



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



MINISTERO
DELL'INTERNO



CITTA' DI TORINO

Dipartimento Manutenzioni e Servizi Tecnici
Divisione Manutenzioni
Servizio Edilizia Residenziale Pubblica e per il Sociale

**PNRR - MISURA M5C2 INVESTIMENTO 2.1 RIGENERAZIONE URBANA
RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA VEGLIO "AMBITO URBANO 4.4 VEGLIO"
CON SISTEMAZIONI ESTERNE E REALIZZAZIONE DI ALLOGGI DI EDILIZIA
RESIDENZIALE PUBBLICA E SERVIZI (ASPI) - (COD. OPERA 4924)**

CUP	C11B21003840001
Codice Servizio:	ST-EDABSO
Codice Lavoro:	NU-STR
Codice Elaborato:	REL - STR
Indice di rev. elaborato	01
Data revisione:	16 Maggio 2023
Elaborato n°	3
Scala Grafica	-
Nome file	0979-DO-RE



PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE

Elaborato	Relazione specialistica opere strutturali
-----------	---

Gruppo di progettazione

incaricato con Determinazione Dirigenziale atto. n. DD6462 del 12 dicembre 2022

Nome Cognome		Ruolo	Area di competenza
Arch. Luca MORETTO		Progettista opere architettoniche Coordinatore gruppo di progettazione Responsabile integrazione prestazioni specialistiche	Edilizia - Strutture - Impianti
Ing. Silvano VEDELAGO MEDIAPOLIS ENGINEERING S.r.l.		Progettista opere strutturali	Strutture
Ing. Marcello PRINA MEDIAPOLIS ENGINEERING S.r.l.		Progettista impianti meccanici, elettrici e antincendio	Impianti meccanici, elettrici e antincendio
Ing. Franco FOGLIATO MEDIAPOLIS ENGINEERING S.r.l.		Coordinatore sicurezza in progettazione	Sicurezza
Arch. Fabrizio VALLERO		Tecnico esperto di analisi del rischio climatico	CAM - DNSH
Ing. Stefano VEGGI DESMOS S.r.l.		Progettista bonifica	Bonifica
Ingg. Stefano ROSTAGNO / Brian BARBINI BRAINS DIGITAL S.r.l.		BIM Manager / BIM coordinator	BIM
Arch. SILVIA DERIU		Giovane professionista	Edilizia

Responsabile Unico Procedimento: Arch. Eros PRIMO
Supporto al R.U.P.: Arch. Simona MONTAFIA
Supporto al R.U.P.: Geom. Claudio MASTELLOTTO

**AMBITO DI RIQUALIFICAZIONE AREA VEGLIO (TO)
REALIZZAZIONE DI EDIFICIO PER EDILIZIA RESIDENZIALE
PUBBLICA E SERVIZI**

PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE

RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

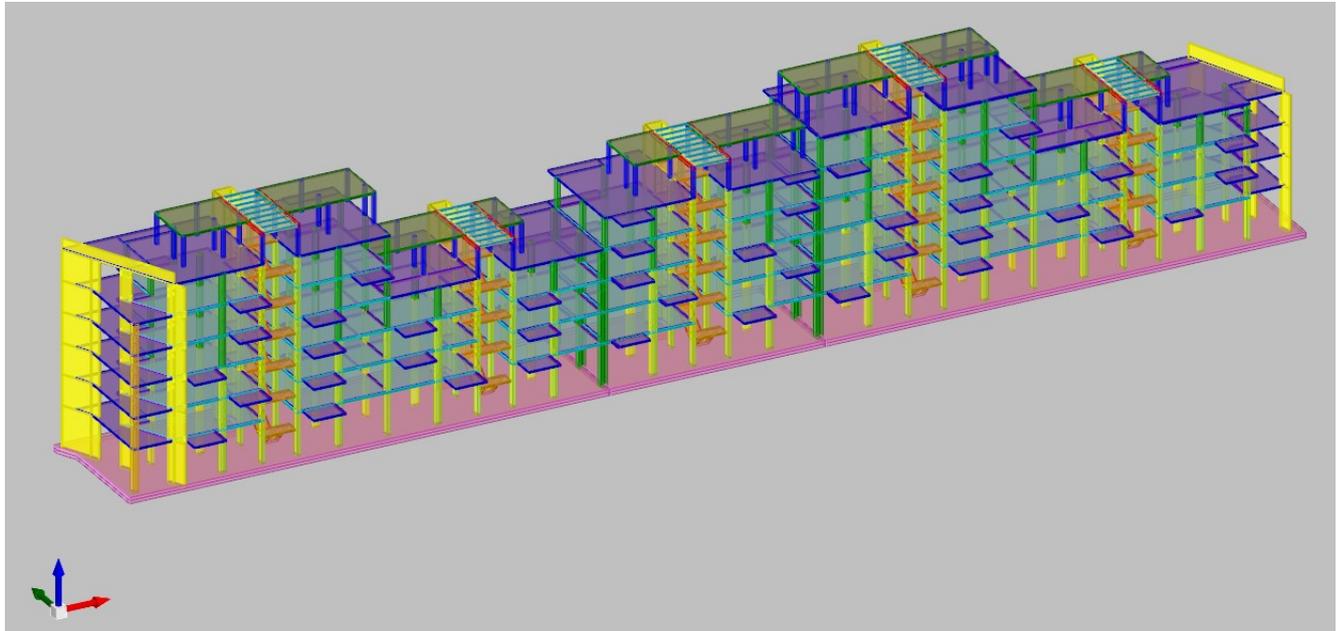
INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
2.1	GENERALITÀ	5
2.2	STRUTTURE IN C.A. IN OPERA.....	5
3	QUADRO NORMATIVO.....	6
3.1	LEGGI.....	6
3.2	DECRETI.....	6
3.3	CIRCOLARI.....	6
3.4	NORME UNI.....	6
3.5	EUROCODICI	6
4	PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	7
4.1	CALCESTRUZZO	7
4.1.1	<i>Magrone.....</i>	<i>7</i>
4.1.2	<i>Fondazioni</i>	<i>7</i>
4.1.3	<i>Solette/Pilastrini/Setti.....</i>	<i>7</i>
4.2	ACCIAIO.....	7
4.2.1	<i>Acciaio (barre) per c.a.</i>	<i>7</i>
5	ANALISI DEI CARICHI	8
5.1	SOLAIO PIANI COPERTURE.....	8
5.2	SOLAI PIANI CANTINE (IN COPERTURA).....	8
5.3	SOLAIO PIANO TIPO	8
5.4	LOCALE CABINA ENEL	8
5.5	ANALISI SISMICA.....	9
5.5.1	<i>Vita nominale.....</i>	<i>9</i>

5.5.2	<i>Classi d'uso</i>	9
5.5.3	<i>Periodo di riferimento per l'azione sismica</i>	10
5.5.4	<i>Stati limite e Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R</i>	10
5.5.5	<i>Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche</i>	11
5.5.6	<i>Amplificazione stratigrafica</i>	12
5.5.7	<i>Amplificazione topografica</i>	12
5.6	CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA	12
6	TERRENO DI FONDAZIONE	14
7	ANALISI STRUTTURALE	15
7.1	STRUTTURE IN C.A.	15
7.1.1	<i>Generalità</i>	15
7.1.2	<i>Determinazione delle azioni di calcolo</i>	17
7.1.3	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per flessione</i>	19
7.1.3.1	<i>Calcolo del taglio-punzonamento</i>	19
7.1.3.2	<i>Resistenza a punzonamento di piastre e fondazioni di pilastri prive di armature a taglio</i>	24
7.1.3.3	<i>Resistenza a punzonamento di piastre o fondazioni di pilastri munite di armature a taglio</i>	26
7.1.4	<i>Verifica agli stati limite di esercizio</i>	27
7.1.5	<i>Fattori di sicurezza</i>	28
7.1.6	<i>Stati limite delle tensioni di esercizio</i>	29
8	RISULTATI DI CALCOLO	30
8.1	GENERALITÀ	30
8.2	MODELLO 3D	30
8.2.1	<i>Corpo 1</i>	30
8.2.2	<i>Corpo 2</i>	31
8.2.3	<i>Corpo 3</i>	31
8.3	PRESSIONI SUL TERRENO	32
8.3.1	<i>Corpo 1</i>	32
8.3.2	<i>Corpo 2</i>	33
8.3.3	<i>Corpo 3</i>	34
8.4	SPOSTAMENTI MASSIMI SLV	35
8.4.1	<i>Corpo 1</i>	35
8.4.2	<i>Corpo 2</i>	36
8.4.3	<i>Corpo 3</i>	37
	ALLEGATO DI CALCOLO	

1 PREMESSA

Oggetto della seguente relazione è la verifica delle strutture progettate per la realizzazione di un edificio di nove piani fuori terra da adibire a residenze pubbliche e servizi.



Modello Fem assemblato del nuovo edificio

(l'analisi è stata effettuata in modo indipendente per ciascuno dei tre corpi che lo costituiscono)

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

2.1 Generalità

L'edificio residenziale in oggetto si sviluppa grossomodo su una pianta di forma rettangolare di dimensioni massime pari a 117,50x12,60m; in altezza è costituito da un numero di piani variabile da 4 a 7 e raggiungerà, nel punto di massima altezza, la quota di 23 m circa sul piano calpestio esterno.

L'area di intervento insiste su terreni localmente rimaneggiati il cui stato ambientale suggerisce di limitare quanto più possibile gli scavi; per tale ragione la scelta progettuale ha escluso la presenza di livelli interrati che avrebbero consentito di realizzare le fondazioni sugli strati inferiori di buone capacità portanti. Le fondazioni sono previste dirette a platea.

La presenza in superficie di materiali di riporto, che localmente raggiungono spessori significativi (oltre 4m) e con caratteristiche molto variabili, ha imposto di prevedere un intervento di trattamento del terreno di sottofondazione con colonne di jet grouting.

In particolare è prevista la realizzazione di colonne con diametro 60cm, disposte su maglia 120X120 cm, spinte a profondità di 5m al fine di immorsarsi nella ghiaia con sabbia con ottime proprietà di resistenza e deformazione.

2.2 Strutture in c.a. in opera

L'edificio in progetto sarà realizzato in c.a. in opera e sarà giuntato in 3 corpi separati reciprocamente da un giunto sismico da 10cm.

Le fondazioni come anticipato saranno platee dello spessore di 65cm realizzate su uno strato di magrone dello spessore di 10cm e poggiante sulla base del terreno bonificato come da progetto specifico.

Gli orizzontamenti dei 7 piani fuori terra sono costituiti da solette piene dello spessore di 20cm.

Gli elementi verticali saranno costituiti da pilastri in c.a. gettato in opera delle dimensioni indicate nelle tavole di progetto e setti di controvento rappresentati dai vani ascensore dello spessore di 20cm.

Il collegamento distributivo dei vari piani sarà assicurato da 5 corpi scala e ascensore, anch'essi in c.a. gettato in opera.

3 QUADRO NORMATIVO

3.1 Leggi

L. 05.11.1971, n. 1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.

L. 02/02/1974 n. 64 – D.M. 11/03/1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”:

3.2 Decreti

D.M. 12.02.1982, “Aggiornamento delle norme tecniche relative ai “Criteri per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.

D.M. 11.03.1988, “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce; la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.

D.M. 14.02.1992, “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.

D.M. 17.01.2018, “Norme tecniche sulle costruzioni”.
--

3.3 Circolari

Circ. Min. LL.PP. 14.02.1974, n. 11951, “Applicazione della Legge 05.11.1971, n. 1086”.

Circ. Min. del 21.01.2019, n. 7, “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2018”.

3.4 Norme UNI

CNR - UNI 9502, Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato. normale e precompresso.

CNR - UNI 7677, Prove al fuoco: termini e definizioni.

3.5 Eurocodici

UNI EN 1992-1-1:2005 EUROCODICE 2 Progettazione delle strutture di calcestruzzo.

4 PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Per la realizzazione delle fondazioni in progetto il calcestruzzo, l'acciaio per armatura e l'acciaio per carpenteria metallica devono rispettare le prescrizioni sotto indicate.

4.1 Calcestruzzo

4.1.1 Magrone

f_{ck}/R_{ck} C12/15

4.1.2 Fondazioni

f_{ck}/R_{ck} C30/37
 Tipo di cemento CEM 42.5
 Classe di esposizione XC2
 Classe di consistenza S3
 Dimensione max dell'aggregato <32 mm
 Rapporto A/C massimo: 0,55
 Dosaggio minimo 320 Kg/m³

4.1.3 Solette/Pilastrini/Setti

f_{ck}/R_{ck} C30/37
 Tipo di cemento CEM 42.5
 Classe di esposizione XC2
 Classe di consistenza S4
 Dimensione max dell'aggregato <32 mm
 Rapporto A/C massimo: 0,55
 Dosaggio minimo 320 Kg/m³

4.2 Acciaio

4.2.1 Acciaio (barre) per c.a.

Acciaio ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450$ N/mm²

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540$ N/mm²

Allungamento $A_{gtk} \geq 7,5\%$

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 Solaio Piani coperture

- <i>PESO PROPRIO (soletta piena H=20cm):</i>	5,00 kN/mq
- <i>PERMANENTI :</i>	3,00 kN/mq
- <i>VARIABILE :</i>	0,50 kN/mq
- <i>NEVE</i>	1,50 kN/mq

5.2 Solai piani cantine (in copertura)

- <i>PESO PROPRIO (soletta piena H=20cm):</i>	5,00 kN/mq
- <i>PERMANENTI:</i>	3,00 kN/mq
- <i>VARIABILE:</i>	4,00 kN/mq

5.3 Solaio piano tipo

- <i>PESO PROPRIO (soletta piena H=20cm):</i>	5,00 kN/mq
- <i>PERMANENTE (scale/terrazzi/balconi):</i>	3,00 kN/mq
- <i>ACCIDENTALE (scale/terrazzi/balconi):</i>	4,00 kN/mq
- <i>PERMANENTE (interno):</i>	4,00 kN/mq
- <i>ACCIDENTALE (interno):</i>	2,00 kN/mq

5.4 Locale cabina ENEL

- <i>PESO PROPRIO (soletta piena H=20cm):</i>	5,00 kN/mq
- <i>PERMANENTE</i>	2,00 kN/mq
- <i>ACCIDENTALE</i>	0,50 kN/mq
- <i>NEVE</i>	1,50 kN/mq

5.5 Analisi sismica

La valutazione è effettuata secondo le NTC 2018. - (Comune di Torino)

5.5.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata in tabella e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

5.5.2 Classi d'uso

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

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

- *Classe I*: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- *Classe II*: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- *Classe III*: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- *Classe IV*: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001 n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non

altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e impianti di produzione di energia elettrica.

5.5.3 *Periodo di riferimento per l'azione sismica*

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

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

5.5.4 *Stati limite e Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R*

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stati Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stati Limite di prevenzione del collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate in tabella:

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuol raggiungere.

5.5.5 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può far riferimento a un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento:

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

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

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

5.5.6 Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_S e C_C valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite in tabella, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

5.5.7 Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in tabella, in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove S_T assume valore unitario.

5.6 CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA

In relazione alla vita nominale ed alla classe d'uso, ai sensi del DM 17/01/2018, le opere in progetto sono classificabili come segue:

Tipo di costruzione	<i>2 (opere ordinarie)</i>
Vita nominale	<i>Vn=50 anni</i>
Classe d'uso	<i>II</i>
Coefficiente d'uso	<i>Cu = 1</i>
Vita di riferimento	<i>VR = 50 anni</i>

Per la caratterizzazione geologica e geotecnica si fa esplicito riferimento alla redatta per il lotto in progetto dal Dott. Geol. Marco Innocenti.

Si assumono i seguenti parametri di progetto:

Località	<i>Torino</i>
Zona sismica	<i>3</i>
Latitudine	<i>45°06'45.3"N</i>
Longitudine	<i>7°39'14.6"E</i>
Categoria del suolo	<i>C</i>
Categoria topografica	<i>T1</i>

5.7 Temperatura

In accordo con NTC 2018, 3.5.5, si è assunto nell'analisi un $DT_u = 10^\circ$ (strutture in c.a. protette).

6 TERRENO DI FONDAZIONE

6.1 Parametri di calcolo

Per la caratterizzazione geologica e geotecnica si fa esplicito riferimento alla relazione geologica geotecnica redatta per il lotto in progetto dal Dott. Geol. Luca Arione.

Ai fini dell'analisi strutturale si è assunto, prudenzialmente, in accordo con le indicazioni riportate nella relazione suddetta, un coefficiente di sottofondo pari ad 1,0 kg/cmc.

6.2 Cedimenti differenziali

Stante la tipologia strutturale delle fondazioni (a Platea su terreno consolidato) e della sovrastruttura (monolitica a solette piene in c.a.) e visti i limitati cedimenti complessivi attesi (cfr. relazione geologico geotecnica) l'eventuale presenza di cedimenti differenziali indotta da distribuzioni del carico non uniformi risultano certamente molto contenuti e pertanto di ampiamente assorbibili dalla plasticità della struttura stessa.

