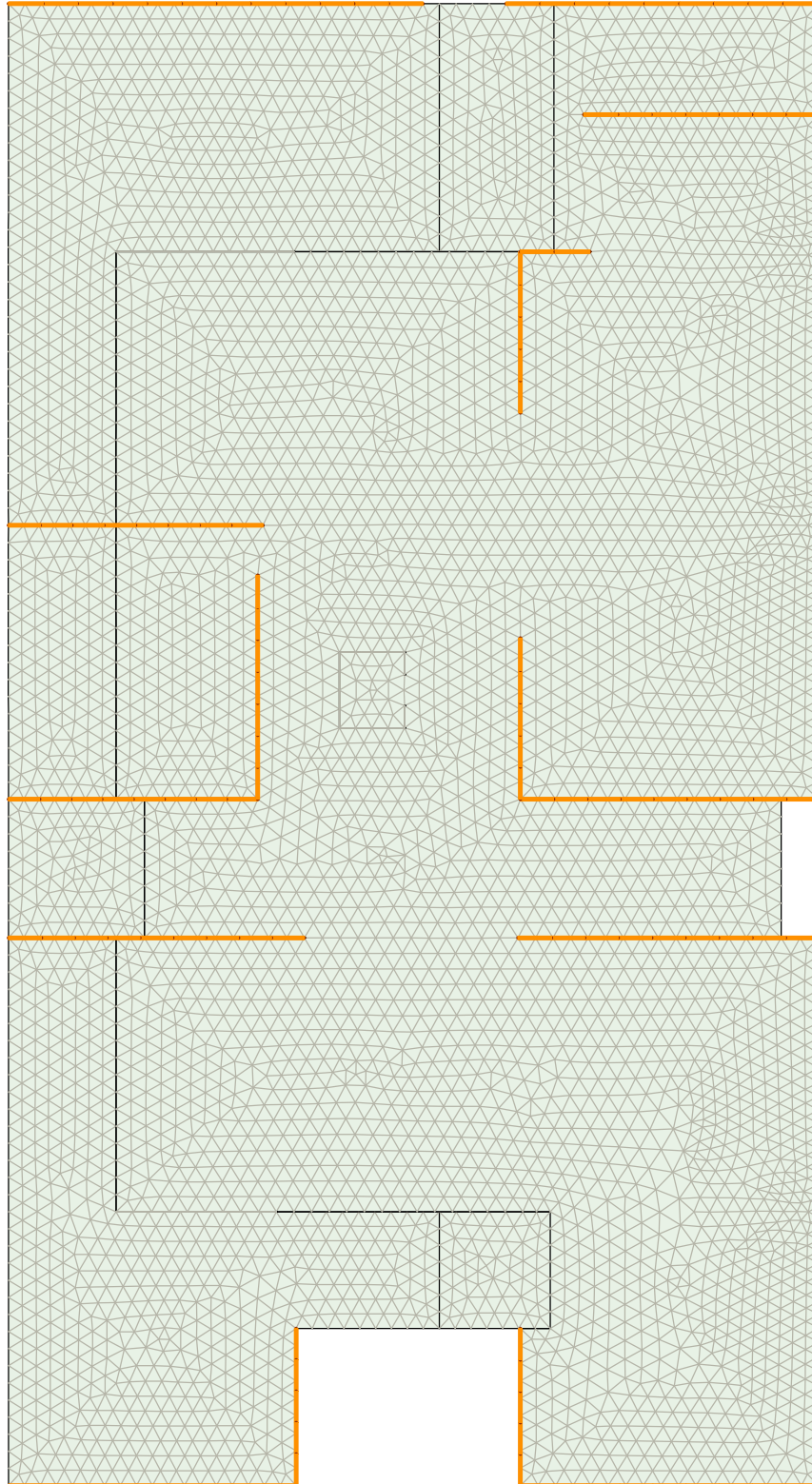


Queste considerazioni hanno carattere generale ma acquistano notevole importanza nelle zone a alto gradiente di sforzo dove è auspicabile limitare al massimo elementi distorti che danno vita a risultati forvianti.

Il programma AxisVM consente il **taglio del picco dei momenti**; per fare questo la mesh deve essere regolata correttamente secondo le teste delle colonne. Attivando questa opzione si adatta automaticamente la mesh in base alla geometria della sezione trasversale degli appoggi.

Qui di seguito viene allegato:

- Immagine degli **elementi di superficie** generati (**Mesh**).



## 2.6. Diagramma delle frecce istantanee ( $t = 0$ )

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

- Grafico della **deformazione istantanea** con tutti i carichi in condizioni **SLE-Quasi permanenti**
- Grafico della **deformazione istantanea** dovuta al solo **Peso Proprio** del solaio

## 2.7. Analisi delle frecce nel lungo periodo ( $t = \infty$ )

Il soddisfacimento dello Stato Limite di Deformazione è basato sulla necessità che la deformazione del solaio sia tale da non comprometterne la funzionalità e l'aspetto estetico. Adeguati valori limite della deformazione devono tenere conto della natura delle finiture, dei tramezzi nonché della funzione della struttura (destinazione d'uso).

In pratica le limitazioni non riguardano direttamente le frecce, bensì il rapporto freccia/luce =  $f/L$ . Infatti gli elementi fragili che possono essere posizionati sopra o sotto il solaio sono in genere sensibili alle distorsioni angolari, di cui una misura significativa è appunto il rapporto  $f/L$ .

Fermo restando che i limiti accettati di  $f/L$  vanno concordati con il committente, indicazioni di massima per elementi in c.a. sono le seguenti:

- per garantire l'aspetto e la fruibilità in condizioni standard, per i carichi quasi permanenti è necessario che  $f/L$  sia inferiore ad  $1/250$ ;

- nel caso in cui siano temuti danni a tramezzi, finiture o infissi, è necessario limitare  $f_{\infty}/L$  a tempo infinito per i carichi quasi permanenti depurati della componente del Peso Proprio del solaio ad **1/500**.

In alcuni casi la limitazione delle frecce può essere fatta in modo implicito limitando il rapporto luce/altezza dell'elemento strutturale, ma in generale si deve procedere al calcolo dello spostamento verificandone la compatibilità con le limitazioni che ne garantiscono la funzionalità.

La freccia  $f$  di cui bisogna tenere conto è quella a tempo infinito  $f_{\infty}$ . A fronte delle caratteristiche viscosi del materiale, che nel lungo periodo si "rilassa" in funzione delle condizioni idrometriche di utilizzo (convenzionalmente per ambienti interni pari a R.H.=55% e per ambienti esterni pari a R.H.=75%) ed ovviamente del tempo  $t$  e del momento di applicazione dei carichi  $t_0$  (tempo in cui avviene lo scasso e spuntello completo del solaio), il valore della freccia risultante nel lungo periodo  $f_{\infty}$  si calcola amplificando il valore di calcolo istantaneo  $f_0$  (per  $t=0$ ) utilizzando un modulo di elasticità efficace, pari al modulo elastico a tempo 0 diviso per  $(1+\phi_0)$ , dove  $\phi_0$  è il coefficiente di viscosità lineare a tempo infinito;

$$E_{c,eff} = \frac{E_{c,0}}{(1+\phi_0)} \quad [EC2 - 3.1.4]$$

Nel caso in esame, con la classe di resistenza di cls utilizzata e nell'ipotesi di umidità relativa R.H. del **55%**, si ottiene un coefficiente di viscosità a tempo infinito pari a  $\phi_0 = 2,07$ .

Per quanto concerne le caratteristiche inerziali delle solette Cobiax® bisogna rifarsi alla riduzione di inerzia della sezione piena dovuta al contributo inesistente delle posizioni occupate dalle cavità di alleggerimento nelle posizioni di massimo vuoto.

Nel caso in esame la soletta alleggerita ha un'inerzia equivalente pari a **0,91** volte quella di una soletta piena dello stesso spessore.

Con tale inerzia si ottiene una freccia istantanea massima  $f_0$  in condizioni quasi permanenti di 4,2 mm misurata **in campata** che porta ad avere una freccia a tempo infinito  $f_\infty$  depurata del peso proprio del solaio di 10,3 mm, ovvero  $L/801$ , considerando una luce di 8,24m. Tale escursione **risulta** essere minore di  $L/500$  richiesta dalla destinazione d'uso.

Qualora la freccia del solaio così calcolata fosse tale da compromettere tramezze o infissi si può pensare di depurare dalla freccia a tempo infinito  $f_\infty$  la freccia effettiva  $f_t$  che si ha al momento della loro realizzazione, secondo la seguente espressione

$$f_t = f_0 \cdot (1 + \phi_0 \cdot \beta(t - t_0)) \quad [\text{EC2} - \text{Appendice B.1}]$$

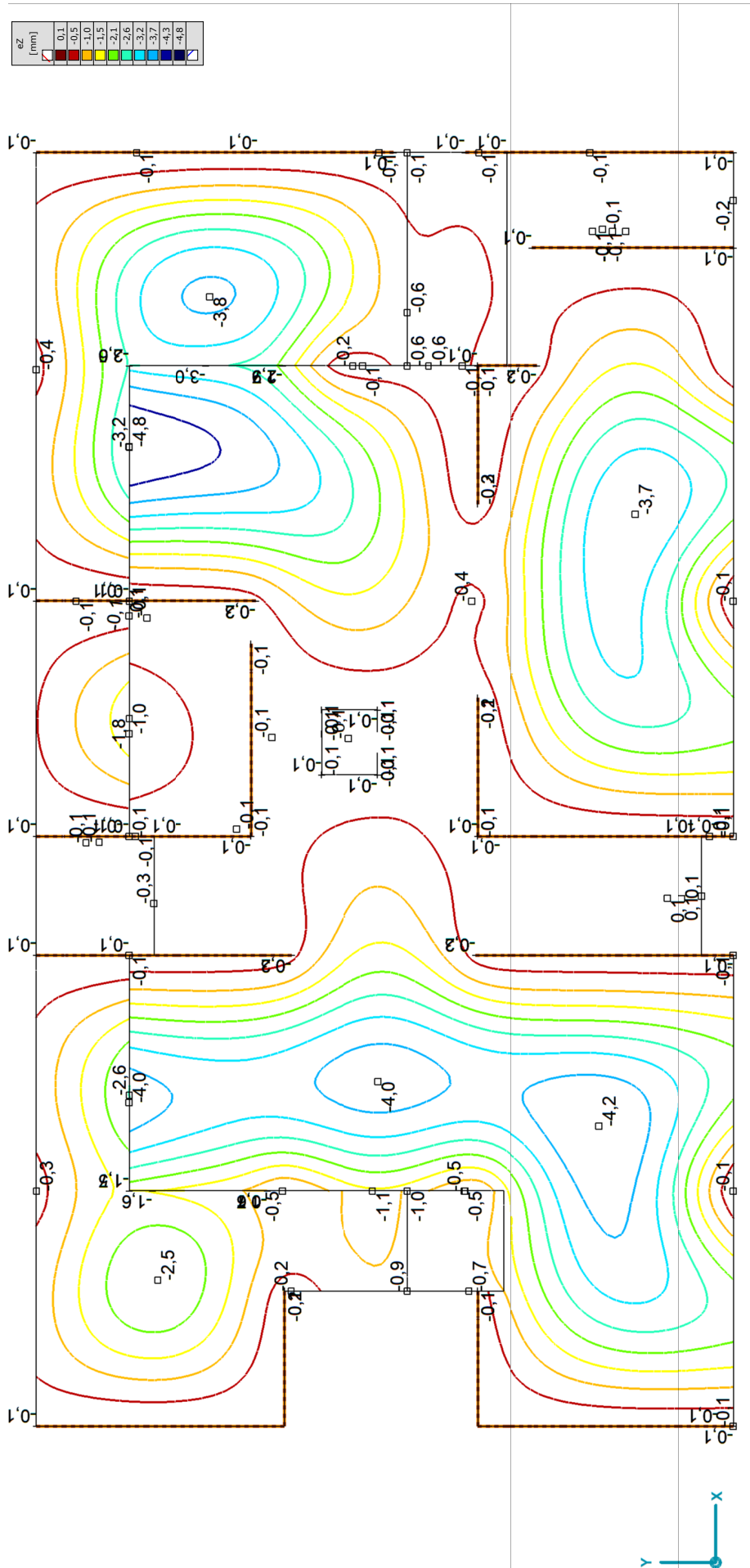
Di seguito una serie di **prescrizioni atte a garantire l'estetica e funzionalità del solaio**, nonché l'integrità delle tramezzature e degli infissi:

- Tempo di disarmo del solaio: 45gg  
Solitamente i solai si possono scassare già dopo una settimana dal getto mantenendolo però puntellato in campata e lungo i perimetri per almeno 28gg. Negli edifici multipiano, durante le fasi di getto e maturazione, ogni solaio dovrà essere sostenuto da almeno due solai sottostanti di contrasto che dovranno rimanere puntellati per tutto il periodo.
- Tempo di realizzazione delle tramezze e degli infissi a partire dal momento del disarmo del solaio: **immediato**
- Qualora si vogliano anticipare i tempi di realizzazione delle tramezze rispetto a quelli indicati al punto precedente occorre **isolare le tramezze dal solaio e dal soffitto con uno strato deformabile di 1cm di materiale resiliente** come feltro di fibre vegetali o elastomero poliuretano.



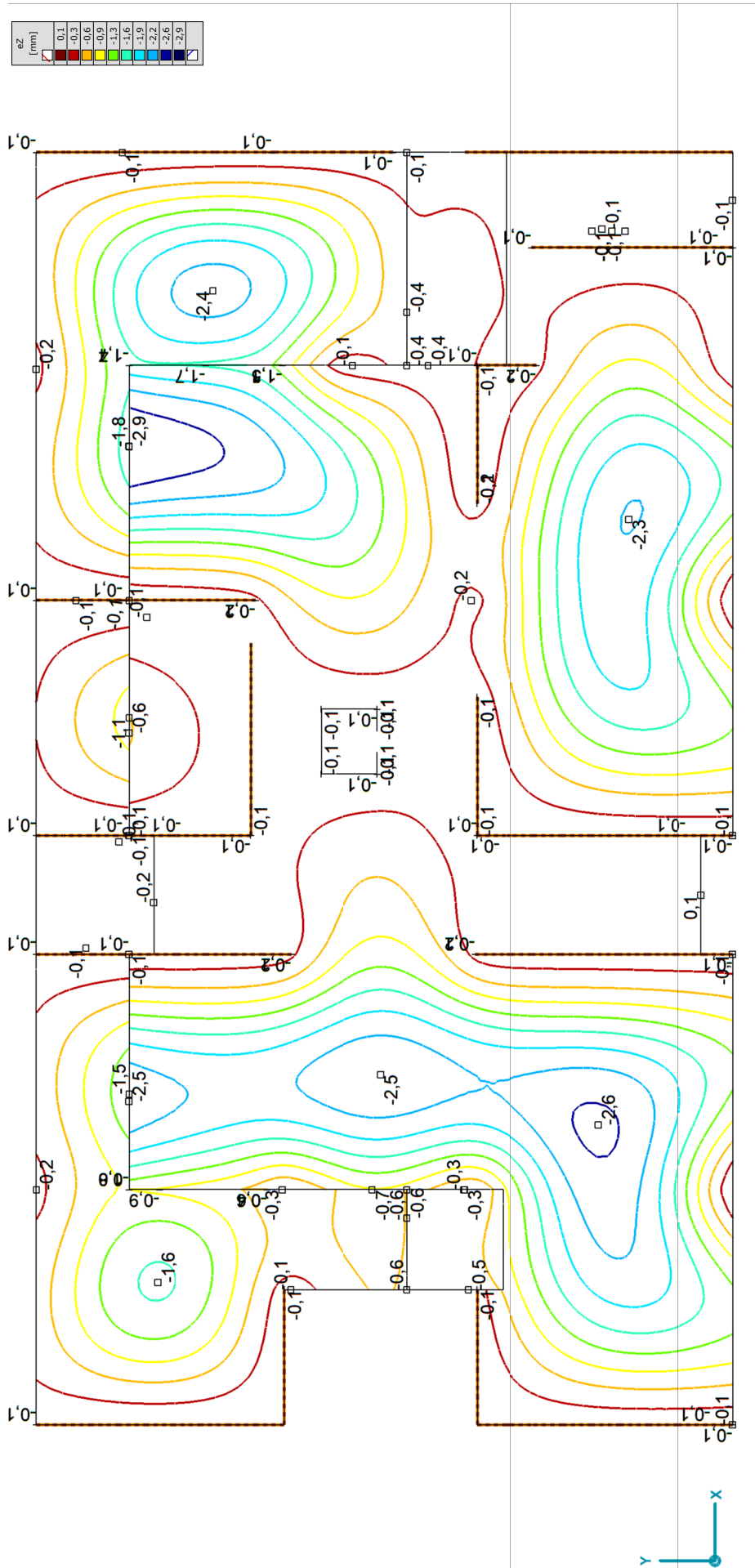
Si allega a tal proposito:

