COMMITTENTE

COMUNE DI CERTALDO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Responsabile di P.O.
Settore Lavori Pubblici

Geom. Nadia TRAINI

Aspetti Tecnici:

Resp. di P.O. Settore Urbanistica e Sviluppo Economico
Arch. Carlo VANNI

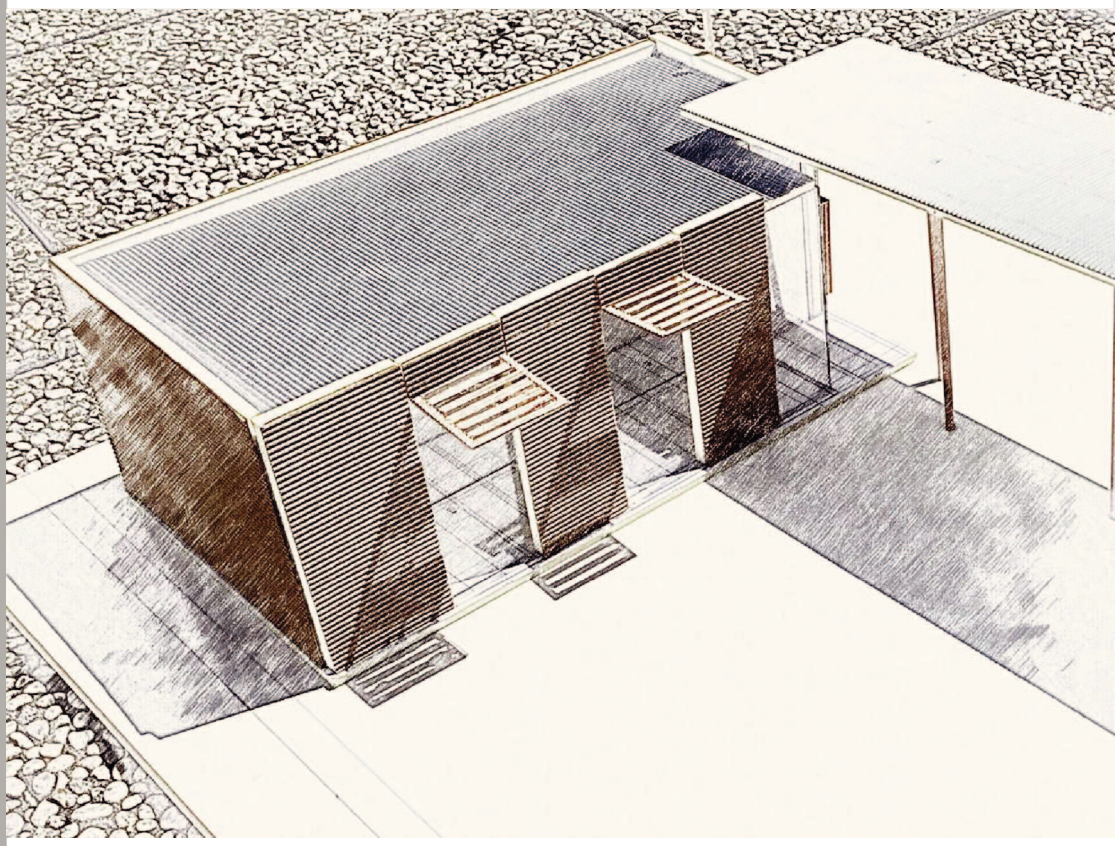
Tecnico Verifica Progetto
Geom. Martina ROSSI

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI FIRENZE
DOTT. ING. MARCELLO MANCONE N. 5723

PROGETTO ESECUTIVO

NUOVA CAFFETTERIA

PIAZZA DELLA LIBERTA'_COMUNE DI CERTALDO



PROGETTISTI

POLITECNICA
INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Via Galileo Galilei, 220
41126 Modena
www.politecnica.it

RESPONSABILE DI PROGETTO E DELLE INTEGRAZIONI SPECIALISTICHE
Ing. Marcello Mancone

PROGETTO ARCHITETTONICO
Arch. Giuseppe Cacozza
Arch. Roberto Malfatti

PROGETTO STRUTTURALE
Ing. Marcello Mancone

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI
Ing. Francesco Frassineti

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI
ING. Massimo Fiorini

ELABORATO

LOTTO 2: MANUFATTO SEMIPREFABBRICATO

OPERE STRUTTURALI - RELAZIONE DI CALCOLO

OPERA	ARGOMENTO	DOC. E PROG.		FASE	REVISIONE
02	CM	RC01	_	3	0

CARTELLA:	FILE NAME:	NOTE:	PROT.	SCALA:
-	02_CM_RC01_30_4711.dwg	A4	4711	-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
5					
4					
3					
2					
1					
0	EMISSIONE	06/06/2017	RICONDA	VISCANTI	MANCONE

Il presente progetto è il frutto del lavoro dei professionisti associati in Politecnica. A termine di legge tutti i diritti sono riservati.
E' vietata la riproduzione in qualsiasi forma senza autorizzazione di POLITECNICA Soc. Coop.

COMUNE DI CERTALDO

REALIZZAZIONE NUOVA CAFFETTERIA IN ACCIAIO ED OPERE DI FONDAZIONE IN PIAZZA DELLA LIBERTA NEL COMUNE DI CERTALDO (FI)

PROGETTO ESECUTIVO

Ubicazione immobile: Comune di Certaldo (FI)
Piazza della Libertà

OPERE STRUTTURALI

RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE (ALL. A8)

Data emissione: *06* - 06 - 2017
Data ultima revisione: *06* - 06 - 2017
Formato: A4
Scala plot: 1:1

INDICE

1. PREMESSA (ALL. A3 – RELAZIONE TECNICA GENERALE) 4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 6
3. RELAZIONE SUI MATERIALI 7
3.1.1 - Calcestruzzo magro 7
3.1.2 Calcestruzzo per fondazioni 7
3.1.3 Acciaio per cemento armato normale 7
3.1.4 Copriferri 7
3.1.5 Acciaio per carpenteria metallica 8
3.1.6 Bulloni per carpenteria metallica 8
3.1.7 Saldature 8
4. PLANIMETRIA UBICATIVA (ALL. A1) 9
5. RELAZIONE E GEOTECNICA (ALL. A6) 10
6. MODELLAZIONE SISMICA 12
6.1.1 Spettri di progetto 12
6.1.2 Parametri di modellazione azioni sismiche 13
6.1.3 Fattore di struttura q 13
6.1.4 Componenti degli spettri elastico e di progetto 14
7. DESCRIZIONE INTERVENTO 17
8. ANALISI DEI CARICHI 18
8.1.1 Carichi permanenti 18
8.1.2 Carico solaio copertura 18
8.1.3 Carico platea (platea bar) 18
8.1.4 Calcolo carico neve 18
8.1.5 Carico vento 19
8.1.6 Effetti termici 19
8.1.7 Azioni sismiche 19
9. METODO DI ANALISI STRUTTURA 20
9.1 PARAMETRI DI COMBINAZIONE DELLE AZIONI 20
9.2 METODO DI ANALISI 22
9.3 MODALITÀ DI VERIFICA 22
9.4 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E CODICE DI CALCOLO AD E.F. 23
9.5 CONDIZIONI DI CARICO 25
9.5.1 Condizioni di Carico Elementari (CCE) definite: 25
9.5.2 Combinazioni di Carico (CC) definite 26
9.6 FASCICOLI DI CALCOLO 29
10. IMMAGINI DAL MODELLO E.F. 30
11. RISULTATI E VERIFICHE NUOVE STRUTTURE 38
11.1 RISULTATI ANALISI DINAMICA 38
11.1.1 Periodi e modi di vibrare 38
11.1.2 Masse partecipanti 39
11.2 VERIFICA DEL PARAMETRO ϑ 41
11.3 VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI 42
11.3.1 Verifica spostamenti relativi SLD 42
11.3.2 Verifica spostamenti assoluti SLU e SLV 43
11.3.3 Verifica spostamenti assoluti SLE rara 46
11.4 VERIFICHE DEI PROFILATI METALLICI 48
11.4.1 Percentuale di sfruttamento dei profilati metallici 48
11.5 VERIFICHE NODI 49
11.5.1 Descrizione generale 49
11.5.2 Giunto piastra di base HEA180 50
11.6 VERIFICHE IN FONDAZIONE 53
11.6.1 Descrizione fondazioni 53
11.6.2 Verifica pressioni sul terreno 53

11.6.3 Cedimenti 55
11.6.4 Verifiche strutturali della platea 55

1. PREMESSA (ALL. A3 – RELAZIONE TECNICA GENERALE)

La presente relazione descrive le opere strutturali relative all'intervento di realizzazione di nuovo chiosco per caffetteria/bar a struttura portante in acciaio ed opere di fondazione nell'ambito dei lavori di riqualificazione di piazza della Libertà nel Comune di Certaldo (FI).

L'intervento consta della realizzazione un chiosco a struttura metallica intelaiata ad un solo piano, intelaiata, con fondazioni su platea in c.a. e solaio di copertura in lamiera grecata e pannelli sandwich.

L'intero edificio è contenuto nel territorio del Comune di Certaldo, al quale si fa quindi riferimento per la determinazione dei parametri e dei dati fondamentali per la classificazione sismica della zona.

L'intervento è ubicato in zona sismica di categoria 3 (Fascia B, con a_g = 0.171g) secondo la nuova classificazione del territorio nazionale ai sensi dell'ordinanza n° 3274 relativa ai "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*", così come recepita e modificata dalla Regione Toscana con propria delibera e modificata con D.G.R. n.878 del 08.10.2012

Le opere strutturali in oggetto costituiscono una "nuova costruzione".

La struttura che si prevede di realizzare è di **tipo 2** (costruzioni ordinarie con vita nominale V_N = 50 anni) ma ricadente in **classe d'uso II** (edifici non strategici e non rilevanti ai sensi della classificazione di cui all'allegato A al D.P.G.R. Toscana 36/R, lett.(A), punto 2.a), cui corrisponde un coefficiente di uso C_U = 1.00, cui corrisponde una vita utile di riferimento per il calcolo dell'azione sismica pari a V_R = 50 anni .

L'intervento è eseguito secondo il Metodo degli stati Limite in conformità alle NTC di cui al D.M. 14.01.2008.

La struttura è progettata in Campo Elastico, con fattore di struttura q = 1, a comportamento non dissipativo.

In particolare, la presente relazione è prodotta a completamento dell'appalto relativo alla realizzazione della sola sovrastruttura della caffetteria, con esclusione della platea di fondazione che è oggetto di altro appalto. Per dimensionare la caffetteria è stata comunque modellata l'intera struttura, platea ed elevazione, e sono stati tenuti in conto tutti gli effetti ed i carichi che la sovrastruttura trasmette ala platea in condizioni statiche e sismiche, agli Stati Limite Ultimi e di esercizio. In tal modo è stato possibile verificare ch ela platea, così come prevista, progettata e dimensionata per altro appalto, è in grado di resistere a tutte le sollecitazioni trasmesse dalla struttura in elevazione.

Il presente elaborato è comprensivo di:

- Elab. A8 – *Relazione di Calcolo e Fascicolo dei calcoli*
- Elab. A1 – *Planimetria ubicativa*
- Elab. A3 – *Relazione tecnica generale*
- Elab. A6 – *Relazione Geotecnica*
- Elab. A7 – *Relazione sulle Fondazioni*
- Elab. A9 – *Fascicolo dei Calcoli*

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella redazione del progetto strutturale sono state osservate le norme di seguito elencate:

Legge 5 Novembre 1971, n. 1086 - *Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.*

Legge 2 Febbraio 1974 n. 64 - *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.*

Ordinanza n° 3274 del 20 Marzo 2003 *e s.m.i. – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. [Limitatamente all'individuazione delle zone sismiche]*

D.M. 14 Gennaio 2008 - *Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)*

Circ. Min. LL. PP. 2 Febbraio 2009, n. 617 - *Istruzioni in merito alle norme tecniche per le costruzioni*

Eurocodici strutturali *pubblicati dal CEN esclusivamente e limitatamente per quanto previsto al Cap. 12 delle NTC2008 di cui al D.M. 14.01.2008 "Riferimenti*

Legge Regionale Toscana n. 1 del 3 Gennaio 2005 – *Norme per il governo del territorio*.

Delibera Giunta Regionale Toscana n. 878 del 10 Ottobre 2012 – *Aggiornamento della classificazione sismica regionale in attuazione dell'O.P.C.M. 3519/2006 ed ai sensi del D.M. 14/01/2008 - Revoca della DGRT 431/2006.*

D.P.G.R. Toscana n. 36/R 9 Luglio 2009 – *Regolamento di attuazione dell'art. 117, commi 1 e 2, della L.R. 3 gennaio 2005 n.1 (Norme per il governo del territorio), disciplina sulle modalità di svolgimento delle attività di verifica e vigilanza delle opere e costruzioni in zone soggette a rischio sismico.*

3. RELAZIONE SUI MATERIALI

3.1.1 - Calcestruzzo magro

Calcestruzzo magro per livellamento del piano di posa delle fondazioni:

Classe di resistenza a compressione: **C12/15**

3.1.2 Calcestruzzo per fondazioni

- *Calcestruzzo ordinario strutturale*	***C25/30***
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90\ 0 N/mm^2$
Resistenza cilindrica media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.9\ N/mm^2$
Resistenza media a trazione:	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56\ N/mm^2$
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0.7 \times 0.3 \times f_{ck}^{2/3} = 1.79\ N/mm^2$
Resistenza media a trazione per flessione:	$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 3.07\ N/mm^2$
Resistenza cilindrica di calcolo:	$f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 14.11\ N/mm^2$
Modulo elastico:	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31450\ N/mm^2$
Uso previsto: strutture in classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza allo scarico (UNI 9418):	S4
Classe di resistenza del cemento (UNI ENV197/1):	CEM 42,5
Peso di volume	$\gamma = 25.00\ kN/m^3$
Coefficiente parziale di sicurezza S.L.U.:	$\gamma_c = 1.5$

3.1.3 Acciaio per cemento armato normale

Si prescrive l'uso di acciaio B450C del tipo ad aderenza migliorata controllato in stabilimento e per il quale dovranno essere presentati alla D.L. i certificati relativi alle prove di laboratorio, come prescritto dalle vigenti norme e più specificatamente i risultati relativi al controllo delle tensioni di snervamento e di rottura.

Armature tipo: **B450 C.**

$1.13 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1{,}35$ $(f_t / f_{ynom})_k \leq 1{,}25$

dove:

f_{yk} = valore caratteristico di snervamento
f_{ynom} = valore nominale di riferimento
f_t = singolo valore tensione di rottura

Modulo elastico:	$E_s = 206000\ N/mm^2$
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq f_{ynom} = 450.0\ N/mm^2$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq f_{tnom} = 540.0\ N/mm^2$
Coefficiente parziale di sicurezza S.L.U.	$\gamma_s = 1.15$

3.1.4 Copriferri

Copriferri netti al bordo staffa

Plinti e platee di fondazione : ≥ 30 mm
(salvo diversa indicazione nei singoli elaborati grafici)

3.1.5 Acciaio per carpenteria metallica

Si prescrive l'uso di acciaio tipo S235 conforme alle norme UNI EN10025, EN 10210, EN10219, EN1090 per le parti di competenza, per il quale dovrà essere sottoposta alla D.L. la documentazione e le certificazioni relative al momento dell'ingresso in cantiere delle forniture.

Acciaio Tipo S235

Tensione di snervamento:	f_y = 235 N/mm²
Tensione di rottura a trazione	360 N/mm² ≤ f_{tk} ≤ 430 N/mm²
Modulo elastico:	E_s = 210 000 N/mm²
Coefficiente parziale di sicurezza S.L.U.	γ_{M0} = 1.05

3.1.6 Bulloni per carpenteria metallica

Tutti i bulloni devono essere conformi alla norma UNI EN ISO 898-1:2001 per le caratteristiche geometriche ed alla norme UNI EN 14399 e/o EN 15048 per le caratteristiche meccaniche, secondo i rispettivi ambiti di applicazione; tutti i bulloni e accessori dovranno riportare la marcatura CE ed essere dotati di certificazioni di conformità, da consegnare alla D.L. all'atto dell'ingresso in cantiere delle forniture..

Bulloni classe 10.9

Vite:	classe 10.9
Dado	Classe 10
Resistenza a rottura per trazione	f_{tb} = 1000 N/mm²
Tensione di snervamento	f_{yb} = 900 N/mm²
Resistenza caratteristica per azioni normali	$f_{k,N} = 0.9\ f_{tb}$ = 900 N/mm²
Resistenza di progetto per azioni normali	$f_{d,N} = f_{k,N}/\gamma_{M2}$ = 720 N/mm²
Resistenza caratteristica per azioni taglianti	$f_{k,V} = 0.5 \cdot f_{tb}$ = 500 N/mm²
Resistenza di progetto per azioni taglianti	$f_{d,V} = f_{k,V} / \gamma_{M2}$ = 400 N/mm²
Coefficiente parziale di sicurezza S.L.U.	γ_{M2} = 1.25

3.1.7 Saldature

La saldatura dovrà avvenire secondo I procedimenti e metodi codificati nella norma UNI EN ISO 4063:2001; dovranno inoltre essere rispettate tutte le prescrizioni di cui al capitolo §. 11.3.4.5 delle NTC di cui al DM 14.01.2008

. Tutte le saldature dovranno, inoltre, essere conformi alla norma UNI EN 1011:2005. Per la preparazione dei lembi si applica la UNI EN ISO 96962-1:2005

Le saldature eseguite in officina dovranno essere tutte del tipo a completa penetrazione e di I classe, salvo diversa indicazione sugli elaborati grafici allegati.

4. PLANIMETRIA UBICATIVA (ALL. A1)

Estratto dalla Cartografia Tecnica CTR 1:2000 – Foglio 16J35

5. RELAZIONE E GEOTECNICA (ALL. A6)

Per un'analisi dettagliata delle caratteristiche geologico – geotecniche del sito in esame si rimanda agli appositi elaborati, in particolare alla «Relazione Geologico-geotecnica» redatta e firmata dal Dr. Geol. Pietro Accolti Gil nell'Aprile 2017, facente parte del Progetto Esecutivo. Nel seguito si riportano in forma sintetica esclusivamente i principali dati geotecnici, necessari per la comprensione dei successivi calcoli delle azioni dovute al terreno e di verifica delle opere di fondazione.

La Relazione geologica individua tre diversi litotipi in funzione delle caratteristiche del terreno e della risposta alle prove eseguite o reperite nelle immediate vicinanze dell'area di intervento..

Il primo livello, o **Livello "R"**, è costituito da terreno rimaneggiato superficiale, di natura prevalentemente non coesiva, costituito da materiale di riporto eterogeneo ed ha profondità compresa tra p.c. posto a quota 0.00 e -0.50 m dal p.c.

Il secondo livello, o **Livello "A"**, è costituito da limi argillosi prevalenti con livelli sabbiosi alternati di natura in parte coesiva ed in parte incoerente, ed ha profondità compresa tra 0.50 m da p.c. e circa -10.0 m dal p.c.

Il terzo livello, o **Livello "B"**, è costituito da depositi grossolani in facies sabbiosa, di natura essenzialmente non coesiva, con profondità compresa tra -10.0 m da p.c. e quota -20.0 m dal p.c.