Il consolidamento precauzionale del terreno di fondazione mediante colonne di jet grouting

7 ANALISI STRUTTURALE

7.1 Strutture in c.a.

7.1.1 Generalità

La procedura di calcolo è un pre e post processore dotato di un proprio solutore tridimensionale agli elementi finiti (solutore interno). Il programma si avvale di una interfaccia grafica di tipo CAD che consente la progettazione di edifici in c.a., muratura, legno ed acciaio schematizzati attraverso un modello unico di struttura spaziale composta da elementi monodimensionali e bidimensionali con fondazioni poggianti su suolo elastico alla Winkler od elastoplastico, oppure su palificate.

Il manufatto viene schematizzato con un modello unico di telaio spaziale composto da aste ed elementi bidimensionali.

In particolare il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio

deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

In particolare il programma:

- individua i nodi necessari numerandoli e vincolandoli;
- individua le aste numerandole, vincolandole, orientandole e caricandole;
- schematizza i setti in c.a. ed in muratura, le platee di fondazione e le piastre in elevazione con mesh di elementi shell di dimensione massima assegnata;

- simula il suolo o attraverso elementi finiti trave su suolo elastico (od elastoplastico) o con mesh di elementi molla le cui rigidezze in fase elastica sono calcolate automaticamente una volta assegnato il coefficiente di sottofondo; o schematizza i pali di fondazione con mesh di elementi asta nei cui nodi vengono disposti elementi FLAT cioè molle assialsimmetriche elestoplastiche le cui rigidezze in fase elastica sono calcolate automaticamente a partire dalla stratigrafia nella quale il palo è immerso;
- modella con elementi membranali i piani dichiarati non infinitamente rigidi;
- scrive il file di accesso al solutore e lancia automaticamente la soluzione;
- crea il proprio database interno di spostamenti e sollecitazioni, al termine della soluzione.

Viene utilizzato un solutore tridimensionale agli elementi finiti di tipo SAP. Il solutore interno consente tra l'altro la analisi di fenomeni di non linearità geometrica (metodo P-delta) e di aste non reagenti alla trazione o alla compressione, di fondazioni sia superficiali che profonde in suolo elastoplastico, elementi bidimensionali parzialmente o non reagenti alla trazione.

7.1.2 Determinazione delle azioni di calcolo

La determinazione delle azioni agenti sulla struttura sono state effettuate utilizzando le relazioni di seguito riportate:

Stati limite ultimi

Combinazione delle azioni di carico per gli Stati limite ultimi per strutture non soggette a carico d'incendio (strutture a freddo):

$$F_d = \gamma_g * G_k + \gamma_p * P_k + \gamma_q * \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{0i} * Q_{ik}) \right]$$

per le strutture soggette a carico d'incendio (strutture a caldo):

$$F_d = G_k + 0,7 * [Q_{(neve,vento)} + Q_{(neve)}] + \left[\sum_{i=1}^{i=n} Q_{ik} \right]$$

Stati limite di esercizio

Combinazione delle azioni di carico per gli Stati limite di esercizio .

Combinazioni rare:

$$F_d = G_k + P_k + \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{0i} * Q_{ik}) \right]$$

Combinazioni frequenti:

$$F_d = G_k + P_k + \left[\Psi_{11} * Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{2i} * Q_{ik}) \right]$$

Combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = G_k + P_k + \left[\sum_{i=1}^{i=n} (\Psi_{2i} * Q_{ik}) \right]$$

Combinazioni in caso di azioni eccezionali:

$$F_d = G_k + Q_{dk} + \gamma_{ex} * Q_{ex}$$

In alternativa alle espressioni sopra indicate, per le stesure di edifici, le combinazioni dei carichi possono essere semplificate con le seguenti espressioni (che possono essere utilizzate per le combinazioni rare e frequenti):

situazione di progetto con una sola azione variabile $Q_{k,1}$:

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1}$$

situazione di progetto con due o più azioni variabili $Q_{k,1}$:

$$\sum G_{k,j} + 0,9 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}$$

adottando, tra le due, la combinazione che dà gli effetti più sfavorevoli.

Il significato dei simboli e i loro valori sono riportati di seguito:

G_k = valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k = valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{1k} = valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

Q_{ik} = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro dipendenti;

Q_{dk} = frazione dei carichi variabili caratteristici avente una durata di applicazione superiore a 30 giorni l'anno;

Q_{ex} = valori nominale dell'azione eccezionale considerata;

7.1.3 Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Le verifiche sono condotte assumendo una distribuzione rettangolare della tensione nel calcestruzzo, per un'altezza pari a $0,8 x$ dal bordo compreso, ove x è la distanza tra asse neutro e fibra estrema compressa. La tensione del calcestruzzo è assunta pari a:

$$\alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

con:

$$\alpha = 0.85 \text{ (fattore di riduzione addizionale per carichi di lunga durata)}$$

$$f_{ck} = 0.83 \cdot r_{ck} \text{ (resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo)}$$

$$\gamma_c \text{ (fattore di riduzione parziale per il calcestruzzo)}$$

Vengono segnalate situazioni di fragilità per rottura del calcestruzzo con:

$$x/d > 0,0035 / (0,0035 + f_{yk} / \gamma_s / E_s)$$

ove

x distanza tra asse neutro e fibra estrema compressa

d altezza utile della sezione

f_{yk} tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio

γ_s fattore di sicurezza parziale dell'acciaio.

E_s modulo di elasticità dell'armatura

La resistenza a taglio viene verificata lungo la faccia del pilastro e il perimetro di verifica u_1 . Se è richiesta un'armatura a taglio, si ricerca un ulteriore perimetro di verifica $u_{out,ef}$ laddove l'armatura a taglio non è più richiesta.

Le regole di calcolo riportate in questo paragrafo sono formulate essenzialmente per il caso di carico uniformemente distribuito. In casi speciali, quali fondazioni, il carico all'interno del perimetro di verifica contribuisce alla resistenza del sistema strutturale e può essere sottratto nella determinazione del valore di progetto della tensione resistente al taglio-punzonamento.

7.1.3.1 Calcolo del taglio-punzonamento

Il procedimento di calcolo per il taglio-punzonamento si fonda sulle verifiche alla faccia del pilastro e al perimetro di verifica di base u_1 . Se è richiesta l'armatura a taglio, la norma raccomanda che un ulteriore perimetro di verifica $u_{out,ef}$ sia trovato laddove l'armatura a taglio non è più richiesta. Si definiscono le seguenti tensioni di taglio di progetto [Megapascal] lungo le sezioni di verifica:

$V_{Rd,c}$ è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una

piastra, priva di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.

$V_{Rd,cs}$ è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra dotata di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.

$V_{Rd,max}$ è il valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica considerata.

Si raccomanda di effettuare le seguenti verifiche:

(a) lungo il perimetro del pilastro, o il perimetro dell'area caricata, si raccomanda che la massima tensione di taglio-punzonamento non sia superata:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

(b) L'armatura per il taglio-punzonamento non è necessaria se:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$

(c) Se v_{Ed} supera il valore $v_{Rd,c}$ per la sezione di verifica considerata, si raccomanda che sia disposta l'armatura per il taglio-punzonamento.

Se la reazione d'appoggio è eccentrica rispetto al perimetro di verifica, la norma raccomanda di assumere come tensione massima di taglio il valore:

$$v_{ED} = \beta \frac{V_{ED}}{u_i d}$$

dove:

d è l'altezza utile media della piastra, che può assumersi come $(d_y + d_z)/2$

dove:

d_y, d_z sono le altezze utili nelle direzioni y e z della sezione di verifica;

u_i è la lunghezza del perimetro di verifica considerato;

β è dato da:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{ED}}{V_{ED}} \frac{u_1}{W_1}$$

dove:

u_1 è la lunghezza del perimetro di verifica di base;

k è un coefficiente che dipende dal rapporto fra le dimensioni del pilastro
 c_1 e c_2 il suo valore è funzione delle proporzioni del momento sbilanciato
 trasmesso da taglio non uniforme e da flessione e torsione (vedere il
 prospetto successivo);

W_1 corrisponde a una distribuzione di taglio come indicato nella figura
 successiva ed è funzione del perimetro di verifica di base u_1 :

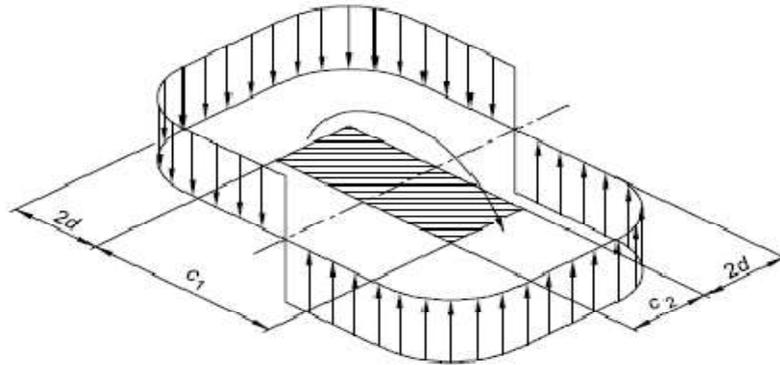
$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl$$

dl è la lunghezza infinitesima del perimetro (differenziale);
 e è la distanza di dl dall'asse intorno al quale agisce il
 momento M_{ED} .

Valori di k per aree caricate rettangolari

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

Distribuzione delle tensioni tangenziali dovute ad un momento non equilibrato agente in corrispondenza della connessione plastra - pilastro interno



Per un pilastro rettangolare:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1$$

dove:

c_1 è la dimensione del pilastro parallela all'eccentricità del carico;
 c_2 è la dimensione del pilastro perpendicolare all'eccentricità del carico.

Per un pilastro circolare interno, β ha l'espressione:

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D + 4d}$$

dove D è il diametro del pilastro circolare.

Per un pilastro rettangolare interno, se il carico è eccentrico in entrambe le direzioni, si può usare la seguente espressione approssimata di β :

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}$$

dove:

e_y e e_z sono le eccentricità M_{ED}/V_{ED} secondo gli assi y e z rispettivamente;

b_y e b_z sono le dimensioni del perimetro di verifica

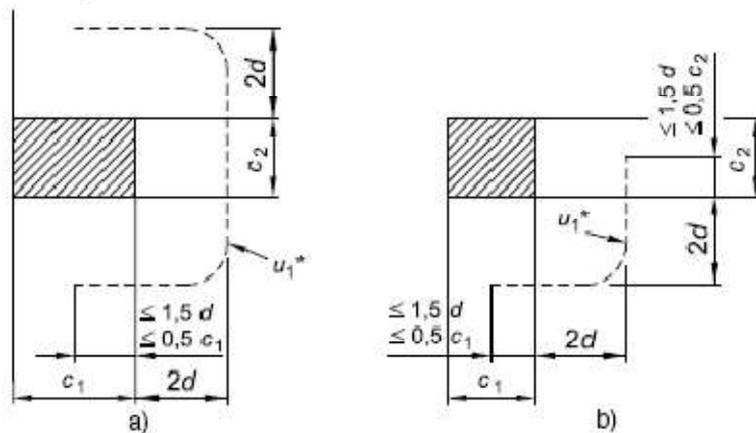
e_y risulta da un momento intorno all'asse z e e_z da un momento intorno all'asse y.

Nel caso dei pilastri di bordo, in cui l'eccentricità perpendicolare al bordo della piastra (risultante da un momento rispetto a un asse parallelo al bordo della piastra) è verso l'interno e non vi è eccentricità parallela al bordo, la forza di punzonamento può considerarsi uniformemente distribuita lungo il perimetro di verifica u_{1^*} come mostrato nella figura successiva.

Perimetro di verifica equivalente u_{1^*}

Legenda

- a) Pilastro di bordo
- b) Pilastro di angolo



Se vi sono eccentricità in entrambe le direzioni ortogonali, β può essere determinato con la seguente espressione:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1^*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par}$$

dove:

- u_1 è il perimetro di verifica di base;
- u_{1*} è il perimetro di verifica di base ridotto;
- e_{par} è l'eccentricità parallela al bordo della piastra prodotta da un momento rispetto a un asse perpendicolare al bordo della piastra;
- k può essere determinato dal prospetto precedente con il rapporto c_1/c_2 sostituito da $c_1/2c_2$;
- W_1 è calcolato per il perimetro di verifica di base u_1 .

Se l'eccentricità perpendicolare al bordo della piastra è rivolta non verso l'interno, si applica l'espressione

$$\beta = 1 + k \frac{M_{ED}}{V_{ED}} \frac{u_1}{W_1}$$

dove:

- u_1 è la lunghezza del perimetro di verifica di base;
- k è un coefficiente che dipende dal rapporto fra le dimensioni del pilastro
- c_1 e c_2 il suo valore è funzione delle proporzioni del momento sbilanciato trasmesso da taglio non uniforme e da flessione e torsione (vedere il prospetto successivo);
- W_1 corrisponde a una distribuzione di taglio come indicato nella figura successiva ed è funzione del perimetro di verifica di base u_1 :

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl$$

- dl è la lunghezza infinitesima del perimetro (differenziale);
- e è la distanza di dl dall'asse intorno al quale agisce il momento M_{ED} .

Nel caso dei pilastri d'angolo, se l'eccentricità è verso l'interno della piastra, si assume che la forza di punzonamento sia uniformemente distribuita lungo il perimetro di verifica ridotto u_{1*} , come definito nella figura precedente (b). Il valore di β può allora essere considerato come:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*}$$

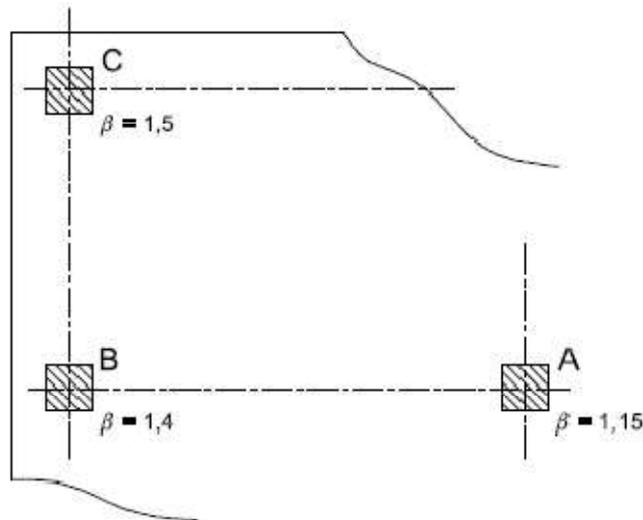
Per strutture la cui stabilità trasversale non dipende dal funzionamento a telaio del complesso piastra-pilastri, e se le luci adiacenti non differiscono in lunghezza più del 25%, per β si possono adottare valori approssimati.

Valori di β da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono dati nella figura successiva.

Valori di β raccomandati

Legenda

- A Pilastro interno
- B Pilastro di bordo



La forza di taglio-punzonamento V_{ED} in una piastra di fondazione può essere ridotta a causa dell'effetto favorevole della pressione del suolo.

La componente verticale V_{pd} della forza di precompressione di armature inclinate che incrociano la sezione di verifica può essere presa in conto come azione favorevole se pertinente.

7.1.3.2 Resistenza a punzonamento di piastre e fondazioni di pilastri prive di armature a taglio

La resistenza di progetto a punzonamento [MPa] può essere calcolata come segue:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

dove:

f_{ck} è espresso in MPa;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0d \quad mm$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$$

ρ_{ly} , ρ_{lz} sono riferiti all'acciaio teso aderente rispettivamente nelle direzioni y e z. Si raccomanda di calcolare i valori di ρ_{ly} e ρ_{lz} come valori medi prendendo in considerazione una larghezza di piastra pari alla larghezza del pilastro più tre volte d su ciascun lato.

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2$$

dove:

σ_{cy} σ_{cz} sono le tensioni normali (in Megapascal, positive se di compressione) nel calcestruzzo della sezione critica nelle direzioni y e z:

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{ED,y}}{A_{cy}} \quad \sigma_{cz} = \frac{N_{ED,z}}{A_{cz}}$$

N_{EDy} , N_{EDz} sono le forze longitudinali che agiscono sulle semi-campate adiacenti per colonne interne e la forza longitudinale che interessa la sezione di verifica per le colonne di bordo. La forza può essere originata da carichi o da precompressione;

A_c è l'area di calcestruzzo secondo la definizione di N_{ED} .

I valori di $C_{Rd,c}$, v_{min} e k_1 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per $C_{Rd,c}$ è $0,18/\gamma_c$, per k_1 è 0,1 e per v_{min} è dato dall'espressione:

$$v_{min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Nel caso di carico coassiale la forza netta applicata è:

$$V_{ED,red} = V_{ED} - \Delta V_{ED}$$

dove:

V_{ED} è la forza tagliante applicata;

ΔV_{ED} è la forza netta rivolta verso l'alto all'interno del perimetro di verifica considerato, cioè la pressione verso l'alto trasmessa dal suolo meno il peso proprio della fondazione.

$$V_{ED} = V_{ED,red} / ud$$

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} k (100 \rho_{ck})^{1/3} \cdot 2d / a \geq v_{min} \cdot \frac{2d}{a}$$

Per carico eccentrico si userà:

$$v_{ED} = \frac{v_{ED,red}}{ud} \left[1 + k \frac{M_{ED}u}{V_{ED,red}W} \right]$$

dove W è come W_1 ma riferito al perimetro u.