- Tabella dell'elaborazione delle frecce con escursione finale e verifica delle deformazioni

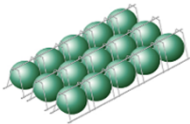


[I], > Copertura, Lineare, (SLE Quasipermanente) Min. Critico,  $eZ$  [mm], Isolinee, Pianta





[I], > Copertura, Lineare, peso proprio, eZ [mm], Isolinee, Pianta



Verifica della freccia di inflessione  
e della frequenza propria del solaio

**Copertura Piana**

Cemento  (UNI EN 197-1)

Umidità RH=

t<sub>0</sub>=

h<sub>0</sub>=2Ac/u= 300,0mm

φ<sub>RH</sub>= 1,66

β(fcm)= 2,80

β(t<sub>0</sub>)= 0,45

β<sub>H</sub>= 696,76

φ<sub>0</sub>= 2,07

$$\frac{E_{c0}}{E_{c,est}} = 1 + \phi(\alpha, t_{28})$$

CAT. Destinazione d'uso

Neve (Q.ta <= 1000 mt.slm)

coeff. di partic. breve periodo ψ(1) = 0,2

coeff. di partic. per Lungo per. ψ(2) = 0

Sovracc.var. partecip.nel breve periodo = 0,24 kN/mq

Sovracc.var. partecip.nel lungo periodo = 0,00 kN/mq

f<sub>∞</sub>/f<sub>ist</sub>= 1 + φ<sub>0</sub>=

coeff. Infless. Amm. (Istant.) = L /

coeff. Infless. Amm. (LP) = L /

Note:

Verifica in zona

Luce di calcolo L=  mt

Freccia istant.ammessa 8,2 mm

Freccia Lungo Per.(amm) 16,5 "

Rapporto luce/spessore solaio

L/H= 27,47 verificare freccia!

Riduz. Jxy (Stato I) = 0,914 (vedi sopra)

Posizione freccia

Freccia massima di servizio (SLE Q-Permanente)

**OK** L / 639

Freccia istantanea (SLE- Frequente)

Freq. min. ammessa 3,00 Hz

(Si attiva nel mom. dello scassero)

**OK** L / 5150

**OK** L / 801

(Da eseguirsi in opera al momento dell'armo dei casseri)

Freccia max. Istant. CB (st.I) =  mm

Freccia Lungo Periodo(calc.) 12,9 "

Freccia max. Istant. (Freq.) =  mm

$$\nu = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta}} = 7,1 \text{ Hz}$$

Freccia solo PP (CB - st.I) =  mm

Escurs. Istantanea (CB) = 1,6 "

Escurs. Lungo Per.(CB) = 10,3 "

Contromonta imposta cf =  mm

Freccia al tempo t=0 -12,4 mm

Freccia al tempo t=inf. -2,1 "

L / 665

L / 3899

## 2.8. Verifica delle vibrazioni

Le vibrazioni sotto carico devono essere contenute in modo tale da non creare disagio agli occupanti o da limitare la funzionalità degli elementi strutturali.

Le NTC 18 al punto 4.1.2.2.3 si limitano a dire che è **necessario effettuare questa verifica per assicurare accettabili livelli di benessere, prevenire danni agli elementi strutturali e non pregiudicare il funzionamento di apparecchiature.**

L'Eurocodice 2 (punto 7.1) dice espressamente che le vibrazioni possono essere importanti ma non sono considerate nella norma.

L'Eurocodice 3 anni '90 (punto 4.3) fornisce criteri di validità generale:

prescrive che **nei solai abitualmente frequentati da persone (abitazioni, uffici, ecc.) la frequenza fondamentale del solaio non deve essere inferiore ai 3 cicli/s; nel caso di pavimenti su cui si balla o salta in modo ritmico (palestre, sale da ballo) la frequenza fondamentale del solaio non deve essere inferiore ai 5 cicli/s.**

La relazione tra frequenza fondamentale  $\nu$  e freccia  $\delta$  provocata da carichi frequenti può essere ricavata tenendo conto che

$$\nu = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{con } m \text{ massa e } k = \frac{F}{\delta} = \frac{mg}{\delta} \text{ rigidità del solaio}$$

In questo modo si lega la frequenza propria del solaio alla freccia in condizioni di carico frequenti secondo l'espressione seguente

$$\nu = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta}}$$

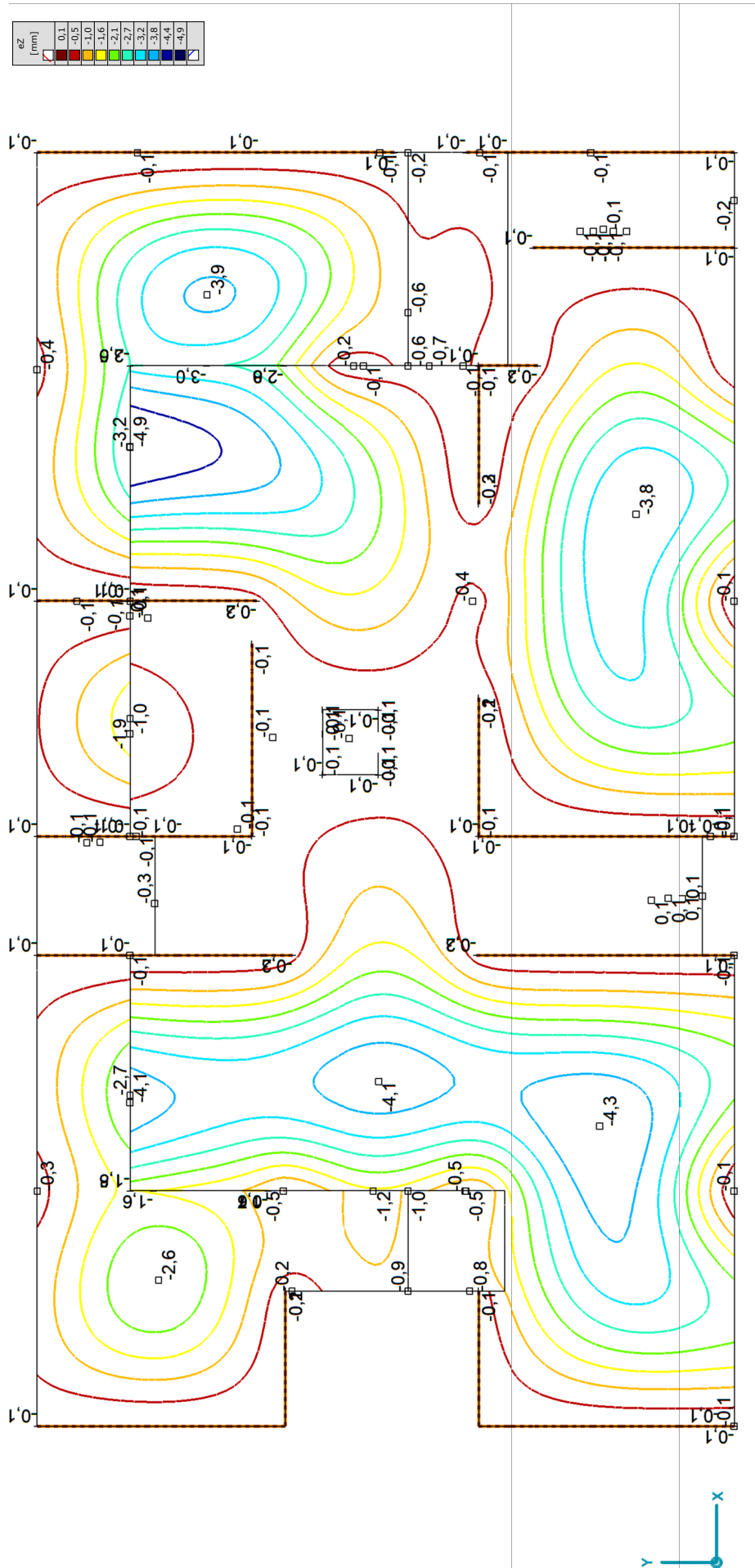
Nel caso in esame la freccia in condizioni frequenti  $\delta$  risulta essere di 4,9 mm che porta ad avere una frequenza fondamentale del solaio pari a

$$\nu = 7,1 \text{ Hz} \geq 3,0 \text{ Hz, ovvero la frequenza minima raccomandata per la destinazione d'uso}$$

Si allega di seguito:

- Immagine delle **frecce istantanee** agli **SLE - Frequenti**





[I], > Copertura, Lineare, (SLE Frequente) Min. Critico, eZ [mm], Isolinee, Pianta

## 2.9. Momenti Flettenti negativi di calcolo e armature inferiori

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

- Grafico ad isolinee degli involucri dei Momenti flett. Negativi min. (SLU) in direz. x
- Grafico ad isolinee degli involucri dei Momenti flett. Negativi min. (SLU) in direz. y
- Grafico ad isolinee delle arm. inf. di progetto in direzione di arco x ( $a_{xb}$ )
- Grafico ad isolinee delle arm. inf. di progetto in direzione di arco y ( $a_{yb}$ )

### Area minima di armatura in zona tesa

Per controllare la fessurazione nelle sezioni dove è presente la trazione indotta da ritiro, da stati coattivi indotti da forze esterne di incastro e stati di costrizione dell'elemento derivanti eventualmente da differenziali termici, analogamente al solaio massiccio, dovrà essere disposta un'armatura minima secondo il punto 7.3.2 di EC2.

Quando la quantità di armatura disposta in una sezione è molto bassa questa si può snervare appena si forma la prima fessura e questo porta a fessure particolarmente ampie. Per evitare questo, occorre disporre un'armatura sufficiente a portare la trazione che prima della fessurazione era sostenuta dal cls, cioè tale che

$$A_s f_{yk} \geq k_c k_{fctm} A_{ct} \quad [\text{EC2 formula 7.1}]$$

Dove  $A_{ct}$  è l'area di cls tesa prima della fessurazione e  $k_c$  un coeff. che tiene conto della distribuzione delle tensioni di trazione ( $k_c=1$  per trazione pura e  $k_c=0,4$  per sezione inflessa rettangolare).

Le NTC18 impongono (punto 4.1.6.1.1) come armatura minima un'espressione che deriva da quella dell'EC2 ponendo  $k_c=0,5$  e ricordando che  $A_{ct}=0,5bd$ , ovvero

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad [4.1.45]$$

Nel caso in esame si è assunta un'armatura effettiva

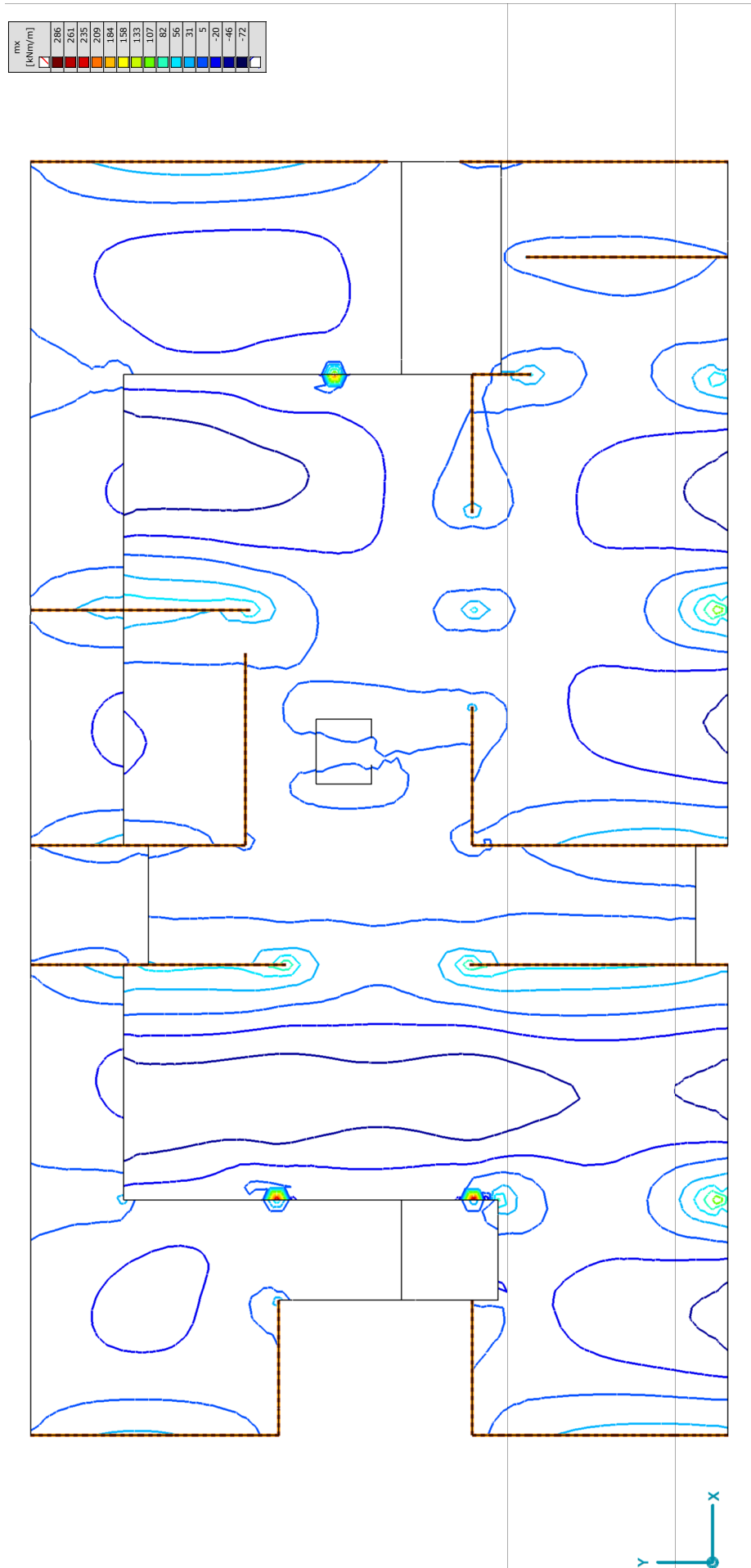
$$A_{s,eff} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m} \geq A_{s,min} 4,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### NOTE :