Di seguito i principali parametri geotecnici adottati poi nel calcolo, così come desunti dal confronto tra valori medi prosti nella Relazine Geologica e risultati delle indagini penetrometriche riportati in allegato alla stessa:

	u.m.	LIV. TR	LIV. A	LIV. B
Peso di volume - γ	[kN/m³]	18.00	18.50	20.00
Angolo di attrito - φ	[°]	-	25°	32°
Coesione drenata c'	[kg/cm²]		0.00	0.00
Coesione C_u	[kg/cm²]	-	0.35	0.00
Modulo edometrico E_{ed}	[kg/cm²]	-	50	-

Ai fini della classificazione sismica del terreno per la determinazione dello spettro di Risposta, il suolo risulta appartenere alla Categoria **"C"** in quanto la prova MASW eseguita nelle vicinanze dell'area di intervento ha evidenziato un valore di $V_{S,30}$ = 253 m/sec**.**

Il coefficiente di sottofondo per la schematizzazione alla Winkler delle travi di fondazione si valuta con la relazione k = E_{ed} / B = 1.00 kg/cm³ dove B = 50 cm è la dimensione media di un elemento *shell* utilizzato per modellare la platea di i di fondazione ed E_{ed} il modulo edometrico del terreno di posa, come ricavato dai tabulati delle prove geotecniche.

Per i dettagli sul **calcolo delle fondazioni** si rimanda al capitolo di verifica delle opere in progetto (§.11.6).

Trattandosi di **opere di modesta entità**, ricadenti nella Classe 2 di indagine geologica, come definita all'art. 7 del DPGR Toscana 36/R del 2009, si ritengono sufficienti le prove a corredo della relazione geologica, senza che siano necessarie indagini eseguite e certificate da laboratori di cui art. 29 del DPR 06.06.2001 n.380, di cui agli elenchi depositati presso il Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture.

6. MODELLAZIONE SISMICA

6.1.1 Spettri di progetto

Vengono valutate le azioni sismiche con riferimento a differenti Stati Limite, sia di tipo "Ultimo" sia di tipo "di Esercizio". In particolare la normativa del 2008 prevede 4 differenti stati limite associati a differenti probabilità di raggiungimento e/o superamento durante la vita utile di progetto della struttura, che sono:

- SLC – Stato Limite di Collasso: a seguito del sisma la struttura subisce gravi danni e crolli di componenti non strutturali ed impiantistici, ma conserva un margine di sicurezza rispetto alle azioni verticali ed un ridotto margine di sicurezza rispetto al collasso per azioni orizzontali.
- SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita: a seguito del sisma la struttura subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici cui si associa significativa perdita di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; conserva una parte della resistenza e rigidezza alle azioni verticali ed un margine di sicurezza rispetto al collasso per azioni orizzontali.
- SLD – Stato Limite di Danno: a seguito del sisma la costruzione nel suo complesso – ivi incluse parti non strutturali ed impianti – subisce danni tali da non compromettere in modo significativo la capacità di resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontale, mantenendosi utilizzabile eccetto parte delle apparecchiature.
- SLO – Stato Limite di Operatività: a seguito del sisma la costruzione nel suo complesso – ivi incluse parti non strutturali ed impianti – non deve subire né danni né interruzioni di uso significativi.

I valori dell'accelerazione spettrale di riferimento per i vari tipi di S.L. sono determinati tramite la variabilità dei parametri fondamentali della curva dello spettro di riferimento, come riportato ai paragrafi seguenti, in funzione delle coordinate geografiche del sito di progetto, della vita utile presunta della struttura, della classe e categoria di importanza e di servizio della struttura stessa, del tipo di suolo e della configurazione topografica del sito di costruzione etc. etc.

I parametri fondamentali, in funzione di questi dati sono i seguenti:

a_g accelerazione di picco al suolo;
F_o massima ordinata spettrale;
T^*_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tutti gli altri parametri che descrivono lo spettro di progetto sono parametri dipendenti espressi in funzione di questi valori.

In particolare, per la struttura in esame, si fa riferimento agli stati limite tipo SLV ed SLD solamente, ma non agli SLO, poiché si tratta di struttura non strategica e non rilevante, di classe di uso II, progettata in campo elastico con comportamento non dissipativo, non isolata alla base.

6.1.2 Parametri di modellazione azioni sismiche

Nel caso in esame la costruzione è un edificio ordinario (Tipo 2) e Classe d'uso II (destinazione strategica) in quanto trattasi di chiosco ad uso bar/caffetteria; poiché in base alle NTC di cui al D.M. 14.01.2008 tutto il territorio nazionale risulta caratterizzato da un valore convenzionale dell'accelerazione di riferimento al suolo secondo un reticolo indipendente dall'effettiva classificazione sismica amministrativa del Comune, si determinano i principali parametri per la definizione dello spettro a partire dai dati allegati alle NTC; le caratteristiche principali della modellazione sismica dipendono dalle coordinate geografiche e sono riportate nel seguito.

Tipo di Costruzione: **2** ⇒ vita nominale $V_N \geq 50$ anni

Classe di uso **II** ⇒ coefficiente di uso $C_U = 1.00$

Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \cdot C_U = 50$ anni

Categoria di suolo: **C**

Categoria topografica: **T1**

Coordinate geografiche:

Latitudine: 43.546084° N
Longitudine: 11.041296° E

Sulla base di quanto disposto dal D.M. 2008 si ricavano i parametri principali per i vari S.L., che si riportano nella tabella seguente:

STATO LIMITE	Probabilità superamento [ ]	T.R. [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T^*_C [sec]
SLO	81%	90	0.073	2.510	0.262
SLD	63%	151	0.091	2.484	0.268
SLV	10%	1424	0.191	2.536	0.288
SLC	5%	2475	0.223	2.566	0.293

6.1.3 Fattore di struttura q

In accordo con le prescrizioni del D.M. 2008 si determina il "fattore di struttura" *q* che è poi necessario per il calcolo dello spettro di progetto, delle azioni di calcolo da impiegare nelle verifiche etc. Si prevede di realizzare una struttura di tipo non dissipativo, che lavori e rimanga in campo elastico anche sotto sisma, pertanto si considera un fattore di struttura unitario, assumendo:

q = 1.00

6.1.4 Componenti degli spettri elastico e di progetto

- *Componente orizzontale*

L'azione sismica di progetto è data dallo spettro di progetto per la componente orizzontale dell'azione sismica, valutato a partire dallo spettro di risposta elastico di normativa tramite il fattore di struttura q (si ottiene cioè dallo spettro elastico sostituendo al valore η il fattore 1/q e semplificando). Nel nostro caso, per un suolo di categoria "B", si ha:

$0 \le T < T_B$ $\quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{F_o}{q} - 1\right)\right]$

$T_B \le T < T_C$ $\quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{F_o}{q}\right)$

$T_C \le T < T_D$ $\quad S_d(T) = \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{F_o}{q}\left(\frac{T_C}{T}\right)$

$T_D \le T$ $\quad S_d(T) = \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{F_o}{q}\left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$

dove:

a_g accelerazione orizzontale massima al suolo per il sito considerato
F_o fattore di massima amplificazione spettrale
q fattore di struttura

sono definiti al paragrafo precedente, mentre gli altri parametri, detti "parametri dipendenti" sono definiti nel seguito.

$T_C = C_C \times T^*_C$ Periodo di inizio tratto a velocità costante dello spettro
$T_B = T_C / 3$ Periodo di inizio tratto ad accelerazione costante dello spettro
$T_D = 1.6 + 4.0 \times a_g/g$ Periodo di inizio tratto a spostamento costante dello spettro

S coefficiente che tiene conto della categoria del suolo
$S = S_S \cdot S_T$ essendo: S_s coefficiente di stratigrafia
S_T coefficiente di topografia
C_C coefficiente funzione del tipo di sottosuolo.

I valori di dei coefficienti S_S, C_C ed S_T sono ottenuti in funzione del tipo di suolo e della categoria topografica dalle seguenti relazioni, valide per tutti i valori dei parametri indipendenti a_g F_o e T^*_C.

Categoria sottosuolo	S_s	C_C
A	1.00	1.00
B	$1.00 \le 1.40 - 0.40 \cdot F_o \cdot a_g/g \le 1.20$	$1.10 \cdot (T^*_C)^{-0.20}$
C	$1.00 \le 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot a_g/g \le 1.50$	$1.05 \cdot (T^*_C)^{-0.33}$
D	$0.90 \le 2.40 - 1.50 \cdot F_o \cdot a_g/g \le 1.80$	$1.25 \cdot (T^*_C)^{-0.50}$
E	$1.00 \le 2.00 - 1.10 \cdot F_o \cdot a_g/g \le 1.60$	$1.15 \cdot (T^*_C)^{-0.40}$

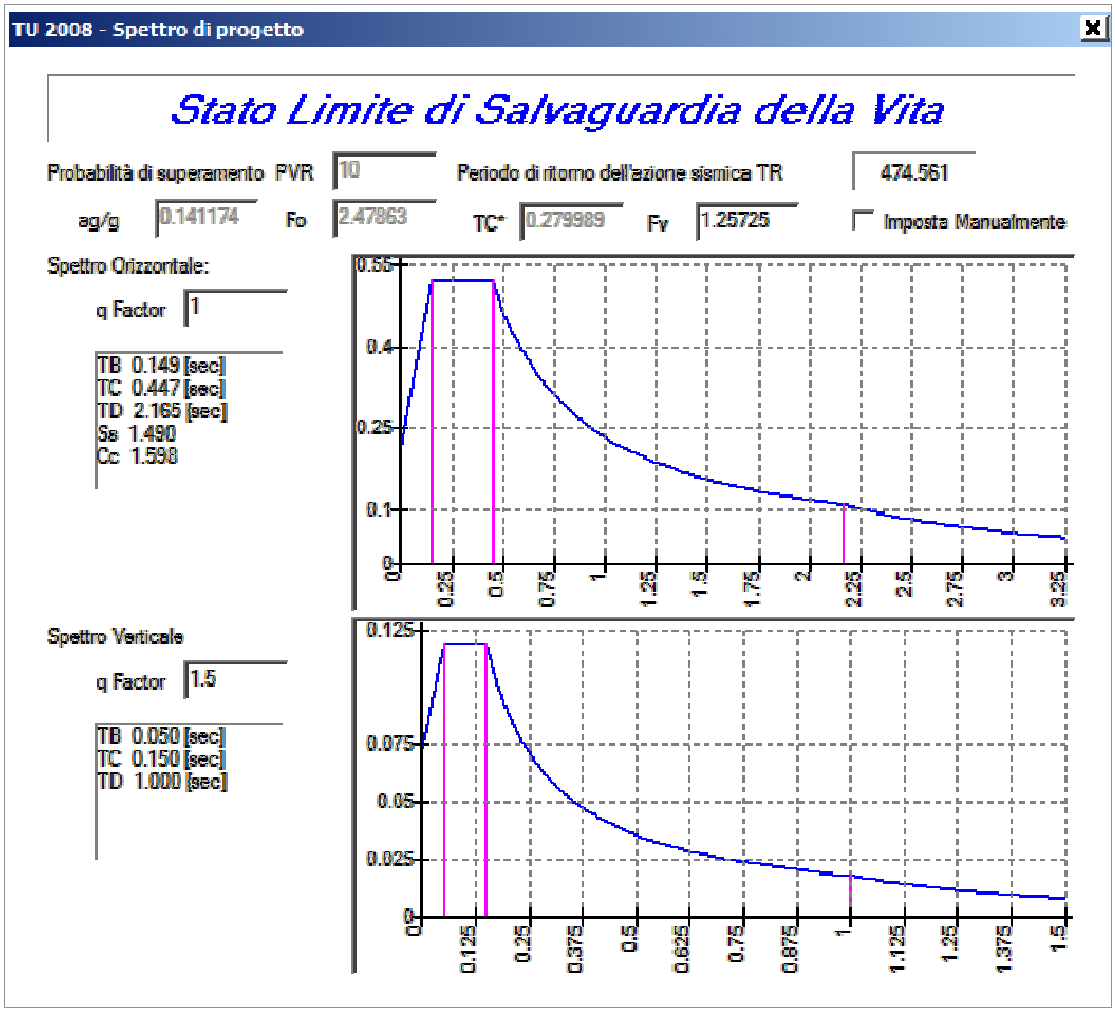
Categoria topografica	*Ubicazione opera o intervento*	S_T
T1	---	**1.00**
T2	*In corrispondenza di sommità di pendio*	1.20
T3	*In corrispondenza di cresta di rilievo*	1.20
T4	*In corrispondenza di cresta di rilievo*	1.40

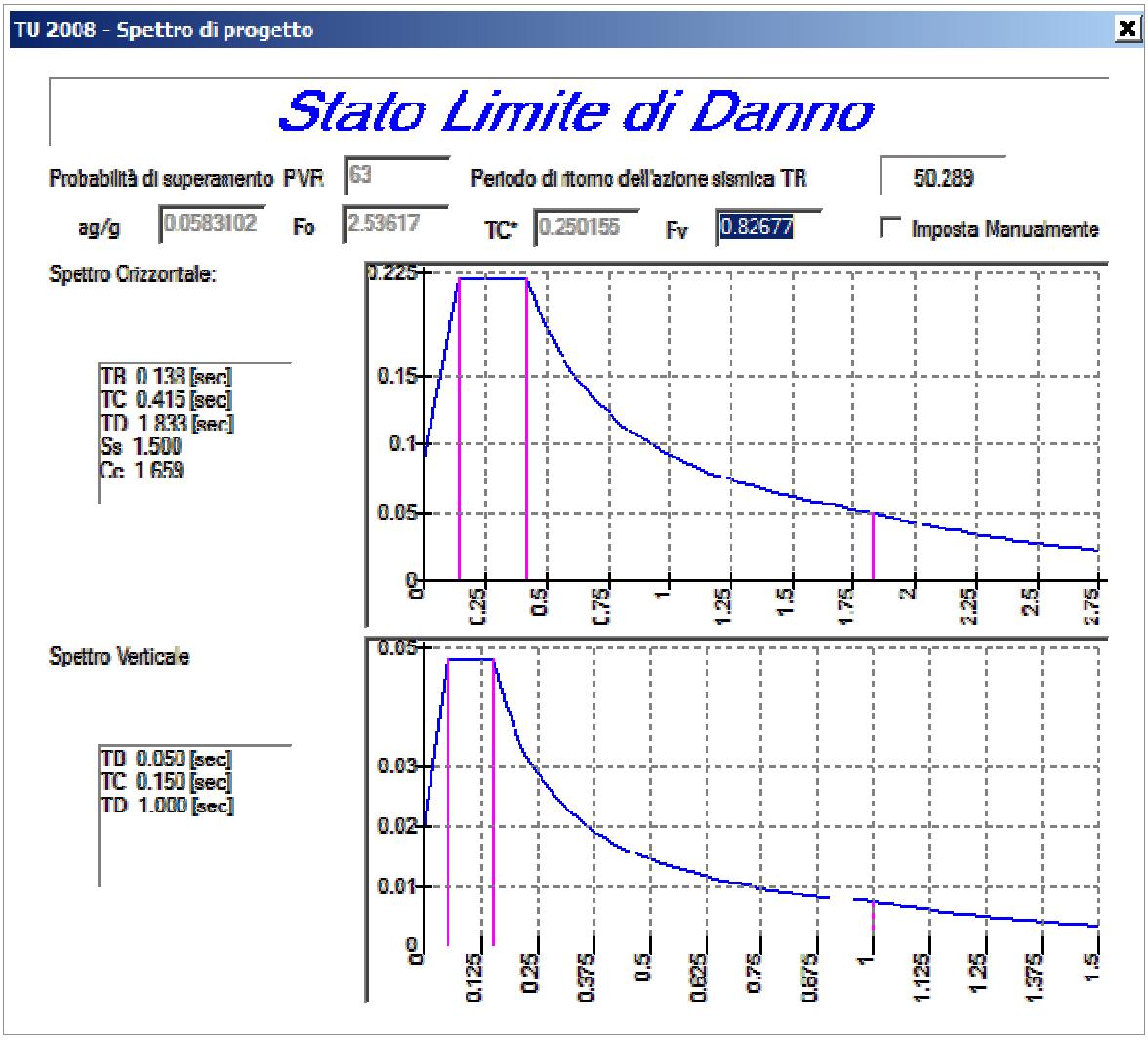
- *Componente verticale*

L'azione sismica di progetto è data dallo spettro di progetto per la componente verticale dell'azione sismica, valutato a partire dallo spettro di risposta elastico di normativa tramite il fattore di struttura q, che si assume pari a 1.50. Nel nostro caso, tuttavia, non ricorrono le condizioni per l'applicazione del sisma verticale, di cui quindi non si riportano le componenti.

A seconda dello stato limite di riferimento, come già accennato in precedenza, variano i valori dei parametri fondamentali, in funzione dei quali sono espressi tutti gli altri parametri che definiscono i vari tipi di spettri da usare per l'analisi agli S.L.U. o agli S.L.E.

Si riportano nel seguito i grafici ed i valori di ordinata spettrale per gli spettri SLV, SLD e SLO utilizzati nell'analisi della struttura in condizioni sismiche.




TU 2008 - Spettro di progetto
Stato Limite di Danno
Probabilità di superamento PVR 63
Periodo di ritorno dell'azione sismica TR 50.289
ag/g 0.0583102
Fo 2.53617
TC* 0.250155
Fv 0.82677
Imposta Manualmente
Spettro Orizzontale:
TB 0.138 [sec]
TC 0.415 [sec]
TD 1.833 [sec]
Ss 1.500
Cc 1.659
Spettro Verticale
TB 0.050 [sec]
TC 0.150 [sec]
TD 1.000 [sec]

7. DESCRIZIONE INTERVENTO

L'oggetto dell'intervento è costituito dalla realizzazione di un nuovo corpo di fabbrica, isolato ed indipendente, di forma rettangolare, con modesta risega indentata in uno dei quattro spigoli, ad un solo livello fuori terra, realizzato con struttura intelaiata in acciaio con fondazioni a platea in cemento armato ordinario, tamponamenti a secco tipo pannello multistrato e copertura con pannelli coibentati e lamiera grecata.

La struttura ha pianta rettangolare di dimensioni massime pari a 12.20×6.80 m, con risega di 2.45×1.85 m circa nell'angolo nord; la copertura è piana, in lamiera grecata, dota di una pendenza minima, valida ai fini dell'allontanamento delle acque meteoriche ma del tutto trascurabile ai fini del calcolo strutturale. L'altezza della struttura è pari a 3.60 m circa dal piano di estradosso delle fondazioni, che sono costituite da una unica platea in cemento armato ordinario di spessore 30 cm, gettata su letto di magrone.

La struttura è intelaiata, costituita da n.11 montanti in acciaio in profilati della serie HEA180 disposti lungo il perimetro della struttura; non sono presenti pilastri interni. Le travi primarie sono ordite secondo il lato corto della struttura e sono costituita da n.5 profili HEA180 su cui appoggiano gli elementi secondari in HEA120 che fungono da supporto ai pannelli di copertura.

Le fondazioni sono costituite da una platea rettangolare in calcestruzzo, di spessore 30 cm posata su letto di magrone ad una quota di circa 50 cm dal piano campagna. Questo comporta che la struttura sia fondata sullo strato superficiale di terreno, di caratteristiche più scadenti, ma si è optato per la platea anziché per travi più alte e fondate più in basso sia per semplicità costruttiva sia per minimizzare lo scavo.