7.1.3.3 Resistenza a punzonamento di piastre o fondazioni di pilastri munite di armature a taglio

Dove è richiesta l'armatura a taglio, si raccomanda che questa sia calcolata in conformità all'espressione seguente:

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5(d / s_r)A_{sw}f_{ywd,ef} (1/(u_1d)) \sin \alpha$$

dove:

A_{sw} è l'area di armatura a taglio a punzonamento situata su di un perimetro intorno al pilastro [millimetri quadrati];

s_r è il passo radiale dei perimetri dell'armatura a taglio di punzonamento [mm];

$f_{ywd,ef}$ è la resistenza di progetto efficace dell'armatura a taglio-punzonamento, secondo la relazione $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d \leq f_{ywd}$ [MPa];

d è la media delle altezze utili nelle due direzioni ortogonali [mm];

α è l'angolo compreso fra l'armatura a taglio e il piano della piastra.

Se è disposta una sola fila di barre piegate verso il basso, allora al rapporto d / s_r nell'espressione precedente può essere assegnato il valore 0,67.

In adiacenza ai pilastri la resistenza a taglio-punzonamento è limitata a un valore massimo di:

$$v_{ED} = \frac{\beta v_{ED}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max}$$

dove:

u_0 per un pilastro interno $u_0 =$ sviluppo del perimetro del pilastro [mm], per un pilastro di bordo $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$ [mm], per un pilastro d'angolo $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$ [mm];

c_1, c_2 sono le dimensioni del pilastro;

v vedere l'espressione seguente;

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$

β vedere punti precedenti.

Il valore di $v_{Rd,max}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è $0,5 v_{fcd}$.

Il perimetro di verifica lungo il quale l'armatura a taglio non è richiesta, u_{out} (o $u_{out,ef}$, vedere figura successiva) è calcolato con l'espressione seguente:

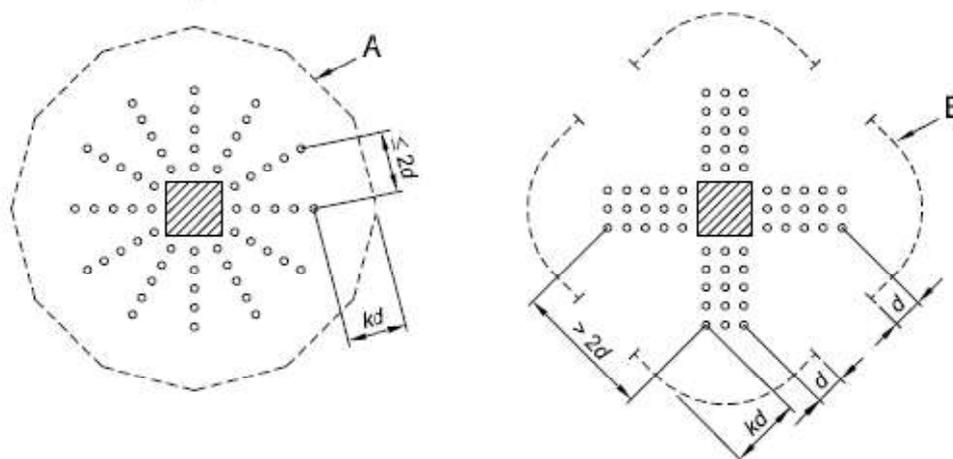
$$u_{out,ef} = \frac{\beta V_{ED}}{(v_{Rd,c} d)}$$

Il perimetro più lontano delle armature a taglio si colloca a una distanza non maggiore di kd all'interno di u_{out} (o $u_{out,ef}$, vedere figura seguente).

Perimetri di verifica per pilastri interni

Legenda

- A Perimetro u_{out}
- B Perimetro $u_{out,ef}$



Il valore di k da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è $1,5$.

7.1.4 Verifica agli stati limite di esercizio

Le azioni vengono calcolate con coefficiente di combinazione 1 per i carichi permanenti e coefficiente di combinazione ψ definito in base alla normativa per i carichi variabili.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio vengono calcolate nell'ipotesi di sezione fessurata.

Il calcolo dell'ampiezza delle fessure viene svolto secondo EC2 4.4.2.4 con :

$\beta_1 = 1$

β_2 come da normativa

$k_1 = 0,8$

$k_2 = 0,5$

σ_{sr} calcolata per la sezione omogeneizzata.

Il calcolo della freccia viene effettuato nella doppia ipotesi di sezione interamente reagente o di sezione fessurata. Nella prima si considera il momento di inerzia nelle singole campate costante e pari al valore della sezione grezza (solo cls) interamente reagente; nella seconda si considera il momento di inerzia variabile all'interno della campata. Nelle zone ove le sollecitazioni producono le fessurazioni viene assunto il momento di inerzia ideale della sezione omogeneizzata; nelle zone non fessurate si adotta il valore del momento di inerzia della sezione grezza (solo cls).

7.1.5 Fattori di sicurezza.

Fattori di sicurezza parziali per le proprietà dei materiali:

γ_s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio)	1,15
γ_c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo)	1,50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI AGLI STATI LIMITI ULTIMI

$\gamma_{G1 \text{ inf.}}$ (azioni permanenti, effetto favorevole)	1,00
$\gamma_{G1 \text{ sup.}}$ (azioni permanenti, effetto sfavorevole)	1,30
$\gamma_{G2 \text{ inf.}}$ (azioni permanenti non strutturali, effetto favorevole)	0,00
$\gamma_{G2 \text{ sup.}}$ (azioni permanenti non strutturali, effetto sfavorevole)	1,50
$\gamma_{Q \text{ inf.}}$ (azioni variabili, effetto favorevole)	0,00
$\gamma_{Q \text{ sup.}}$ (azioni variabili, effetto sfavorevole)	1,50

FATTORI DI SICUREZZA PER LE AZIONI AGLI STATI LIMITI DI ESERCIZIO

γ_G (azioni permanenti)	1,00
γ_Q (azioni variabili)	1,00

Coefficienti di combinazione delle azioni variabili per Stati Limite di Esercizio (in condizioni statiche)

Uffici, abitazione:

In combinazione rara	ψ_0	0,70
In combinazione frequente	ψ_1	0,50
In combinazione quasi permanente	ψ_2	0,30

Vento:

In combinazione rara	ψ_0	0,60
In combinazione frequente	ψ_1	0,20

In combinazione quasi permanente	Ψ_2	0,00
<u>Neve (sotto i 1000 m s.l.m.):</u>		
In combinazione rara	Ψ_0	0,50
In combinazione frequente	Ψ_1	0,20
In combinazione quasi permanente	Ψ_2	0,00

7.1.6 Stati limite delle tensioni di esercizio

Per strutture esposte ad ambienti poco/moderatamente aggressivi:

Tensioni di compressione nel calcestruzzo

combinazione di carico rara 0,60 fck

combinazione di carico quasi permanente 0,45 fck

Tensioni di trazione nell'acciaio

combinazione di carico rara 0,80 fyk

8 RISULTATI DI CALCOLO

8.1 Generalità

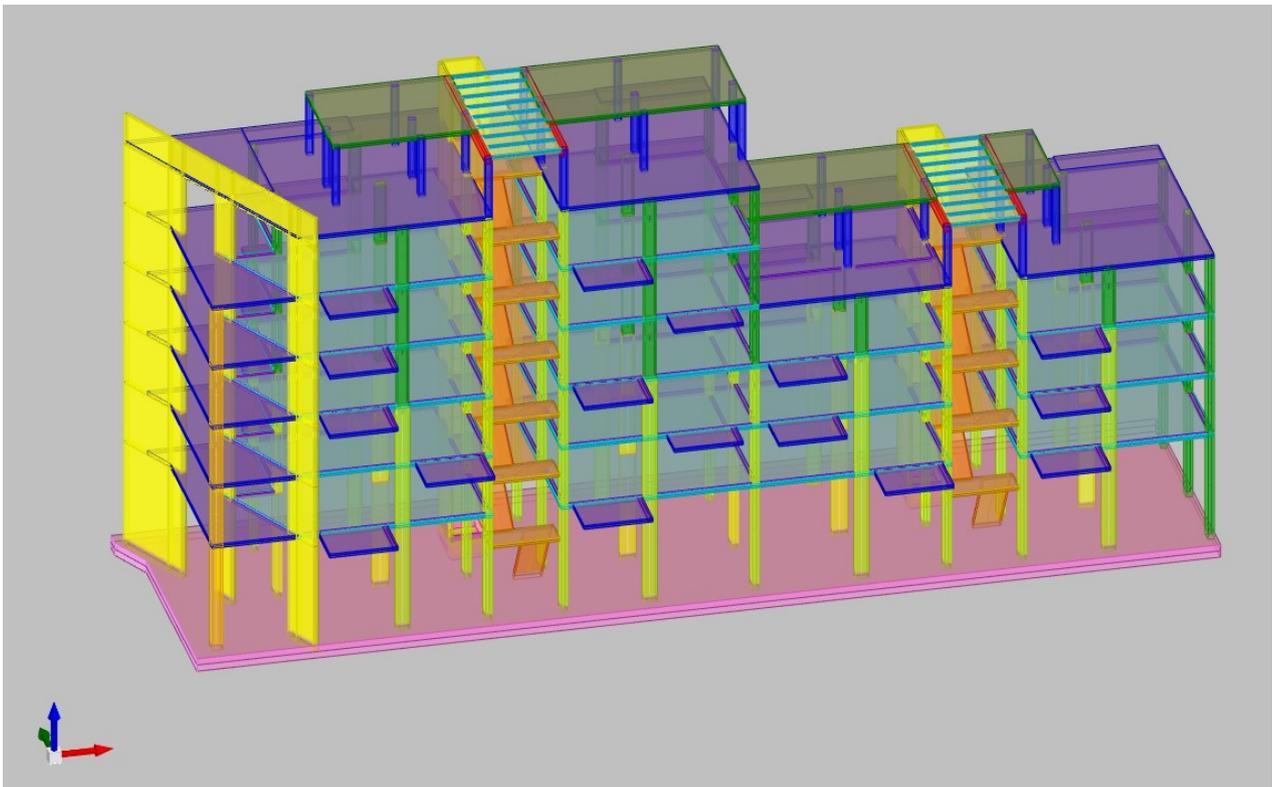
Al fine di effettuare un corretto dimensionamento e verifica dei diversi elementi strutturali (fondazioni in opera, solette piene, pilastri e setti) è stato effettuato un modello ad elementi finiti per ciascuno dei corpi strutturali.

Nelle pagine seguenti sono riportati alcuni estratti delle analisi strutturali svolte.

Per i risultati completi ed un maggior dettaglio di rimanda allo specifico allegato di calcolo.

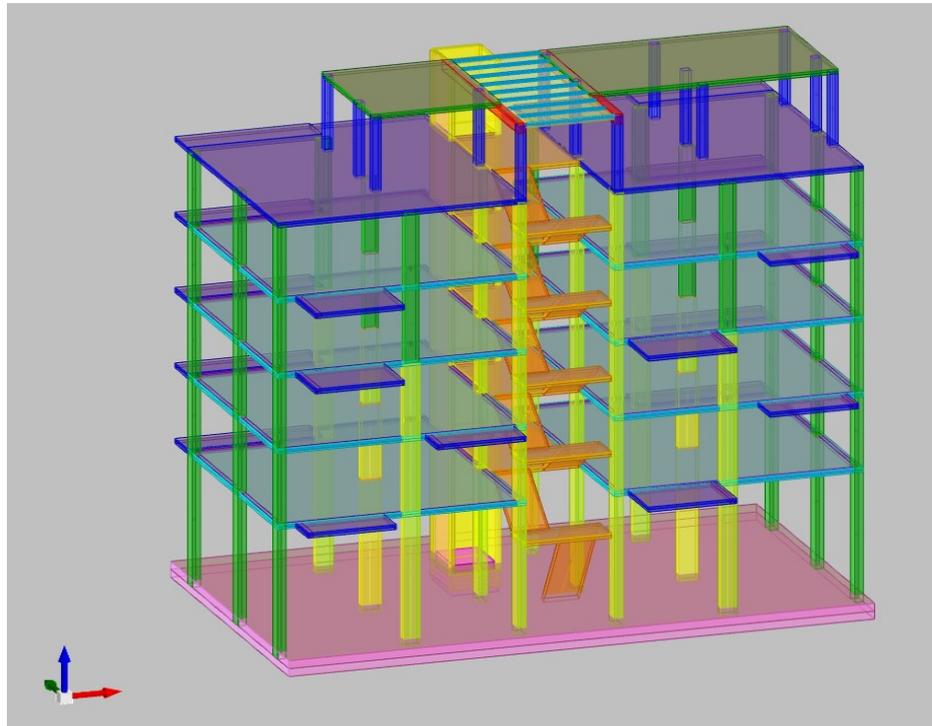
8.2 Modello 3D

8.2.1 Corpo 1



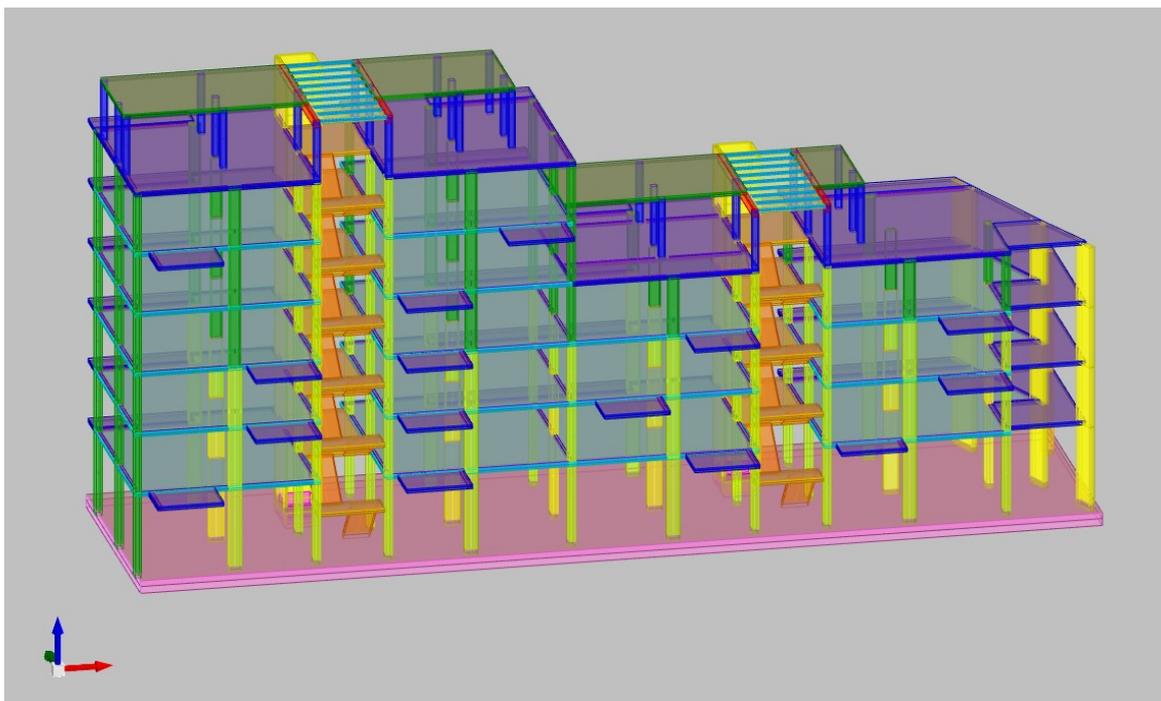
Modello Fem del nuovo edificio – corpo 1