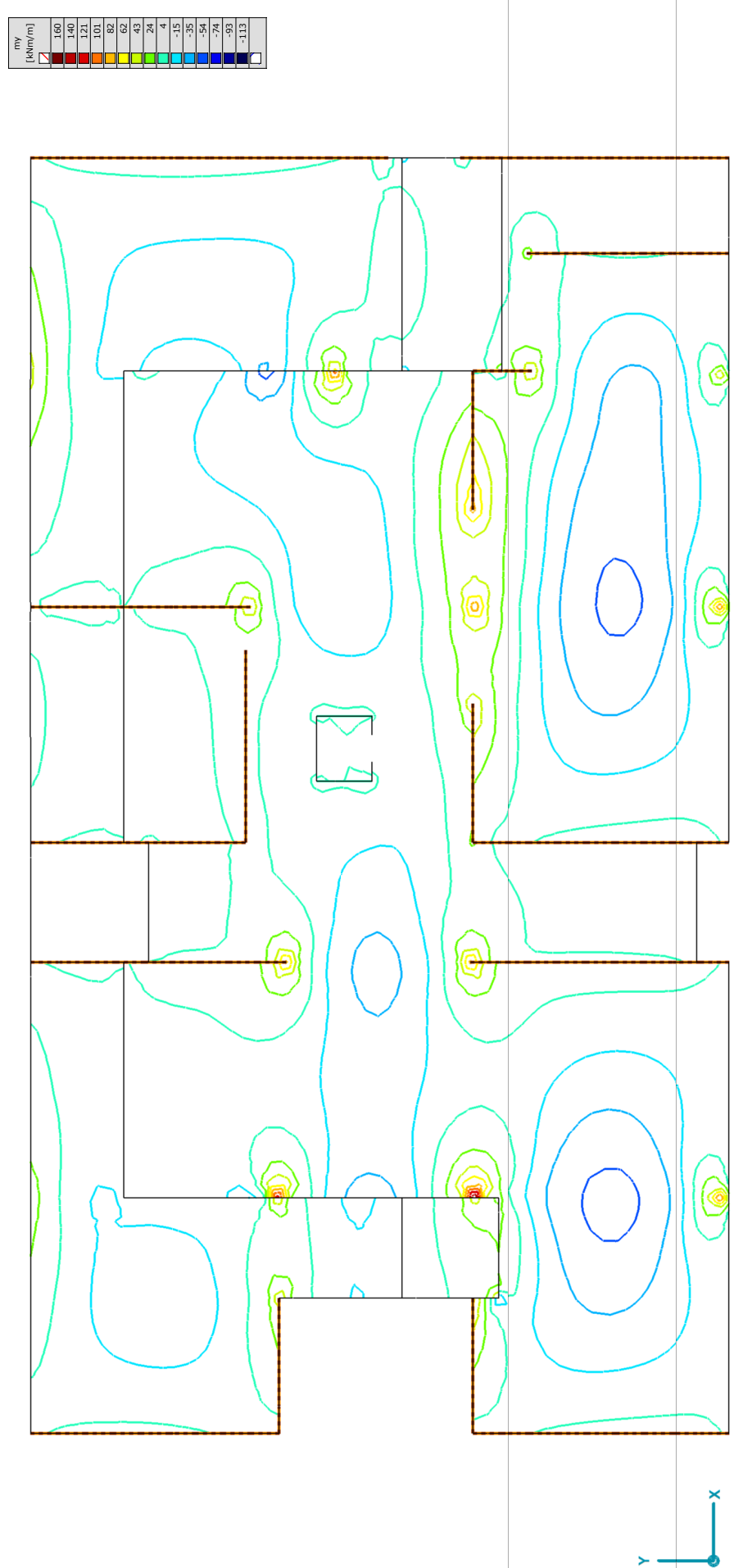
- ATTENZIONE: l'asse Z del programma di calcolo è rivolto verso l'alto, quindi i momenti negativi saranno quelli che tendono le fibre inferiori del solaio; i momenti positivi tenderanno le fibre superiori.
- La combinazione di carico denominata "Tutti gli SLU" è l'involuppo massimo di tutte le combinazioni, sia statiche che sismiche.
- La mappa delle armature parte dal valore dell'armatura minima di base assunta
- Il programma di calcolo, eseguiti gli opportuni involucri delle sollecitazioni derivanti dai momenti flettenti di calcolo  $M_x$ - $M_y$ - $M_{xy}$ , interpretando la teoria dello Stato Limite Ultimo all'EC2 che si basa sull'integrità delle sezioni piane ed assumendo limiti deformativi ultimi di  $\epsilon_{cu}=3,5\%$  per il Cls e di  $\epsilon_{su}=10,0\%$  per l'acciaio, restituisce i quantitativi di armatura necessari per garantire la resistenza delle sezioni allo SLU salvaguardando la condizione di rottura duttile delle stesse (campo deformativo 2b o 3). Le tensioni limite di design sono invece:  
 $\sigma_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$  (per il cls), mentre è  $\sigma_{zd} = f_{yk} / 1,15 \approx 391 \text{ MPa}$ .

Le armature disposte sono tali che ogni punto della superficie (non in media) il quantitativo di armatura richiesta (in termini di  $\text{cm}^2/\text{m}$ ) risulti superiore a quanto richiesto dal programma di calcolo.

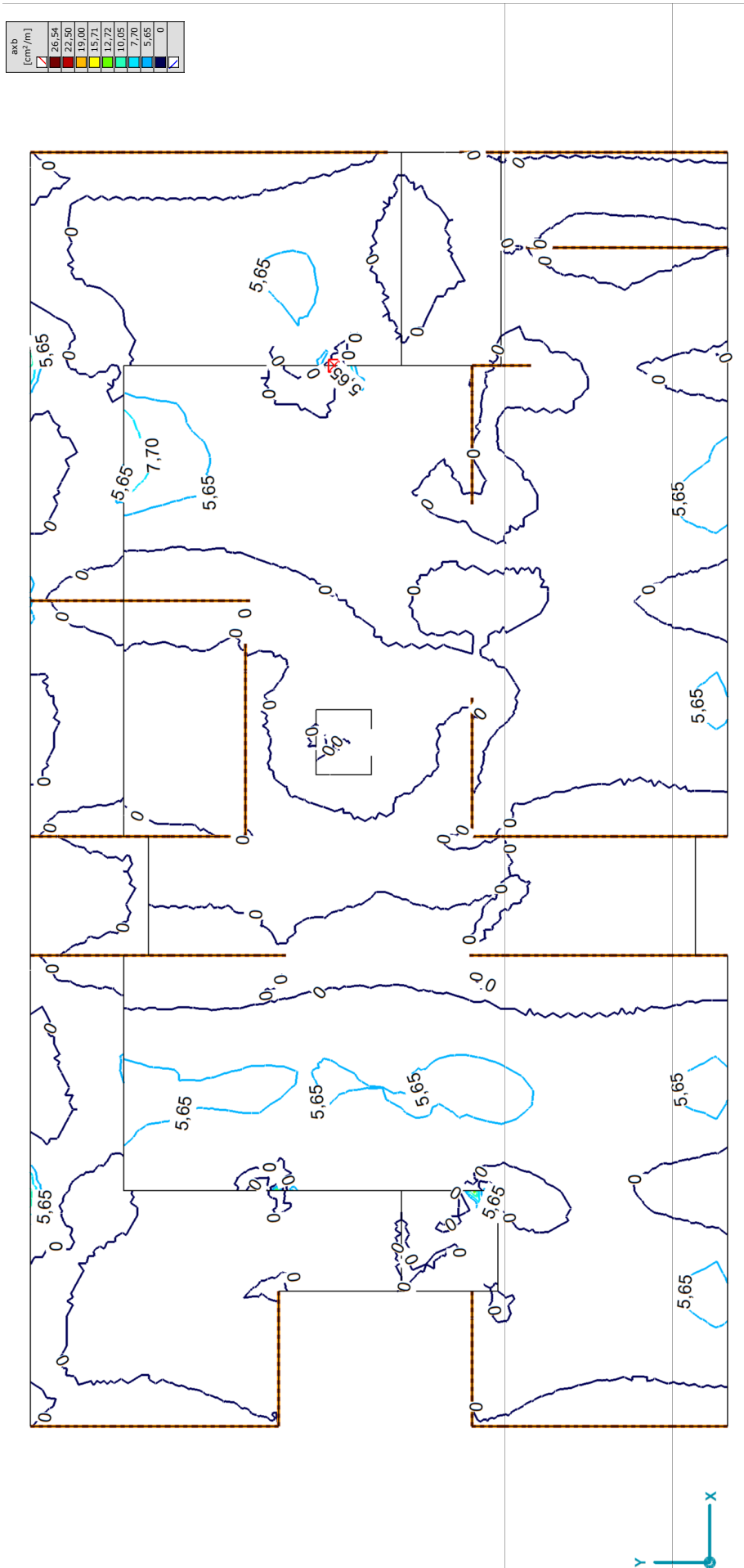
In queste ipotesi i momenti sollecitanti  $M_{ED}$  risultano sempre inferiori al momento resistente  $M_{RS}$



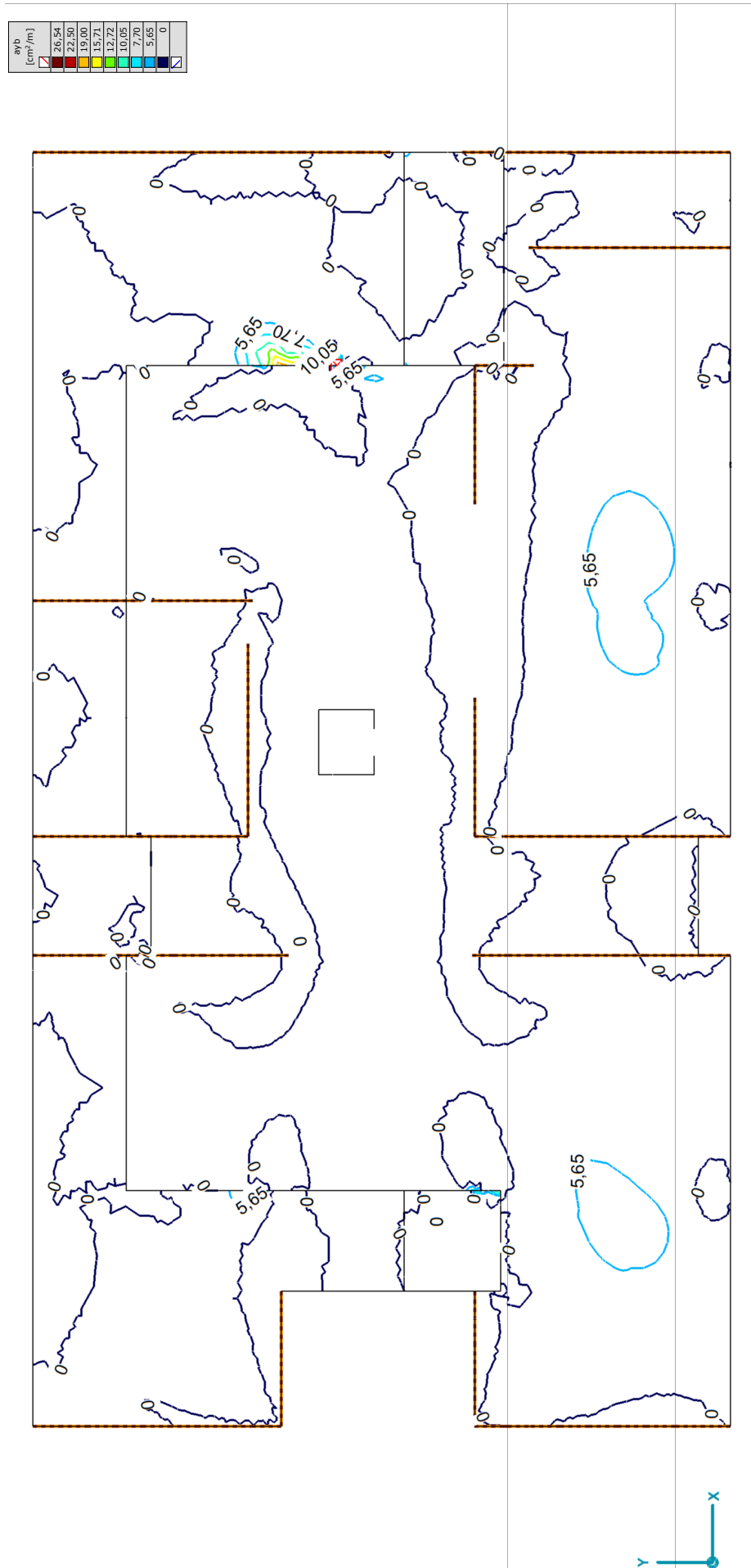
[I], > Copertura, Lineare, (Tutti gli SLU) Min. Critico, mx [kNm/m], Isolinee, Pianta



[I], > Copertura, Lineare, (Tutti gli SLU) Min. Critico, my [kNm/m], Isolinee, Pianta



[RI], > Copertura, Lineare, (Tutti gli SLU) Critico, axb [cm<sup>2</sup>/m], Isolinee, Pianta



## 2.10. Momenti Flettenti positivi di calcolo e delle armature superiori

Qui di seguito vengono allegati in sequenza:

- Grafico ad isolinee degli involuipi dei Momenti flett. Positivi max. (SLU) in direz. x
- Grafico ad isolinee degli involuipi dei Momenti flett. Positivi max. (SLU) in direz. y
- Grafico ad isolinee delle arm. sup. di progetto in direzione di armo x ( $a_{xt}$ )
- Grafico ad isolinee delle arm. sup. di progetto in direzione di armo y ( $a_{yt}$ )

### NOTE :

- Anche in questo caso valgono le medesime considerazioni fatte già per le armature a flessione di intradosso (crf. 2.9).