Tutti i collegamenti fra fondazione e sovrastruttura e tra parti dell'intelaiatura (montanti, travi ed arcarecci) sono realizzate in opera mediante giunti bullonati; le piastre di ancoraggio e di irrigidimento dei nodi saranno invece assemblate in officina a mezzo saldature del tipo a completa penetrazione.

Per quanto riguarda il **comportamento dinamico-sismico** dell'edificio, si è scelto di realizzare una struttura intelaiata non dissipativa, progettata in campo elastico assumendo un valore del fattore di struttura pari a q = 1, come meglio specificato nei paragrafi dove si definiscono le azioni sismiche ed i criteri di progetto.

Per quanto concerne le **destinazioni d'uso**, il chioso è adibito a caffetteria/bar, pertanto ai fini della determinazione dei carichi interni la destinazione d'uso può essere equiparata a **categoria di carico C1** (ristoranti e caffè).

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici facenti parte del presente Progetto Esecutivo.

8. ANALISI DEI CARICHI

Si riporta nel seguito l'analisi generale dei carichi permanenti e variabili agenti sulle varie parti della struttura.

8.1.1 Carichi permanenti

Il peso dei vari elementi, esistenti e di progetto, è stato stimato sulla base dei seguenti pesi specifici:

Pesi per unità di volume

- Calcestruzzo strutturale ordinario	25.00	kN/m³
- Acciaio per carpenteria e armatura	78.50	kN/m³
- Magrone	24.00	kN/m³
- Acqua	10.00	kN/m³

8.1.2 Carico solaio copertura

- ***Solaio tipo 1 (copertura) – Stato di progetto***

Lamiera grecata e coibentata	0.15	kN/m²
Strato termoisolante + guaina impermeabile	0.10	kN/m²
Fotovoltaico	0.15	kN/m²
Eventuale controsoffitto in lastre di cartongesso + sottostruttura	0.20	kN/m²
Totale permanenti	**0.60**	**kN/m²**
Carico neve	**0.80**	**kN/m²**
Carico manutenzione (Cat. H)	**0.50**	**kN/m²**

8.1.3 Carico platea (platea bar)

- ***Platea sp. 30 cm in c.a. – Stato di progetto***

Peso platea 30 cm	7.50	kN/m²
Massetto sottofondo e impianti 10 cm	2.20	kN/m²
Pavimento e guaina	0.30	kN/m²
Totale permanenti	**10.00**	**kN/m²**
Sovraccarico accidentale (cat.C1 ristoranti e caffè)	**3.00**	**kN/m²**

8.1.4 Calcolo carico neve

Il carico neve è stato determinato con riferimento al D.M. 14.01.2008 sui carichi e sovraccarichi per le costruzioni ordinarie. I parametri di progetto sono i seguenti, per un tetto a due falde con inclinazione di circa 15° sull'orizzontale:

Zona III	(provincia di Firenzr)	
Altitudine s.l.m.	a_s = 60 m < 200 m s.l.m.	
Carico neve al suolo:	q_{sk} = 1.00 kN/m²	
Inclinazione coperture: $\alpha < 30°$ →	μ_1 = 0.80	coefficiente di forma
	c_E = 1.00	coefficiente di esposizione
Carico neve massimo:	$q_s = q_{sk} \times \mu \times c_E$ = 0.80 kN/m²	
Carico neve	0.80 kN/m²	

8.1.5 Carico vento

Si determina il carico dovuto al vento in funzione delle caratteristiche di ubicazione e geometria della struttura:

Ubicazione del sito	Zona 3	(Toscana)		
Altitudine del sito	a_s	=	60 m s.l.m.	< 500 m s.l.m.
Distanza dalla costa	d	>	30 km	
Classe di rugosità del terreno	B			
⇒ Classe di esposizione del sito	IV categoria	⇒	$v_{b,0}$ = 27 m/sec a_0 = 500 m s.l.m. k_a = 0.020 1/sec k_r = 0.220 z_0 = 0.30 m z_{min} = 8.0 m	

Pressione cinetica di riferimento: q_b = 600 N/m²

Altezza massima dell'edificio	z	=	3.50	m
Coefficiente di topografia	C_t	=	1.00	
Coefficiente dinamico	C_d	=	1.00	
Coefficiente di esposizione	C_e	=	1.634	

Coefficiente di forma (pareti sopravento)	C_{po} = +0.80
Coefficiente di forma (pareti sottovento)	C_{pu} = -0.40
Coefficiente di forma (copertura)	C_p = -0.40
Coefficiente di attrito radente	C_f = 0.04

z [m]	Ce [ ]	q_b [N/mq]	q_P [N/mq]	$q_{w.dir}$ [N/mq]	$q_{w.soprav}$ [N/mq]	$q_{w.pensiline}$ [N/mq]
0	1.634	455.6	745	596	-298	894
8.0	1.634	455.6	745	596	-298	894
9.0	1.712	455.6	780	624	-312	936
10.0	1.783	455.6	812	650	-325	975
11.0	1.848	455.6	842	674	-337	1011
12.0	1.908	455.6	870	696	-348	1043
13.0	1.964	455.6	895	716	-358	1074
14.0	2.017	455.6	919	735	-368	1103

8.1.6 Effetti termici

Trattandosi di struttura intelaiata in acciaio, particolarmente protetta in quanto rivestita da "cappotto" termoisolante, si applica una variazione termica uniforme $\Delta T = \pm 15°$, combinata con le altre azioni di progetto secondo il metodo esposto al capitolo seguente.

Le variazioni termiche possono produrre sollecitazioni o deformazioni non nulle in quanto la struttura nel suo complesso non è isostatica; si applicano gli effetti termici a tutte le membrature metalliche in elevazione.

8.1.7 Azioni sismiche

Si rimanda al paragrafo di "Modellazione sismica", §. 6.

9. METODO DI ANALISI STRUTTURA

9.1 PARAMETRI DI COMBINAZIONE DELLE AZIONI

La struttura è stata modellata con programma di calcolo agli elementi finiti; è stata caricata con le azioni elementari descritte al capitolo precedente che sono state raggruppate in vari tipi di combinazione, sia allo Stato Limite Ultimo statico (SLU), sia allo Stato Limite Ultimo sismico (SLV) ed agli Stati Limite di Esercizio (combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti). Inoltre, trattandosi di edificio ordinario, non strategico e non rilevante, ossia in classe di uso II, è stato considerato lo Stato Limite di Danno (SLD) ma non lo Stato limite di Operatività (SLO), ai fini del controllo degli spostamenti e delle deformazioni.

Per il sisma sono state considerate quattro direzioni di ingresso principali (0°, 90°, 180° e 270° rispetto all'asse trasversale del fabbricato), combinate tra di loro e con la coppia torcente addizionale accidentale come da normativa, oltre che con le altre azioni di tipo permanente ed accidentale. Non è stata considerata l'azione sismica verticale, mancando le condizioni necessarie per applicarla.

Il sisma è stato combinato con i carichi permanenti ed il carico d'esercizio ma non con le azioni eccezionali, che non si considerano mai concomitanti con l'azione sismica.

Le azioni sollecitanti che derivano dal calcolo in fase sismica allo SLV vengono confrontate con le capacità resistenti dei vari elementi, determinate secondo i criteri della Scienza e Tecnica delle Costruzioni e secondo quanto prescritto dal D.M. 2008 per le strutture in acciaio e in c.a.; le azioni sollecitanti vengono determinate combinando le azioni permanenti ed accidentali e gli effetti del sisma con la seguente relazione:

$$S_d = \gamma_I \cdot E + G_k + \sum_{i=1}^{n} \left(\psi_{2i} \cdot Q_{ik} \right)$$

dove i valori dei coefficienti ψ_{2i} riportati nel prospetto seguente rappresentano l'aliquota quasi permanente del carico accidentale:

Destinazione d'uso	ψ_{2i} SLV
Carico di esercizio luoghi aperti al pubblico (Cat. C1)	0.30
Carico di sola manutenzione coperture (Cat. H)	0.00
Carico neve	0.00
Carico vento	0.00
Effetti termici	0.00

La stessa combinazione viene utilizzata per determinare gli effetti nelle combinazioni di carico sismiche allo SLD ed allo SLO (se previsto).

Per lo Stato Limite Ultimo statico le azioni sollecitanti che derivano dal calcolo vengono confrontate con le capacità resistenti dei vari elementi, determinate secondo i criteri del D.M. 2008 ed i metodi di calcolo della Scienza e Tecnica delle Costruzioni; le azioni sollecitanti vengono determinate combinando le azioni permanenti ed accidentali con la seguente relazione:

$$S_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot \left(Q_{1k} + \sum_{j=2}^{n} \left(\psi_{0j} \cdot Q_{jk} \right) \right)$$

Per quanto concerne le CC allo Stato Limite Ultimo statico sono state prese in considerazione differenti combinazioni, ai fini della valutazione delle azioni in fondazione, in accordo a quello che la normativa definisce "Approccio 2", il quale prevede appunto specifiche combinazioni di carico per determinare le azioni sollecitanti da confrontare con le capacità resistenti, in termini strutturali e geotecnici, delle fondazioni e del complesso fondazione – terreno.

La combinazione unica dell'approccio 2 coincide con una normale CC allo stato limite ultimo statico, in cui i coefficienti parziali γ_G e γ_Q assumono gli usuali valori di 1.30 per i carichi permanenti ed 1.50 per i carichi accidentali. In questo caso, ai fini della verifica del complesso terreno struttura, ai parametri caratterizzanti del terreno vengono applicati coefficienti di parziali di sicurezza tutti pari ad 1.00 ovvero quelli del gruppo "M1", mentre per la verifica finale di sicurezza si applicano i coefficienti del gruppo "R3".

Per gli Stati Limite di Esercizio si prendono in considerazione tre diversi tipi di combinazioni delle azioni:

- Rare $S_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{j=2}^{n} \left(\psi_{0j} \cdot Q_{jk} \right)$
- Frequenti $S_d = G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{1k} + \sum_{j=2}^{n} \left(\psi_{2j} \cdot Q_{jk} \right)$
- Quasi permanenti $S_d = G_k + \sum_{j=1}^{n} \left(\psi_{2j} \cdot Q_{jk} \right)$

dove i coefficienti ψ_{0i}, ψ_{1i} e ψ_{2i} assumono i seguenti valori

Tipo destinazione	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Carico di esercizio ambienti aperti al pubblico (Cat. C1)	0.70	0.50	0.30
Carico di sola manutenzione coperture (Cat. H)	0.00	0.00	0.00
Carico neve	0.50	0.20	0.00
Carico vento	0.60	0.20	0.00
Effetti termici	0.60	0.50	0.00

9.2 METODO DI ANALISI

E' stata eseguita l'analisi dinamica modale con spettro di risposta senza condensazione dei gradi di libertà (assenza di piani rigidi) associata allo spettro di progetto applicata ad un modello tridimensionale, considerando tanti modi di vibrare quanti ne servono ad eccitare almeno l'85% delle masse in ciascuna direzione di calcolo. I vari modi considerati sono stati combinati secondo il metro CQC (combinazione quadratica completa) applicabile secondo la normativa sismica in tutti i casi, per la quale si ha:

$$E = \left(\Sigma_i \Sigma_j \rho_{ij} E_j E_j\right)^{1/2}$$

dove E_i ed E_j sono gli effetti dovuti ad un generico modo di vibrare "i" e "j" rispettivamente, "E" l'effetto risultante dalla combinazione degli n effetti e ρ_{ij} è il coefficiente di correlazione tra il modo i-simo ed il modo j-simo di vibrare, che tiene conto del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente e del rapporto ω_i/ω_j tra le frequenze proprie di ciascuna coppia (i,j) di modi.

Gli *effetti torsionali* accidentali si valutano in modo automatico nel calcolo imponendo in ciascuna direzione di applicazione dello spettro di progetto un'eccentricità fittizia del centro di massa di piano, pari al 5% della dimensione massima del piano stesso nella direzione considerata.

Gli spostamenti indotti dall'azione sismica nel caso di valutazione allo S.L.D. ed allo S.L.O. sono direttamente quelli ottenuti dal calcolo.

9.3 MODALITÀ DI VERIFICA

Si eseguono verifiche per i vari tipi di stati limite. In particolare, per gli Stati Limite Ultimi, sismici e statici, si eseguono verifiche di resistenza della struttura e delle sue parti, per gli stati limite di esercizio sismico (SLD) si eseguono verifiche sulla deformazione delle membrature e per gli SLE di tipo statico si eseguono controlli sulle deformazioni e sui tassi di lavori dei vari materiali, con l'obbiettivo di controllare le eventuali fessurazioni e valutare la durabilità delle parti in calcestruzzo, ovvero l'inflessione delle membrature metalliche.

Per quanto concerne gli **Stati Limite Ultimi SLU** statici si controllano gli enti sollecitanti così come prodotti dal calcolo con le quantità resistenti corrispondenti delle varie membrature della struttura così come valutate con i metodi classici della Tecnica delle Costruzioni, nel rispetto delle impostazioni fondamentali previste dalle NTC (coefficienti parziali di sicurezza dei materiali, valori di resistenza caratteristica e media dei materiali, diagrammi ε - σ etc).

Per gli **Stati Limite Ultimi di tipo simico (SLV)**, tenendo conto del fatto che la struttura è progettata in campo elastico, non si applicano i principi della "gerarchia delle resistenze" e si confrontano le capacità resistenti dei vari elementi con termini di confronto derivati direttamente dall'analisi senza applicazione dei requisiti di duttilità legati ai principi della "gerarchia delle resistenze".

Per quanto riguarda le fondazioni, queste vengono verificate con le sollecitazioni derivanti dall'analisi della struttura eseguita sempre in campo elastico, ovvero assumendo per il fattore di struttura il valore q = 1.00. Tale procedimento garantisce che non si formino cerniere plastiche in fondazione, poiché è previsto che queste ultime rimangano sempre in campo elastico.

Per gli **Stati Limite di Esercizio in campo sismico (SLD)** si eseguono esclusivamente verifiche di deformabilità della struttura, verificando che non siano superati i limiti di deformazione di interpiano imposti al §. 7.3.2.3. allo scopo di contenere i danni agli elementi non strutturali. Trattandosi di edificio ordinario di classe II non vengono eseguite verifiche allo stato Limite di Operatività (S.L.O.) in quanto non richieste dalla normativa.

Per gli **Stati Limite di Esercizio in campo statico (SLE)** vengono eseguiti controlli tensionali, ovvero del tasso di lavoro dei materiali allo scopo di prevenire la fessurazione eccessiva e quindi fenomeni di rapido degrado delle strutture, e verifiche di deformabilità delle strutture metalliche.

9.4 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E CODICE DI CALCOLO AD E.F.

Si esegue il calcolo mediante un modello tridimensionale ad E.F. di ciascuna struttura realizzato col programma di calcolo WinStrand prodotto da En.Ex.Sys. S.r.l. di Casalecchio di Reno (BO), licenza nr. 1508RCNDTS, che dispone anche di modulo di calcolo per la soluzione del sistema e di post-processore per la verifica degli elementi in c.a. ed in acciaio.

La struttura è stata modellata utilizzando per i pilastri e per le travi elementi tipo "*beam*", ovvero elementi monodimensionali tipo trave, definiti mediante due nodi "i" e "j" posti alle estremità e dotati di varie proprietà (sezione, orientamento nello spazio etc. ed in particolare di una terna cartesiana locale di riferimento, destrorsa, il cui asse 1 coincide con l'asse dell'elemento.

In particolare il programma distingue – in fase di modellazione - tra elementi tipo "trave" e tipo "pilastro", cui in fase post-calcolo vengono applicati i diversi criteri di verifica previsti dalla normativa utilizzata. Infatti il verificatore di cui dispone il programma è in grado di progettare e verificare ogni singola membratura applicando i criteri di normativa e i parametri di set-up scelti dal progettista; inoltre, dispone di finestre interattive in cui è possibile intervenire per modificare alcuni parametri, come ad esempio i valori dei coefficienti β per il calcolo delle

snellezze, ed ottenere una verifica immediata della sezione così ottenuta, fino al raggiungimento di una situazione che soddisfa a tutti i requisiti di normativa.

Sono stati modellati utilizzando elementi *beam* sia i pilastri - che verranno realizzati in opera con tecnica tradizionale - sia le travi principali in c.a..

I setti e le pareti, quando presenti, sono modellati utilizzando elementi tipo "*wall*", ovvero elementi bidimensionali, definiti mediante quattro nodi "i" "j" "k" ed "l" posti ai quattro vertici e dotati di varie proprietà (sezione, orientamento nello spazio etc.) ed in particolare di una terna cartesiana locale di riferimento, destrorsa, il cui asse 1 coincide con l'asse dell'elemento. Sono caratterizzati da uno spessore e da proprietà elastiche e meccaniche legate alla geometria ed al materiale. sono caratterizzati da comportamento flessionale e di taglio: sono elementi specifici per la modellazione di pareti e setti resistenti alle azioni orizzontali.

Le platee e le solette piene, quando presenti, sono modellate utilizzando elementi tipo "*shell*", ovvero elementi bidimensionali a tre e quattro nodi posti in corrispondenza dei vertici di ciascun elemento. Gli *shell* sono dotati di spessore, di terna cartesiana che ne definisce l'orientamento nello spazio e di proprietà elastiche e meccaniche funzione della geometria e del materiale. Possono avere comportamento a lastra, a membrana o entrambi e possono essere caricati con azioni distribuite sul piano; sono elementi adatti per la modellazione di solette e platee.

In particolare il programma distingue – in fase di modellazione - tra elementi tipo "shell" e tipo "wall", cui in fase post-calcolo vengono applicati i diversi criteri di verifica previsti dalla normativa utilizzata. Infatti il verificatore di cui dispone il programma è in grado di progettare e verificare ogni singola membratura applicando i criteri di normativa e i parametri di set-up scelti dal progettista; inoltre, dispone di finestre interattive in cui è possibile intervenire per modificare alcuni parametri, come ad esempio i valori dei coefficienti β per il calcolo delle snellezze, ed ottenere una verifica immediata della sezione così ottenuta, fino al raggiungimento di una situazione che soddisfa a tutti i requisiti di normativa.

Le travi, le platee ed i plinti di *fondazione* vere e proprie possono essere modellate utilizzando dei particolari elementi caratterizzati da un coefficiente di risposta elastica del suolo su cui appoggiano (comportamento alla Winkler), oltre che dai nodi di estremità e dalla terna cartesiana destrorsa, in modo del tutto analogo alle travi/shell di elevazione. Anche per queste vengono eseguite in modo automatico le verifiche di normativa. Per quanto riguarda il coefficiente alla Winkler esso è stato stimato sulla base di valutazioni approssimate, secondo quanto proposto da Viggiani (Fondazioni, 1993), con la relazione seguente, applicabile per terreni di natura prevalentemente non coesiva.

$K_w = E_{ed} / B \cong 1.00$ kg/cm³

dove:

- E_{ed} = 50 kg/cm² Modulo edometrico del terreno di fondazione
- B ≅ 50 cm dimensione media dell'elemento *shell* della platea di fondazione

I *campi di solaio* ai vari livelli sono stati modellati utilizzando l'opzione "aree di carico", che definisce superfici caricate normalmente al proprio piano medio caratterizzate da un grado di ripartizione del carico variabile tra 0 ed 1 in ciascuna delle due direzioni principali; in tal modo si può simulare l'appoggio su due o quattro lati di una piastra quadrilatera.