8.2.2 Corpo 2



Modello Fem del nuovo edificio – corpo 2

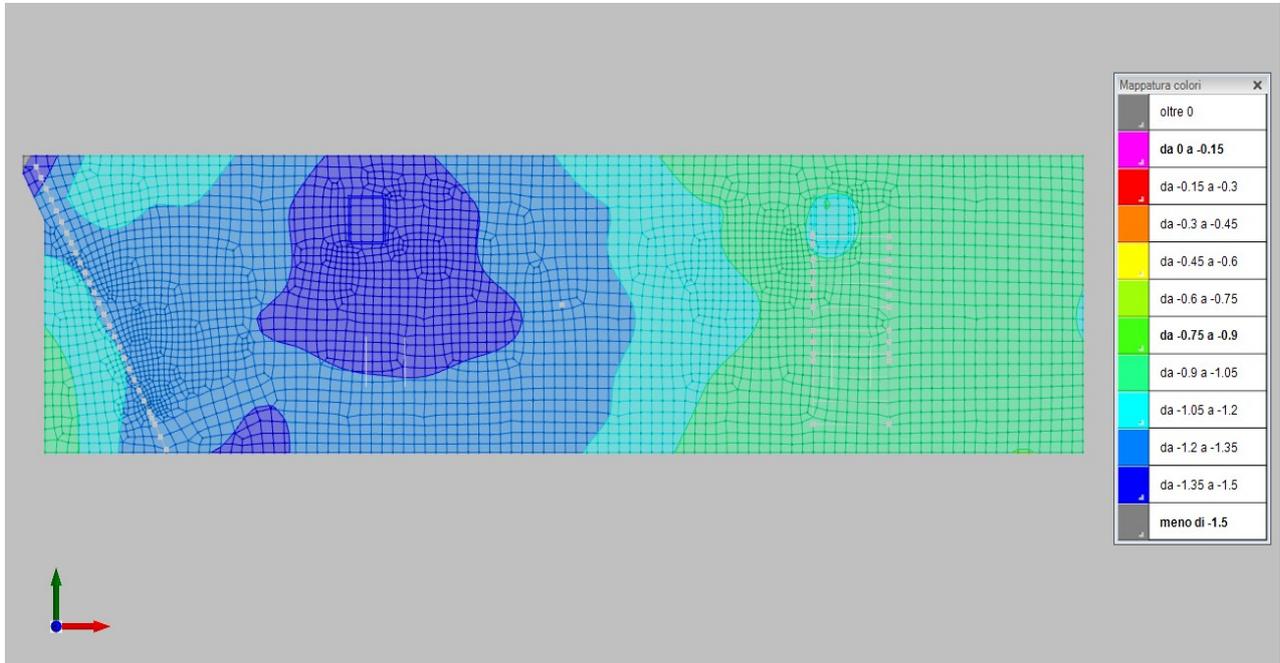
8.2.3 Corpo 3



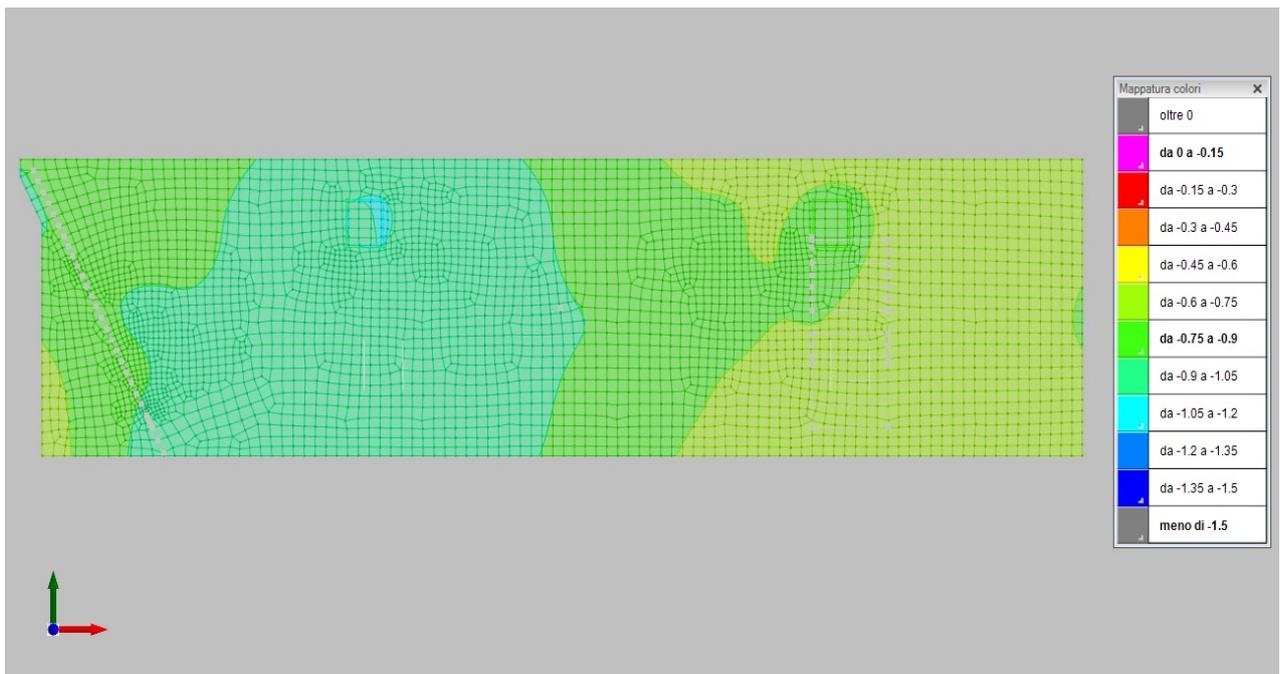
Modello Fem del nuovo edificio – corpo 3

8.3 Pressioni sul terreno

8.3.1 Corpo 1

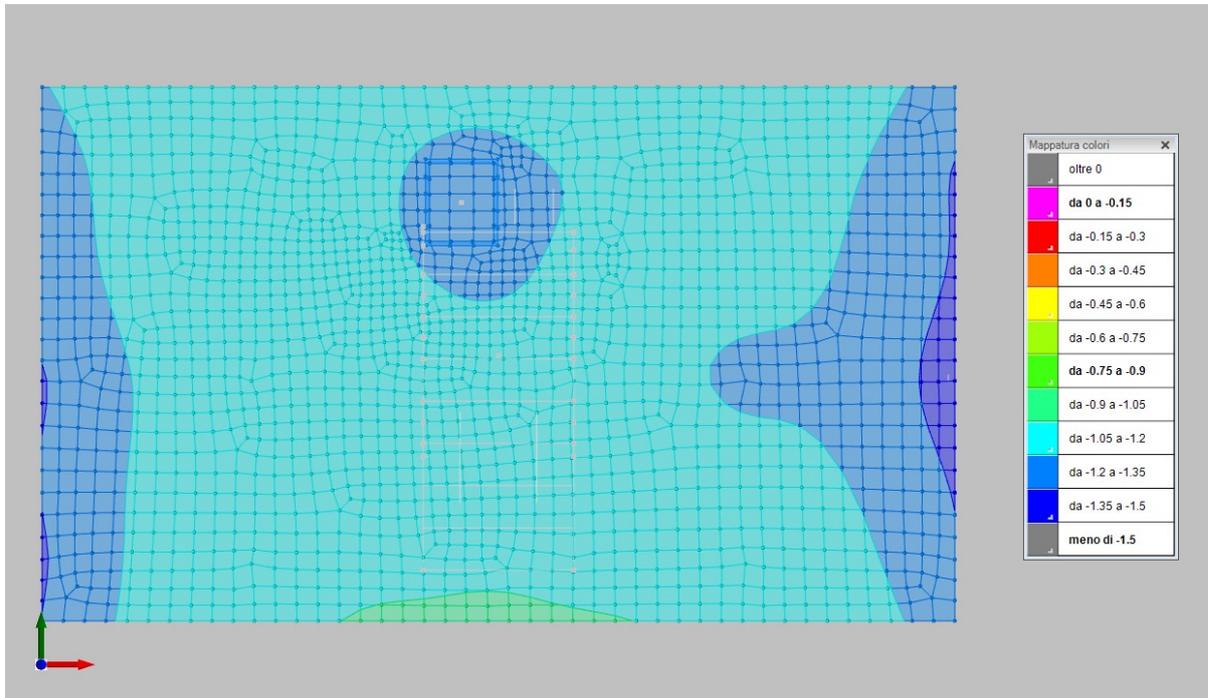


Pressioni sul terreno – corpo 1 – massimi SLU/SLV – [kg/cmq]

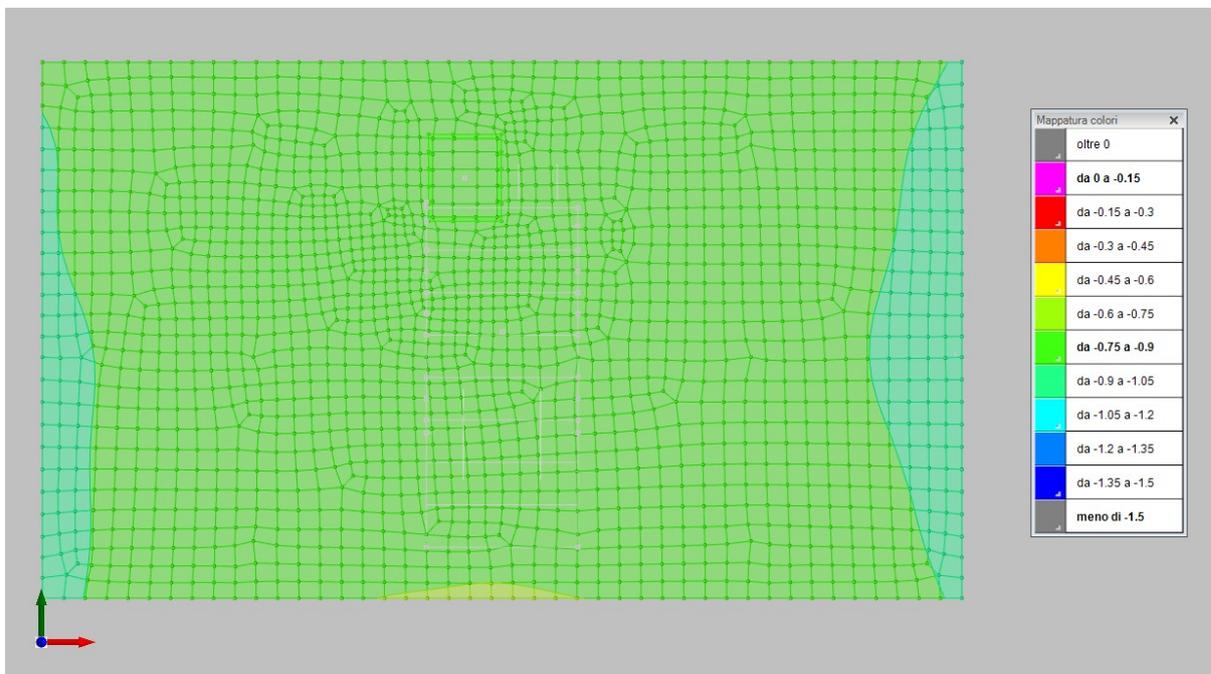


Pressioni sul terreno – corpo 1 – massimi SLE rara

8.3.2 Corpo 2

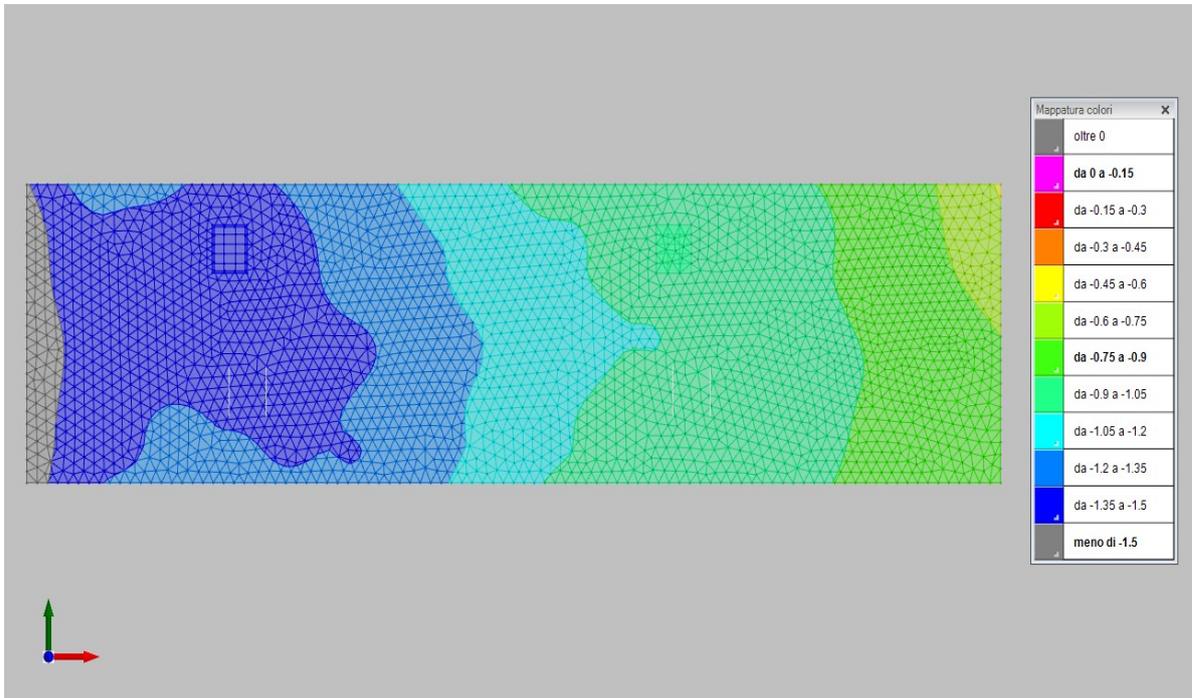


Pressioni sul terreno – corpo 2 – massimi SLU/SLV

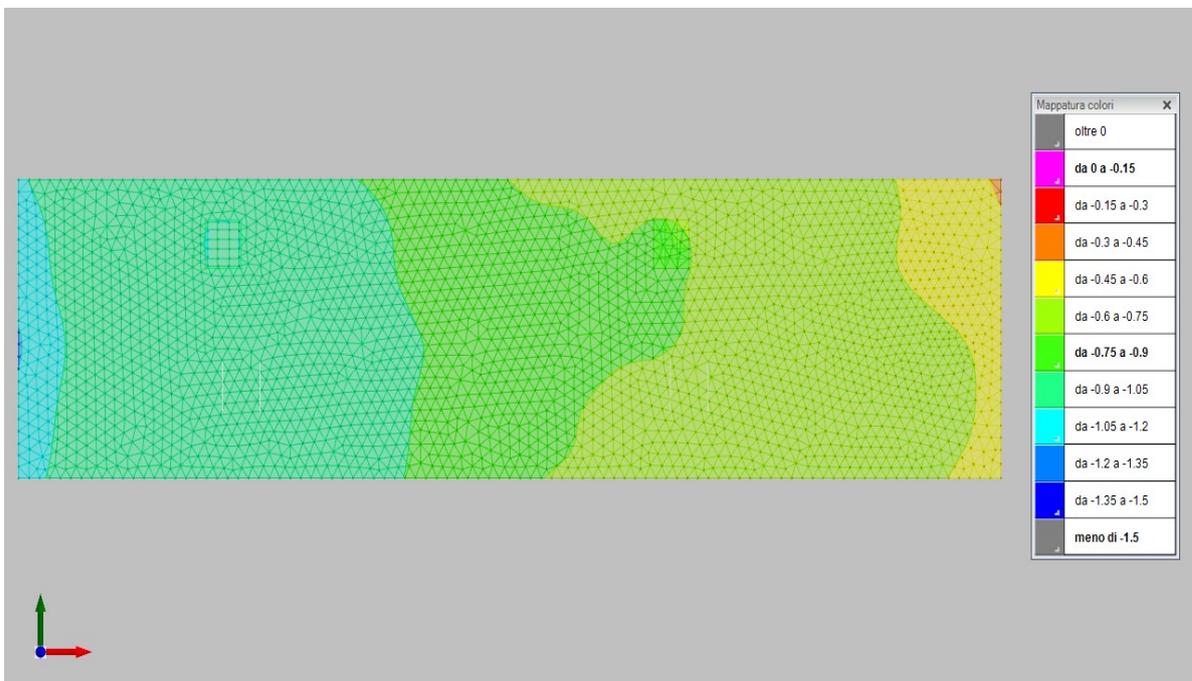


Pressioni sul terreno – corpo 2 – massimi SLE rara

8.3.3 Corpo 3



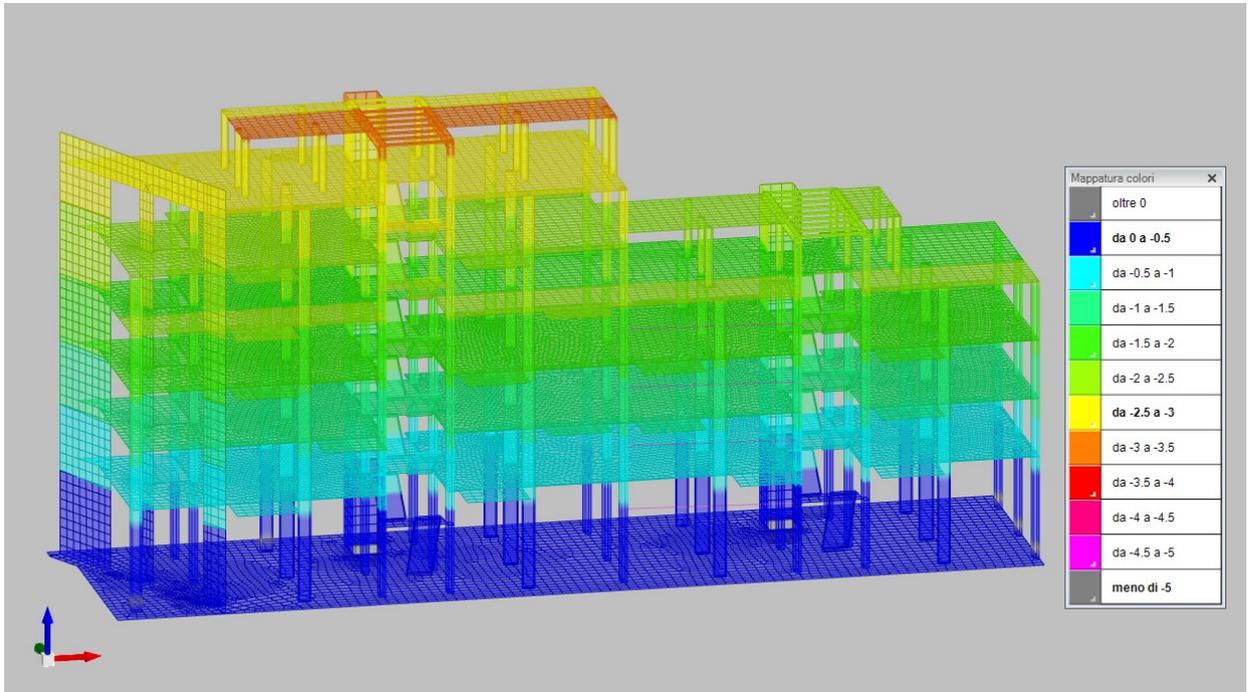
Pressioni sul terreno – corpo 3 – massimi SLU/SLV