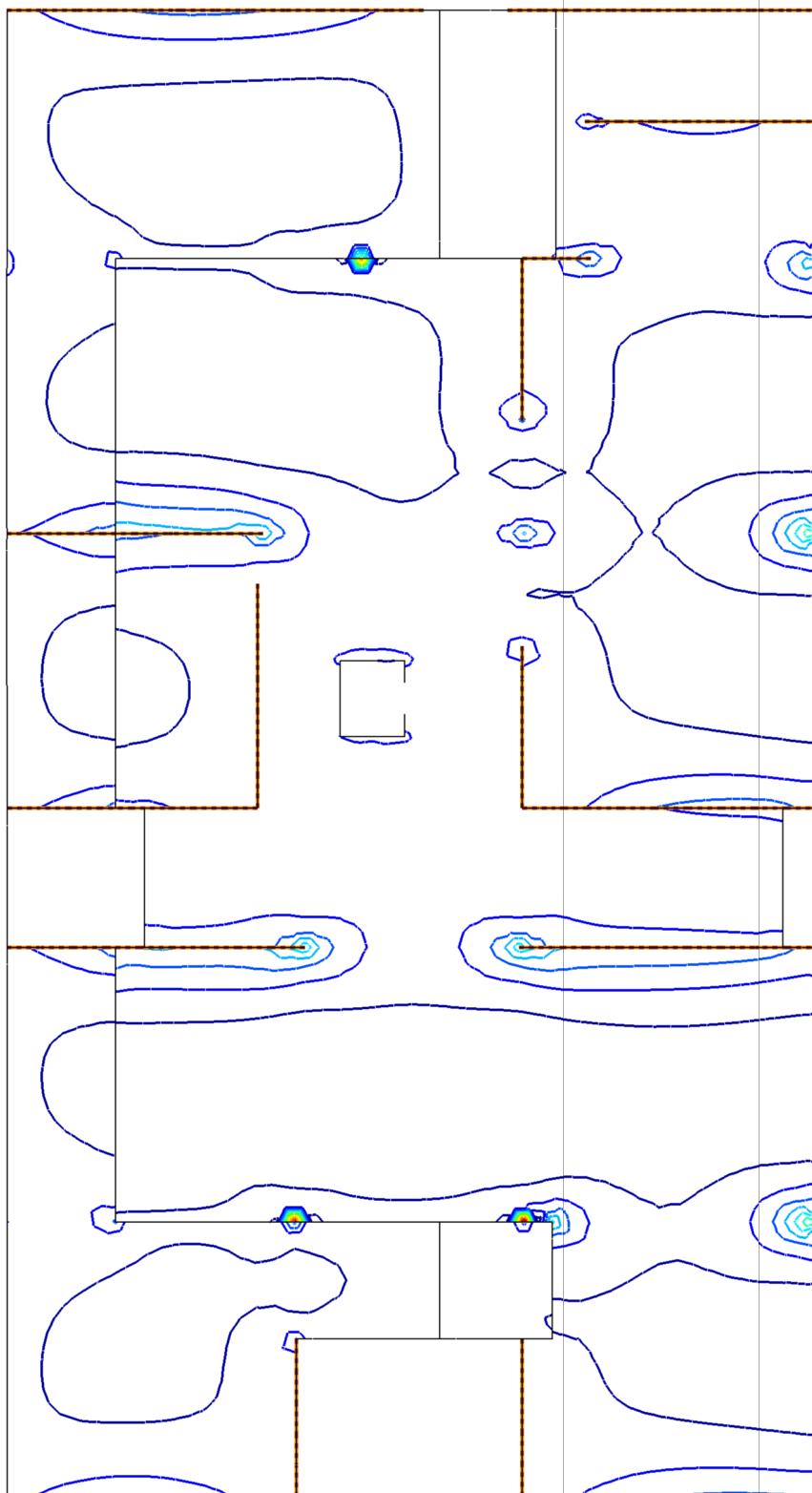
Armatura inferiore



Armatura superiore

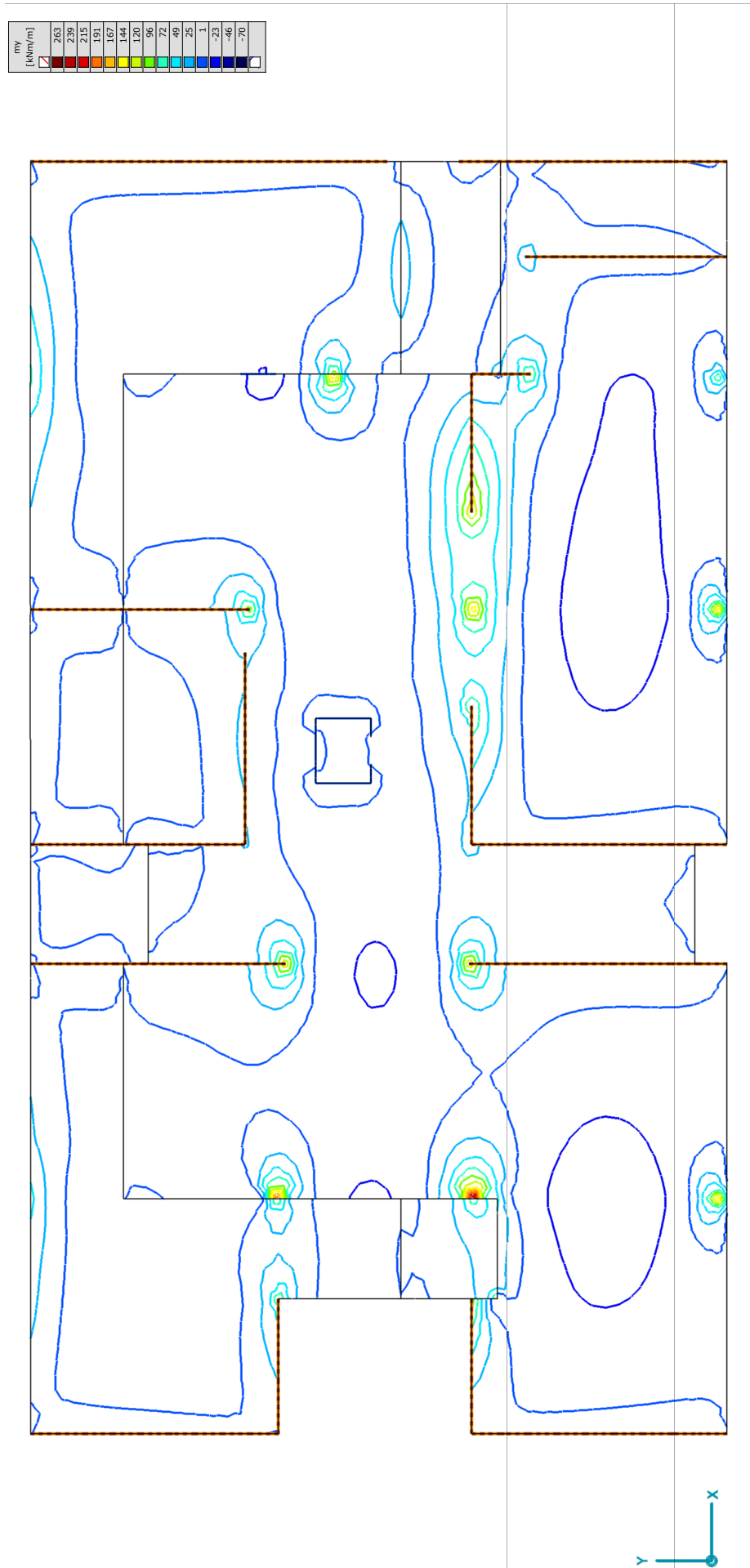


mx	
[kNm/m]	
468	
431	
395	
358	
321	
285	
248	
212	
175	
139	
102	
66	
29	
-7	
-44	



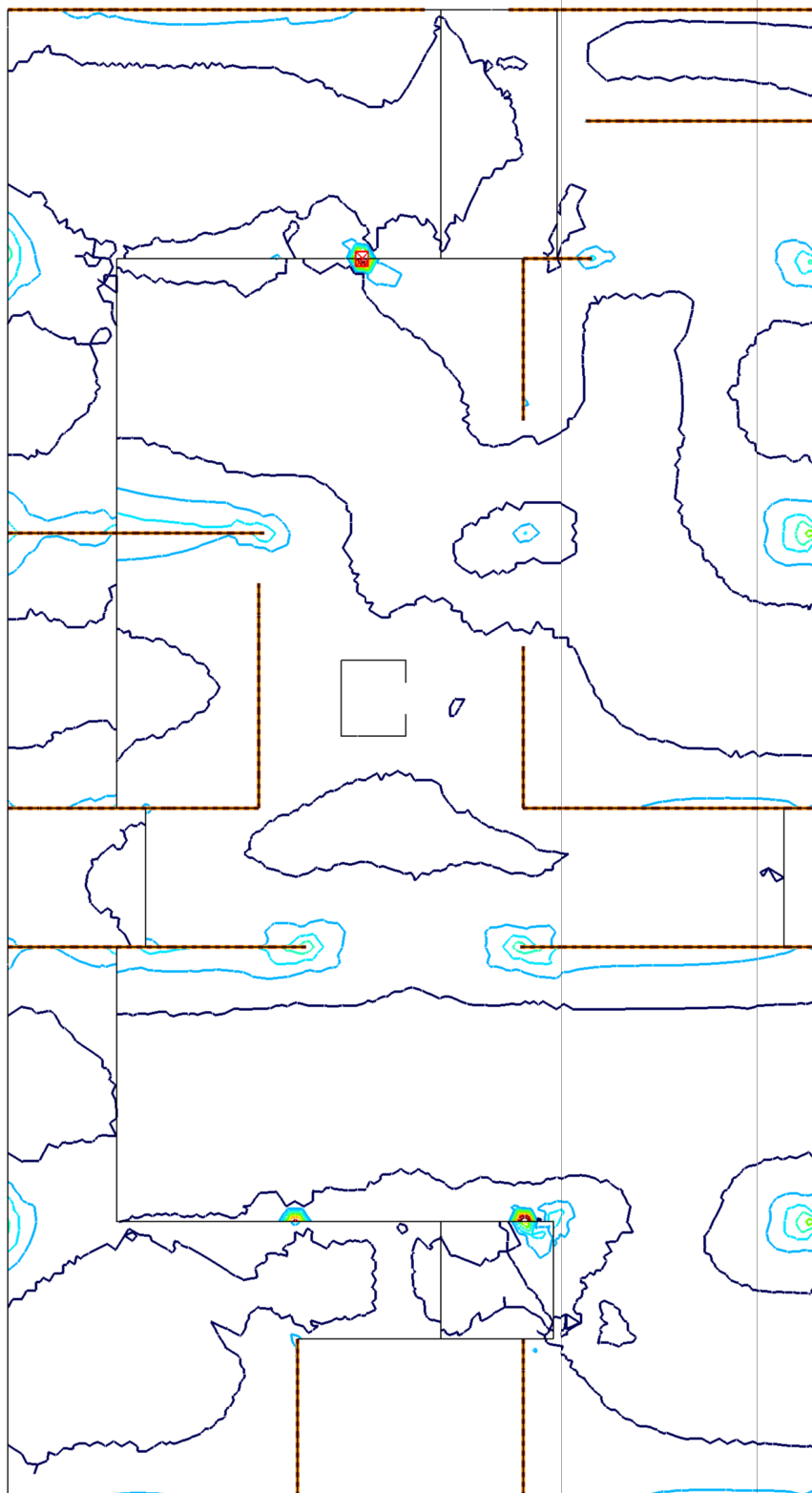
[I], > Copertura, Lineare, (Tutti gli SLU) Max. Critico, mx [kNm/m], Isolinee, Pianta



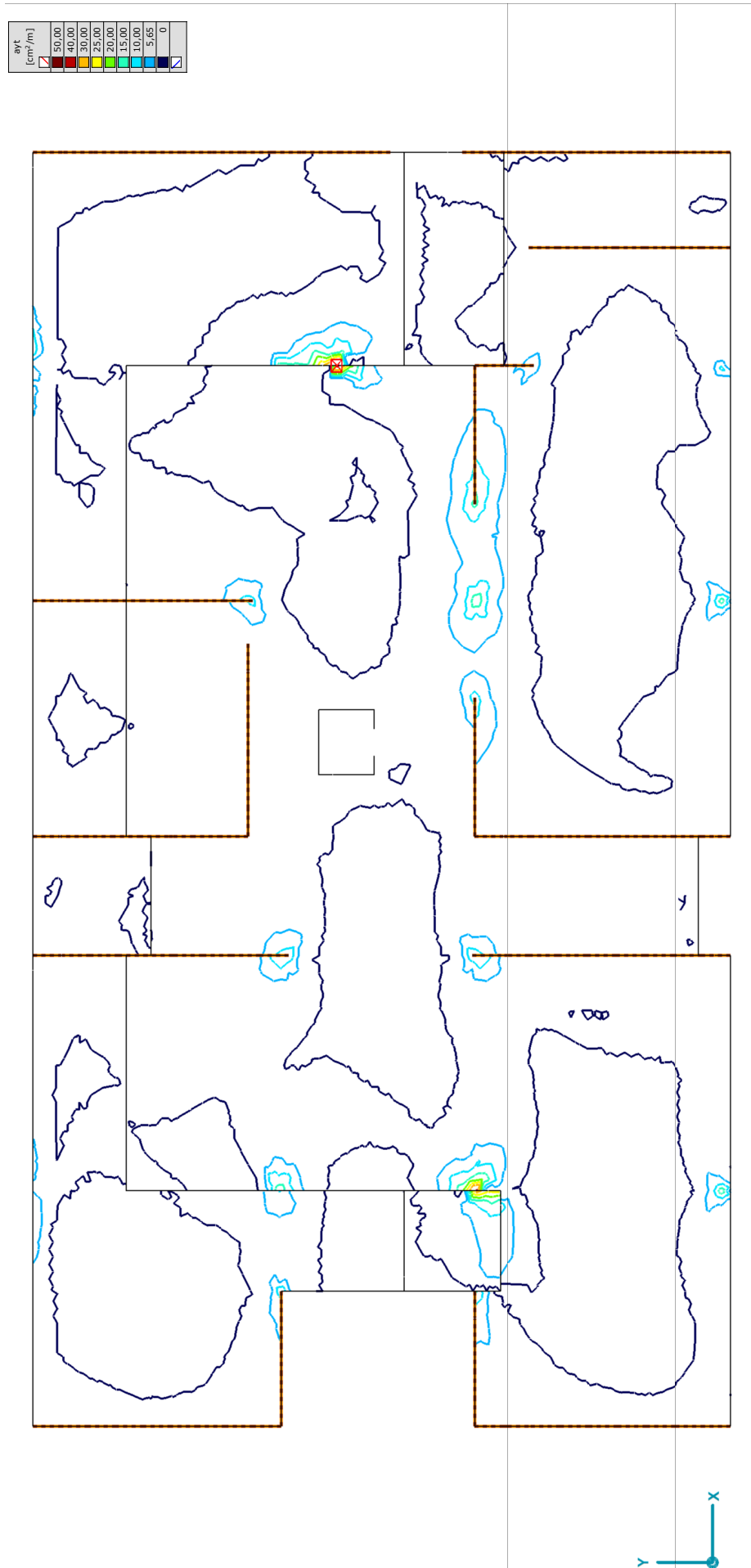


[I], > Copertura, Lineare, (Tutti gli SLU) Max. Critico, my [kNm/m], Isolinee, Pianta

axt [cm <sup>2</sup> /m]	
50,00	
40,00	
30,00	
25,00	
20,00	
15,00	
10,00	
5,65	
0	



[RI], > Copertura, Lineare, (Tutti gli SLU) Critico, axt [cm<sup>2</sup>/m], Isolinee, Pianta



[RI], > Copertura, Lineare, (Tutti gli SLU) Critico, ayt [cm²/m], Isolinee, Pianta

## 2.11. Verifica agli SLU e SLE

Le normative tecniche hanno inquadrato il problema delle verifiche strutturali cercando di definire tutte le possibili malfunzioni cui una determinata struttura può essere soggetta nel corso della sua vita, definendo per ciascuna di esse uno **stato limite**.

Nella definizione di stati limite si distinguono:

- a) **Stati Limite Ultimi (SLU)**, associati al valore estremo della capacità portante
- b) **Stati Limite di Esercizio (SLE)**, associati alle esigenze di impiego ordinario della costruzione o alla sua durata.

Esempi di stati limite ultimi SLU sono: perdita di equilibrio, rottura localizzata, collasso ed instabilità.

Il superamento dello stato limite ultimo SLU ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

A parità di momento resistente, il comportamento a collasso può essere molto diverso in funzione della **duttilità** della sezione (definita come rapporto tra rotazione ultima e la rotazione corrispondente allo snervamento delle armature tese).

Una sezione che presenta rottura duttile dà chiari segnali di preavviso (fessurazione, notevole incremento della deformazione); al contrario una sezione priva di duttilità ha un comportamento di tipo fragile raggiungendo il collasso senza preavviso.

La duttilità è la capacità di dissipare una significativa quantità di energia per isteresi senza che si osservi una sostanziale riduzione di resistenza; questo porta sensibili vantaggi in condizioni sismiche. In fase di progetto occorre mirare ad avere una buona duttilità e quindi ad avere l'acciaio teso ampiamente in campo plastico.

La duttilità è sostanzialmente legata alla posizione dell'asse neutro: per conferire alla sezione una buona duttilità è opportuno assumere come riferimento un diagramma delle deformazioni con *asse neutro posto ad una distanza  $x \leq 0,35 h$*

Il calcolo delle armature deve essere effettuato in modo tale che in caso di rottura si ricada in campo 2b e 3 (rottura bilanciata con massimo accorciamento del cls ed acciaio in campo plastico) sfruttando i due materiali al massimo.

Gli stati limite di esercizio SLE corrispondono a situazioni limite oltre le quali non sono soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti, cioè situazioni che comportano un rapido deterioramento oppure la perdita della funzionalità della struttura.

Nel caso del cemento armato possono essere rilevanti, dal punto di vista dell'esercizio, problemi di deformazione e vibrazione (vedi paragrafi specifici), *di fessurazione*, di *eccessivo stato tensionale dei materiali*.

L'esigenza di tenere sotto controllo lo stato tensionale nasce per due motivi: forti tensioni di compressione possono produrre fessure parallele alla direzione di compressione (problemi di estetica e durabilità); eccessive tensioni di trazione dell'acciaio possono portare a deformazioni plastiche che comporterebbero fessure ampie e permanentemente aperte.

Un altro aspetto è quello delle deformazioni viscosi che possono crescere più del previsto se lo stato tensionale è particolarmente elevato.

Il superamento di uno SLE può avere carattere reversibile (il danno cessa quando cessa la causa che lo ha generato) o irreversibile (si manifestano danneggiamenti permanenti che si identificano come Stati Limite del Danno SLD).

Di seguito si presenta foglio elettronico con verifiche di alcune sezioni tipiche agli SLU (sezione a rottura bilanciata in campo 3) e SLE.

Si parla di rottura bilanciata quando la crisi della sezione si ha per contemporaneo raggiungimento dell'allungamento  $\varepsilon_{yd}$  delle armature tese e l'accorciamento massimo del cls  $\varepsilon_{cu}$

Si specifica che i limiti tensionali adottati sono quelli indicati al paragrafo 7.2 di EC2 e che la verifica della fessurazione senza calcolo diretto è stata effettuata con il metodo tabellare proposto dalla normativa (prospetti 7.2N e 7.3N di EC2 riportati in seguito) con controllo dei diametri massimi dei ferri o del loro passo massimo. I valori indicati nei due prospetti devono essere modificati per tenere conto della effettiva classe di cls adottata per il solaio e dei diversi valori di copriferro  $c$ .

**Se si rispetta uno dei due prospetti (non necessariamente tutti e due assieme),** dove disposta un'armatura superiore a quella indicata dalla formula 7.1 di EC2 (vedi paragrafo 2.9 della presente relazione), **le ampiezze delle fessure non dovrebbero essere eccessive e non vi è necessità di calcolo diretto della loro ampiezza.**

In effetti le fessure crescono al crescere del *diametro della barra* poiché maggiore è la concentrazione in quest'ultima di forze di trazione. Inoltre crescono in ampiezza man mano che aumenta la distanza delle barre poiché si crea una zona in cui le forze di trazione del cls, e le conseguenti fessure, non sono ricucite da armature in acciaio.