La numerazione dei nodi è articolata per gruppi in funzione del livello cui i nodi stessi appartengono: tutti i nodi numerati da 1 a 99 appartengono al primo livello (fondazione), quelli da 100 a 199 al livello della testa delle colonne e comprendono tutti i nodi del primo solaio.

Le pilastrate sono individuate per tutta la loro estensione da un numero uguale alle ultime due cifre del numero dei nodi che ne delimitano gli interpiani (così per i nodi 1, 101, 201 passa il pilastro n. 01, per i nodi 21, 121, 221 passa il pilastro 21 etc etc.). In particolare, i pilastri sono stati numerati da 01 a 10.

9.5 CONDIZIONI DI CARICO

Le azioni applicate alla struttura sono definite in gruppi separati detti "Condizioni elementari di carico" (CCE), che sono riportate di seguito; le CCE sismiche sono ottenute combinando lo spettro di progetto con i carichi permanenti ed accidentali di normativa. Sono state considerate le sole azioni sismiche orizzontali, secondo due diverse direzioni di ingresso tra loro ortogonali. Si riportano nei paragrafi seguenti le CCE e le CC usate nel calcolo.

9.5.1 Condizioni di Carico Elementari (CCE) definite:

Le azioni applicate sono suddivise in "Condizioni di Carico Elementari" (CCE), ciascuna relativa ad un tipo di azione, raggruppate in Combinazioni di Carico (CC) secondo i coefficienti di normativa riportati in precedenza. Le CCE sono utilizzate nel calcolo riportate nel prospetto seguente:

1)	PP STRUTTURA	G - Permanenti
2)	PESI PERMANENTI	G - Permanenti
3)	TAMPONAMENTI	G - Permanenti
4)	FV	G - Permanenti
5)	NEVE	Q - Accidentale
6)	MANUTENZIONE	Q - Accidentale
7)	ACC_C1_300	Q - Accidentale
8)	WIND_+X	Q - Accidentale (vento in direzione +X)
9)	WIND_-X	Q - Accidentale (vento in direzione - X)
10)	WIND_+Y	Q - Accidentale (vento in direzione +Y)
11)	WIND_-Y	Q - Accidentale (vento in direzione -Y)
12)	DT+15°	Q - Accidentale (Effetti termici)
13)	SISMA IN DIREZIONE α = 0°+	E – Sisma

14) SISMA IN DIREZIONE α = 0°- E - Sisma
15) SISMA IN DIREZIONE α = 90°+ E - Sisma
16) SISMA IN DIREZIONE α = 90°- E – Sisma
17) SISMA IN DIREZIONE α = 180°+ E – Sisma
18) SISMA IN DIREZIONE α = 180°- E – Sisma
19) SISMA IN DIREZIONE α = 270°+ E – Sisma
20) SISMA IN DIREZIONE α = 270°- E – Sisma

N.	CCE	Tipo	ψ_0	ψ_1	ψ_2
1	PP	G - Permanenti	1	1	1
2	PERM	G - Permanenti	1	1	1
3	TAMP	G - Permanenti	1	1	1
4	FV	G - Variabili	1	1	1
5	NEVE	Q - Variabili	0.50	0.20	0.00
6	MANUTENZIONE	Q - Variabili	0.00	0.00	0.00
7	ACC_C1_300	Q - Variabili	0.70	0.70	0.60
8	WIND_+X	Q - Variabili	0.60	0.20	0.00
9	WIND_-X	Q - Variabili	0.60	0.20	0.00
10	WIND_+Y	Q - Variabili	0.60	0.20	0.00
11	WIND_-Y	Q - Variabili	0.60	0.20	0.00
12	DT+25°	Q - Variabili	0.60	0.50	0.00
13	Sisma 0+	E - Sisma	-	-	-
14	Sisma 0-	E - Sisma	-	-	-
15	Sisma 90+	E - Sisma	-	-	-
16	Sisma 90-	E - Sisma	-	-	-
17	Sisma 180+	E - Sisma	-	-	-
18	Sisma 180-	E - Sisma	-	-	-
19	Sisma 270+	E - Sisma	-	-	-
20	Sisma 270-	E - Sisma	-	-	-

Si riportano nel seguito le condizioni elementari di carico (CCE) e le combinazioni di queste ultime (CC) applicate al modello E.F., suddivise in CC allo SLU statico a sismico, CC allo SLE statico e allo SLD sismico. In particolare, per le CC statiche è stata considerata la scacchiera di carico sul solaio. Le condizioni di carico elementari (CCE) presenti nella struttura sono le seguenti:

9.5.2 Combinazioni di Carico (CC) definite

Combinazioni SLU

CC	
1	STAT_all
2	STAT_NEVE-DT
3	STAT_+DT
4	WIND+X
5	WIND-X
6	WIND+Y
7	WIND-Y
8	WIND+X_+DT
9	WIND-X_+DT
10	WIND+Y_+DT
11	WIND-Y_+DT

CCE / CC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1.3	1.3	1.3	1.5	0.75	1.5	1.5	0	0	0	0	0
2	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0	0	0	0	-1.5
3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0	0	0	0	1.5
4	0.9	0.9	0.9	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0
5	0.9	0.9	0.9	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
6	0.9	0.9	0.9	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0
7	0.9	0.9	0.9	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0
8	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	1.5	0	0	0	1.5
9	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0	1.5	0	0	1.5
10	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0	0	1.5	0	1.5
11	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0	0	0	1.5	1.5

Combinazioni SLV

CC	SLV
12	Sisma 0+ / 90+
13	Sisma 0+ / 270+
14	Sisma 0- / 90-
15	Sisma 0- / 270-
16	Sisma 90+ / 0+
17	Sisma 90+ / 180+
18	Sisma 90- / 0-
19	Sisma 90- / 180-
20	Sisma 180+ / 90+
21	Sisma 180+ / 270+
22	Sisma 180- / 90-
23	Sisma 180- / 270-
24	Sisma 270+ / 0+
25	Sisma 270+ / 180+
26	Sisma 270- / 0-
27	Sisma 270- / 180-

CCE / CC	1-3	4	5	6	7	8-11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
12	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00
14	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00
15	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
16	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00
18	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00	0.00
20	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
21	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00
22	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00	0.00	0.00
23	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30
24	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
25	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00	0.00
26	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
27	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

CC	
28	SLE_R_all
29	SLE_R_NEVE-DT
30	SLE_R_+DT
31	SLE_R_WIND+X
32	SLE_R_WIND-X
33	SLE_R_WIND+Y
34	SLE_R_WIND-Y
35	SLE_R_WIND+X_+DT
36	SLE_R_WIND-X_+DT
37	SLE_R_WIND+Y_+DT

38	SLE_R_WIND-Y_+DT

CCE / CC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
28	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00
30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
31	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
33	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
34	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
36	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
37	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00
38	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

CC	
38	SLE_F_all
39	SLE_F_NEVE-DT
40	SLE_F_+DT
41	SLE_R_WIND+X
42	SLE_R_WIND-X
43	SLE_R_WIND+Y
44	SLE_R_WIND-Y
45	SLE_R_WIND+X_+DT
46	SLE_R_WIND-X_+DT
47	SLE_R_WIND+Y_+DT
48	SLE_R_WIND-Y_+DT

CCE / CC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
38	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
39	1.00	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.50
40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
41	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
42	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00
43	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00
44	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
45	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.70	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00
46	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.70	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00
47	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00
48	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

CC	
43	SLE_Qperm all

CCE / CC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
49	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.60	0	0	0	0	0

Combinazioni agli Stati Limite di Danno

CC	SLD
50	Sisma 0+ / 90+
51	Sisma 0+ / 270+
52	Sisma 0- / 90-
53	Sisma 0- / 270-
54	Sisma 90+ / 0+
55	Sisma 90+ / 180+
56	Sisma 90- / 0-
57	Sisma 90- / 180-
58	Sisma 180+ / 90+
59	Sisma 180+ / 270+
60	Sisma 180- / 90-
61	Sisma 180- / 270-
62	Sisma 270+ / 0+
63	Sisma 270+ / 180+
64	Sisma 270- / 0-
65	Sisma 270- / 180-

CCE / CC	1-3	4	5	6	7	8-11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
51	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00
52	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00
53	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
54	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
55	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00
56	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
57	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00	0.00
58	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
59	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00
60	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00	0.00	0.00
61	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30
62	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
63	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00	0.00
64	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
65	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00

9.6 FASCICOLI DI CALCOLO

Il fascicolo di input e di output nonché le verifiche di travi e montanti eseguite del programma di calcolo WinStrand per l'edificio in esame sono riportati in ALLEGATO 1. In tale fascicolo sono riportate, per la parte di input, le coordinate dei nodi, i vincoli, la definizione di tutti gli elementi asta (trave), le caratteristiche di tutti i materiali impiegati e di tutte le sezioni utilizzate nella modellazione, la definizione di tutte le aree di carico e dei solai rigidi di piano, tutti i carichi e le masse applicate, le CCE e le CC di carico e i parametri di calcolo statico e dinamico. Nella parte di output sono riportate le azioni dinamiche, le sollecitazioni agenti sugli elementi, gli spostamenti massimi e gli spostamenti differenziali massimi, le risposte all'analisi dinamica modale e le verifiche globali dei vari elementi.

10. IMMAGINI DAL MODELLO E.F.

Si riportano di seguito alcune immagini del modello di calcolo agli E.F.

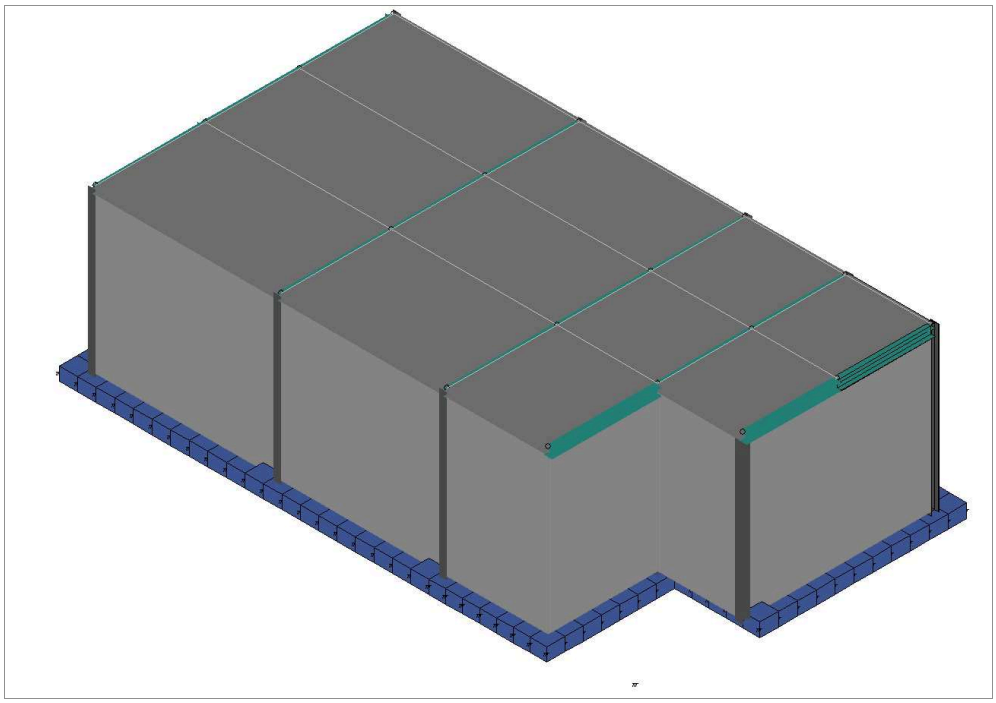


Fig. 10.1
Modello E.F. – Vista assonometrica "3D solid" con inclusione dei solai e della platea

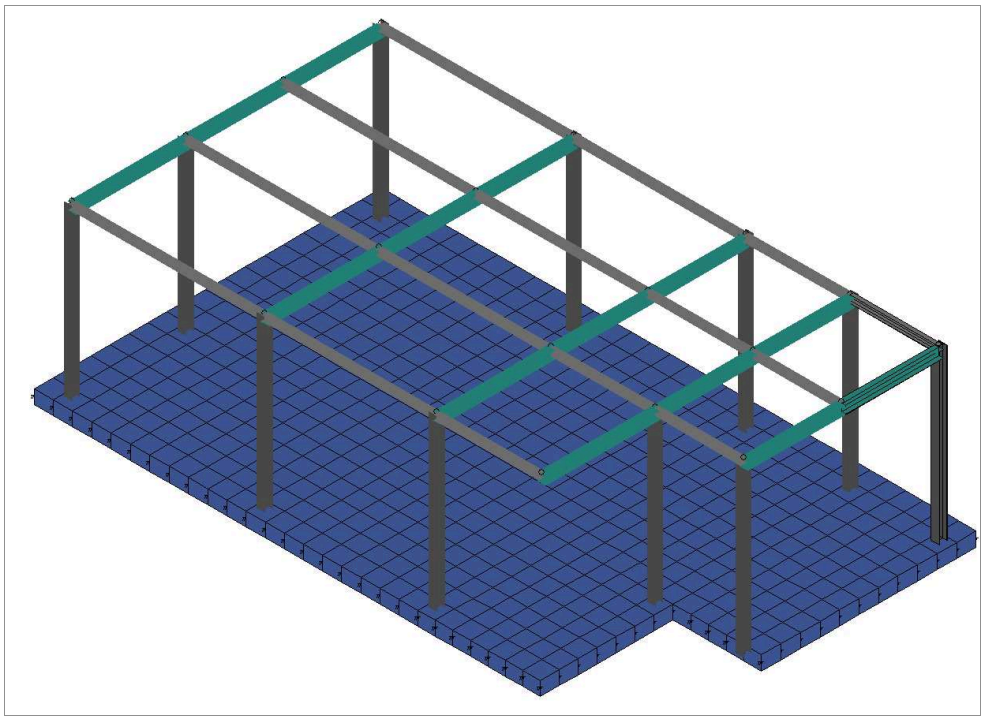


Fig. 10.2
Modello E.F. – Vista assonometrica con fondazioni ed esclusione dei solai

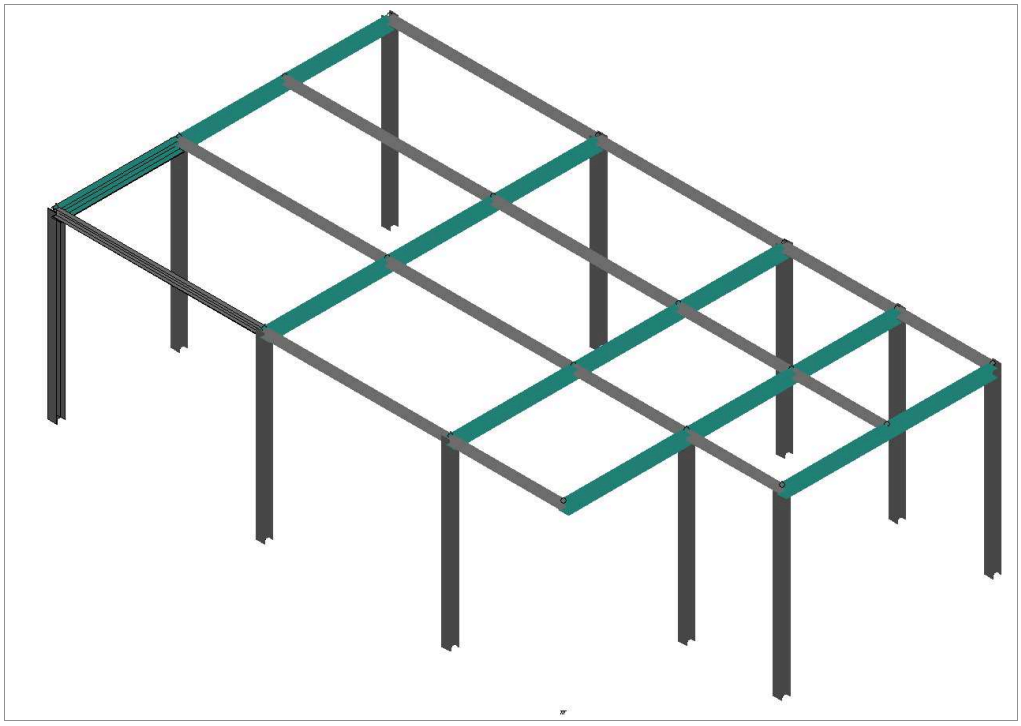


Fig. 10.3
Modello E.F. – Vista assonometrica "3D solid" con esclusione dei solai e della platea di fondazione

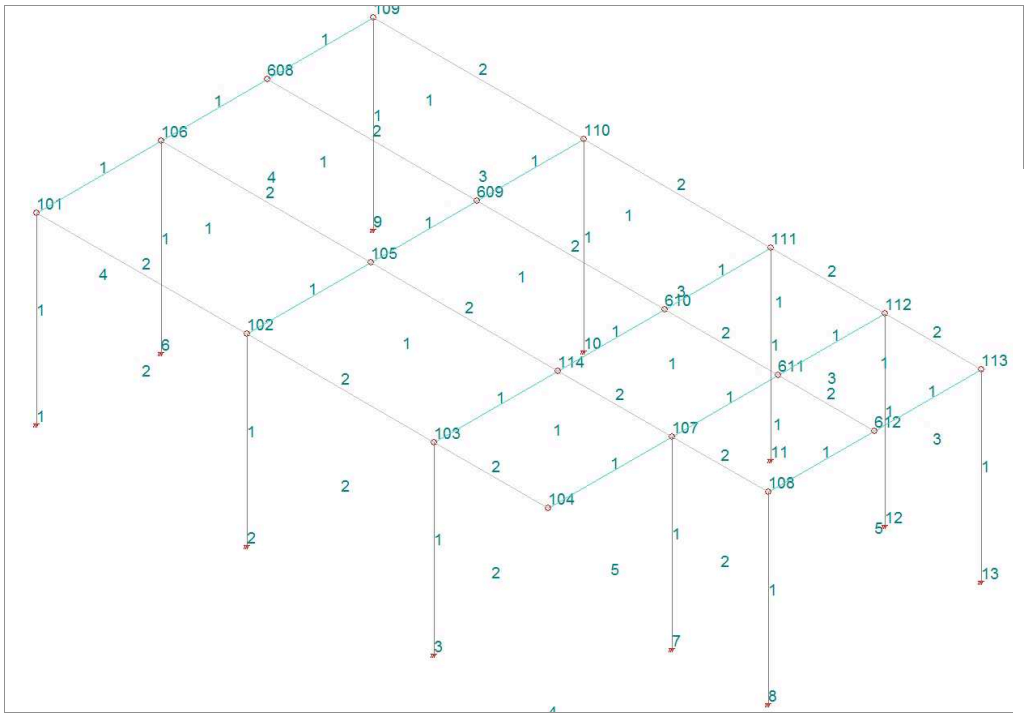


Fig. 10.4
Modello E.F. – Vista assonometrica wireframe con numerazione dei nodi, delle aree di carico e del tipo di sezione di pilastri e travi di elevazione