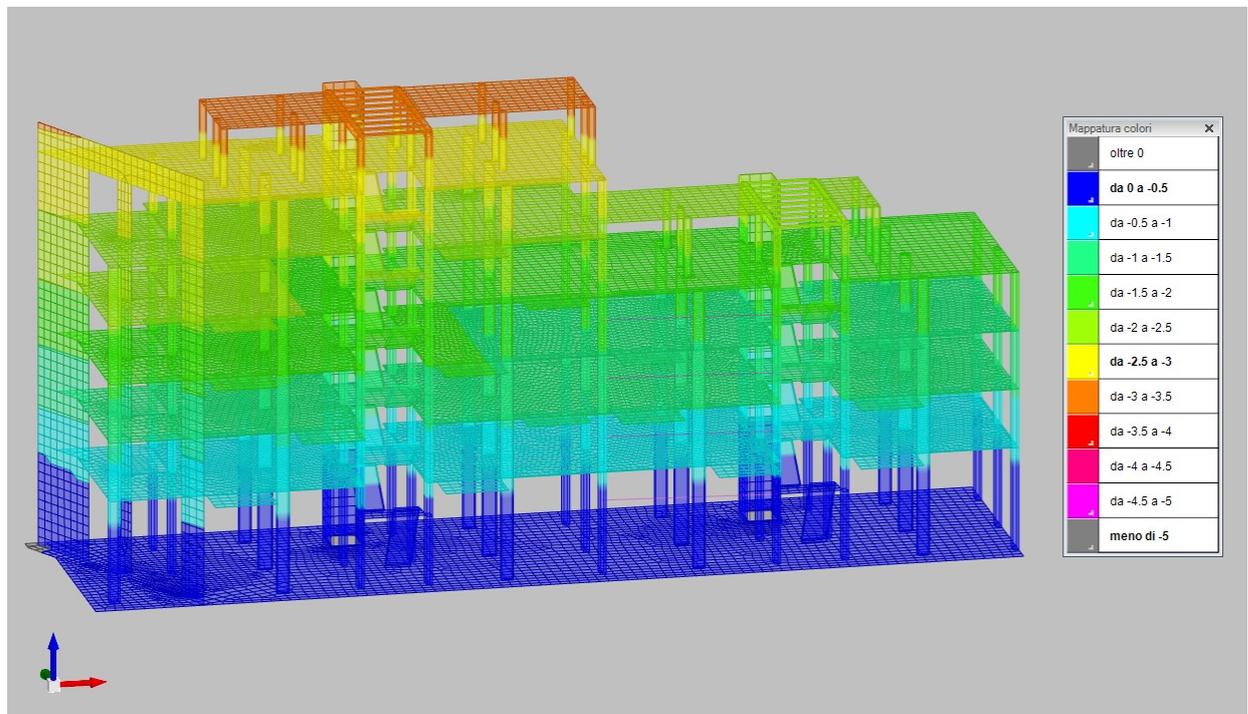
Pressioni sul terreno – corpo 3 – massimi SLE rara

8.4 Spostamenti massimi slv

8.4.1 Corpo 1

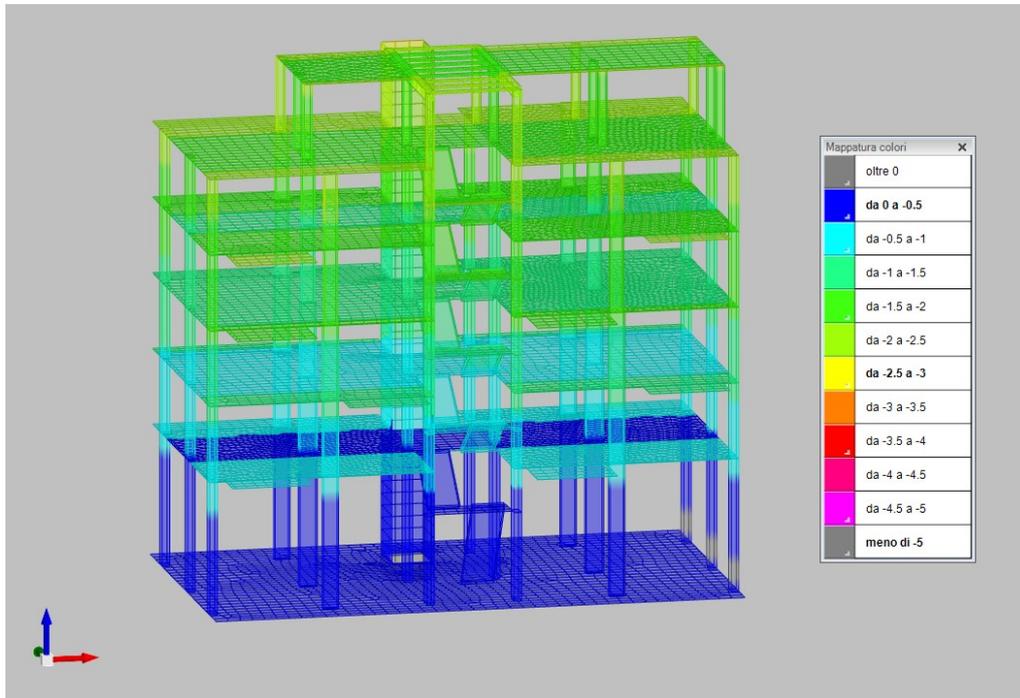


Spostamenti massimi – corpo 1 – SLV x (direzione freccia rossa)

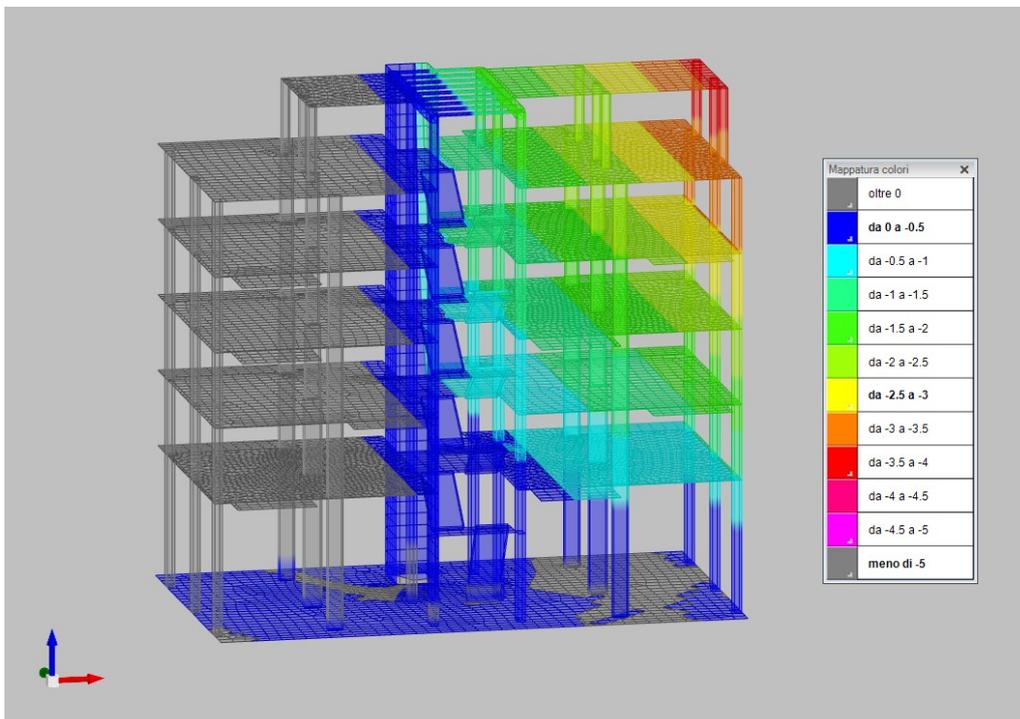


Spostamenti massimi – corpo 1 – SLV y (direzione freccia verde)

8.4.2 **Corpo 2**

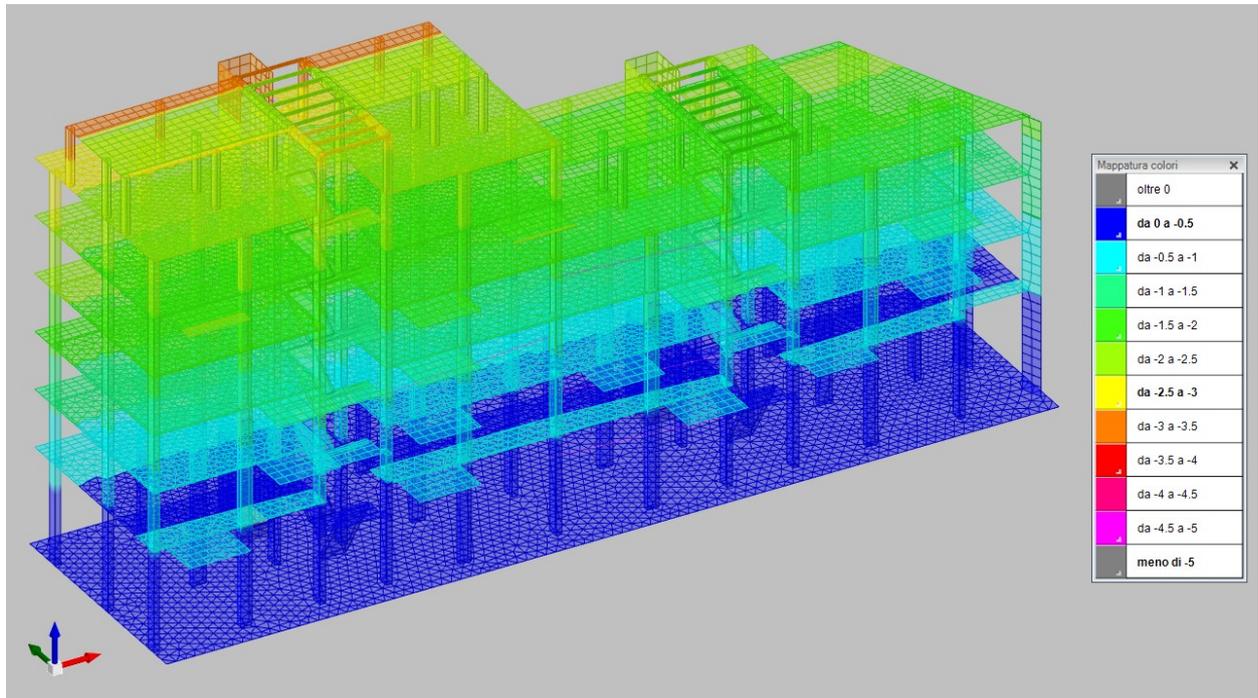


Spostamenti massimi – corpo 2 – SLV x (direzione freccia rossa)

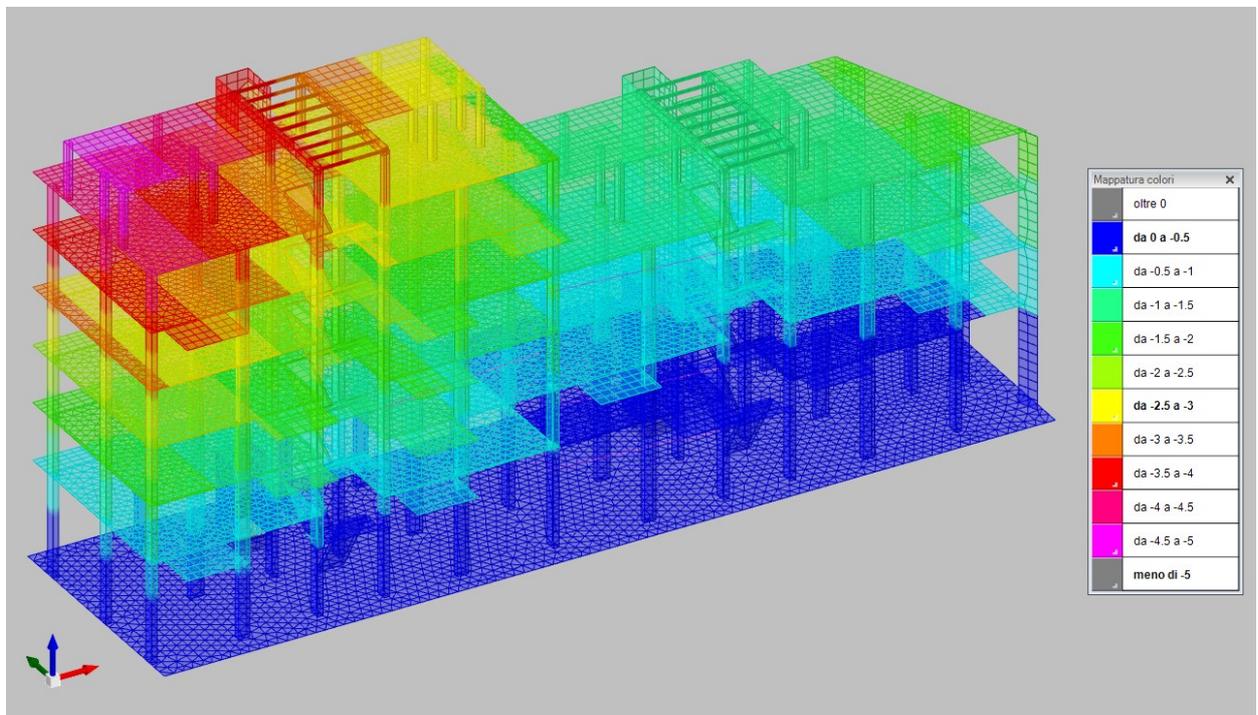


Spostamenti massimi – corpo 2 – SLV y (direzione freccia verde)

8.4.3 Corpo 3



Spostamenti massimi – corpo 3 – SLV x (direzione freccia rossa)



Spostamenti massimi – corpo 3 – SLV y (direzione freccia verde)

8.5 Verifica al martellamento

8.5.1 Corpi 1-2

Il massimo spostamento del corpo 1 verso il corpo 2 (direzione x) risulta al piano 4°, come mostrato al paragrafo precedente, $S_{12} \approx 2,5\text{cm}$.

Il massimo spostamento del corpo 2 verso il corpo 1 (direzione x) risulta, al piano 4, $S_{21} \approx 2,5\text{cm}$.

La somma dei due spostamenti risulta :

$$S_{12} + S_{21} = \sim 5 \text{ cm} < 10 \text{ cm} = \text{ampiezza del giunto strutturale}$$

L'ampiezza del giunto risulta pertanto adeguata.

8.5.2 Corpi 2-3

Il massimo spostamento del corpo 2 verso il corpo 3 (direzione x) risulta al piano 6°, come mostrato al paragrafo precedente, $S_{23} \approx 2,8\text{cm}$.

Il massimo spostamento del corpo 3 verso il corpo 2 (direzione x) risulta, al piano 4, $S_{32} \approx 3,1\text{cm}$.

La somma dei due spostamenti risulta :

$$S_{23} + S_{32} = \sim 5,9 \text{ cm} < 10 \text{ cm} = \text{ampiezza del giunto strutturale}$$

L'ampiezza del giunto risulta pertanto adeguata.

9 VERIFICHE A PUNZONAMENTO PLATEA

9.1 Generalità

Si riportano nel seguito le verifiche a punzonamento per i pilastri più carichi.