Per tensioni dell'acciaio tese inferiori a 160MPa la verifica a fessurazione del cls si assume implicitamente soddisfatta.

Se nella porzione di solaio verificata sono presenti barre di diametro diverso occorre utilizzare nella verifica un diametro equivalente  $\phi_{eq}$  calcolato con l'equazione (7.12) di EC2

prospetto 7.2N **Diametri massimi delle barre  $\phi_s^*$  per il controllo della fessurazione<sup>1)</sup>**

Tensione nell'acciaio <sup>2)</sup> [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) I valori nel prospetto sono basati sulle seguenti assunzioni:  
 $c = 25$  mm;  $f_{ct,eff} = 2,9$  MPa;  $h_{cr} = 0,5$ ;  $(h - d) = 0,1$  h;  $k_1 = 0,8$ ;  $k_2 = 0,5$ ;  $k_3 = 0,4$ ;  $k = 1,0$ ;  $k_1 = 0,4$  e  $k' = 1,0$ .  
 2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

prospetto 7.3N **Spaziatura massima delle barre per il controllo della fessurazione<sup>1)</sup>**

Tensione nell'acciaio <sup>2)</sup> [MPa]	Spaziatura massima delle barre [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Per le note vedere prospetto 7.2N.

Di seguito viene allegata:

- Verifica sezioni tipo agli Stati Limite SLU e SLE di alcune sezioni tipologiche



### Verifiche di sicurezza agli S.L. (secondo EN 1992-1-2 : 2004)

#### GEOMETRIA

H =	30	cm	B =	100	cm	A <sub>s base</sub> =	φ10/ 20	3,93	inferiore
c =	3,7	cm	b =	1	m	A' <sub>s base</sub> =	φ12/ 20	5,65	superiore
d =	0,037	m							
z = d - c =	0,263	m	Cat. Ambiente	(XC1)					
	0,226	m							

#### MATERIALI

R <sub>ck</sub> =	35	MPa	Acciaio	B450C	
f <sub>cd</sub> =	15,87	Mpa	f <sub>yd</sub> =	391	Mpa

### Stato limite ultimo (SLU) - (ε < 0,35; Campo 3)

#### (D.A.N. - Regolamento IT.)

$$\Delta M_u = A_s' \cdot f_{yd} \cdot z \quad M_{ult} = M_{SLU} - \Delta M_u$$

$$k = y/h \quad A_s^* = 0,5k \frac{\sigma_{cu} b h}{f_{yd}} \quad A_{smin} = A_s^* + A_s'$$

$$\sigma_{cu} = 15,87 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$$

POS.	M <sub>SLU</sub>	A <sub>s</sub> '(disp.)	ΔMult.	Mult.*	A <sub>smin</sub>	x/d	M <sub>Rd</sub>	φ <sub>eq</sub>	p <sub>eq</sub>	A <sub>s</sub> (disp.)	Verifica	Armatura integrativa	Armatura di base
	[kNm/m]	[cm²]	[kNm/m]	[kNm/m]	[cm²]	[-]	[kNm/m]	[mm]	[cm]	[cm²]		φ [mm]	p [cm]
INF.01 X	Perimetro	72	5,65	50	22	7,8	0,125	94,50	11,1	10	OK	10	20
INF.02 Y	Campata	60	5,65	50	10	6,6	0,125	94,50	11,1	10	OK	10	20
SUP.03 X	Pil 60x60	167	5,65	50	117	18,0	0,206	196,12	13,4	7	OK	14	10
SUP.04 Y	Pil D60	126	5,65	50	76	13,4	0,165	149,40	14,3	10	OK	16	20
SUP.05 X	Muro	195	5,65	50	145	21,3	0,248	236,02	14,9	7	OK	16	10

### SLE Raro Limitaz. σ di esercizio

#### Teoria Stato II (Fessurato)

$$\sigma_s(\max) = 360 \text{ MPa} \quad [0,8 f_{yk}]$$

$$\sigma_c(\max) = 16,8 \text{ MPa} \quad [0,60 f_{ck}]$$

POS.	M <sub>raro</sub>	A <sub>s</sub> '(disp.)	A <sub>s</sub> (disp.)	yc	J(id)	σ <sub>c</sub>	σ <sub>s</sub> '	σ <sub>s</sub>	f	h <sub>o</sub>	Verifica tensioni
	[kNm/m]	[cm²]	[cm²]	[cm]	[cm⁴]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]	
INF.01 X	Perimetro	54	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	5,9	42	241	2,3	OK
INF.02 Y	Campata	45	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	4,9	35	201	2,3	OK
SUP.03 X	Pil 60x60	126	5,65	21,05	9,7	1,18E+05	10,4	97	266	4,0	OK
SUP.04 Y	Pil D60	95	5,65	15,71	8,6	9,54E+04	8,6	74	264	3,2	OK
SUP.05 X	Muro	147	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	11,4	111	257	4,7	OK

### SLE Quasi permanente Limitaz. σ di esercizio e apertura fessure

$$w_{max} = 0,3 \text{ [mm]}$$

#### Teoria Stato II (Fessurato)

$$\sigma_s(\max) = 255 \text{ MPa} \quad [\text{cfr. EC2 - Par.7.2}]$$

$$\sigma_c(\max) = 12,6 \text{ MPa} \quad [0,45 f_{ck}]$$

POS.	M <sub>q perm</sub>	A <sub>s</sub> '(disp.)	A <sub>s</sub> (disp.)	yc	J(id)	σ <sub>c</sub>	σ <sub>s</sub> '	σ <sub>s</sub>	f	h <sub>o</sub>	Verifica tensioni	φ <sub>max</sub>	p <sub>max</sub>	Verifica fessure
	[kNm/m]	[cm²]	[cm²]	[cm]	[cm⁴]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]		[mm]	[cm]	
INF.01 X	Perimetro	48	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	5,1	37	211	2,3	OK	17,46	23,65	OK
INF.02 Y	Campata	40	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	4,3	31	176	2,3	OK	22,63	28,04	OK
SUP.03 X	Pil 60x60	110	5,65	21,05	9,7	1,18E+05	9,1	85	233	4,0	OK	13,61	20,89	OK
SUP.04 Y	Pil D60	83	5,65	15,71	8,6	9,54E+04	7,6	65	231	3,2	OK	13,90	21,09	OK
SUP.05 X	Muro	129	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	10,0	97	225	4,7	OK	14,95	21,85	OK

### SLE Frequente Limitaz. σ di esercizio e apertura fessure

$$w_{max} = 0,4 \text{ [mm]}$$

#### Teoria Stato II (Fessurato)

POS.	M <sub>freq.</sub>	A <sub>s</sub> '(disp.)	A <sub>s</sub> (disp.)	yc	J(id)	σ <sub>c</sub>	σ <sub>s</sub> '	σ <sub>s</sub>	f	h <sub>o</sub>	Verifica fessure	φ <sub>max</sub>	p <sub>max</sub>
	[kNm/m]	[cm²]	[cm²]	[cm]	[cm⁴]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]		[mm]	[cm]
INF.01 X	Perimetro	49	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	5,3	38	217	2,3	OK	20,86	27,90
INF.02 Y	Campata	41	5,65	9,58	7,0	6,52E+04	4,4	31	181	2,3	OK	27,74	30,00
SUP.03 X	Pil 60x60	114	5,65	21,05	9,7	1,18E+05	9,4	87	240	4,0	OK	15,58	25,06
SUP.04 Y	Pil D60	86	5,65	15,71	8,6	9,54E+04	7,8	67	238	3,2	OK	15,98	25,27
SUP.05 X	Muro	133	5,65	25,76	10,5	1,36E+05	10,3	100	232	4,7	OK	17,43	26,06

$$f = n \cdot \frac{A_s + A_s'}{B} \quad y = f \cdot (-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot h_0}{f}}) \quad h_0 = (A_s d + A_s' c) / (A_s + A_s')$$

$$J_{id} = \frac{b y^3}{3} + n [A_s (h - y)^2 + A_s' (y - h')^2]$$

$$\sigma_c = \frac{M}{J_{id}} y \quad \sigma_s' = n \frac{M}{J_{id}} (y - c') \quad \sigma_s = n \frac{M}{J_{id}} (d - y)$$

## 2.12. Resistenza a taglio del solaio alleggerito

Come nelle comuni sezioni di c.a. con corpi di alleggerimento, anche per le solette con il sistema Cobiax®, si ha, come logica conseguenza dell'eliminazione di cls, la riduzione della capacità portante a taglio. La soletta alleggerita tipo Cobiax è in grado di assicurare almeno il **55%** della resistenza al taglio<sup>6</sup> di calcolo di una soletta massiccia di pari spessore.

**Sinteticamente dunque, nelle zone in cui le tensioni di taglio superano il 55% della resistenza a taglio di un solaio pieno dello stesso spessore, andranno tolti gli alleggerimenti ripristinando la sezione massiccia.**

In formule questo valore limite di taglio è espresso nel modo seguente

$$V_{Rd,c,CB} = 0,55 \cdot V_{Rd,c} = 0,55 \cdot \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot h$$

Dove:

$$\gamma_c = 1,5$$

$$k = 1 + \sqrt{(200/h)}$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot xh)$$

$A_{sl}$  = armatura tesa superiore di base

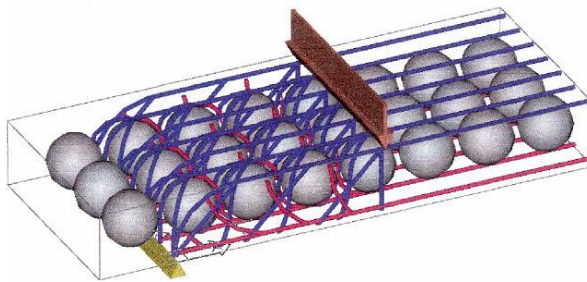
$h$  = altezza statica delle armature superiori di base

Nel caso in esame con  $k=1,88$ ,  $\rho_l=0,0022$ ,  $f_{ck}=28,00\text{Mpa}$  e  $h=26,3\text{cm}$

Si ottiene un valore del taglio limite pari a

$$V_{Rd,c,CB} = 58,43\text{kN/m}$$

*Si noti che a favore di sicurezza e per semplicità si è assunta come armatura tesa quella superiore di base e non quella sugli appoggi*



La maggiore resistenza a taglio rispetto a quella calcolata secondo EC2 in funzione della nervatura  $b_w$  è dovuta alla formazione di bielle compresse a comportamento tridimensionale (**traliccio tridimensionale spaziale**) come rappresentato in figura.

La resistenza a taglio del solaio alleggerito non è funzione della larghezza delle sue nervature ma della sua area efficace, ovvero quella depurata della superficie dell'alleggerimento.

<sup>6</sup> Il valore percentuale di tale rapporto cresce, ovviamente, nel caso si aumenti il passo degli alleggerimenti mantenendo invariato lo spessore della soletta



**La resistenza a taglio della soletta piena senza armatura specifica**, ovvero nelle porzioni di solaio dalle quali si sono tolti gli alleggerimenti, si calcola con la seguente espressione:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot h \geq 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \cdot h \quad [(6.47) - EC2]$$

Nel caso in esame risulta

$$V_{Rd,c} = 122,59 \text{ kN/m}$$

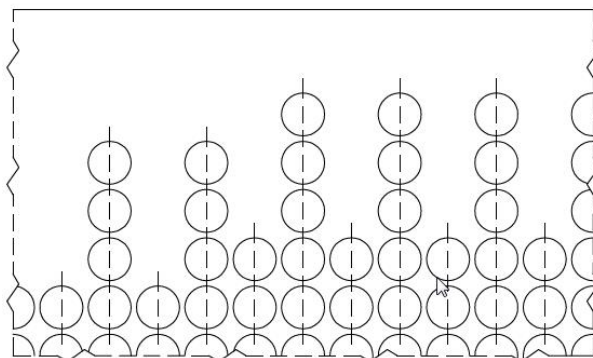
### Note per l'ottimizzazione delle zone alleggerite

In alcuni casi può essere necessario ottimizzare la superficie di solaio alleggerita per andare ad ottenere la massima riduzione di peso proprio possibile.

In queste situazioni è possibile posizionare gli alleggerimenti a "pettine" (vedi immagine sottostante) andando ad alternare all'alleggerimento porzioni in getto pieno.

E' possibile utilizzare in queste situazioni un fattore correttivo più alto

$$V_{Rd,c,CB^*} = 0,5 \cdot V_{Rd,c,CB} + 0,5 \cdot V_{Rd,c} = 0,75 \cdot V_{Rd,c}$$

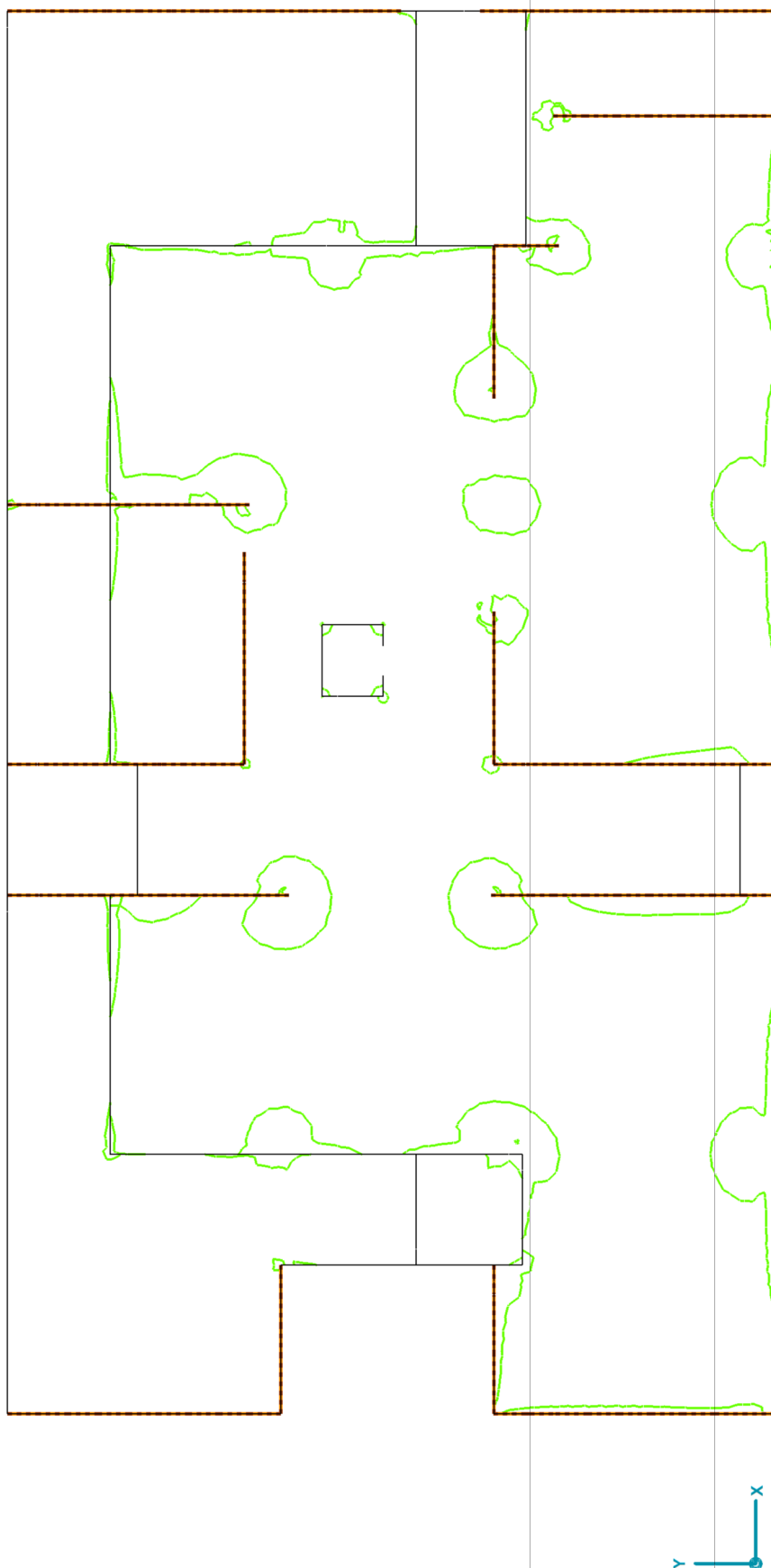


Nei solai cementati da forti sovraccarichi ed in presenza di appoggi lineari estesi (es. pareti perimetrali) oltre alla verifica a punzonamento (per la quale si rimanda al par. 2.12) occorrerà fare **verifica a taglio** qualora  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ . In questo caso l'armatura a taglio da introdurre (staffature o spille) andrà calcolata come si trattasse di una trave di larghezza unitaria secondo §4.1.2.5.2 delle NTC avendo cura di verificare che la resistenza di "taglio trazione" sia minore di quella a "taglio compressione" ( $V_{Rsd} \leq V_{Rcd}$ ) in modo tale che la resistenza a taglio della sezione sia raggiunta con lo snervamento delle armature trasversali.