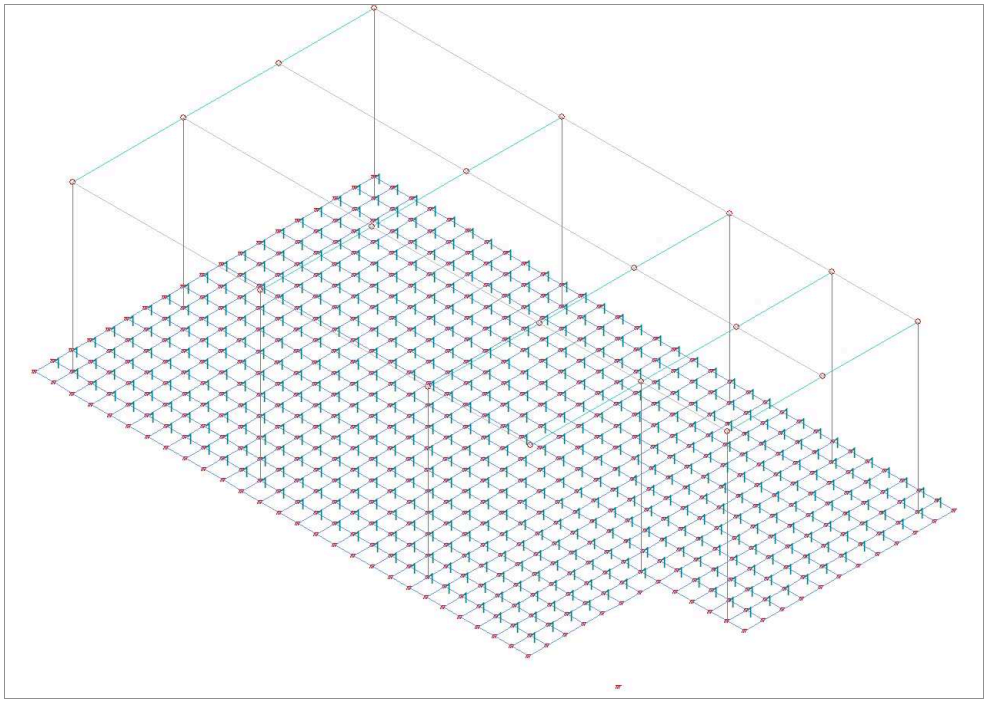


Fig. 10.5
Modello E.F. – Vista assonometrica unifilare con numerazione di delle sezioni degli elementi shell (bidimensionali) di fondazione

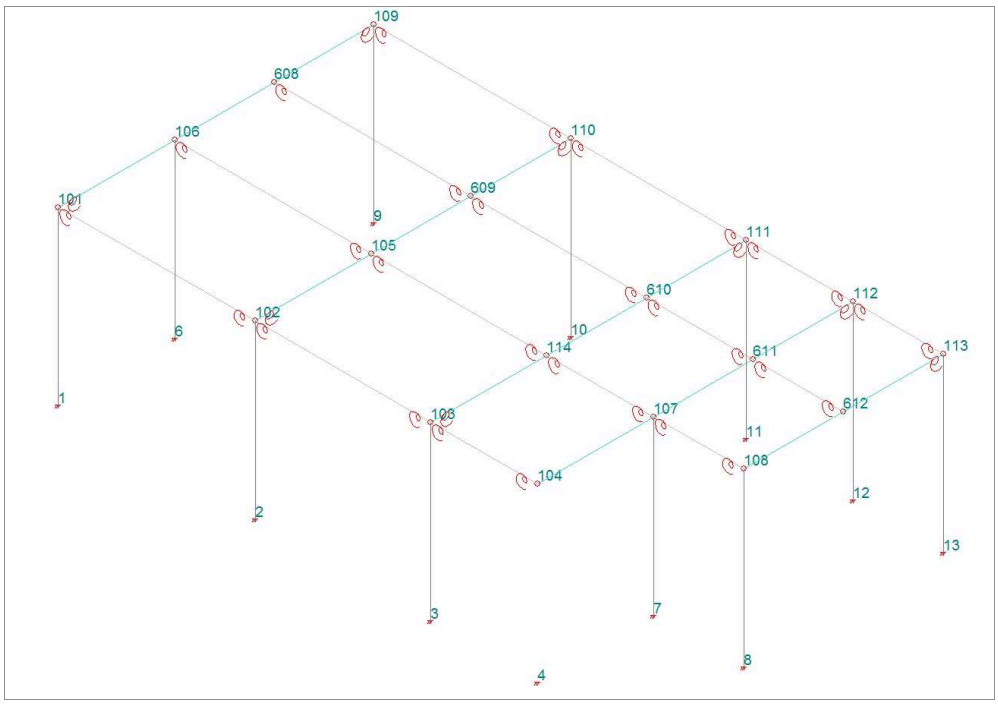


Fig. 10.6
Modello E.F. – Vista assonometrica unifilare indicazione dei "fixing factors" o sconnessioni al vincolamento interno, per le aste (cerniere)
.

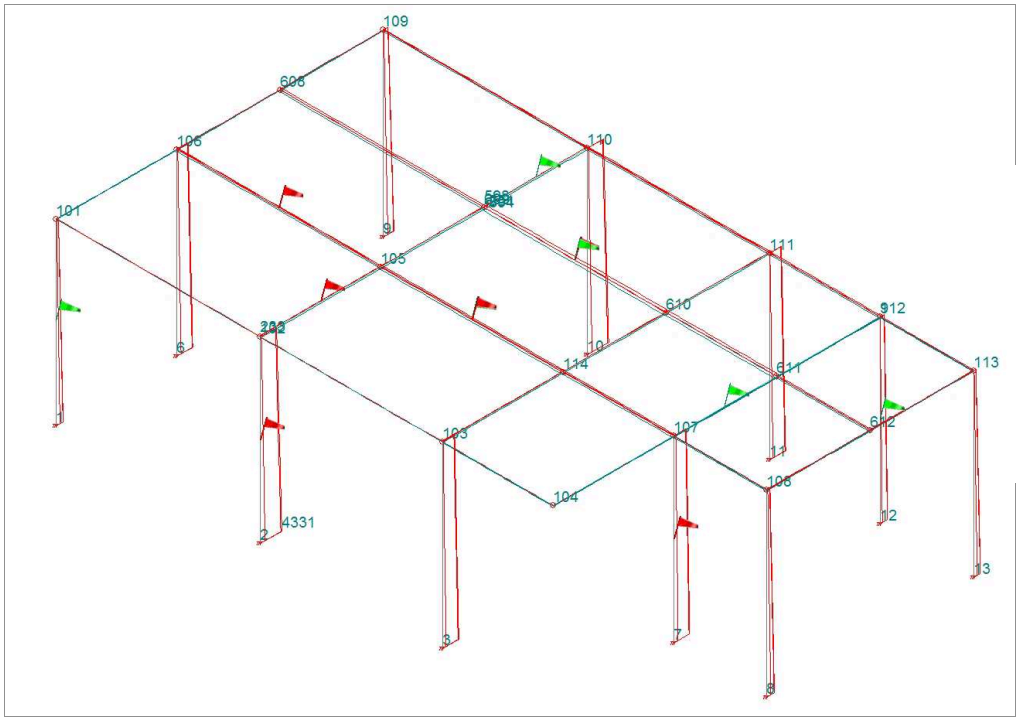


Fig. 10.8
Modello E.F. – Inviluppo del diagramma dello sforzo assiale N.

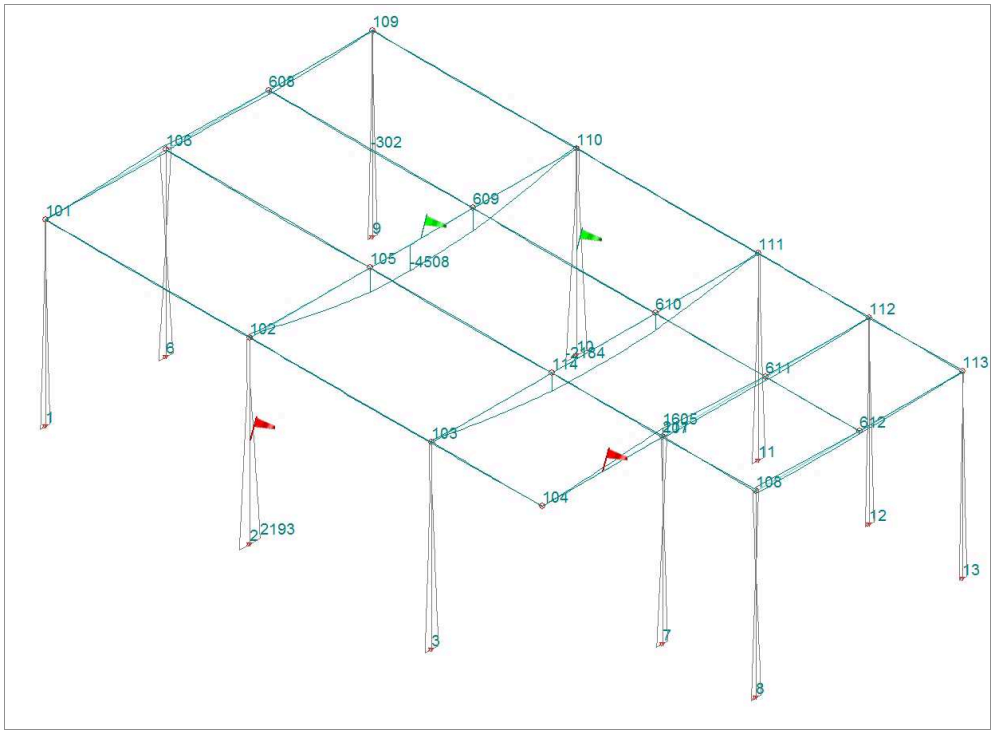


Fig. 10.9
Modello E.F. – Inviluppo del diagramma del momento flettenteM12 nel piano 1-2

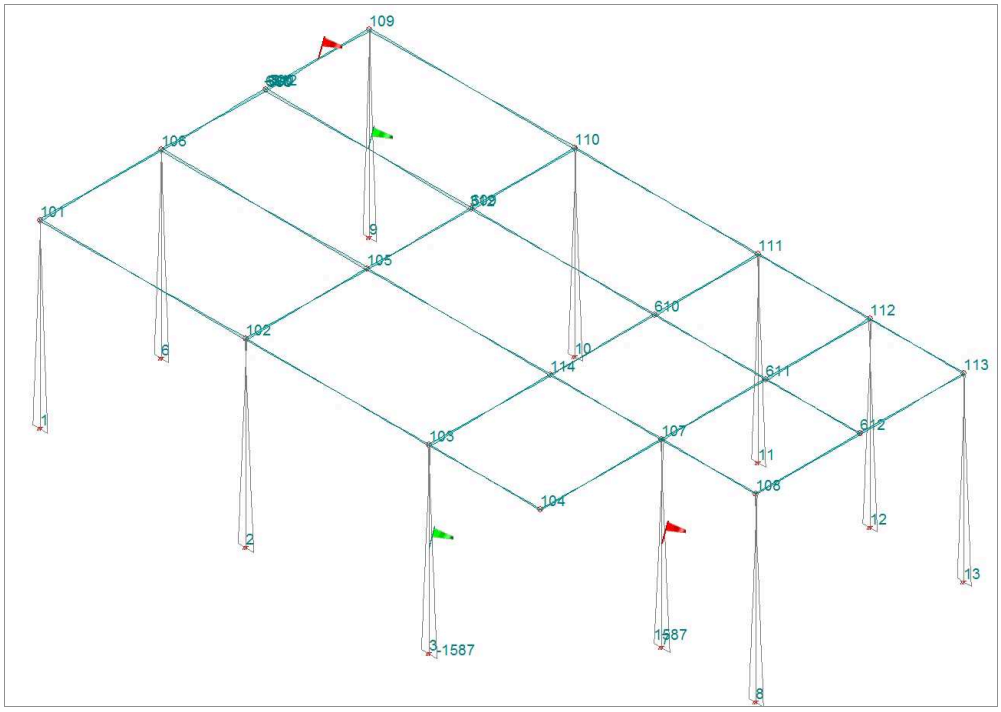


Fig. 10.10
Modello E.F. – Inviluppo del diagramma del momento flettente M13 nel piano 1-3