9.2 Corpo 1

9.2.1 *Pilastro centrale*

Il pilastro più carico in configurazione di pilastro centrale risulta per il corpo 1 il pilastro 14:

dimensioni pilastro 30x70

Spessore platea 65 cm

Nsd = 2602 kN

Pressione in detrazione 1,1 kg/cmq

Armatura a punzonamento prevista : 16 Fi 12/20 – 4 giri

Si riporta la verifica alla pagina seguente

9.2.2 *Pilastro di bordo*

Il pilastro più carico in configurazione di pilastro di bordo risulta per il corpo 1 il pilastro 20A:

dimensioni pilastro 30x50

Spessore platea 65 cm

Nsd = 919 kN

Pressione in detrazione 0,9 kg/cmq

Armatura a punzonamento prevista : 9 Fi 12/20 – 4 giri

Si riporta la verifica alla pagina seguente

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Platea - Pil. n° 14

GEOMETRIA ELEMENTI					
PILASTRO: 1° Lato area caricata	a	30	cm	(lato doppio per la colonna di bordo)	
2° Lato area caricata	b	70	cm		
posizione		CEN		CEN = centrale - BOR = di bordo - ANG = d'angolo	
PLATEA: Altezza sezione	h _{sez}	65	cm		
Copriferro sup lordo dir x	CX	3,5	cm		
Copriferro sup lordo dir y	CY	5,0	cm		
Copriferro medio	c		cm	4	
Altezza utile sezione	d		cm	61,0	
PERIMETRO CRITICO MINIMO	u ₀ (cm)	200,0			
PERIMETRO CRITICO BASE	u ₁ (cm)	966,5			
Armatura longitudinale TESA	φ	16		20	
"	A _{V, LONG}		cm ²	39,8	
Campo da considerare	CAMPO		cm	396,0	
Percentuale di armatura	ρ _t		[]	0,0016	
Parametro k	k		[]	1,57	

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI					
Resistenza cubica caratteristica	R _{CK}	370	kg/cm ²		
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{CK}		N/mm ²	30,71	
Fattore di sicurezza parziale CLS	γ _c	1,5	[]		
Coefficiente α _{cc}	α _{cc}	0,85	N/mm ³	NTC'08=0,85 ; EC2=1	
Tensione di calcolo CLS	f _{cd}		N/mm ²	17,4	
Coefficiente	λ		N/mm ³	0,53 vale per Rck < 600	
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd}	391,3	N/mm ²	391,3	Valore ridotto da EC2

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO - DETRAZIONE					
PILASTRO: Sforzo assiale	N	2602	kN		
Sforzo assiale di calcolo	N _{ed}	1,0	kN	2602	
TERRENO: Tensione di contatto	σ _{terr media}	1,10	kg/cm ²		
Area interna al cono punzonante	A	7,3	m ²		
CARICO PUNZONANTE DI CALCOLO (Su U1)	V _{Ed}	1796	kN		

RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE NON ARMATA - DISTANZA NON STAFFABILE - U out					
Resistenza a punzonamento unitaria senza armatura	C _{Rd,c}		[]	0,12	
	V _{Rd,c}		N/mm ²	0,383	
Punzonamento unitario di calcolo (lungo u1)	V _{Ed}	0,35	N/mm ²	β = 1,15 CEN; 1,4 BOR; 1,5 ANG	
% di sfruttamento		92%		Dist ultima staffa [cm] da pil	
Passo di verifica U out successivi (da U1)		10	0,31	N° pioli	
		20	0,27	3	
		30	0,24		
		40	0,20		
		50	0,17		
		60	0,15		
		70	0,12		
		80	0,09		
		90	0,07		
		100	0,05		
		110	0,02		
		120	0,00		
		130	-0,02		
		140	-0,04		
		150	-0,06		
		160	-0,08		
		170	-0,09		
		180	-0,11		
		190	-0,13		
		200	-0,15		
		210	-0,16		
		220	-0,18		
		230	-0,19		
		240	-0,21		

RESISTENZA A PUNZONAMENTO MASSIMA					
Tensione resistente max a bordo colonna	V _{Rd,max}		N/mm ²	4,579	= 0,5 λ f _{cd}
Tensione sollecitante max a bordo colonna	V _{Ed,max}	1,69		kN	
% di sfruttamento		37%			

RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE ARMATA					
FERRI: N° ferri a punzonamento	N°	16	cm ²	Ferri di 1 perimetro di armatura	
Diametro ferro / Area unitaria	φ	12	mm / cm ²	1,13 la superficie di punzonamento	
Armatura a punzonamento disposta in 1 P	A _{sw}		cm ²	18	
Angolo delle armature sull'orizzontale	α	90	°	(90° barre verticali)	
Passo radiale tra due successivi perimetri	S _r	20	cm	45,75 (opportuno sia < 0,75d)	
Distanza 1° staffa da bordo pilastro	S _{r1}	10	cm	30,5 (opportuno sia ~ 0,5d < 0,75d)	
Resistenza a punzonamento sez armata	V _{Rd,cs}	0,84			
% di sfruttamento		42%			

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Platea - Pil. n° 20A

GEOMETRIA ELEMENTI					
PILASTRO: 1° Lato area caricata	a	30	cm	(lato doppio per la colonna di bordo)	
2° Lato area caricata	b	50	cm		
posizione		BOR		CEN = centrale - BOR = di bordo - ANG = d'angolo	
PLATEA : Altezza sezione	h _{sez}	65	cm		
Copriferro sup lordo dir x	CX	3,5	cm		
Copriferro sup lordo dir y	CY	5,0	cm		
Copriferro medio	c		cm	4	
Altezza utile sezione	d		cm	61,0	
PERIMETRO CRITICO MINIMO	u ₀ (cm)			110,0	
PERIMETRO CRITICO BASE	u ₁ (cm)			493,27	
Armatura longitudinale TESA	φ	16		20	
"	A _{L, LONG}		cm ²	39,8	
Campo da considerare	CAMPO		cm	396,0	
Percentuale di armatura	ρ _l		[]	0,0016	
Parametro k	k		[]	1,57	
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI					
Resistenza cubica caratteristica	R _{CK}	370	kg/cm ²		
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{CK}		N/mm ²	30,71	
Fattore di sicurezza parziale CLS	γ _c	1,5	[]		
Coefficiente α _{cc}	α _{cc}	0,85	N/mm ³	NTC'08=0,85 ; EC2=1	
Tensione di calcolo CLS	f _{cd}		N/mm ²	17,4	
Coefficiente	λ		N/mm ³	0,53 vale per Rck < 600	
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd}	391,3	N/mm ²	391,3 Valore ridotto da EC2	
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO - DETRAZIONE					
PILASTRO: Sforzo assiale	N	919	kN		
Sforzo assiale di calcolo	N _{sd}	1,0	kN	919	
TERRENO: Tensione di contatto	σ _{terr, media}	0,90	kg/cm ²		
Area interna al cono punzonante	A			3,8 m ²	
CARICO PUNZONANTE DI CALCOLO (Su U1)	V _{Ed}			574 kN	
RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE NON ARMATA - DISTANZA NON STAFFABILE - U out					
Resistenza a punzonamento unitaria senza armatura	C _{Rd,c}		[]	0,12	
	v _{Rd,c}		N/mm ²	0,383	
			BOR	β = 1,15 CEN; 1,4 BOR; 1,5 ANG	
Punzonamento unitario di calcolo (lungo u1)	v _{Ed}	0,27	N/mm ²		
% di sfruttamento		70%		Dist ultima staffa [cm] da pil	
Passo di verifica U out successivi (da U1)		10		N° pioli 3	
		20	0,20	36,1	
		30	0,17	46,1	
		40	0,14	56,1	
		50	0,11	66,1	
		60	0,09	76,1	
		70	0,06	86,1	
		80	0,04	96,1	
		90	0,02	106,1	
		100	0,00	116,1	
		110	-0,02	126,1	
		120	-0,04	136,1	
		130	-0,06	146,1	
		140	-0,08	156,1	
		150	-0,10	166,1	
		160	-0,11	176,1	
		170	-0,13	186,1	
		180	-0,15	196,1	
		190	-0,16	206,1	
		200	-0,18	216,1	
		210	-0,20	226,1	
		220	-0,21	236,1	
		230	-0,23	246,1	
		240	-0,24	256,1	
				266,1	
RESISTENZA A PUNZONAMENTO MASSIMA					
Tensione resistente max a bordo colonna	v _{Rd,max}		N/mm ²	4,579 = 0,5 λ' fcd	
Tensione sollecitante max a bordo colonna	v _{Ed,max}	1,20		kN	
% di sfruttamento		26%			
RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE ARMATA					
FERRI: N° ferri a punzonamento	N°	9	cm ²	Ferri di 1 perimetro di armatura	
Diametro ferro / Area unitaria	φ	12	mm / cm ²	la superficie di punzonamento	
Armatura a punzonamento disposta in 1 P	A _{sw}		cm ²	10	
Angolo delle armature sull'orizzontale	α	90	°	(90° barre verticali)	
Passo radiale tra due successivi perimetri	S _r	20	cm	45,75 (opportuno sia < 0,75d)	
Distanza 1° staffa da bordo pilastro	S _{r1}	10	cm	30,5 (opportuno sia ~ 0,5d < 0,75d)	
Resistenza a punzonamento sez armata	v _{Rd,cs}	0,89			
% di sfruttamento		30%			

9.3 Corpo 2

9.3.1 Pilastro centrale

Il pilastro più caricato in configurazione di pilastro centrale risulta per il corpo 2 il pilastro 38:

dimensioni pilastro 30x70

Spessore platea 65 cm

Nsd = 2404 kN

Pressione in detrazione 1,1 kg/cmq

Armatura a punzonamento prevista : 16 Fi 12/20 – 4 giri

La verifica è coperta dalla più gravosa verifica del pilastro 14 del corpo 1 alla quale si rimanda.

9.3.2 Pilastro di bordo

Il pilastro più caricato in configurazione di pilastro di bordo risulta per il corpo 2 il pilastro 39A:

dimensioni pilastro 30x50

Spessore platea 65 cm

Nsd = 1291 kN

Pressione in detrazione 1,2 kg/cmq

Armatura a punzonamento prevista : 9 Fi 12/20 – 4 giri

Si riporta la verifica alla pagina seguente.

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Platea - Pil. n° 39A

GEOMETRIA ELEMENTI				
PILASTRO: 1° Lato area caricata	a	30	cm	(lato doppio per la colonna di bordo)
2° Lato area caricata	b	50	cm	
posizione		BOR		CEN = centrale - BOR = di bordo - ANG = d'angolo
PLATEA: Altezza sezione	h _{sez}	65	cm	
Copriferro sup lordo dir x	CX	3,5	cm	
Copriferro sup lordo dir y	CY	5,0	cm	
Copriferro medio	c		cm	4
Altezza utile sezione	d		cm	61,0
PERIMETRO CRITICO MINIMO	u ₀ (cm)			110,0
PERIMETRO CRITICO BASE	u ₁ (cm)			493,27
Armatura longitudinale TESA	φ	16		20
"	A _{V, LONG}		cm ²	39,8
Campo da considerare	CAMPO		cm	396,0
Percentuale di armatura	ρ ₁		[]	0,0016
Parametro k	k		[]	1,57

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI				
Resistenza cubica caratteristica	R _{CK}	370	kg/cm ²	
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{CK}		N/mm ²	30,71
Fattore di sicurezza parziale CLS	γ _C	1,5	[]	
Coefficiente α _{CC}	α _{CC}	0,85	N/mm ³	NTC08=0,85 ; EC2=1
Tensione di calcolo CLS	f _{cd}		N/mm ²	17,4
Coefficiente	ψ		N/mm ³	0,53 vale per Rck < 600
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd}	391,3	N/mm ²	391,3 Valore ridotto da EC2

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO - DETRAZIONE				
PILASTRO: Sforzo assiale	N	1291	kN	
Sforzo assiale di calcolo	N _{sd}	1,0	kN	1291
TERRENO: Tensione di contatto	σ _{terr media}	1,20	kg/cm ²	
Area interna al cono punzonante	A	3,8	m ²	
CARICO PUNZONANTE DI CALCOLO (Su U1)	V _{Ed}	831	kN	

RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE NON ARMATA - DISTANZA NON STAFFABILE - U out				
Resistenza a punzonamento unitaria senza armatura	C _{Rd,c}	[]		0,12
	V _{Rd,c}		N/mm ²	0,383
Punzonamento unitario di calcolo (lungo u1)	V _{Ed}		N/mm ²	0,39
% di sfruttamento				101%
Passo di verifica U out successivi (da U1)		10		0,34
		20		0,29
		30		0,25
		40		0,21
		50		0,17
		60		0,14
		70		0,10
		80		0,07
		90		0,04
		100		0,01
		110		-0,01
		120		-0,04
		130		-0,07
		140		-0,09
		150		-0,11
		160		-0,14
		170		-0,16
		180		-0,18
		190		-0,20
		200		-0,23
		210		-0,25
		220		-0,27
		230		-0,29
		240		-0,31

RESISTENZA A PUNZONAMENTO MASSIMA				
Tensione resistente max a bordo colonna	V _{Rd,max}		N/mm ²	4,579 = 0,5 ψ f _{cd}
Tensione sollecitante max a bordo colonna	V _{Ed,max}		kN	1,73
% di sfruttamento				38%

RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE ARMATA				
FERRI: N° ferri a punzonamento	N°	9	cm ²	Ferri di 1 perimetro di armatura
Diametro ferro / Area unitaria	φ	12	mm / cm ²	la superficie di punzonamento
Armatura a punzonamento disposta in 1 P	A _{sw}		cm ²	10
Angolo delle armature sull'orizzontale	α	90	°	(90° barre verticali)
Passo radiale tra due successivi perimetri	S _r	20	cm	(opportuno sia < 0,75d)
Distanza 1° staffa da bordo pilastro	S _{r1}	10	cm	(opportuno sia ~ 0,5d < 0,75d)
Resistenza a punzonamento sez armata	V _{Rd,cs}			0,89
% di sfruttamento				43%

9.4 Corpo 3

9.4.1 Pilastro centrale

Il pilastro più caricato in configurazione di pilastro centrale risulta per il corpo 3 il pilastro 52:

dimensioni pilastro 30x70

Spessore platea 65 cm

Nsd = 2748 kN

Pressione in detrazione 1,4 kg/cmq

Armatura a punzonamento prevista : 16 Fi 12/20 – 4 giri

Si riporta la verifica alla pagina seguente.

9.4.2 Pilastro di bordo

Il pilastro più caricato in configurazione di pilastro di bordo risulta per il corpo 3 il pilastro 39B:

dimensioni pilastro 30x50

Spessore platea 65 cm

Nsd = 1567 kN

Pressione in detrazione 1,5 kg/cmq

Armatura a punzonamento prevista : 9 Fi 12/20 – 4 giri

Si riporta la verifica alla pagina seguente.