Allegasi a seguire:

- immagine degli elementi finiti che superano il limite ammissibile di resistenza tagliante tipica del solaio alleggerito
- eventuale immagine dell'andamento del taglio sul solaio
- eventuale calcolo dell'armatura a taglio su solaio, se necessaria





[Rl], > Copertura, Lineare, (Tutti gli SLU) Max. Critico, (qRZ-VRd,c) [kN/m], Zone in getto pieno

## 2.13. Verifica a Taglio dell'interfaccia di cls gettati in tempi diversi

Per limitare l'effetto della sottospinta, in presenza di alleggerimenti, occorre spezzare il getto del cls in due fasi.

La superficie d'interfaccia tra il primo ed il getto di completamento è una ripresa di getto e dunque per essa si applicano le regole relative alle interfacce tra getti dell'EC2.

Si sottolinea però che tale interfaccia viene realizzata generalmente in condizioni favorevoli, ovvero a breve distanza di tempo.

La resistenza dell'interfaccia tra i due getti si compone di due contributi: uno legato alla resistenza a trazione del cls  $f_{ctd}$ , l'altro alla resistenza a trazione dell'armatura trasversale  $\rho$  che attraversa l'interfaccia

$$v_{Rd,j} = (c_j \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_{Nd}) \cdot b_{j,red} + \rho \cdot f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) = v_{Rd,j}^* + v_{Rd,j, sy} \leq v_{Rd,c, CB}$$

Nell'equazione si è introdotto il coeff.  $b_{j,red}$  che tiene conto della superficie effettiva di scorrimento, ovvero depurata di quella occupata dagli alleggerimenti che è funzione dell'altezza del primo getto.

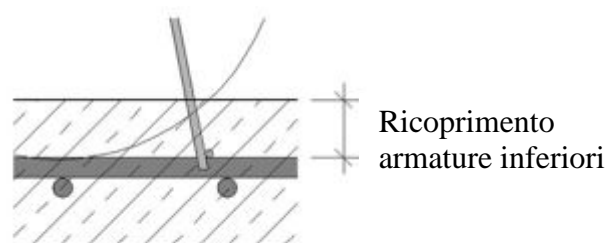
La superficie di interfaccia si considera liscia ( $c=0,35$  e  $\mu=0,6$ ): superficie senza lavorazioni dopo la vibrazione.

A favore di sicurezza si considera nullo il contributo della compressione sull'interfaccia ( $\sigma_{Nd}=0$ ).

Per ragioni di equilibrio gli sforzi di taglio nel piano trasversale  $v_{Ed}$  sono uguali agli sforzi di scorrimento nel piano orizzontale  $v_{Rd,j}$ .

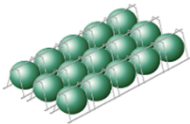
Ne deriva dunque che  $v_{Rd,c}$  è il limite massimo dello sforzo di scorrimento delle zone che non richiedono armatura a taglio.

Nell'allegato seguente si andrà a verificare la necessità della presenza di un'armatura trasversale che attraversi la superficie di interfaccia tra i getti nelle zone alleggerite e se eventualmente questo scopo è assolto dalle gabbie di contenimento degli alleggerimenti.



Allegasi a seguire:

- Verifica a scorrimento dell'interfaccia tra i due getti



### Verifica al taglio dell'interfaccia dei cls gettati in tempi diversi

#### **Copertura Piana**

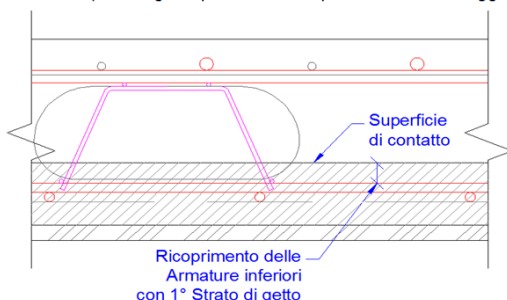
Sollecitazione di calcolo:

$$\begin{aligned} V_{Ed(CB)} = V_{rd,c(CB)} &= 58,43 \text{ kN/m} && \text{(Prima fila di alleggerimenti in prossimità della zone massicce)} \\ z = 0,9d &= 23,67 \text{ cm} && \text{braccio delle forze interne} \\ v_{Ed}^* = V_{Ed(CB)} / z &= 246,84 \text{ kN/m}^2 && \text{Sforzo di taglio all'interfaccia tra i due getti} \end{aligned}$$

#### DATI generali :

$$\begin{aligned} f_{ctd} &= 1,29 \text{ MN/m}^2 && \text{(Resistenza a trazione di design del cls)} \\ \text{Armatura Trasversale } A(s,y) &= 6,41 \text{ cm}^2/\text{m}^2 && \text{(Area staffe gabbia presenti per mq nella zona di interfaccia soggetta a verifica)} \end{aligned}$$

(Morfologia sup. di contatto e profondità di ancoraggio)



Class. Superficie di contatto

Liscia	$c(j) = 0,35$	Coeff. di scabrezza
	$\mu = 0,6$	Coeff. di frizione

Ricopr. Arm. inf. con 1° Strato di getto

3 cm	$b_{j,red} = 0,54$	Riduz. sup. interfaccia
------	--------------------	-------------------------

Verifica della resistenza: Resistenza a taglio all'interfaccia [EC2 -6.25]

$$v_{Rd,j} = (c_j \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_{Nd}) \cdot b_{j,red} + \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) = v_{Rd,j}^* + v_{Rdj,sy} \leq v_{Rdc,CB}$$

$$v_{Rdj,Max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_{j,red} = 2,142 \text{ MN/m}^2$$

dove :  $v = 0,5$  EC2 (DAN)

Trascurando il termine relativo alla compressione all'interfaccia tra i getti ( $\sigma_{Nd}$ ) ed in assenza di armature ( $v_{Rdj,sy} = \rho f_{yd} = 0$ ):

$$\begin{aligned} v_{Rdj}^* = c_j \cdot f_{ctd} \cdot b_{j,red} &= 0,244 \text{ MN/m}^2 \\ \text{Resistenza a taglio Interfaccia} &= 244 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

**ATTENZ. <  $v_{Rdj,Max}$  <  $v_{Ed}^*$  NECESSITA VERIFICA DELL'ARMATURA**

$$\text{Armatura minima richiesta } A_{s,Rich} = \frac{v_{Ed}^* - v_{Rdj}^*}{f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)} = 0,09 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

**Armatura di confezione alleggerimenti sufficiente!  $A(s,y) > A(s,rich)$**

## Reazioni sul sistema vincolare

### 2.14. Calcolo dell'armatura a punzonamento

Si parla di punzonamento quando una forza concentrata agisce in un punto, o meglio in una superficie non troppo estesa (es. pilastri), di un elemento bidimensionale.

In assenza di una specifica armatura a punzonamento la resistenza della sezione critica è valutata con un'espressione che coincide con quella prevista per il taglio delle travi, a parte il riferimento a tensioni anziché a forze.

La resistenza a punzonamento è infatti

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad [(6.47) - EC2]$$

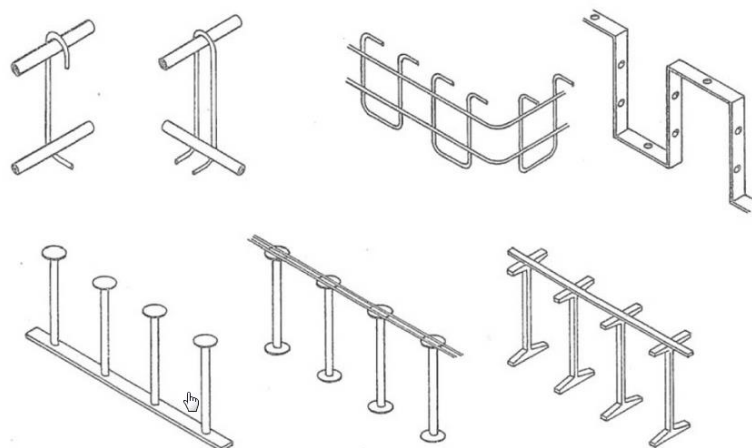
Per il significato dei simboli si rimanda al paragrafo (2.12)

Nel caso in cui venga superata tale resistenza all'interno del perimetro critico  $u_1$  dovranno essere predisposte armature specifiche. La zona armata, se sussistono le condizioni dovrà estendersi anche oltre tale confine e comunque entro il cosiddetto perimetro critico esterno  $u_{out}$  (perimetro lungo il quale l'armatura a taglio non è più necessaria).

Il perimetro critico  $u_1$  si ottiene dal perimetro  $u_o$  del pilastro traslando il lato di due altezze utili  $d$  verso l'esterno e raccordandolo con tratti di circonferenza di raggio  $2d$  centrati nei vertici delle sezioni come schematizzato in Fig. 6.13-EC2.

Nel caso dei solai alleggeriti il calcolo a punzonamento si fa in modo classico, secondo EC2, poiché, per ragioni di resistenza a taglio, gli alleggerimenti non sono presenti nell'intorno degli appoggi.

In accordo con quanto previsto dalla normativa EN1992-1-2, in cui al punto 6.4.5 prevede la possibilità di utilizzare prodotti con marchio, si possono utilizzare per l'armatura specifica a punzonamento i connettori a taglio (a pioli) dotati di doppia testa rifollata<sup>7</sup> e posizionati all'interno della sezione in modo da racchiudere tutti gli ordini di armatura orizzontale prevista all'interno delle stesse. In alternativa possono essere utilizzate a discrezione della DL cuciture (legature o spille), barre piegate o cordolature.



*Il compito dell'armatura di punzonamento è di realizzare delle "cuciture", in forma di bracci di armatura di acciaio, che attraversano le fessure prodotte dai carichi agli SLU.*

*In ogni caso si richiede che l'armatura di punzonamento, per essere efficace, sia sufficientemente ancorata al calcestruzzo.*

<sup>7</sup> Si faccia riferimento a prodotti certificati secondo benestare europeo nella fattispecie ai produttori Halfen o Peikko con i prodotti denominati rispettivamente HDB e PSB.

Quanto al metodo di calcolo, questo prevede innanzitutto un modello del meccanismo a rottura con bielle compresse inclinate secondo una tangente di max.  $h/d = 1/2$ , che tradotto sulla proiezione in pianta comporta un perimetro critico che dista di  $d=2,0 \cdot h$  dal perimetro del sostegno.

La discriminante per considerare gli stessi pilastri alla stregua di elementi puntiformi e quindi a bassa eccentricità ovvero nella necessità di dover eseguire il calcolo come punta o spigolo di setto per via dei grandi momenti parassiti indotti, sta nel rapporto tra le rigidità relative rispettivamente del solaio e dell'elemento verticale. Un modo semplice per eseguire questa verifica è data dalle seguenti limitazioni:

- $b < a < 2b$  (lato maggiore non maggiore del doppio di quello minore)
- $2p < 11 \cdot h$  (perimetro del sostegno minore di 11 volte l'altezza utile del solaio  $h$ )

I pilastri allungati con dimensione  $a > 2b$ , poiché la forza di taglio è concentrata sugli angoli nella parte iniziale e terminale della sezione, verranno di fatto calcolati di dimensioni  $a \times b$  con  $a=2b$ ; in questo modo i perimetri di verifica  $u_0$  e  $u_1$ , trascurando la porzione interna inerte a taglio, risulteranno corretti.

Sempre in tema, per tenere conto di eccentricità dovute ad eventuali momenti parassiti indotti da sovraccarichi eccentrici, se non dedotto attraverso un calcolo specifico, in maniera convenzionale tutte le normative internazionali raccomandano di applicare un fattore di incremento a maggiorazione dei valori di calcolo tramite il coefficiente  $\beta$  che per i sistemi a piastra vengono riassunti nella tabella seguente:

<u>Posizione picco R</u>	<u>maggioraz.</u>
Pilastro interno	$\beta = 15\%$
Pilastro laterale	$\beta = 40\%$ (15% se dist. > 5h)
Pilastro angolo	$\beta = 50\%$
Punta di setto ( $A > 2B$ )	$\beta = 40\%$
Spigolo in generale	$\beta = 40\%$

- In accordo con la EN1992-1-1:05 la progettazione delle armature specifiche si esegue esplicitando  $A_{sw}$  (armatura a taglio-punzonamento situata su un perimetro attorno all'appoggio) dalla verifica seguente:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot V_{Rdc} + 1,5 \cdot \left( \frac{d}{s_r} \right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha \leq V_{Rd,max}$$

dove :

$d$  = media delle altezze utili dell'armatura tesa nella zona considerata;

$s_r$  = passo radiale dei perimetri dell'armatura a taglio predisposta;

$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$  [MPa]

Per la verifica a punzonamento utilizziamo un foglio elettronico che prevede come resistenza massima  $v_{Rd,max}$  quella indicata da EC2 (riportata sotto) e non quella che certifica i prodotti specifici commercializzati (chiodi a doppia testa rifollata delle ditte PEIKKO, HALFEN o analoghe).

La verifica è dunque valida sia per armature a punzonamento sagomata (spille-legature o cordolature) che per quella che si trova in commercio, purché si disponga lo stesso quantitativo di armatura mantenendo i passi e le distanze come da normativa.

La resistenza a taglio-punzonamento sul perimetro del pilastro ( $u_0$ ), in accordo con la (6.5) – EC2, è dunque limitata ad un valore massimo:

$$v_{Rd,max} \leq 0,5 \cdot u_0 \cdot v \cdot f_{cd} \quad \text{dove : } v=0,5 \text{ [MPa] secondo i NAD italiani}$$

▪ La verifica della necessità o meno dell'armatura oltre il perimetro critico convenzionale  $u_1$  si esplicita innanzitutto nella ricerca del perimetro critico esterno  $u_{out}$  oltre il quale la resistenza a taglio della soletta priva di armatura specifica è sufficiente ad opporsi alla sollecitazione data:

$$u_{out} = \frac{V_{Sd,max}}{C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d}$$

La distanza massima radiale dell'ultima legatura a punzonamento dal perimetro critico esterno  $u_{out}$  dovrà essere inferiore a  $1,5d$ ; mentre per le ulteriori regole specifiche relative alla posizione dei pioli entro il settore da armare sarà dettato dai valori prestabiliti a base EC2.

**Si precisa infine che le sollecitazioni punzonanti  $V_{ed}$  in kN relative alle punte dei muri e agli spigoli (es. vani scala ed ascensori) derivano dall'integrazione dei picchi delle reazioni d'appoggio (esprese in kN/m negli output) ovvero dalla doppia integrazione delle tensioni verticali dei muri (esprese in N/mm<sup>2</sup>) fatta in automatico dal programma AxisVM.**

Qualora siano presenti travi che si innestano sugli appoggi la reazione di taglio punzonamento  $V_{ed}$  di competenza del solaio e che si andrà a computare nelle verifiche sarà quella al netto del taglio portato dalle travi ( $V_{ed} - V_{travi}$ ).

Quando le travi fuori spessore hanno un'altezza superiore al doppio di quella del solaio la verifica a punzonamento perde di senso perché le travi porteranno tutto il taglio.