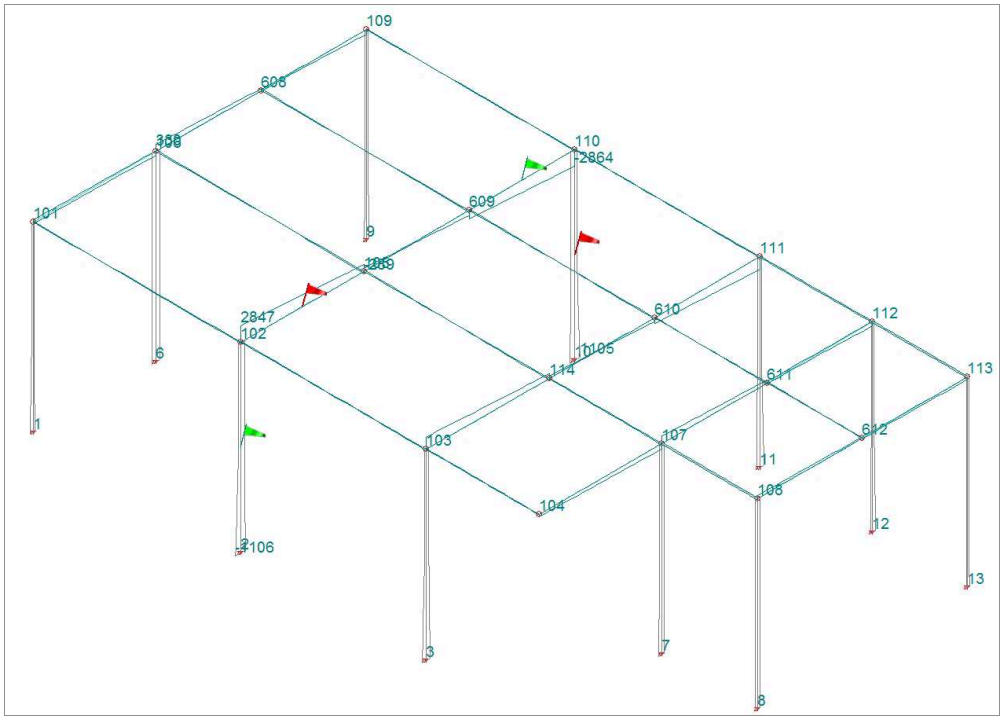


Fig. 10.11
Modello E.F. – Inviluppo del taglio V12 nel piano 1-2

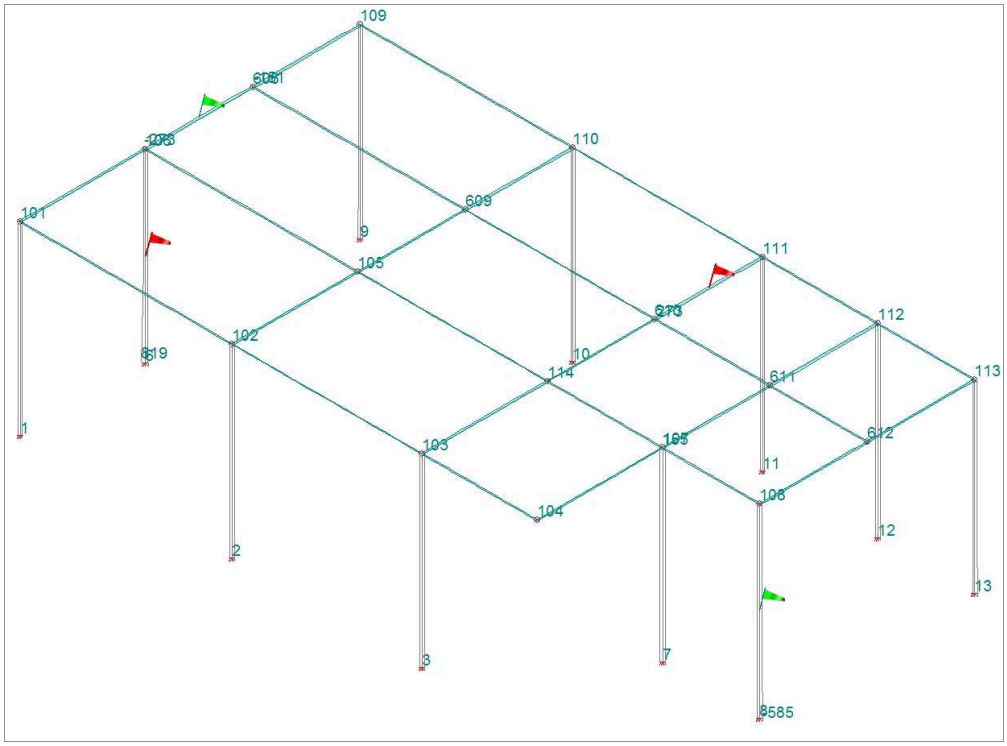


Fig. 10.12
Modello E.F. – Inviluppo del diagramma del taglio V13 nel piano 1-3

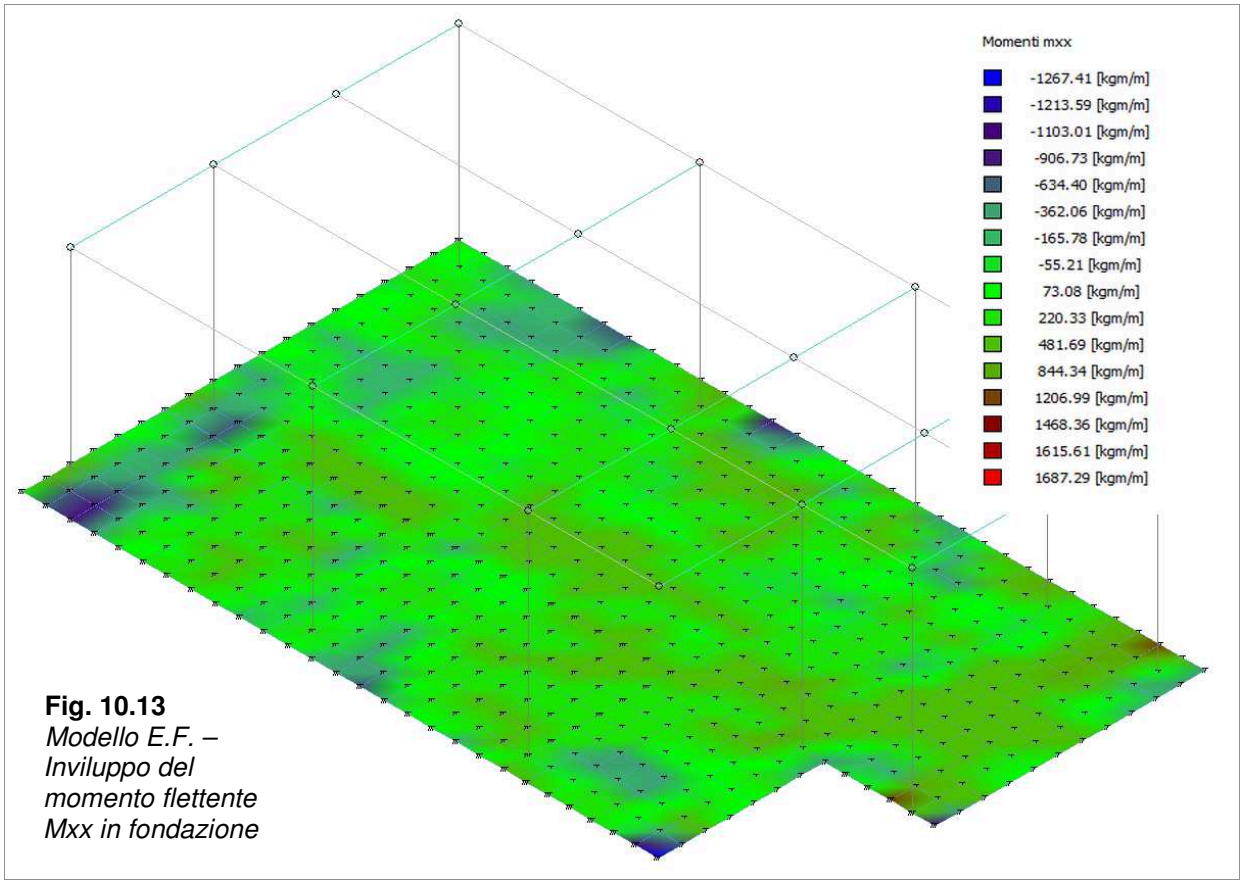


Fig. 10.13
Modello E.F. – Inviluppo del momento flettente Mxx in fondazione

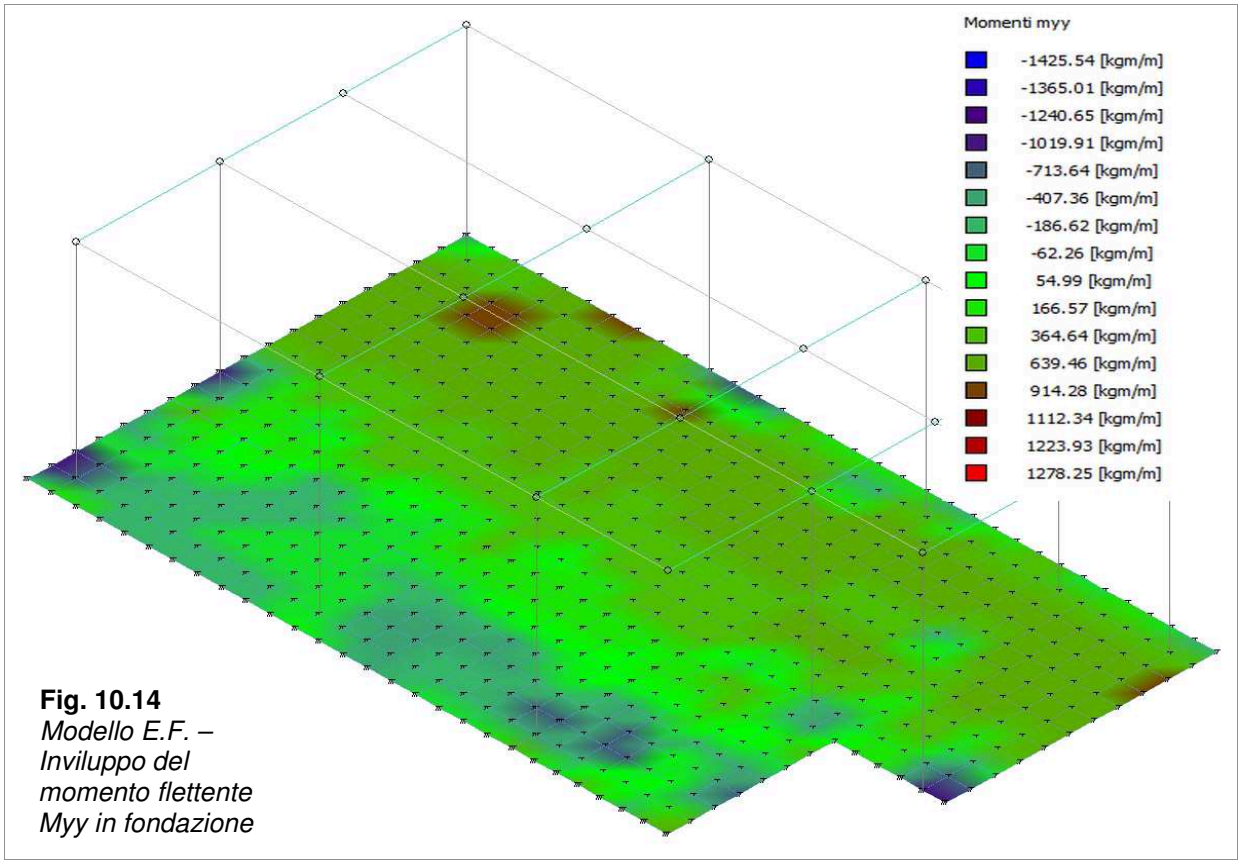


Fig. 10.14
Modello E.F. – Inviluppo del momento flettente Myy in fondazione

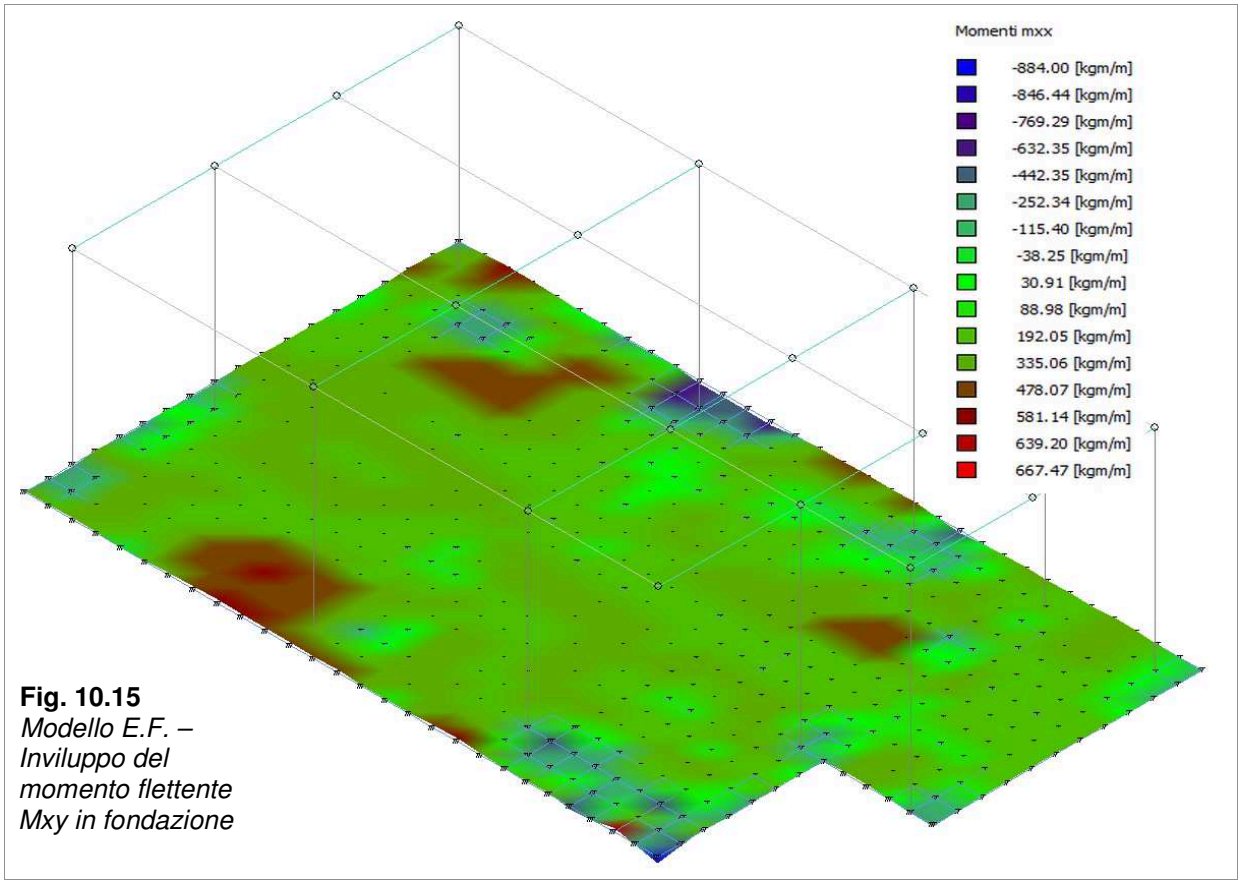


Fig. 10.15
Modello E.F. – Inviluppo del momento flettente Mxy in fondazione

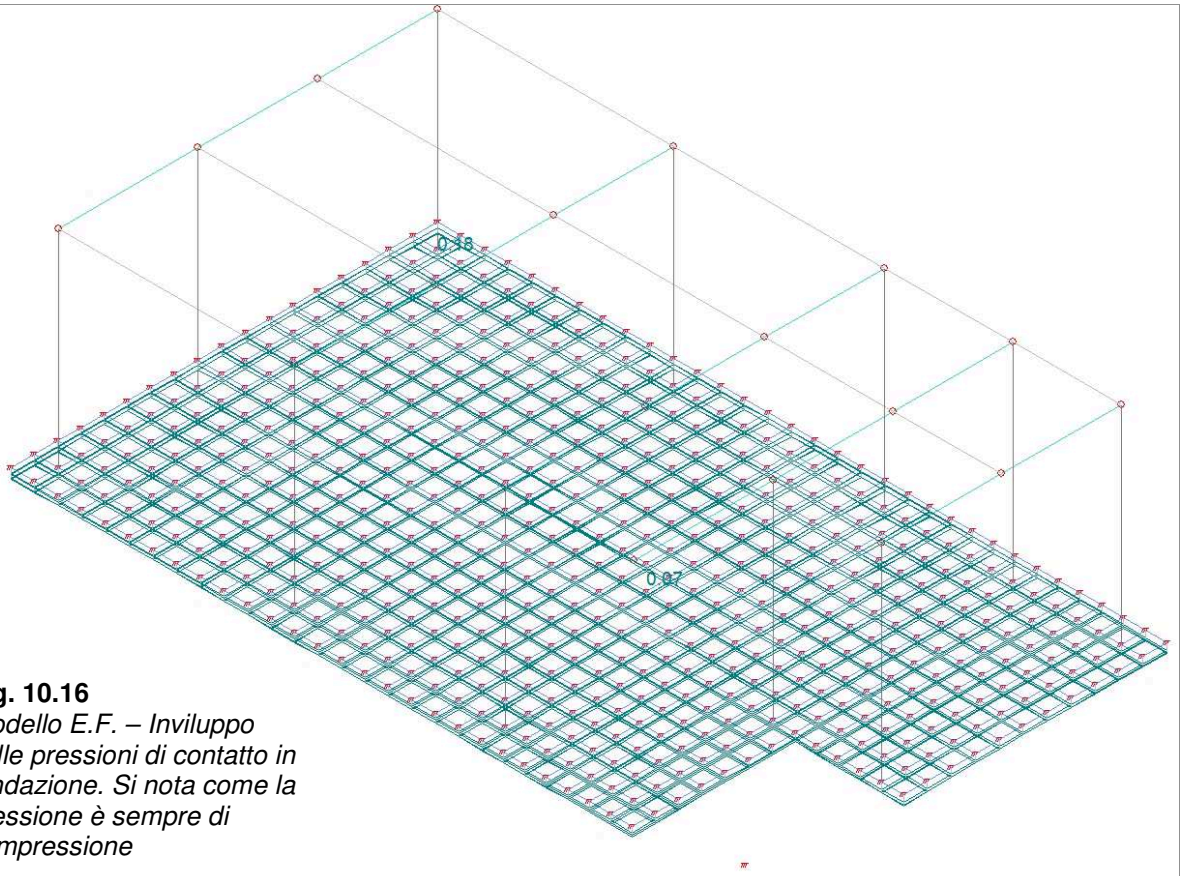


Fig. 10.16
Modello E.F. – Inviluppo delle pressioni di contatto in fondazione. Si nota come la pressione è sempre di compressione

11. RISULTATI E VERIFICHE NUOVE STRUTTURE

11.1 RISULTATI ANALISI DINAMICA

Si riportano di seguito i principali risultati dell'analisi dinamica, tabulando gli autovalori ed i periodi dei primi modi di vibrare, preceduti da una legenda.

I_s	raggio d'inerzia polare di piano I_s= sqrt(J_p/ m)
X_g, Y_g, Z_g	coordinate centro di massa Modale
Dx, Dy	eccentricità centro di massa-centro delle rigidezza
Kr_{zz}, Kt_{tmin}, Kt_{max}	rigidezze traslanti e torcenti
r_1, r_2	raggi giratori d'inerzia (r_1= $(Kr_{zz}/Kt_{min})^{1/2}$ r_2= $(Kr_{zz}/Kt_{max})^{1/2}$)
ΔK_x,$\Delta K_y$$\Delta K_{\Theta z}$	incrementi percentuali di rigidezza ($\Delta K = (K_i-K_{i-1})/K_{i-1}$
K_{xi},K_{yi},$K_{\Theta zi}$	rigidezze traslanti e torsionali del piano i-esimo rispetto agli assi globali
R	ordinata dello spettro
Coeff. di Part.	coefficienti di partecipazione (in letteratura g_{ij})
$\|L_i\|/\|L_1\|$	rapporto percentuale fra i fattori di partecipazione del modo i-esimo e del primo modo
Mmi/Mmtot	percentuale massa modale efficacie dell'i-esimo modo
Sum Mmi/Mmtot	percentuale cumulativa delle masse modali efficaci
$\varphi_{i,Ux}$, $\varphi_{i,Uy}$, $\varphi_{i,\theta z}$	spostamenti modali del nodo master

11.1.1 Periodi e modi di vibrare

SLV

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°]	1	0.535	100	100
90.00 [°]	2	0.342	58	100
180.00 [°]	1	0.535	100	100
270.00 [°]	2	0.342	58	100

SLD

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°]	1	0.535	100	100
90.00 [°]	2	0.342	58	100
180.00 [°]	1	0.535	100	100
270.00 [°]	2	0.342	58	100

AUTOVALORI E PERIODI

- Primi autovalori e modi di vibrare della struttura.

Modo	Autovalore	Frequenza [rad/sec]	Periodo [sec]	Coefficiente Risposta
1	137.8720	11.7419	0.535	0.4360
2	338.3850	18.3952	0.342	0.5214
3	427.5867	20.6782	0.304	0.5214
4	616.6647	24.8327	0.253	0.5214
5	803.8661	28.3525	0.222	0.5214
6	860.6658	29.3371	0.214	0.5214
7	1144.1859	33.8258	0.186	0.5214
8	1555.9485	39.4455	0.159	0.5214

9	1780.5110	42.1961	0.149	0.5209
10	2037.6046	45.1398	0.139	0.5006
11	4440.9580	66.6405	0.094	0.4070
12	8704.3750	93.2972	0.067	0.3508
13	9097.0283	95.3783	0.066	0.3477
14	9386.3770	96.8833	0.065	0.3456
15	9786.6592	98.9275	0.064	0.3428
16	11330.5264	106.4449	0.059	0.3334
17	11859.6689	108.9021	0.058	0.3307
18	12123.3184	110.1059	0.057	0.3294
19	13809.0889	117.5121	0.053	0.3219
20	14434.1016	120.1420	0.052	0.3194
21	15082.2910	122.8100	0.051	0.3170
22	17517.9473	132.3554	0.047	0.3093
23	18683.6973	136.6883	0.046	0.3062

11.1.2 Masse partecipanti

Direzione di Ingresso del Sisma 1 Angolo 0.00°

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Periodo [sec]	Coeff.di Part.	|Li|/|L1|	Massa Modale	Mmi/Mmtot	Sum Mmi/Mmtot	R
1	0.535	3.33E+01	100	1.00E+03	100	100	0.436
2	0.342	1.01E+00	3	1.00E+00	0	100	0.5214
9	0.149	8.91E-01	3	8.00E-01	0	100	0.5209
3	0.304	-7.95E-01	2	6.00E-01	0	100	0.5214
10	0.139	6.43E-01	2	4.00E-01	0	100	0.5006
4	0.253	4.23E-01	1	2.00E-01	0	100	0.5214
7	0.186	-2.54E-01	1	6.00E-02	0	100	0.5214
12	0.067	-2.19E-01	1	5.00E-02	0	100	0.3508
13	0.066	1.93E-01	1	4.00E-02	0	100	0.3477
14	0.065	1.48E-01	0	2.00E-02	0	100	0.3456
11	0.094	-1.30E-01	0	2.00E-02	0	100	0.407
23	0.046	1.02E-01	0	1.00E-02	0	100	0.3062
19	0.053	-8.70E-02	0	8.00E-03	0	100	0.3219
18	0.057	-6.43E-02	0	4.00E-03	0	100	0.3294
17	0.058	-5.40E-02	0	3.00E-03	0	100	0.3307
6	0.214	4.97E-02	0	2.00E-03	0	100	0.5214
5	0.222	4.79E-02	0	2.00E-03	0	100	0.5214
22	0.047	-4.07E-02	0	2.00E-03	0	100	0.3093
20	0.052	-1.92E-02	0	4.00E-04	0	100	0.3194
21	0.051	1.24E-02	0	2.00E-04	0	100	0.317
15	0.064	1.01E-02	0	1.00E-04	0	100	0.3428
8	0.159	2.04E-03	0	4.00E-06	0	100	0.5214
16	0.059	-1.66E-03	0	3.00E-06	0	100	0.3334

Direzione di Ingresso del Sisma 2 Angolo 90°

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Periodo [sec]	Coeff. di Part.	|Li|/|L1|	Massa Modale	Mmi/Mmtot	Sum Mmi/Mmtot	R
2	0.342	2.54335e+001	100	6e+002	58	58	0.5214
3	0.304	1.58490e+001	62	3e+002	23	81	0.5214
5	0.222	-1.22890e+001	48	2e+002	14	94	0.5214
4	0.253	5.30493e+000	21	3e+001	3	97	0.5214
9	0.149	-4.05477e+000	16	2e+001	1	98	0.5209
10	0.139	3.33901e+000	13	1e+001	1	99	0.5006
8	0.159	1.83899e+000	7	3e+000	0	100	0.5214
15	0.064	-7.59098e-001	3	6e-001	0	100	0.3428
14	0.065	7.36434e-001	3	5e-001	0	100	0.3456
23	0.046	5.95167e-001	2	4e-001	0	100	0.3062
17	0.058	-4.81790e-001	2	2e-001	0	100	0.3307
21	0.051	-4.15447e-001	2	2e-001	0	100	0.3170
1	0.535	-3.93366e-001	2	2e-001	0	100	0.4360
20	0.052	-3.75237e-001	1	1e-001	0	100	0.3194
7	0.186	3.60924e-001	1	1e-001	0	100	0.5214
13	0.066	-3.29338e-001	1	1e-001	0	100	0.3477
19	0.053	3.11892e-001	1	1e-001	0	100	0.3219
18	0.057	2.29464e-001	1	5e-002	0	100	0.3294
6	0.214	-2.17018e-001	1	5e-002	0	100	0.5214
11	0.094	2.14537e-001	1	5e-002	0	100	0.4070
16	0.059	1.97850e-001	1	4e-002	0	100	0.3334
22	0.047	-1.72339e-001	1	3e-002	0	100	0.3093
12	0.067	-1.22679e-002	0	2e-004	0	100	0.3508