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Platea - Pil. n° 52

GEOMETRIA ELEMENTI					
PILASTRO: 1° Lato area caricata	a	30	cm	(lato doppio per la colonna di bordo)	
2° Lato area caricata	b	70	cm		
posizione		CEN		CEN = centrale - BOR = di bordo - ANG = d'angolo	
PLATEA: Altezza sezione	h _{sez}	65	cm		
Copriferro sup lordo dir x	c _x	3,5	cm		
Copriferro sup lordo dir y	c _y	5,0	cm		
Copriferro medio	c		cm	4	
Altezza utile sezione	d		cm	61,0	
PERIMETRO CRITICO MINIMO	u ₀ (cm)	200,0			
PERIMETRO CRITICO BASE	u ₁ (cm)	966,5			
Armatura longitudinale TESA	φ	16		20	
"	A _{FLONG}		cm ²	39,8	
Campo da considerare	CAMPO		cm	396,0	
Percentuale di armatura	ρ _l		[]	0,0016	
Parametro k	k		[]	1,57	

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI					
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck}	370	kg/cm ²		
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck}		N/mm ²	30,71	
Fattore di sicurezza parziale CLS	γ _c	1,5	[]		
Coefficiente α _{cc}	α _{cc}	0,85	N/mm ³	NTC08=0,85 ; EC2=1	
Tensione di calcolo CLS	f _{cd}		N/mm ²	17,4	
Coefficiente	ψ		N/mm ³	0,53	vale per Rck < 600
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd}	391,3	N/mm ²	391,3	Valore ridotto da EC2

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO - DETRAZIONE					
PILASTRO: Sforzo assiale	N	2748	kN		
Sforzo assiale di calcolo	N _{sd}	1,0	kN	2748	
TERRENO: Tensione di contatto	σ _{terr media}	1,40	kg/cm ²		
Area interna al cono punzonante	A	7,3	m ²		
CARICO PUNZONANTE DI CALCOLO (Su U1)	V _{Ed}	1722	kN		

RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE NON ARMATA - DISTANZA NON STAFFABILE - U out					
Resistenza a punzonamento unitaria senza armatura	C _{Rd,c}		[]	0,12	
	V _{Rd,c}		N/mm ²	0,383	
Punzonamento unitario di calcolo (lungo u1)	V _{Ed}	0,34	N/mm ²	β = 1,15 CEN; 1,4 BOR; 1,5 ANG	
% di sfruttamento		88%		Dist ultima staffa [cm] da pil	
Passo di verifica U out successivi (da U1)		10		0,29	N° pioli
		20		0,25	3
		30		0,21	
		40		0,17	
		50		0,14	
		60		0,11	
		70		0,08	
		80		0,05	
		90		0,02	
		100		-0,01	
		110		-0,03	
		120		-0,06	
		130		-0,08	
		140		-0,11	
		150		-0,13	
		160		-0,15	
		170		-0,17	
		180		-0,19	
		190		-0,21	
		200		-0,23	
		210		-0,25	
		220		-0,27	
		230		-0,29	
		240		-0,31	

RESISTENZA A PUNZONAMENTO MASSIMA					
Tensione resistente max a bordo colonna	V _{Rd,max}		N/mm ²	4,579	= 0,5 ψ f _{cd}
Tensione sollecitante max a bordo colonna	V _{Ed,max}	1,62	kN		
% di sfruttamento		35%			

RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE ARMATA					
FERRI: N° ferri a punzonamento	N°	16	cm ²	Ferri di 1 perimetro di armatura	
Diametro ferro / Area unitaria	φ	12	mm / cm ²	1,13	la superficie di punzonamento
Armatura a punzonamento disposta in 1 P	A _{sw}		cm ²	18	
Angolo delle armature sull'orizzontale	α	90	°	(90° barre verticali)	
Passo radiale tra due successivi perimetri	S _r	20	cm	45,75	(opportuno sia < 0,75d)
Distanza 1° staffa da bordo pilastro	S _{r1}	10	cm	30,5	(opportuno sia ~ 0,5d < 0,75d)
Resistenza a punzonamento sez armata	V _{Rd,cs}	0,84			
% di sfruttamento		40%			

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Platea - Pil. n° 39B

GEOMETRIA ELEMENTI				
PILASTRO: 1° Lato area caricata	a	30	cm	(lato doppio per la colonna di bordo)
2° Lato area caricata	b	50	cm	
posizione		BOR		CEN = centrale - BOR = di bordo - ANG = d'angolo
PLATEA: Altezza sezione	h _{sez}	65	cm	
Copriferro sup lordo dir x	CX	3,5	cm	
Copriferro sup lordo dir y	CY	5,0	cm	
Copriferro medio	c		cm	4
Altezza utile sezione	d		cm	61,0
PERIMETRO CRITICO MINIMO	U ₀ (cm)			110,0
PERIMETRO CRITICO BASE	U ₁ (cm)			493,27
Armatura longitudinale TESA	φ	16		20
"	A _L LONG		cm ²	39,8
Campo da considerare	CAMPO		cm	396,0
Percentuale di armatura	ρ ₁		[]	0,0016
Parametro k	k		[]	1,57

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI				
Resistenza cubica caratteristica	R _{CK}	370	kg/cm ²	
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{CK}		N/mm ²	30,71
Fattore di sicurezza parziale CLS	γ _c	1,5	[]	
Coefficiente α _{cc}	α _{cc}	0,85	N/mm ³	NTC'08=0,85 ; EC2=1
Tensione di calcolo CLS	f _{cd}		N/mm ²	17,4
Coefficiente	λ		N/mm ³	0,53 vale per R _{ck} < 600
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd}	391,3	N/mm ²	391,3 Valore ridotto da EC2

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO - DETRAZIONE				
PILASTRO: Sforzo assiale	N	1567	kN	
Sforzo assiale di calcolo	N _{sd}	1,0	kN	1567
TERRENO: Tensione di contatto	σ _{terr media}	1,50	kg/cm ²	
Area interna al cono punzonante	A		3,8	m ²
CARICO PUNZONANTE DI CALCOLO (Su U1)	V _{Ed}		993	kN

RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE NON ARMATA - DISTANZA NON STAFFABILE - U out				
	C _{Rd,c}		[]	0,12
Resistenza a punzonamento unitaria senza armatura	V _{Rd,c}		N/mm ²	0,383
			BOR	β = 1,15 CEN; 1,4 BOR; 1,5 ANG
Punzonamento unitario di calcolo (lungo u1)	V _{Ed}	0,46	N/mm ²	
% di sfruttamento		121%		Dist ultima staffa [cm] da pil
Passo di verifica U out successivi (da U1)	10	0,40		N° pioli
	20	0,34		-
	30	0,29		3
	40	0,24		
	50	0,20		
	60	0,16		
	70	0,12		
	80	0,08		
	90	0,04		
	100	0,00		
	110	-0,03		
	120	-0,06		
	130	-0,09		
	140	-0,12		
	150	-0,15		
	160	-0,18		
	170	-0,21		
	180	-0,24		
	190	-0,27		
	200	-0,29		
	210	-0,32		
	220	-0,34		
	230	-0,37		
	240	-0,39		

RESISTENZA A PUNZONAMENTO MASSIMA				
Tensione resistente max a bordo colonna	V _{Rd,max}		N/mm ²	4,579 = 0,5 λ f _{cd}
Tensione sollecitante max a bordo colonna	V _{Ed,max}	2,07		kN
% di sfruttamento		45%		

RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE ARMATA				
FERRI: N° ferri a punzonamento	N°	9	cm ²	Ferri di 1 perimetro di armatura
Diametro ferro / Area unitaria	φ	12	mm / cm ²	la superficie di punzonamento
Armatura a punzonamento disposta in 1 P	A _{SW}		cm ²	10
Angolo delle armature sull'orizzontale	α	90	°	(90° barre verticali)
Passo radiale tra due successivi perimetri	S _r	20	cm	(opportuno sia < 0,75d)
Distanza 1° staffa da bordo pilastro	S _{r1}	10	cm	(opportuno sia ~ 0,5d < 0,75d)
Resistenza a punzonamento sez armata	V _{Rd,cs}	0,89		
% di sfruttamento		52%		

10 VERIFICHE A PUNZONAMENTO SOLAI

10.1 Generalità

Si riportano nel seguito le verifiche a punzonamento per i pilastri più caricati.

10.2 Corpo 1

10.2.1 *Pilastro centrale*

Il pilastro più caricato in configurazione di pilastro centrale risulta per il corpo 1 il pilastro 14:

dimensioni pilastro 30x50

Spessore solaio 20 cm

Nsd = 375 kN

Pressione in detrazione 0,15 kg/cmq

Armatura a punzonamento prevista : 16 Fi 12/20 – 4 giri

Si riporta la verifica alla pagina seguente

10.2.2 *Pilastro di bordo*

Il pilastro più caricato in configurazione di bordo risulta per il corpo 1 il pilastro 24:

dimensioni pilastro 30x50

Spessore solaio 20 cm

Nsd = 302 kN

Pressione in detrazione 0,15 kg/cmq

Armatura a punzonamento prevista : 10 Fi 12/20 – 6 giri

Si riporta la verifica alla pagina seguente

10.2.3 *Pilastro d'angolo*

Il pilastro più caricato in configurazione di angolo risulta per il corpo 1 il pilastro 30A:

dimensioni pilastro 30x50

Spessore solaio 20 cm

Nsd = 120 kN

Pressione in detrazione 0,15 kg/cmq

Armatura a punzonamento prevista : 6 Fi 12/20 – 4 giri

Si riporta la verifica alla pagina seguente

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Solaio - Pil. n° 14

GEOMETRIA ELEMENTI					
PILASTRO: 1° Lato area caricata	a	30	cm	(lato doppio per la colonna di bordo)	
2° Lato area caricata	b	50	cm		
posizione		CEN		CEN = centrale - BOR = di bordo - ANG = d'angolo	
PLATEA: Altezza sezione	h _{sez}	20	cm		
Copriferro sup lordo dir x	cx	3,0	cm		
Copriferro sup lordo dir y	cy	4,2	cm		
Copriferro medio	c		cm	4	
Altezza utile sezione	d		cm	16,0	
PERIMETRO CRITICO MINIMO	u ₀ (cm)	160,0			
PERIMETRO CRITICO BASE	u ₁ (cm)	361,1			
Armatura longitudinale TESA	φ	12		20	
"	A _{F, LONG}		cm ²	7,1	
Campo da considerare	CAMPO		cm	126,0	
Percentuale di armatura	ρ _t		[]	0,0035	
Parametro k	k		[]	2,00	
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI					
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck}	370	kg/cm ²		
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck}		N/mm ²	30,71	
Fattore di sicurezza parziale CLS	γ _c	1,5	[]		
Coefficiente α _{cc}	α _{cc}	0,85	N/mm ³	NTC'08=0,85 ; EC2=1	
Tensione di calcolo CLS	f _{cd}		N/mm ²	17,4	
Coefficiente	ψ		N/mm ³	0,53 vale per Rck < 600	
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd}	391,3	N/mm ²	290,0 Valore ridotto da EC2	
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO - DETRAZIONE					
PILASTRO: Sforzo assiale	N	375	kN		
Sforzo assiale di calcolo	N _{sd}	1,0	kN	375	
TERRENO: Tensione di contatto	σ _{terr media}	0,15	kg/cm ²		
Area interna al cono punzonante	A	1,0	m ²		
CARICO PUNZONANTE DI CALCOLO (Su U1)	V _{Ed}	360	kN		
RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE NON ARMATA - DISTANZA NON STAFFABILE - U out					
Resistenza a punzonamento unitaria senza armatura	C _{Rd,c}		[]	0,12	
	V _{Rd,c}		N/mm ²	0,549	
Punzonamento unitario di calcolo (lungo u1)	V _{Ed}	0,72	N/mm ²	β = 1,15 CEN; 1,4 BOR; 1,5 ANG	
% di sfruttamento		131%		Dist ultima staffa [cm] da pil	
Passo di verifica U out successivi (da U1)		10		N° pioli	
		20	0,51	-	
		30	0,44	2	
		40	0,39		
		50	0,34		
		60	0,30		
		70	0,27		
		80	0,24		
		90	0,21		
		100	0,19		
		110	0,17		
		120	0,15		
		130	0,13		
		140	0,11		
		150	0,10		
		160	0,08		
		170	0,07		
		180	0,05		
		190	0,04		
		200	0,03		
		210	0,02		
		220	0,01		
		230	-0,01		
		240	-0,02		
RESISTENZA A PUNZONAMENTO MASSIMA					
Tensione resistente max a bordo colonna	V _{Rd,max}		N/mm ²	4,579 = 0,5 ψ f _{cd}	
Tensione sollecitante max a bordo colonna	V _{Ed,max}	1,62	kN		
% di sfruttamento		35%			
RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE ARMATA					
FERRI: N° ferri a punzonamento	N°	16	cm ²	Ferri di 1 perimetro di armatura	
Diametro ferro / Area unitaria	φ	12	mm / cm ²	1,13 la superficie di punzonamento	
Armatura a punzonamento disposta in 1 P	A _{sw}		cm ²	18	
Angolo delle armature sull'orizzontale	α	90	°	(90° barre verticali)	
Passo radiale tra due successivi perimetri	S _r	20	cm	12 (opportuno sia < 0,75d)	
Distanza 1° staffa da bordo pilastro	S _{r1}	10	cm	8 (opportuno sia ~ 0,5d < 0,75d)	
Resistenza a punzonamento sez armata	V _{Rd,cs}	1,50			
% di sfruttamento		48%			

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Solaio - Pil. n° 24

GEOMETRIA ELEMENTI					
PILASTRO: 1° Lato area caricata 2° Lato area caricata posizione	a	30	cm	(lato doppio per la colonna di bordo)	
	b	50	cm		
		BOR		CEN = centrale - BOR = di bordo - ANG = d'angolo	
PLATEA: Altezza sezione Copriferro sup lordo dir x Copriferro sup lordo dir y Copriferro medio Altezza utile sezione	h _{sez}	20	cm		
	c _x	3,0	cm		
	c _y	4,2	cm		
	c		cm	4	
	d		cm	16,0	
PERIMETRO CRITICO MINIMO	u ₀ (cm)			98,0	
PERIMETRO CRITICO BASE	u ₁ (cm)			210,53	
Armatura longitudinale TESA	φ	12		20	
"	A _{FLONG}		cm ²	7,1	
Campo da considerare	CAMPO		cm	126,0	
Percentuale di armatura	ρ _t		[]	0,0035	
Parametro k	k		[]	2,00	

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI					
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck}	370	kg/cm ²		
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck}		N/mm ²	30,71	
Fattore di sicurezza parziale CLS	γ _c	1,5	[]		
Coefficiente α _{cc}	α _{cc}	0,85	N/mm ³	NTC08=0,85 ; EC2=1	
Tensione di calcolo CLS	f _{cd}		N/mm ²	17,4	
Coefficiente	ν		N/mm ³	0,53 vale per Rck < 600	
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd}	391,3	N/mm ²	290,0 Valore ridotto da EC2	

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO - DETRAZIONE					
PILASTRO: Sforzo assiale Sforzo assiale di calcolo	N	302	kN		
	N _{sd}	1,0	kN	302	
TERRENO: Tensione di contatto Area interna al cono punzonante	σ _{terr,media}	0,15	kg/cm ²		
CARICO PUNZONANTE DI CALCOLO (Su U1)	A		0,7	m ²	
	V _{Ed}		292	kN	

RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE NON ARMATA - DISTANZA NON STAFFABILE - U out					
Resistenza a punzonamento unitaria senza armatura	C _{Rd,c}		[]	0,12	
	V _{Rd,c}		N/mm ²	0,549	
Punzonamento unitario di calcolo (lungo u1)	V _{Ed}		BOR	β = 1,15 CEN; 1,4 BOR; 1,5 ANG	
	% di sfruttamento			N/mm ²	
Passo di verifica U out successivi (da U1)		10		Dist ultima staffa [cm] da pil N° pioli	
		20	1,04	-	
	30	0,91	-		
	40	0,81	-		
	50	0,72	-		
	60	0,64	-		
	70	0,58	-		
	80	0,53	5		
	90	0,48			
	100	0,43			
	110	0,40			
	120	0,36			
	130	0,33			
	140	0,30			
	150	0,27			
	160	0,25			
	170	0,22			
	180	0,20			
	190	0,18			
	200	0,16			
	210	0,14			
	220	0,12			
	230	0,11			
	240	0,09			
		0,07			

RESISTENZA A PUNZONAMENTO MASSIMA					
Tensione resistente max a bordo colonna	V _{Rd,max}		N/mm ²	4,579 = 0,5 ν f _{cd}	
Tensione sollecitante max a bordo colonna	V _{Ed,max}			2,61 kN	
% di sfruttamento				57%	

RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE ARMATA					
FERRI: N° ferri a punzonamento	N°	10	cm ²	Ferri di 1 perimetro di armatura	
Diametro ferro / Area unitaria	φ	12	mm / cm ²	1,13 la superficie di punzonamento	
Armatura a punzonamento disposta in 1 P	A _{sw}		cm ²	11	
Angolo delle armature sull'orizzontale	α	90	°	(90° barre verticali)	
Passo radiale tra due successivi perimetri	S _r	20	cm	12 (opportuno sia < 0,75d)	
Distanza 1° staffa da bordo pilastro	S _{r1}	10	cm	8 (opportuno sia ~ 0,5d < 0,75d)	
Resistenza a punzonamento sez armata	V _{Rd,cs}			1,58	
% di sfruttamento				77%	

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Solaio - Pil. n° 30A

GEOMETRIA ELEMENTI					
PILASTRO: 1° Lato area caricata	a	30	cm	(lato doppio per la colonna di bordo)	
2° Lato area caricata	b	50	cm		
posizione		ANG		CEN = centrale - BOR = di bordo - ANG = d'angolo	
PLATEA : Altezza sezione	h _{sez}	20	cm		
Copriferro sup lordo dir x	cx	3,0	cm		
Copriferro sup lordo dir y	cy	4,2	cm		
Copriferro medio	c		cm	4	
Altezza utile sezione	d		cm	16,0	
PERIMETRO CRITICO MINIMO	u ₀ (cm)			48,0	
PERIMETRO CRITICO BASE	u ₁ (cm)			130,3	
Armatura longitudinale TESA	φ	12		20	
"	A _{F, LONG}		cm ²	7,1	
Campo da considerare	CAMPO		cm	126,0	
Percentuale di armatura	ρ _t		[]	0,0035	
Parametro k	k		[]	2,00	

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI					
Resistenza cubica caratteristica	R _{CK}	370	kg/cm ²		
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{CK}		N/mm ²	30,71	
Fattore di sicurezza parziale CLS	γ _C	1,5	[]		
Coefficiente α _{cc}	α _{cc}	0,85	N/mm ³	NTC'08=0,85 ; EC2=1	
Tensione di calcolo CLS	f _{cd}		N/mm ²	17,4	
Coefficiente	ψ		N/mm ³	0,53 vale per Rck < 600	
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd}	391,3	N/mm ²	290,0 Valore ridotto da EC2	