**L'armatura longitudinale delle travi** viene calcolata come

$$A_s = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

con le limitazioni date dalle NTC al punto 4.1.45, ovvero:

$$A_s \geq A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd \quad \text{oppure} \quad 0,0013bd$$

$$A_s \leq A_{s,max} = 0,04A_c$$

Sugli appoggi occorre mettere una armatura all'intradosso ben ancorata, pari al taglio, ovvero:

$$A_{sn} = \frac{V_{sd}}{f_{yd}}$$

Prima del calcolo della armatura a taglio occorre verificare la resistenza a compressione del cls della trave; per staffe verticali ( $\alpha=0$ ) dovrà essere:

$$V_{Ed} \leq V_{Rdc} = 0,9db \frac{f_{cd}}{2} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

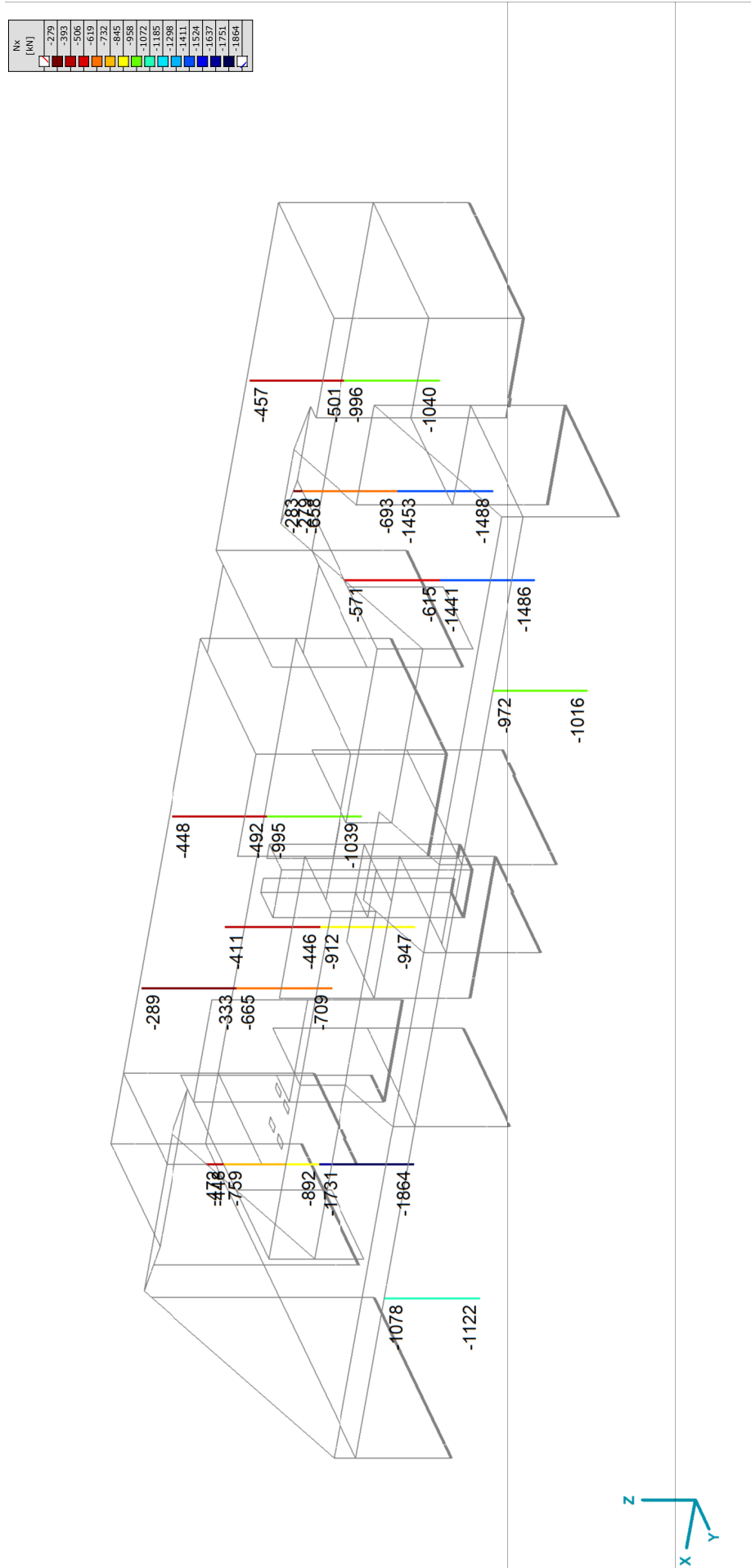
**l'armatura trasversale a taglio**, nell'ipotesi a favore di sicurezza che il puntone compresso abbia inclinazione costante  $\theta=45^\circ$ , viene ricavata dalla seguente relazione

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{0,9d \cdot f_{yd}}$$

Per i passi minimi delle staffe e l'area minima di armatura si fa riferimento al paragrafo 4.1.6.1.1 delle NTC

**Di seguito si allega:**

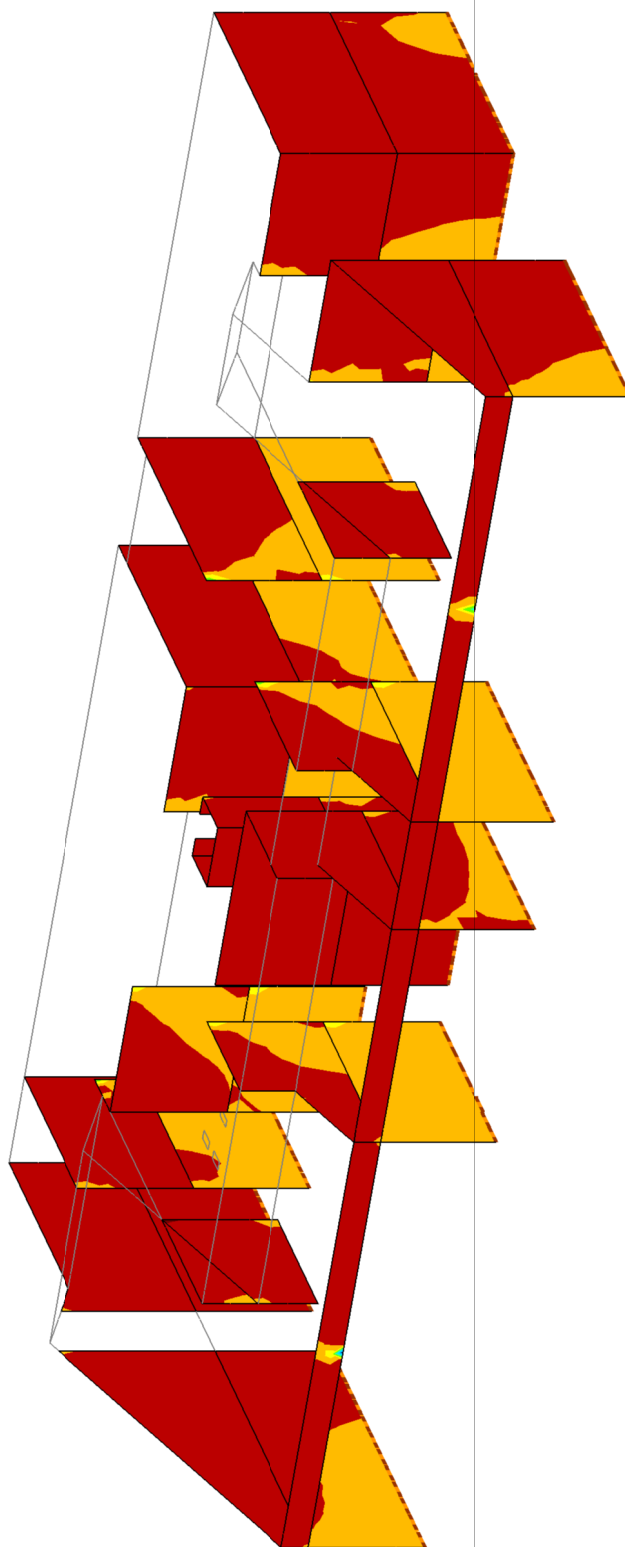
- Grafico delle reazioni di appoggio di calcolo (SLU) per appoggi nodali (pilastri) e quelli lineari (muri)
- Involuppo del Taglio e dei Momenti di eventuali Travi agli SLU se presenti
- Gli elaborati relativi al calcolo dei connettori sui pilastri identificati come modello.



[I], > 3 parti, Lineare, (Tutti gli SLU) Min. Critico, Nx [kN], Isosuperfici 2D



ny [kN/m]
936
374
-187
-748
-1309
-1870
-2432
-3093
-3554
-4115



[I], > 3 parti, Lineare, (Tutti gli SLU) Min. Critico, ny [kN/m], Isosuperfici 2D

Progetto 9509 - Copertura

Elemento Punta muro corridoio

Pagina 1

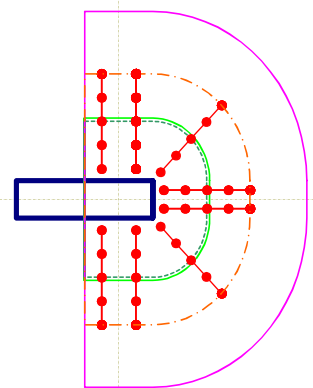
Data 05/11/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Fine parete</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm										
Fattore di influenza =										
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>										
Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>										
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0"> <tr> <td>asx =</td> <td>18,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>20,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	18,00 cm²/m	0	asy =	20,00 cm²/m	0
asx =	18,00 cm²/m	0								
asy =	20,00 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b>										
Carico agli SLU Ved = 570 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05      0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 598,5 kN</b>										

Pianta pilastro

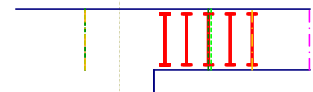


### Risultati

8 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 5Distanza da appoggio  $l_s = 855$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	837,9 kN	
$\beta =$	1,40	
$V_{Rdc} =$	489,4 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.234,6 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	1,71      0,68
Numero dei connettori per listello interno esterno = 3 pec      2 pec		
Distanza connettori per listello interno esterno = 190 mm      190 mm		
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	3.071 mm      5.258 mm $\leq 5.757$ mm
$\phi_{perni} = 12$ mm		
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$ 696 mm $\leq 855$ mm		
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$ 2,78		
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$ 763 mm² $\leq 905$ mm²		
$VR_{ds, disp} =$ 558,05		
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$ 0,67		
Peso complessivo del listello = 18,63 kg		

Sezione pilastro



### Definizione parametri

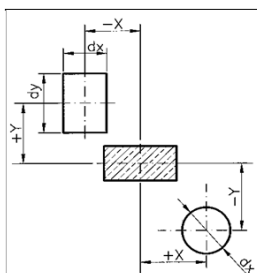
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,40$ 

### Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - Copertura

Elemento Punta muro tipo

Pagina 1

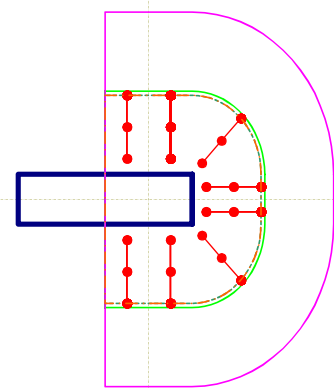
Data 05/11/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm <sup>2</sup> ]								
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$								
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15									
Acciaio armatura punzonamento =	B450C											
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Fine parete</b>										
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$								
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm												
Fattore di influenza =												
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>												
Eccentricità non sono considerate!												
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>												
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 40%;">asx =</td> <td style="width: 20%;">6,00 cm<sup>2</sup>/m</td> <td style="width: 20%;">0</td> <td style="width: 20%;"></td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>15,00 cm<sup>2</sup>/m</td> <td>0</td> <td></td> </tr> </table>					asx =	6,00 cm <sup>2</sup> /m	0		asy =	15,00 cm <sup>2</sup> /m	0	
asx =	6,00 cm <sup>2</sup> /m	0										
asy =	15,00 cm <sup>2</sup> /m	0										
<b>Sollecitazione</b>												
Carico agli SLU Ved =		350 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti =		1,05 0,00										
<b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd =</b>		367,5 kN										

Pianta pilastro

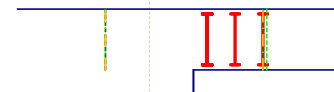


### Risultati

8 x Legature  $\phi$  10 - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	514,5 kN	
$\beta =$	1,40	
$V_{Rdc} =$	388,4 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.234,6 kN	
$VEd / VR_{dc}$	$VEd / VR_{ds, mass} =$	1,32 0,42
Numero dei connettori per listello interno esterno = 3 pec 0 pec		
Distanza connettori per listello interno esterno = 190 mm 0 mm		
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	3.071 mm 4.068 mm $\leq 4.563$ mm
$\phi_{perni} =$ 10 mm		
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$ 475 mm $\leq 475$ mm		
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$ 1,90		
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	362 mm <sup>2</sup>	$\leq 628$ mm <sup>2</sup>
$VR_{ds, disp} =$	387,53	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	0,75	
Peso complessivo del listello = 9,20 kg		

Sezione pilastro



Definizione parametri

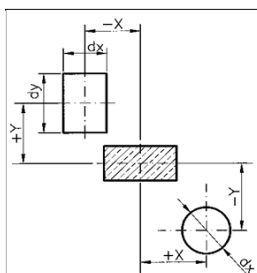
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lung.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☒  $\beta$  standard  
☐  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,40$ 

### Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - Copertura

Elemento Muro non armato

Pagina 1

Data 05/11/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Fine parete</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm										
Fattore di influenza =										
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>										
Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>										
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>asx =</td> <td>5,65 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>5,65 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	5,65 cm²/m	0	asy =	5,65 cm²/m	0
asx =	5,65 cm²/m	0								
asy =	5,65 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b>										
Carico agli SLU Ved = 215 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05      0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 225,8 kN</b>										

Pianta pilastro

### Risultati

Nessun armamento necessario!

Sezione pilastro

$V_{Ed} =$	316,1 kN	$\leq V_{Rdc}$
$\beta =$	1,40	
$V_{Rdc} =$	377,6 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.234,6 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	0,84      0,26
Numero dei connettori per listello interno esterno = 0 pec      0 pec		
Distanza connettori per listello interno esterno = 0 mm      0 mm		
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	0 mm      0 mm $\leq 0$ mm
$\emptyset$ perni =	0 mm	
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$	0 mm	$\leq 0$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	0,00	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	0 mm²	$\leq 0$ mm²
$VR_{ds, disp} =$	0,00	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	0,00	
Peso complessivo del listello = 0,00 kg		
<b>Definizione parametri</b>		
distanze standard <input checked="" type="checkbox"/>		
Sezione circolare interna $u1 = d * 2,0$ Dist.bordo interno nell'ui $u1 = d * 0,38$ Dist.bordo esterno nell'ui $u1 = d * 2,00$ Dist.mass.connettori $= d * 0,76$ Distanza listelli $u1 = d * 1,5$ Distanza listelli $u2 = d * 2,0$ Lung.mass.listelli $l_s = d * 6,0$		
<input checked="" type="radio"/> $\beta$ standard <input type="radio"/> $\beta$ costante (selezionabile) <input type="radio"/> $\beta$ variabile (calcolata) $\beta = 1,40$		

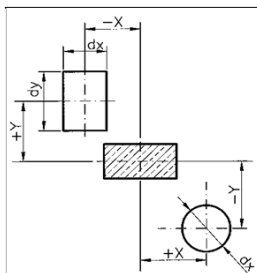
### Forometria



Non considerato!



Da inserire direttamente?



Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - Copertura

Elemento Pil 60x60

Pagina 1

Data 05/11/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

## Materiali

Qualità calcestruzzo = Rck 35  $\gamma_c = 1,50$   
 Qualità armatura piastra = B450C  $\gamma_s = 1,15$   
 Acciaio armatura punzonamento = B450C

## Indici materiali

[N/mm<sup>2</sup>]

Qualità calcestruzzo Rck 35  
 $f_{ck} = 29,1$   
 $f_{ck,cube} = 35,0$   
 $f_{cm} = 37,1$

## Geometria piastre solai e pilastri

## Pilastro esterno rettangolare // y

### Tipo piastra solaio / fondazione:

Lastra di solaio

Spessore piastra h = 30,0 cm

Copriferro c = 2,5 cm

Altezza utile d = 25,0 cm

### Pilastro:

Lunghezza in direzione x-a = 60,0 cm

Lunghezza in direzione y-b = 60,0 cm

Distanza bordo rx = 30,0 cm

## Armatura piastra solaio

B450C

 $f_{yk} = 450$  $f_{yd} = 391$  $E_s = 210.000$ 

## Acciaio armatura punzonamento

B450C

 $f_{yk} = 450$  $f_{yd} = 391$  $E_s = 210.000$ 

## Eccentricità del carico per il calcolo di b

Eccentricità non sono considerate!