Direzione di Ingresso del Sisma 3 Angolo 180°

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Periodo [sec]	Coeff.di Part.	|Li|/|L1|	Massa Modale	Mmi/Mmtot	Sum Mmi/Mmtot	R
1	0.535	-3.32887e+001	100	1e+003	100	100	0.4360
2	0.342	-1.00621e+000	3	1e+000	0	100	0.5214
9	0.149	-8.91225e-001	3	8e-001	0	100	0.5209
3	0.304	7.94848e-001	2	6e-001	0	100	0.5214
10	0.139	-6.43177e-001	2	4e-001	0	100	0.5006
4	0.253	-4.23319e-001	1	2e-001	0	100	0.5214
7	0.186	2.54305e-001	1	6e-002	0	100	0.5214
12	0.067	2.19056e-001	1	5e-002	0	100	0.3508
13	0.066	-1.92781e-001	1	4e-002	0	100	0.3477
14	0.065	-1.48272e-001	0	2e-002	0	100	0.3456
11	0.094	1.30421e-001	0	2e-002	0	100	0.4070
23	0.046	-1.02135e-001	0	1e-002	0	100	0.3062
19	0.053	8.70455e-002	0	8e-003	0	100	0.3219
18	0.057	6.42775e-002	0	4e-003	0	100	0.3294
17	0.058	5.40039e-002	0	3e-003	0	100	0.3307
6	0.214	-4.96769e-002	0	2e-003	0	100	0.5214
5	0.222	-4.78903e-002	0	2e-003	0	100	0.5214
22	0.047	4.07264e-002	0	2e-003	0	100	0.3093
20	0.052	1.92251e-002	0	4e-004	0	100	0.3194
21	0.051	-1.24078e-002	0	2e-004	0	100	0.3170
15	0.064	-1.01457e-002	0	1e-004	0	100	0.3428
8	0.159	-2.03568e-003	0	4e-006	0	100	0.5214
16	0.059	1.66406e-003	0	3e-006	0	100	0.3334

Direzione di Ingresso del Sisma 4 Angolo 270°

Coefficienti di partecipazione e masse modali efficaci per i vari modi di vibrare:

Modo	Periodo [sec]	Coeff. di Part.	|Li|/|L1|	Massa Modale	Mmi/Mmtot	Sum Mmi/Mmtot	R
2	0.342	-2.54335e+001	100	6e+002	58	58	0.5214
3	0.304	-1.58490e+001	62	3e+002	23	81	0.5214
5	0.222	1.22890e+001	48	2e+002	14	94	0.5214
4	0.253	-5.30493e+000	21	3e+001	3	97	0.5214
9	0.149	4.05477e+000	16	2e+001	1	98	0.5209
10	0.139	-3.33901e+000	13	1e+001	1	99	0.5006
8	0.159	-1.83899e+000	7	3e+000	0	100	0.5214
15	0.064	7.59098e-001	3	6e-001	0	100	0.3428
14	0.065	-7.36434e-001	3	5e-001	0	100	0.3456
23	0.046	-5.95167e-001	2	4e-001	0	100	0.3062
17	0.058	4.81790e-001	2	2e-001	0	100	0.3307
21	0.051	4.15447e-001	2	2e-001	0	100	0.3170
1	0.535	3.93351e-001	2	2e-001	0	100	0.4360
20	0.052	3.75237e-001	1	1e-001	0	100	0.3194
7	0.186	-3.60924e-001	1	1e-001	0	100	0.5214
13	0.066	3.29338e-001	1	1e-001	0	100	0.3477
19	0.053	-3.11892e-001	1	1e-001	0	100	0.3219
18	0.057	-2.29464e-001	1	5e-002	0	100	0.3294
6	0.214	2.17018e-001	1	5e-002	0	100	0.5214
11	0.094	-2.14537e-001	1	5e-002	0	100	0.4070
16	0.059	-1.97850e-001	1	4e-002	0	100	0.3334
22	0.047	1.72339e-001	1	3e-002	0	100	0.3093
12	0.067	1.22680e-002	0	2e-004	0	100	0.3508

11.2 VERIFICA DEL PARAMETRO ϑ

Si verifica quale sia il valore del parametro ϑ come definito al paragrafo § 7.3.1 delle NTC.

Pil	Comb.	Altezza [cm]	P [kg]	V [kg]	P d_r/h [kg]	d_r [mm]	θ
1 111	Sisma Dir. X	364	1088	408	9	28.5	0.0209
2 102	Sisma Dir. Y	364	1090	591	6	19.4	0.0099

dove:

P = massa relativa al solaio di piano
V = forza orizzontale di piano, ricavata per "sisma puro" in direzione X o Y
d_r = spostamento relativo di interpiano tra solaio 1 e solaio 0 (fondazioni) valutato sulla verticale del baricentro delle masse del solaio superiore
h = altezza di interpiano, valutato come distanza da quota fondazioni a baricentro copertura
$\vartheta = P \times d_r / (V \times h)$

Massimo valore di ϑ riscontrato: $\vartheta = 0.0089 << 0.10$ *ok*

La struttura è accettabile ed è corretto eseguire l'analisi dinamica lineare; gli effetti del secondo ordine (non linearità geometriche) sono trascurabili.

11.3 VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI

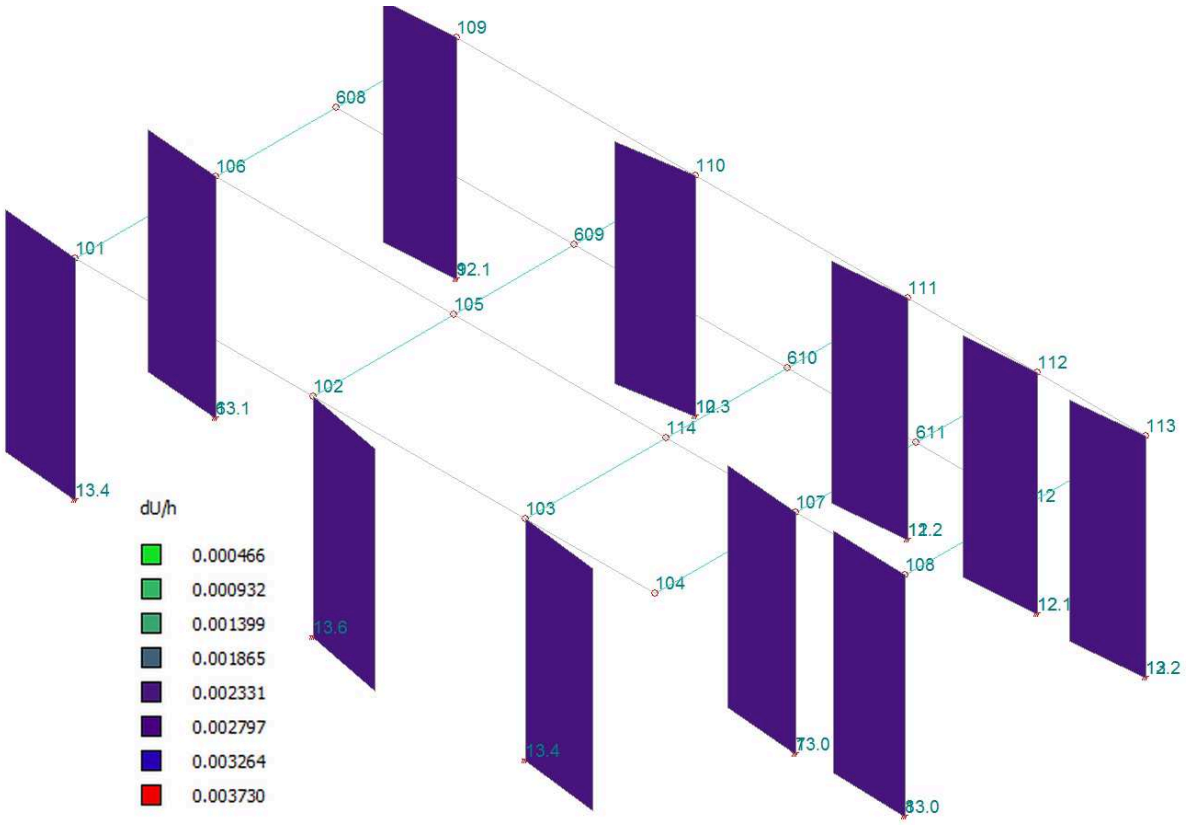
11.3.1 Verifica spostamenti relativi SLD

Nel seguito si riportano i quadri riassuntivi relativi ai massimi spostamenti relativi di interpiano registrati in fase sismica sotto l'azione dello spettro di progetto allo Stato Limite di Danno; considerando che è prevista l'installazione di infissi vetrati rigidamente collegati alla struttura, si verifica che gli spostamenti massimi $\delta_{max.i}$ dell'i-esimo interpiano siano contenuti entro i valori di :

$\delta_{max,i} \leq 0.005 \times h_i$ ovvero 5 ‰

dove h_i è l'altezza dell'i-simo interpiano.

Si riportano nel seguito i dati relativi ai massimi valori di spostamento relativo tra i nodi, ottenuti per somma vettoriale delle tre componenti UX, UY ed UZ; come si osserva, tutti i valori sono compresi entro il valore del 10‰ previsto per strutture con tamponamenti non rigidi, qual è il caso presente.



- Spostamenti relativi Massimi :

- Combinazione di Carico **44**
- Fra i nodi **2 102**
- In direzione **|Uxyz|**
- Spostamento **13.6 mm**

Non si sono rilevati spostamenti di interpiano superiori a 0.0050H

11.3.2 Verifica spostamenti assoluti SLU e SLV

Si riportano nel seguito alcune tabelle riassuntive dei massimi spostamenti assoluti nele combinazioni allo stato limite ultimo statico (SLU) e sismico (SLV)

Spostamenti Max nella combinazione 1: STAT_all

Componente	Nodo Min	Valore	Nodo Max	Valore	Nodo |Max|	Valore
Ux	104	-0.2 [mm]	1	0.0 [mm]	104	-0.2 [mm]
Uy	107	-0.1 [mm]	102	0.6 [mm]	102	0.6 [mm]
Uz	105	-37.3 [mm]	5	0.0 [mm]	105	-37.3 [mm]
Rx	105	-0.43 [°]	609	0.57 [°]	609	0.57 [°]
Ry	114	-0.49 [°]	608	0.51 [°]	608	0.51 [°]
Rz	104	-0.00 [°]	108	0.00 [°]	108	0.00 [°]

Spostamenti Max nella combinazione 2: STAT_NEVE-DT

Componente	Nodo Min	Valore	Nodo Max	Valore	Nodo |Max|	Valore
Ux	108	-1.8 [mm]	109	1.7 [mm]	108	-1.8 [mm]
Uy	112	-1.0 [mm]	101	1.4 [mm]	101	1.4 [mm]
Uz	105	-36.2 [mm]	5	0.0 [mm]	105	-36.2 [mm]
Rx	105	-0.40 [°]	609	0.54 [°]	609	0.54 [°]
Ry	114	-0.46 [°]	608	0.49 [°]	608	0.49 [°]
Rz	109	-0.07 [°]	106	0.04 [°]	109	-0.07 [°]

Spostamenti Max nella combinazione 3: STAT_+DT

Componente	Nodo Min	Valore	Nodo Max	Valore	Nodo |Max|	Valore
Ux	101	-2.0 [mm]	108	1.4 [mm]	101	-2.0 [mm]
Uy	104	-1.1 [mm]	110	1.5 [mm]	110	1.5 [mm]
Uz	105	-34.0 [mm]	108	0.3 [mm]	105	-34.0 [mm]
Rx	105	-0.40 [°]	609	0.53 [°]	609	0.53 [°]
Ry	114	-0.46 [°]	608	0.48 [°]	608	0.48 [°]
Rz	106	-0.04 [°]	109	0.07 [°]	109	0.07 [°]

Spostamenti Max nella combinazione 4: WIND+X

Componente	Nodo Min	Valore	Nodo Max	Valore	Nodo |Max|	Valore
Ux	1	0.0 [mm]	106	11.3 [mm]	106	11.3 [mm]
Uy	104	-0.7 [mm]	1	0.0 [mm]	104	-0.7 [mm]
Uz	104	-4.9 [mm]	5	0.0 [mm]	104	-4.9 [mm]
Rx	102	-0.02 [°]	104	0.12 [°]	104	0.12 [°]
Ry	610	-0.02 [°]	102	0.24 [°]	102	0.24 [°]
Rz	101	-0.02 [°]	113	0.03 [°]	113	0.03 [°]

Spostamenti Max nella combinazione 5: WIND-X

Componente	Nodo Min	Valore	Nodo Max	Valore	Nodo |Max|	Valore
Ux	108	-11.4 [mm]	1	0.0 [mm]	108	-11.4 [mm]
Uy	108	-0.8 [mm]	109	0.2 [mm]	108	-0.8 [mm]
Uz	104	-4.2 [mm]	5	0.0 [mm]	104	-4.2 [mm]
Rx	102	-0.02 [°]	104	0.10 [°]	104	0.10 [°]
Ry	102	-0.25 [°]	104	0.08 [°]	102	-0.25 [°]
Rz	109	-0.03 [°]	101	0.01 [°]	109	-0.03 [°]

Spostamenti Max nella combinazione 6: WIND+Y

Componente	Nodo Min	Valore	Nodo Max	Valore	Nodo |Max|	Valore
Ux	101	-0.5 [mm]	113	0.8 [mm]	113	0.8 [mm]
Uy	1	0.0 [mm]	102	8.9 [mm]	102	8.9 [mm]
Uz	105	-2.2 [mm]	5	0.0 [mm]	105	-2.2 [mm]
Rx	110	-0.17 [°]	104	0.05 [°]	110	-0.17 [°]
Ry	108	-0.03 [°]	109	0.05 [°]	109	0.05 [°]

Rz	112	-0.02	[°]	101	0.01	[°]	112	-0.02	[°]

Spostamenti Max nella combinazione 7: WIND-Y

Componente	Nodo Min	Valore		Nodo Max	Valore		Nodo |Max|	Valore	
Ux	109	-0.4	[mm]	104	1.1	[mm]	104	1.1	[mm]
Uy	110	-9.0	[mm]	1	0.0	[mm]	110	-9.0	[mm]
Uz	104	-7.5	[mm]	611	0.4	[mm]	104	-7.5	[mm]
Rx	105	-0.02	[°]	104	0.18	[°]	104	0.18	[°]
Ry	610	-0.04	[°]	104	0.16	[°]	104	0.16	[°]
Rz	101	-0.00	[°]	112	0.03	[°]	112	0.03	[°]

Spostamenti Max nella combinazione 8: WIND+X_+DT

Componente	Nodo Min	Valore		Nodo Max	Valore		Nodo |Max|	Valore	
Ux	1	0.0	[mm]	108	12.6	[mm]	108	12.6	[mm]
Uy	104	-1.4	[mm]	113	1.3	[mm]	104	-1.4	[mm]
Uz	105	-27.4	[mm]	108	0.2	[mm]	105	-27.4	[mm]
Rx	105	-0.32	[°]	609	0.43	[°]	609	0.43	[°]
Ry	114	-0.37	[°]	608	0.41	[°]	608	0.41	[°]
Rz	106	-0.04	[°]	109	0.09	[°]	109	0.09	[°]

Spostamenti Max nella combinazione 9: WIND-X_+DT

Componente	Nodo Min	Valore		Nodo Max	Valore		Nodo |Max|	Valore	
Ux	106	-13.1	[mm]	1	0.0	[mm]	106	-13.1	[mm]
Uy	104	-1.3	[mm]	110	1.5	[mm]	110	1.5	[mm]
Uz	105	-27.3	[mm]	108	0.5	[mm]	105	-27.3	[mm]
Rx	105	-0.32	[°]	609	0.43	[°]	609	0.43	[°]
Ry	114	-0.37	[°]	608	0.35	[°]	114	-0.37	[°]
Rz	113	-0.06	[°]	109	0.04	[°]	113	-0.06	[°]

Spostamenti Max nella combinazione 10: WIND+Y_+DT

Componente	Nodo Min	Valore		Nodo Max	Valore		Nodo |Max|	Valore	
Ux	101	-2.4	[mm]	113	2.0	[mm]	101	-2.4	[mm]
Uy	1	0.0	[mm]	110	10.4	[mm]	110	10.4	[mm]
Uz	105	-27.4	[mm]	108	0.5	[mm]	105	-27.4	[mm]
Rx	105	-0.32	[°]	609	0.43	[°]	609	0.43	[°]
Ry	114	-0.37	[°]	608	0.38	[°]	608	0.38	[°]
Rz	113	-0.05	[°]	109	0.07	[°]	109	0.07	[°]

Spostamenti Max nella combinazione 11: WIND-Y_+DT

Componente	Nodo Min	Valore		Nodo Max	Valore		Nodo |Max|	Valore	
Ux	109	-2.4	[mm]	108	2.1	[mm]	109	-2.4	[mm]
Uy	102	-9.4	[mm]	1	0.0	[mm]	102	-9.4	[mm]
Uz	105	-27.1	[mm]	108	0.2	[mm]	105	-27.1	[mm]
Rx	105	-0.32	[°]	609	0.42	[°]	609	0.42	[°]
Ry	114	-0.36	[°]	608	0.39	[°]	608	0.39	[°]
Rz	106	-0.03	[°]	109	0.07	[°]	109	0.07	[°]

Spostamenti Max nella combinazione 12: Sisma 0 / 90

Componente	Nodo Min	Valore		Nodo Max	Valore		Nodo |Max|	Valore	
Ux	1	0.0	[mm]	608	32.3	[mm]	608	32.3	[mm]
Uy	1	0.0	[mm]	105	4.7	[mm]	105	4.7	[mm]
Uz	105	-13.1	[mm]	5	0.0	[mm]	105	-13.1	[mm]
Rx	105	-0.14	[°]	609	0.19	[°]	609	0.19	[°]
Ry	114	-0.16	[°]	106	0.73	[°]	106	0.73	[°]
Rz	104	-0.06	[°]	109	0.05	[°]	104	-0.06	[°]

Spostamenti Max nella combinazione 13: Sisma 0 / 270

Componente	Nodo Min	Valore		Nodo Max	Valore		Nodo |Max|	Valore	
Ux	1	0.0	[mm]	104	33.6	[mm]	104	33.6	[mm]

Uy	609	-6.0	[mm]	1	0.0	[mm]	609	-6.0 [mm]
Uz	105	-12.8	[mm]	5	0.0	[mm]	105	-12.8 [mm]
Rx	105	-0.14	[°]	104	0.22	[°]	104	0.22 [°]
Ry	114	-0.15	[°]	101	0.77	[°]	101	0.77 [°]
Rz	101	-0.06	[°]	113	0.11	[°]	113	0.11 [°]

Spostamenti Max nella combinazione 14: Sisma 90 / 0

Componente	Nodo Min	Valore		Nodo Max	Valore		Nodo |Max|	Valore	
Ux	1	0.0	[mm]	111	15.4	[mm]	111	15.4	[mm]
Uy	1	0.0	[mm]	105	17.8	[mm]	105	17.8	[mm]
Uz	105	-13.4	[mm]	104	0.0	[mm]	105	-13.4	[mm]
Rx	102	-0.41	[°]	609	0.20	[°]	102	-0.41	[°]
Ry	114	-0.17	[°]	109	0.35	[°]	109	0.35	[°]
Rz	104	-0.13	[°]	101	0.09	[°]	104	-0.13	[°]