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO - DETRAZIONE					
PILASTRO: Sforzo assiale	N	120	kN		
Sforzo assiale di calcolo	N _{sd}	1,0	kN	120	
TERRENO: Tensione di contatto	σ _{terr, media}	0,15	kg/cm ²		
Area interna al cono punzonante	A			0,5 m ²	
CARICO PUNZONANTE DI CALCOLO (Su U1)	V _{Ed}			113 kN	

RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE NON ARMATA - DISTANZA NON STAFFABILE - U out					
Resistenza a punzonamento unitaria senza armatura	C _{Rd,c}		[]	0,12	
	V _{Rd,c}		N/mm ²	0,549	
Punzonamento unitario di calcolo (lungo u1)	V _{Ed}			0,81	
% di sfruttamento				148%	
Passo di verifica U out successivi (da U1)		10		0,71	
		20		0,63	
		30		0,56	
		40		0,50	
		50		0,45	
		60		0,40	
		70		0,36	
		80		0,33	
		90		0,30	
		100		0,27	
		110		0,24	
		120		0,21	
		130		0,19	
		140		0,17	
		150		0,15	
		160		0,13	
		170		0,11	
		180		0,09	
		190		0,07	
		200		0,06	
		210		0,04	
		220		0,03	
		230		0,01	
		240		0,00	

RESISTENZA A PUNZONAMENTO MASSIMA					
Tensione resistente max a bordo colonna	V _{Rd,max}		N/mm ²	4,579 = 0,5 ψ f _{cd}	
Tensione sollecitante max a bordo colonna	V _{Ed,max}			2,20 kN	
% di sfruttamento				48%	

RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE ARMATA					
FERRI: N° ferri a punzonamento	N°	6	cm ²	Ferri di 1 perimetro di armatura	
Diametro ferro / Area unitaria	φ	12	mm / cm ²	1,13 la superficie di punzonamento	
Armatura a punzonamento disposta in 1 P	A _{sw}		cm ²	7	
Angolo delle armature sull'orizzontale	α	90	°	(90° barre verticali)	
Passo radiale tra due successivi perimetri	s _r	20	cm	12 (opportuno sia < 0,75d)	
Distanza 1° staffa da bordo pilastro	s _{r1}	10	cm	8 (opportuno sia ~ 0,5d < 0,75d)	
Resistenza a punzonamento sez armata	V _{Rd,cs}			1,54	
% di sfruttamento				53%	

10.3 Corpo 2

10.3.1 Pilastro centrale

Il pilastro più caricato in configurazione di pilastro centrale risulta per il corpo 2 il pilastro 38:

dimensioni pilastro 30x50

Spessore solaio 20 cm

Nsd = 400 kN

Pressione in detrazione 0,15 kg/cmq

Armatura a punzonamento prevista : 16 Fi 12/20 – 4 giri

Si riporta la verifica alla pagina seguente

10.3.2 Pilastro di bordo

Il pilastro più caricato in configurazione di bordo risulta per il corpo 2 il pilastro 43:

dimensioni pilastro 30x50

Spessore solaio 20 cm

Nsd = 318 kN

Pressione in detrazione 0,15 kg/cmq

Armatura a punzonamento prevista : 10 Fi 12/20 – 6 giri

Si riporta la verifica alla pagina seguente

10.3.3 Pilastro d'angolo

Il pilastro più caricato in configurazione di angolo risulta per il corpo 2 il pilastro 30B:

dimensioni pilastro 30x50

Spessore solaio 20 cm

Nsd = 152 kN

Pressione in detrazione 0,15 kg/cmq

Armatura a punzonamento prevista : 6 Fi 12/20 – 4 giri

Si riporta la verifica alla pagina seguente

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Solaio - Pil. n° 38

GEOMETRIA ELEMENTI					
PILASTRO: 1° Lato area caricata	a	30	cm	(lato doppio per la colonna di bordo)	
2° Lato area caricata	b	50	cm		
posizione		CEN		CEN = centrale - BOR = di bordo - ANG = d'angolo	
PLATEA: Altezza sezione	h _{sez}	20	cm		
Copriferro sup lordo dir x	CX	3,0	cm		
Copriferro sup lordo dir y	CY	4,2	cm		
Copriferro medio	c		cm	4	
Altezza utile sezione	d		cm	16,0	
PERIMETRO CRITICO MINIMO	u ₀ (cm)	160,0			
PERIMETRO CRITICO BASE	u ₁ (cm)	361,1			
Armatura longitudinale TESA	φ	12		20	
"	A _{V, LONG}		cm ²	7,1	
Campo da considerare	CAMPO		cm	126,0	
Percentuale di armatura	ρ ₁		[]	0,0035	
Parametro k	k		[]	2,00	

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI					
Resistenza cubica caratteristica	R _{CK}	370	kg/cm ²		
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{CK}		N/mm ²	30,71	
Fattore di sicurezza parziale CLS	γ _C	1,5	[]		
Coefficiente α _{cc}	α _{cc}	0,85	N/mm ³	NTC08=0,85 ; EC2=1	
Tensione di calcolo CLS	f _{cd}		N/mm ²	17,4	
Coefficiente	λ		N/mm ³	0,53	vale per Rck < 600
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd}	391,3	N/mm ²	290,0	Valore ridotto da EC2

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO - DETRAZIONE					
PILASTRO: Sforzo assiale	N	400	kN		
Sforzo assiale di calcolo	N _{sd}	1,0	kN	400	
TERRENO: Tensione di contatto	σ _{terr media}	0,15	kg/cm ²		
Area interna al cono punzonante	A	1,0	m ²		
CARICO PUNZONANTE DI CALCOLO (Su U1)	V _{Ed}	385	kN		

RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE NON ARMATA - DISTANZA NON STAFFABILE - U out					
Resistenza a punzonamento unitaria senza armatura	C _{Rd,c}		[]	0,12	
	V _{Rd,c}		N/mm ²	0,549	
Punzonamento unitario di calcolo (lungo u ₁)	V _{Ed}	0,77	N/mm ²	β = 1,15 CEN; 1,4 BOR; 1,5 ANG	
% di sfruttamento		140%		Dist ultima staffa [cm] da pil	
Passo di verifica U out successivi (da U1)		10	0,64		N° pioli
		20	0,55		-
		30	0,48		-
		40	0,42		3
		50	0,37		
		60	0,33		
		70	0,29		
		80	0,26		
		90	0,23		
		100	0,21		
		110	0,18		
		120	0,16		
		130	0,14		
		140	0,13		
		150	0,11		
		160	0,09		
		170	0,08		
		180	0,07		
		190	0,05		
		200	0,04		
		210	0,03		
		220	0,02		
		230	0,00		
		240	-0,01		

RESISTENZA A PUNZONAMENTO MASSIMA					
Tensione resistente max a bordo colonna	V _{Rd,max}		N/mm ²	4,579	= 0,5 λ f _{cd}
Tensione sollecitante max a bordo colonna	V _{Ed,max}	1,73	kN		
% di sfruttamento		38%			

RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE ARMATA					
FERRI: N° ferri a punzonamento	N°	16	cm ²	Ferri di 1 perimetro di armatura	
Diametro ferro / Area unitaria	φ	12	mm / cm ²	1,13	la superficie di punzonamento
Armatura a punzonamento disposta in 1 P	A _{sw}		cm ²	18	
Angolo delle armature sull'orizzontale	α	90	°	(90° barre verticali)	
Passo radiale tra due successivi perimetri	S _r	20	cm	12	(opportuno sia < 0,75d)
Distanza 1° staffa da bordo pilastro	S _{r1}	10	cm	8	(opportuno sia ~ 0,5d < 0,75d)
Resistenza a punzonamento sez armata	V _{Rd,cs}	1,50			
% di sfruttamento		51%			

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Solaio - Pil. n° 43

GEOMETRIA ELEMENTI					
PILASTRO: 1° Lato area caricata	a	30	cm	(lato doppio per la colonna di bordo)	
2° Lato area caricata	b	50	cm		
posizione		BOR		CEN = centrale - BOR = di bordo - ANG = d'angolo	
PLATEA: Altezza sezione	h _{sez}	20	cm		
Copriferro sup lordo dir x	cx	3,0	cm		
Copriferro sup lordo dir y	cy	4,2	cm		
Copriferro medio	c		cm	4	
Altezza utile sezione	d		cm	16,0	
PERIMETRO CRITICO MINIMO	u ₀ (cm)			98,0	
PERIMETRO CRITICO BASE	u ₁ (cm)			210,53	
Armatura longitudinale TESA	φ	12		20	
"	A _{LONG}		cm ²		7,1
Campo da considerare	CAMPO		cm		126,0
Percentuale di armatura	ρ _l		[]		0,0035
Parametro k	k		[]		2,00

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI					
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck}	370	kg/cm ²		
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck}		N/mm ²	30,71	
Fattore di sicurezza parziale CLS	γ _c	1,5	[]		
Coefficiente α _{cc}	α _{cc}	0,85	N/mm ³	NTC'08=0,85 ; EC2=1	
Tensione di calcolo CLS	f _{cd}		N/mm ²	17,4	
Coefficiente	λ		N/mm ³	0,53 vale per Rck < 600	
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd}	391,3	N/mm ²	290,0 Valore ridotto da EC2	

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO - DETRAZIONE					
PILASTRO: Sforzo assiale	N	318	kN		
Sforzo assiale di calcolo	N _{ed}	1,0	kN	318	
TERRENO: Tensione di contatto	σ _{terr media}	0,15	kg/cm ²		
Area interna al cono punzonante	A		0,7	m ²	
CARICO PUNZONANTE DI CALCOLO (Su U1)	V _{Ed}		308	kN	

RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE NON ARMATA - DISTANZA NON STAFFABILE - U out					
Resistenza a punzonamento unitaria senza armatura	C _{Rd,c}	[]		0,12	
	V _{Rd,c}		N/mm ²	0,549	
			BOR		β = 1,15 CEN; 1,4 BOR; 1,5 ANG
Punzonamento unitario di calcolo (lungo u1)	V _{Ed}	1,28	N/mm ²		
% di sfruttamento			233%	Dist ultima staffa [cm] da pil	
Passo di verifica U out successivi (da U1)	10	1,10		10,0	N° pioli
	20	0,96		20,0	-
	30	0,85		30,0	-
	40	0,76		40,0	-
	50	0,68		50,0	-
	60	0,62		60,0	-
	70	0,56		70,0	-
	80	0,51		80,0	5
	90	0,46		90,0	
	100	0,42		100,0	
	110	0,39		110,0	
	120	0,35		120,0	
	130	0,32		130,0	
	140	0,29		140,0	
	150	0,27		150,0	
	160	0,24		160,0	
	170	0,22		170,0	
	180	0,20		180,0	
	190	0,18		190,0	
	200	0,16		200,0	
	210	0,14		210,0	
	220	0,12		220,0	
	230	0,10		230,0	
	240	0,09		240,0	

RESISTENZA A PUNZONAMENTO MASSIMA					
Tensione resistente max a bordo colonna	V _{Rd,max}		N/mm ²	4,579	= 0,5 · f _{cd}
Tensione sollecitante max a bordo colonna	V _{Ed,max}	2,75			kN
% di sfruttamento				60%	

RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE ARMATA					
FERRI: N° ferri a punzonamento	N°	10	cm ²	Ferri di 1 perimetro di armatura	
Diametro ferro / Area unitaria	φ	12	mm / cm ²	1,13	la superficie di punzonamento
Armatura a punzonamento disposta in 1 P	A _{sw}		cm ²	11	
Angolo delle armature sull'orizzontale	α	90	°	(90° barre verticali)	
Passo radiale tra due successivi perimetri	s _r	20	cm	12	(opportuno sia < 0,75d)
Distanza 1° staffa da bordo pilastro	s _{r1}	10	cm	8	(opportuno sia ~ 0,5d < 0,75d)
Resistenza a punzonamento sez armata	V _{Rd,cs}	1,58			
% di sfruttamento				81%	

VERIFICA A PUNZONAMENTO SECONDO EC2

Solaio - Pil. n° 30B

GEOMETRIA ELEMENTI					
PILASTRO: 1° Lato area caricata	a	30	cm	(lato doppio per la colonna di bordo)	
2° Lato area caricata	b	50	cm		
posizione		ANG		CEN = centrale - BOR = di bordo - ANG = d'angolo	
PLATEA : Altezza sezione	h _{sez}	20	cm		
Copriferro sup lordo dir x	cx	3,0	cm		
Copriferro sup lordo dir y	cy	4,2	cm		
Copriferro medio	c		cm	4	
Altezza utile sezione	d		cm	16,0	
PERIMETRO CRITICO MINIMO	u ₀ (cm)			48,0	
PERIMETRO CRITICO BASE	u ₁ (cm)			130,3	
Armatura longitudinale TESA	φ	12		20	
"	A _L LONG		cm ²	7,1	
Campo da considerare	CAMPO		cm	126,0	
Percentuale di armatura	ρ ₁		[]	0,0035	
Parametro k	k		[]	2,00	

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI					
Resistenza cubica caratteristica	R _{CK}	370	kg/cm ²		
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{CK}		N/mm ²	30,71	
Fattore di sicurezza parziale CLS	γ _C	1,5	[]		
Coefficiente α _{CC}	α _{CC}	0,85	N/mm ³	NTC'08=0,85 ; EC2=1	
Tensione di calcolo CLS	f _{cd}		N/mm ²	17,4	
Coefficiente β	β		N/mm ³	0,53 vale per Rck < 600	
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd}	391,3	N/mm ²	290,0 Valore ridotto da EC2	

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO - DETRAZIONE					
PILASTRO: Sforzo assiale	N	152	kN		
Sforzo assiale di calcolo	N _{sd}	1,0	kN	152	
TERRENO: Tensione di contatto	σ _{terr media}	0,15	kg/cm ²		
Area interna al cono punzonante	A			0,5 m ²	
CARICO PUNZONANTE DI CALCOLO (Su U1)	V _{Ed}			145 kN	

RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE NON ARMATA - DISTANZA NON STAFFABILE - U out					
Resistenza a punzonamento unitaria senza armatura	C _{Rd,c}		[]	0,12	
	V _{Rd,c}		N/mm ²	0,549	
Punzonamento unitario di calcolo (lungo u1)	V _{Ed}		N/mm ²	1,04	
% di sfruttamento				190%	
Passo di verifica U out successivi (da U1)		10		Dist ultima staffa [cm] da pil	
		20		10,0	
		30		-	
		40		-	
		50		-	
		60		4	
		70		-	
		80		-	
		90		-	
		100		-	
		110		-	
		120		-	
		130		-	
		140		-	
		150		-	
		160		-	
		170		-	
		180		-	
		190		-	
		200		-	
		210		-	
		220		-	
		230		-	
		240		-	

RESISTENZA A PUNZONAMENTO MASSIMA					
Tensione resistente max a bordo colonna	V _{Rd,max}		N/mm ²	4,579 = 0,5 β f _{cd}	
Tensione sollecitante max a bordo colonna	V _{Ed,max}			2,83 kN	
% di sfruttamento				62%	

RESISTENZA A PUNZONAMENTO SEZIONE ARMATA					
FERRI: N° ferri a punzonamento	N°	6	cm ²	Ferri di 1 perimetro di armatura	
Diametro ferro / Area unitaria	φ	12	mm / cm ²	1,13 la superficie di punzonamento	
Armatura a punzonamento disposta in 1 P	A _{sw}		cm ²	7	
Angolo delle armature sull'orizzontale	α	90	°	(90° barre verticali)	
Passo radiale tra due successivi perimetri	S _r	20	cm	12 (opportuno sia < 0,75d)	
Distanza 1° staffa da bordo pilastro	S _{r1}	10	cm	8 (opportuno sia ~ 0,5d < 0,75d)	
Resistenza a punzonamento sez armata	V _{Rd,cs}			1,54	
% di sfruttamento				67%	

10.4 Corpo 3

10.4.1 Pilastro centrale

Il pilastro più caricato in configurazione di pilastro centrale risulta per il corpo 3 il pilastro 35:

dimensioni pilastro 30x50

Spessore solaio 20 cm

Nsd = 385 kN

Pressione in detrazione 0,15 kg/cmq

Armatura a punzonamento prevista : 16 Fi 12/20 – 4 giri

La verifica è coperta dalla più gravosa verifica del pilastro 14 del corpo 1 alla quale si rimanda.

10.4.2 Pilastro di bordo

Il pilastro più caricato in configurazione di bordo risulta per il corpo 2 il pilastro 43:

dimensioni pilastro 30x50

Spessore solaio 20 cm

Nsd = 318 kN

Pressione in detrazione 0,15 kg/cmq

Armatura a punzonamento prevista : 10 Fi 12/20 – 6 giri

Si riporta la verifica alla pagina seguente

10.4.3 Pilastro d'angolo

Il pilastro più caricato in configurazione di angolo risulta per il corpo 2 il pilastro 30B:

dimensioni pilastro 30x50

Spessore solaio 20 cm

Nsd = 152 kN

Pressione in detrazione 0,15 kg/cmq

Armatura a punzonamento prevista : 6 Fi 12/20 – 4 giri

Si riporta la verifica alla pagina seguente