## Armatura a flessione presente nella piastra

☐ Inserire direttamente il grado di armatura  $asx = 15,00 \text{ cm}^2/\text{m}$  0  
 $asy = 15,00 \text{ cm}^2/\text{m}$  0

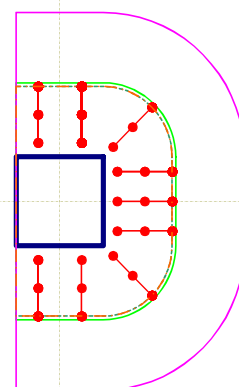
## Sollecitazione

Carico agli SLU Ved = 560 kN

Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05 0,00

Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 588,0 kN

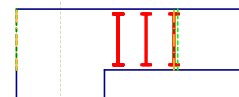
## Pianta pilastro



## Risultati

9 x Legature  $\phi 10$  - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475 \text{ mm}$  (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

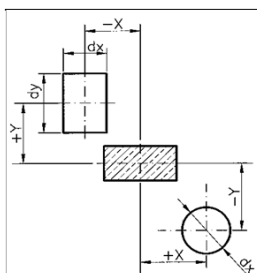
## Sezione pilastro



## Definizione parametri

distanze standard ☒Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$ Dist.bordo interno nell'ui  $u1 = d * 0,38$ Dist.bordo esterno nell'ui  $u1 = d * 0,10$ Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$ Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$ Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$ Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$ ☐  $\beta$  standard☒  $\beta$  costante (selezionabile)☐  $\beta$  variabile (calcolata) $\beta = 1,15$ 

## Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - Copertura

Pagina 1

Elemento

Data 05/11/2018

# Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Pilastro interno rettangolare</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 24,0 cm Copriferro c = 3,0 cm Altezza utile d = 19,0 cm		<b>Lastra di solaio</b> Lunghezza in direzione x-a = 30,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Lunghezza in direzione x-a = 30,0 cm Lunghezza in direzione y-b = 30,0 cm				<b>Acciaio armatura punzonamento</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b>										
Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b>										
<input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0"> <tr> <td>asx =</td> <td>10,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>10,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	10,00 cm²/m	0	asy =	10,00 cm²/m	0
asx =	10,00 cm²/m	0								
asy =	10,00 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b>										
Carico agli SLU Ved = 200 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05 0,00										
<b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 210,0 kN</b>										

## Pianta pilastro

## Risultati

Nessun armamento necessario!

## Sezione pilastro

$V_{Ed} =$	241,5 kN	$\leq V_{Rdc}$
$\beta =$	1,15	
$V_{Rdc} =$	406,0 kN	
$VR_{ds, mass} =$	750,7 kN	
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$V_{Ed} / VR_{ds, mass} =$	0,59 0,32
Numero dei connettori per listello interno esterno = 0 pec 0 pec		
Distanza connettori per listello interno esterno = 0 mm 0 mm		
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	0 mm 0 mm $\leq 0$ mm
$\emptyset$ perni =	0 mm	
Lunghezza listello $l_{s, indisp} \leq l_{s, disp} =$	0 mm	$\leq 0$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	0,00	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	0 mm²	$\leq 0$ mm²
$VR_{ds, disp} =$	0,00	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	0,00	
Peso complessivo del listello = 0,00 kg		
<b>Definizione parametri</b>		
Sezione circolare interna $u1 = d * 2,0$ Dist.bordo interno nell'ui $u1 = d * 0,34$ Dist.bordo esterno nell'ui $u1 = d * 2,00$ Dist.mass.connettori $= d * 0,68$ Distanza listelli $u1 = d * 1,5$ Distanza listelli $u2 = d * 2,0$ Lung.h.mass.listelli $l_s = d * 6,0$		
<input checked="" type="radio"/> $\beta$ standard <input type="radio"/> $\beta$ costante (selezionabile) <input type="radio"/> $\beta$ variabile (calcolata) $\beta = 1,15$		

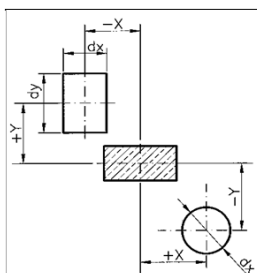
## Forometria



Non considerato!



Da inserire direttamente?



Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - Copertura

Elemento Pil 60x60 bordo

Pagina 1

Data 05/11/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

### Materiali

Qualità calcestruzzo = Rck 35  $\gamma_c = 1,50$   
 Qualità armatura piastra = B450C  $\gamma_s = 1,15$   
 Acciaio armatura punzonamento = B450C

### Indici materiali

[N/mm<sup>2</sup>]

Qualità calcestruzzo Rck 35  
 $f_{ck} = 29,1$   
 $f_{ck,cube} = 35,0$   
 $f_{cm} = 37,1$

### Geometria piastre solai e pilastri

### Pilastro esterno rettangolare // x

#### Tipo piastra solaio / fondazione:

Lastra di solaio

Spessore piastra h = 30,0 cm

Copriferro c = 2,5 cm

Altezza utile d = 25,0 cm

#### Pilastro:

Lunghezza in direzione x-a = 60,0 cm

Lunghezza in direzione y-b = 60,0 cm

Distanza bordo ry = 30,0 cm

### Armatura piastra solaio

B450C

 $f_{yk} = 450$  $f_{yd} = 391$  $E_s = 210.000$ 

### Acciaio armatura punzonamento

B450C

 $f_{yk} = 450$  $f_{yd} = 391$  $E_s = 210.000$ 

### Eccentricità del carico per il calcolo di b

Eccentricità non sono considerate!

### Armatura a flessione presente nella piastra

☐ Inserire direttamente il grado di armatura  $asx = 15,00 \text{ cm}^2/\text{m}$  0  
 $asy = 10,00 \text{ cm}^2/\text{m}$  0

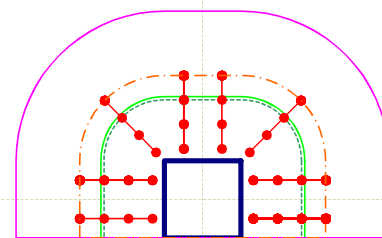
### Sollecitazione

Carico agli SLU Ved = 470 kN

Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05 0,00

Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 493,5 kN

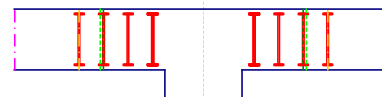
### Pianta pilastro



### Risultati

8 x Legature  $\phi 12$  - H250 - Nr. 4Distanza da appoggio  $l_s = 665 \text{ mm}$  (passi radiali: 95 / 190 / 190 / 190 mm)

### Sezione pilastro



### Definizione parametri

distanze standard ☒

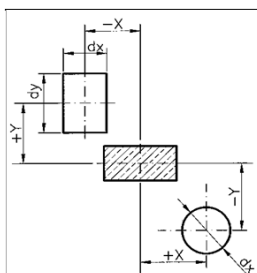
Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell'ui  $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell'ui  $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

☒  $\beta$  standard☐  $\beta$  costante (selezionabile)☐  $\beta$  variabile (calcolata) $\beta = 1,40$ 

$V_{Ed} = 690,9 \text{ kN}$   
 $\beta = 1,40$   
 $V_{Rdc} = 464,2 \text{ kN}$   
 $VRds, mass = 1.473,1 \text{ kN}$   
 $VEd / VRdc = 1,49$  0,47  
 $VRds, mass = 1,49$  0,47  
 Numero dei connettori per listello interno esterno = 3 pec 1 pec  
 Distanza connettori per listello interno esterno = 190 mm 190 mm  
 $u1 \quad u2, indisp \leq u2, disp = 3.371 \text{ mm} \quad 5.016 \text{ mm} \leq 5.460 \text{ mm}$   
 $\phi_{perni} = 12 \text{ mm}$   
 Lunghezza listello  $l_s, indisp \leq l_s, disp = 524 \text{ mm} \leq 665 \text{ mm}$   
 Rapporto lunghezza listello risp.alt.utile  $l_s/d = 2,10$   
 $Asv, indisp \leq Asv, disp = 556 \text{ mm}^2 \leq 905 \text{ mm}^2$   
 $VRds, disp = 558,05$   
 $VRds, disp / VEd = 0,81$

Peso complessivo del listello = 14,32 kg

### Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

Progetto 9509 - Copertura

Pagina 1

Elemento Pil circolare interno

Data 05/11/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Pilastro interno rotondo</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Diametro pilastro $\varnothing = 60,0$ cm										
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b> Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b> <input type="checkbox"/> Inserirsi direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>asx =</td> <td>6,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>15,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	6,00 cm²/m	0	asy =	15,00 cm²/m	0
asx =	6,00 cm²/m	0								
asy =	15,00 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b> Carico agli SLU Ved = 415 kN										
Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05      0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 435,8 kN</b>										

Pianta pilastro

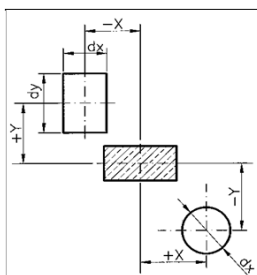
### Risultati

Nessun armamento necessario!

Sezione pilastro

$V_{Ed} =$	501,1 kN	$\leq V_{Rdc}$
$\beta =$	1,15	
$V_{Rdc} =$	635,8 kN	
$VR_{ds, mass} =$	1.551,5 kN	
$VEd / VR_{dc}$	$VEd / VR_{ds, mass} =$	0,79      0,32
Numero dei connettori per listello interno esterno = 0 pec      0 pec		
Distanza connettori per listello interno esterno = 0 mm      0 mm		
$u1$	$u2, indisp \leq u2, disp =$	0 mm      0 mm $\leq 0$ mm
$\varnothing_{perni} =$	0 mm	
Lunghezza listello $l_{s, indisp} \leq l_{s, disp} =$	0 mm	$\leq 0$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	0,00	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	0 mm²	$\leq 0$ mm²
$VR_{ds, disp} =$	0,00	
$VR_{ds, disp} / V_{Ed} =$	0,00	
Peso complessivo del listello = 0,00 kg		
<b>Definizione parametri</b> distanze standard <input checked="" type="checkbox"/>		
Sezione circolare interna $u1 = d * 2,0$ Dist.bordo interno nell'ui $u1 = d * 0,38$ Dist.bordo esterno nell'ui $u1 = d * 2,00$ Dist.mass.connettori $= d * 0,76$ Distanza listelli $u1 = d * 1,5$ Distanza listelli $u2 = d * 2,0$ Lung.h.mass.listelli $l_s = d * 6,0$		
<input checked="" type="radio"/> $\beta$ standard <input type="radio"/> $\beta$ costante (selezionabile) <input type="radio"/> $\beta$ variabile (calcolata) $\beta = 1,15$		

### Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018



Progetto 9509 - Copertura

Elemento Pil circolare interfaccia

Pagina 1

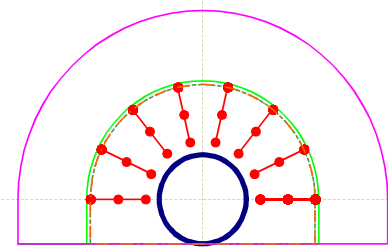
Data 05/11/2018

## Armatura a punzonamento

EC 2 - EN 1992-1-1

Materiali		Indici materiali		[N/mm²]						
Qualità calcestruzzo =	Rck 35	$\gamma_c =$	1,50	<b>Qualità calcestruzzo</b> <b>Rck 35</b> $f_{ck} = 29,1$ $f_{ck,cube} = 35,0$ $f_{cm} = 37,1$						
Qualità armatura piastra =	B450C	$\gamma_s =$	1,15							
Acciaio armatura punzonamento =	B450C									
<b>Geometria piastre solai e pilastri</b>		<b>Pilastro esterno rotondo</b>								
<b>Tipo piastra solaio / fondazione:</b> Spessore piastra h = 30,0 cm Copriferro c = 2,5 cm Altezza utile d = 25,0 cm		Lastra di solaio		<b>Armatura piastra solaio</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Pilastro:</b> Diametro pilastro $\varnothing = 60,0$ cm Distanza bordo rx = 30,0 cm										
				<b>Acciaio armatura punzonamento</b> <b>B450C</b> $f_{yk} = 450$ $f_{yd} = 391$ $E_s = 210.000$						
<b>Eccentricità del carico per il calcolo di b</b> Eccentricità non sono considerate!										
<b>Armatura a flessione presente nella piastra</b> <input type="checkbox"/> Inserire direttamente il grado di armatura <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>asx =</td> <td>30,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>asy =</td> <td>20,00 cm²/m</td> <td>0</td> </tr> </table>					asx =	30,00 cm²/m	0	asy =	20,00 cm²/m	0
asx =	30,00 cm²/m	0								
asy =	20,00 cm²/m	0								
<b>Sollecitazione</b> Carico agli SLU Ved = 595 kN Coeff. di incremento per incertezza posa alleggerimenti = 1,05 0,00 <b>Forza di taglio (valore di calcolo) VSd = 624,8 kN</b>										

Pianta pilastro

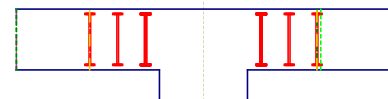


### Risultati

8 x Legature  $\phi$  12 - H250 - Nr. 3Distanza da appoggio  $l_s = 475$  mm (passi radiali: 95 / 190 / 190 mm)

$V_{Ed} =$	718,5 kN	
$\beta =$	1,15	
$V_{Rdc} =$	540,2 kN	
$VRds, mass =$	1.542,6 kN	
$VEd / VRdc$	$VEd / VRds, mass =$	1,33 0,47
Numero dei connettori per listello interno esterno =	3 pec 0 pec	
Distanza connettori per listello interno esterno =	190 mm 0 mm	
$u1$ $u2, indisp \leq u2, disp =$	3.113 mm 4.140 mm	$\leq 4.606$ mm
$\varnothing$ perni =	12 mm	
Lunghezza listello $l_s, indisp \leq l_s, disp =$	475 mm	$\leq 475$ mm
Rapporto lunghezza listello risp. alt. utile $l_s/d =$	1,90	
$Asv, indisp \leq Asv, disp =$	508 mm²	$\leq 707$ mm²
$VRds, disp =$	435,97	
$VRds, disp / VEd =$	0,61	
Peso complessivo del listello =	11,48 kg	

Sezione pilastro



Definizione parametri

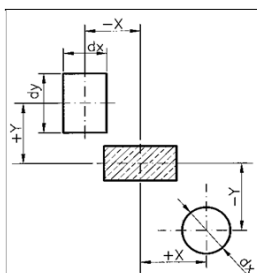
distanze standard ☒

Sezione circolare interna  $u1 = d * 2,0$   
 Dist.bordo interno nell' $u1 = d * 0,38$   
 Dist.bordo esterno nell' $u1 = d * 0,10$   
 Dist.mass.connettori =  $d * 0,76$   
 Distanza listelli  $u1 = d * 1,5$   
 Distanza listelli  $u2 = d * 2,0$   
 Lungh.mass.listelli  $l_s = d * 6,0$

- ☐  $\beta$  standard  
☒  $\beta$  costante (selezionabile)  
☐  $\beta$  variabile (calcolata)

 $\beta = 1,15$ 

### Forometria

☐ Non considerato!☐ Da inserire direttamente?

Versione 1.4.2 - 27/04/2018

## **Elenco Elaborati grafici presentati**

<b>LIV.</b>	<b>DESCRIZIONE</b>	<b>TAV. N.</b>
<b>Copertura Piana</b>	<b>Cordoli e contromonta casseri</b>	<b>01</b>
	<b>Armatura inferiore - Direzione 1</b>	<b>02</b>
	<b>Armatura inferiore - Direzione 2</b>	<b>03</b>
	<b>Piano di Posa degli alleggerimenti Cobiax®</b>	<b>04</b>
	<b>Armatura superiore - Direzione 1</b>	<b>05</b>
	<b>Armatura superiore - Direzione 2</b>	<b>06</b>
	<b>Armatura a punzonamento</b>	<b>07</b>