Spostamenti Max nella combinazione 15: Sisma 90 / 180

Componente	Nodo Min	Valore		Nodo Max	Valore		Nodo |Max|	Valore	
Ux	104	-16.7	[mm]	1	0.0	[mm]	104	-16.7	[mm]
Uy	1	0.0	[mm]	105	18.3	[mm]	105	18.3	[mm]
Uz	105	-13.3	[mm]	104	0.7	[mm]	105	-13.3	[mm]
Rx	102	-0.42	[°]	609	0.20	[°]	102	-0.42	[°]
Ry	101	-0.38	[°]	608	0.13	[°]	101	-0.38	[°]
Rz	612	-0.13	[°]	101	0.11	[°]	612	-0.13	[°]

Spostamenti Max nella combinazione 16: Sisma 180 / 90

Componente	Nodo Min	Valore		Nodo Max	Valore		Nodo |Max|	Valore	
Ux	104	-33.7	[mm]	1	0.0	[mm]	104	-33.7	[mm]
Uy	1	0.0	[mm]	105	6.3	[mm]	105	6.3	[mm]
Uz	105	-12.7	[mm]	5	0.0	[mm]	105	-12.7	[mm]
Rx	102	-0.16	[°]	609	0.19	[°]	609	0.19	[°]
Ry	101	-0.76	[°]	608	0.05	[°]	101	-0.76	[°]
Rz	113	-0.11	[°]	101	0.06	[°]	113	-0.11	[°]

Spostamenti Max nella combinazione 17: Sisma 180 / 270

Componente	Nodo Min	Valore		Nodo Max	Valore		Nodo |Max|	Valore	
Ux	608	-32.3	[mm]	1	0.0	[mm]	608	-32.3	[mm]
Uy	609	-4.4	[mm]	1	0.0	[mm]	609	-4.4	[mm]
Uz	105	-12.4	[mm]	5	0.0	[mm]	105	-12.4	[mm]
Rx	105	-0.14	[°]	609	0.18	[°]	609	0.18	[°]
Ry	106	-0.71	[°]	104	0.12	[°]	106	-0.71	[°]
Rz	109	-0.05	[°]	104	0.06	[°]	104	0.06	[°]

Spostamenti Max nella combinazione 18: Sisma 270 / 0

Componente	Nodo Min	Valore		Nodo Max	Valore		Nodo |Max|	Valore	
Ux	1	0.0	[mm]	104	16.6	[mm]	104	16.6	[mm]
Uy	609	-18.0	[mm]	1	0.0	[mm]	609	-18.0	[mm]
Uz	105	-12.2	[mm]	611	0.3	[mm]	105	-12.2	[mm]
Rx	105	-0.14	[°]	110	0.41	[°]	110	0.41	[°]
Ry	610	-0.17	[°]	101	0.38	[°]	101	0.38	[°]
Rz	101	-0.11	[°]	612	0.13	[°]	612	0.13	[°]

Spostamenti Max nella combinazione 19: Sisma 270 / 180

Componente	Nodo Min	Valore		Nodo Max	Valore		Nodo |Max|	Valore	
Ux	113	-15.4	[mm]	1	0.0	[mm]	113	-15.4	[mm]
Uy	609	-17.5	[mm]	1	0.0	[mm]	609	-17.5	[mm]
Uz	105	-12.1	[mm]	611	0.2	[mm]	105	-12.1	[mm]
Rx	105	-0.14	[°]	110	0.40	[°]	110	0.40	[°]
Ry	109	-0.35	[°]	104	0.25	[°]	109	-0.35	[°]
Rz	101	-0.09	[°]	104	0.13	[°]	104	0.13	[°]

I massimi valori di spostamento assoluto registrati nelle varie CC sono i seguenti e sono tutti ampiamente compatibili con la capacità della struttura di assorbire piccoli spostamenti.

Condizioni statiche SLU

Ux = 13.1 mm

Uy = 10.4 mm

Condizioni sismiche SLV

Ux = 33.7 mm

Uy = 18.3 mm

Trattandosi di deformate in condizioni ultime, esse sono accettabili e compatibili con la capacità deformativa di una struttura intelaiata in acciaio con tamponamenti a secco.

11.3.3 Verifica spostamenti assoluti SLE rara

si riportano nelle tabelle seguenti alcuni dei massimi valoro di spostamento in condizoni di esercizio statiche nelle combinazioni di es4ercizio "rare".

Spostamenti Max nella combinazione 20: SLE_R_all

Componente	Nodo Min	Valore	Nodo Max	Valore	Nodo |Max|	Valore
Ux	104	-0.1 [mm]	1	0.0 [mm]	104	-0.1 [mm]
Uy	107	-0.1 [mm]	102	0.4 [mm]	102	0.4 [mm]
Uz	105	-26.2 [mm]	5	0.0 [mm]	105	-26.2 [mm]
Rx	105	-0.30 [°]	609	0.40 [°]	609	0.40 [°]
Ry	114	-0.34 [°]	608	0.36 [°]	608	0.36 [°]
Rz	104	-0.00 [°]	108	0.00 [°]	108	0.00 [°]

Spostamenti Max nella combinazione 21: SLE_R_NEVE-DT

Componente	Nodo Min	Valore	Nodo Max	Valore	Nodo |Max|	Valore
Ux	108	-1.2 [mm]	109	1.1 [mm]	108	-1.2 [mm]
Uy	112	-0.7 [mm]	101	0.9 [mm]	101	0.9 [mm]
Uz	105	-25.4 [mm]	5	0.0 [mm]	105	-25.4 [mm]
Rx	105	-0.28 [°]	609	0.38 [°]	609	0.38 [°]
Ry	114	-0.32 [°]	608	0.34 [°]	608	0.34 [°]
Rz	109	-0.05 [°]	113	0.03 [°]	109	-0.05 [°]

Spostamenti Max nella combinazione 22: SLE_R_+DT

Componente	Nodo Min	Valore	Nodo Max	Valore	Nodo |Max|	Valore
Ux	101	-1.3 [mm]	108	0.9 [mm]	101	-1.3 [mm]
Uy	104	-0.8 [mm]	110	1.0 [mm]	110	1.0 [mm]
Uz	105	-24.0 [mm]	108	0.1 [mm]	105	-24.0 [mm]
Rx	105	-0.28 [°]	609	0.37 [°]	609	0.37 [°]
Ry	114	-0.32 [°]	608	0.33 [°]	608	0.33 [°]
Rz	106	-0.03 [°]	109	0.05 [°]	109	0.05 [°]

Spostamenti Max nella combinazione 23: SLE_R_WIND+X

Componente	Nodo Min	Valore	Nodo Max	Valore	Nodo |Max|	Valore
Ux	1	0.0 [mm]	106	7.5 [mm]	106	7.5 [mm]
Uy	104	-0.6 [mm]	1	0.0 [mm]	104	-0.6 [mm]
Uz	104	-5.5 [mm]	5	0.0 [mm]	104	-5.5 [mm]
Rx	105	-0.05 [°]	104	0.13 [°]	104	0.13 [°]
Ry	114	-0.06 [°]	103	0.16 [°]	103	0.16 [°]
Rz	101	-0.01 [°]	113	0.02 [°]	113	0.02 [°]

Spostamenti Max nella combinazione 24: SLE_R_WIND-X

Componente	Nodo Min	Valore	Nodo Max	Valore	Nodo |Max|	Valore
Ux	108	-7.6 [mm]	1	0.0 [mm]	108	-7.6 [mm]
Uy	612	-0.6 [mm]	109	0.1 [mm]	612	-0.6 [mm]
Uz	105	-5.3 [mm]	5	0.0 [mm]	105	-5.3 [mm]
Rx	105	-0.05 [°]	104	0.12 [°]	104	0.12 [°]
Ry	102	-0.16 [°]	104	0.10 [°]	102	-0.16 [°]
Rz	109	-0.02 [°]	101	0.01 [°]	109	-0.02 [°]

Spostamenti Max nella combinazione 25: SLE_R_WIND+Y

Componente	Nodo Min	Valore	Nodo Max	Valore	Nodo |Max|	Valore
Ux	101	-0.3 [mm]	113	0.5 [mm]	113	0.5 [mm]
Uy	1	0.0 [mm]	102	6.0 [mm]	102	6.0 [mm]
Uz	105	-5.4 [mm]	5	0.0 [mm]	105	-5.4 [mm]
Rx	102	-0.11 [°]	104	0.09 [°]	102	-0.11 [°]
Ry	114	-0.06 [°]	608	0.07 [°]	608	0.07 [°]
Rz	111	-0.02 [°]	101	0.00 [°]	111	-0.02 [°]

Spostamenti Max nella combinazione 26: SLE_R_WIND-Y

Componente	Nodo Min	Valore	Nodo Max	Valore	Nodo |Max|	Valore
Ux	109	-0.3 [mm]	104	0.8 [mm]	104	0.8 [mm]
Uy	110	-6.0 [mm]	1	0.0 [mm]	110	-6.0 [mm]
Uz	104	-7.2 [mm]	5	0.0 [mm]	104	-7.2 [mm]
Rx	105	-0.05 [°]	104	0.17 [°]	104	0.17 [°]
Ry	610	-0.07 [°]	104	0.15 [°]	104	0.15 [°]
Rz	101	-0.00 [°]	112	0.02 [°]	112	0.02 [°]

Spostamenti Max nella combinazione 27: SLE_R_WIND+X_+DT

Componente	Nodo Min	Valore	Nodo Max	Valore	Nodo |Max|	Valore
Ux	1	0.0 [mm]	108	8.5 [mm]	108	7.5 [mm]
Uy	104	-1.2 [mm]	109	0.6 [mm]	104	-1.2 [mm]
Uz	105	-7.7 [mm]	108	0.1 [mm]	105	-7.7 [mm]
Rx	105	-0.09 [°]	104	0.14 [°]	104	0.14 [°]
Ry	114	-0.10 [°]	103	0.16 [°]	103	0.16 [°]
Rz	106	-0.02 [°]	109	0.06 [°]	109	0.06 [°]

Spostamenti Max nella combinazione 28: SLE_R_WIND-X_+DT

Componente	Nodo Min	Valore	Nodo Max	Valore	Nodo |Max|	Valore
Ux	101	-8.7 [mm]	1	0.0 [mm]	101	-7.7 [mm]
Uy	104	-1.1 [mm]	109	0.8 [mm]	104	-1.1 [mm]
Uz	105	-7.6 [mm]	108	0.3 [mm]	105	-7.6 [mm]
Rx	105	-0.09 [°]	104	0.13 [°]	104	0.13 [°]
Ry	101	-0.18 [°]	104	0.10 [°]	101	-0.18 [°]
Rz	113	-0.04 [°]	109	0.03 [°]	113	-0.04 [°]

Spostamenti Max nella combinazione 29: SLE_R_WIND+Y_+DT

Componente	Nodo Min	Valore	Nodo Max	Valore	Nodo |Max|	Valore
Ux	101	-1.5 [mm]	113	1.4 [mm]	101	-1.5 [mm]
Uy	1	0.0 [mm]	110	6.7 [mm]	110	6.7 [mm]
Uz	105	-7.6 [mm]	108	0.3 [mm]	105	-7.6 [mm]
Rx	110	-0.12 [°]	609	0.12 [°]	110	-0.12 [°]
Ry	114	-0.10 [°]	608	0.11 [°]	608	0.11 [°]
Rz	113	-0.04 [°]	109	0.05 [°]	109	0.05 [°]

Spostamenti Max nella combinazione 30: SLE_R_WIND-Y_+DT

Componente	Nodo Min	Valore	Nodo Max	Valore	Nodo |Max|	Valore
Ux	109	-1.5 [mm]	108	1.5 [mm]	109	-1.5 [mm]
Uy	102	-6.5 [mm]	1	0.0 [mm]	102	-6.5 [mm]
Uz	105	-7.4 [mm]	611	0.3 [mm]	105	-7.4 [mm]

Rx	105 -0.09	[°]	104 0.18	[°]	104 0.18	[°]
Ry	610 -0.11	[°]	104 0.16	[°]	104 0.16	[°]
Rz	106 -0.02	[°]	109 0.05	[°]	109 0.05	[°]

I massimi valori di spostamento assoluto registrati nelle varie CC sono i seguenti e sono tutti ampiamente compatibili con la capacità della struttura di assorbire piccoli spostamenti.

Condizioni statiche SLE rara

Ux = 7.6 mm ≅ H/500

Uy = 6.7 mm ≅ H/550

Trattandosi di deformate in condizioni rare di esercizio, esse sono accettabili e compatibili con la capacità deformativa di una struttura intelaiata in acciaio con tamponamenti a secco.

11.4 VERIFICHE DEI PROFILATI METALLICI

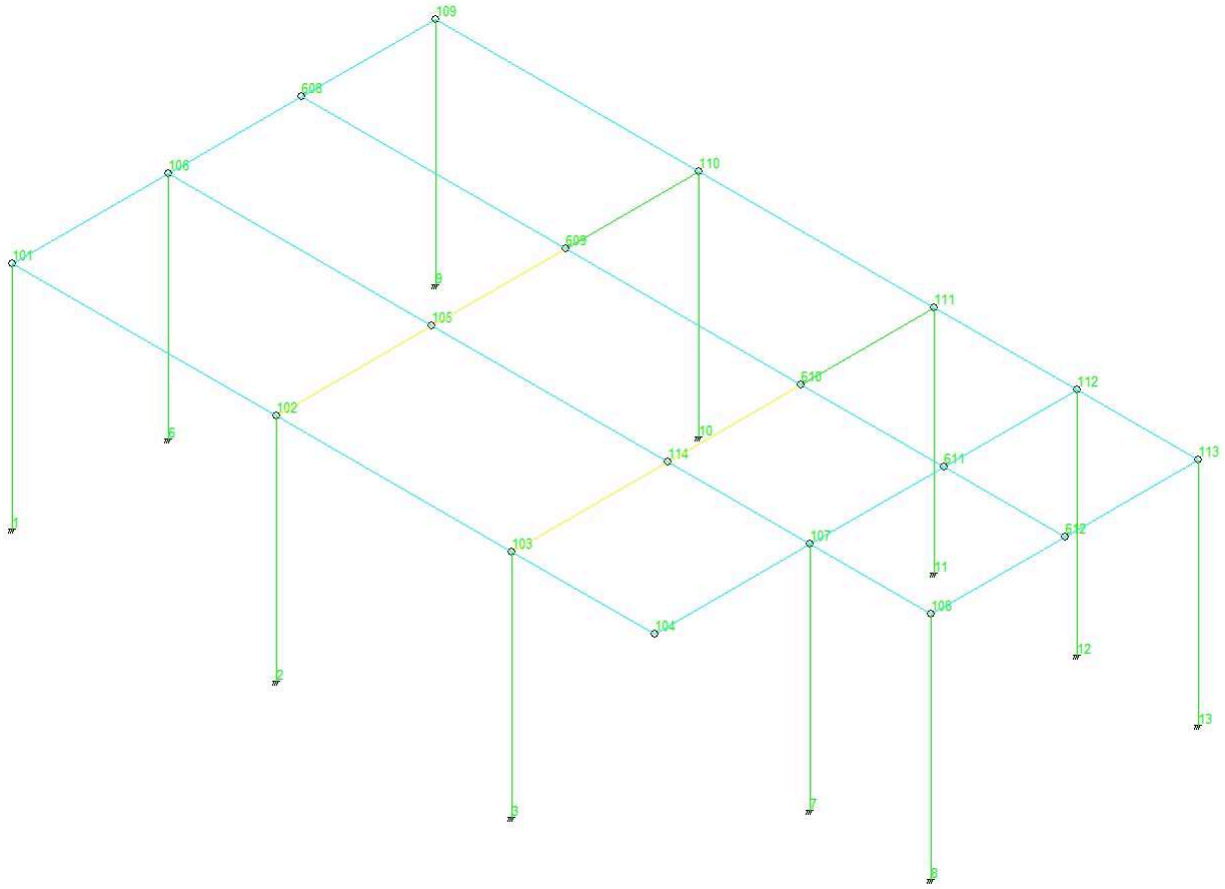
11.4.1 Percentuale di sfruttamento dei profilati metallici

Nel seguito sono riportati, per ogni profilato impiegato la percentuale di profili che sviluppano uno stato di sollecitazione massimo rispettivamente:

- I Campo: minore del 33% della capacità resistente massima (aste colore azzurro).
- II Campo: minore del 66% della capacità resistente massima (aste colore verde).
- III Campo: NON superiore alla massima capacità resistente (aste colore giallo).
- IV Campo: SUPERIORE alla massima capacità resistente (Aste NON verificate, colore rosso).

Distribuzione degli elementi (n. di elementi in ogni campo)

Sezione tipo	I Campo	II Campo	III Campo	IV Campo
1	HEA 180/HEA180	0.00 (0)	1.00 (11)	0.00 (0)
2	HEA 180/HEa180	0.67 (8)	0.17 (2)	0.17 (2)
3	HEA 120/HEA120	1.00 (15)	0.00 (0)	0.00 (0)



11.5 VERIFICHE NODI

11.5.1 Descrizione generale

Il bar è realizzato in carpenteria metallica, per la quale sono previsti diversi tipi di unioni, sia bullonate sia saldate. Tutte le saldature tra profilati e piastre o tra piastre sono del tipo "a completa penetrazione", che ripristinano totalmente la capacità resistente del profilato e pertanto non necessitano di ulteriori verifiche. Le sole saldature delle piastre di irrigidimento addizionali possono essere, per semplicità esecutiva, del tipo a cordoni d'angolo.

In particolare, tutti i collegamenti del *telaio tridimensionale* (ovvero i nodi fra montanti e travi primarie e quelli tra arcarecci di bordo e montanti) sono del tipo a cerniera, ovvero nodi che permettono la trasmissione di tutte le componenti di sollecitazione salvo il momento flettente nel piano principale verticale. Tutti i nodi di questo tipo sono realizzati saldando piastre forate alla testa dei profilati da collegare ad altri elementi mediante bulloni classe 8.8.

Infine, per quanto riguarda le unioni tra pilastri e strutture di fondazione, il giunto viene realizzato mediante piastre ad alto spessore saldate (a completa penetrazione) al piede del montante, ed irrigidite con una opportuna disposizione di fazzoletti di lamiera, fissate alla sottostruttura in c.a. mediante tirafondi annegati nel getto e bloccati all'estradosso con rondella

dado e controdado, oltre al dado di registro. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati facenti parte del progetto esecutivo.

11.5.2 Giunto piastra di base HEA180

Il nodo di fondazione viene realizzato mediante una piastra irrigidita saldata alla base della colonna mediante saldature a completa penetrazione. Tale piastra è collegata al plinto mediante 4 tirafondi del M20 classe 10.9 filettati ed annegati nel getto. I tirafondi sono stati dimensionati in base al massimo valore di momento flettente ($M_{Rd,u}$) che la colonna è in grado di sopportare, combinato rispettivamente con il massimo ed il minimo valore di sforzo assiale effettivamente ricavato dal calcolo elastico della struttura. Tutti i nodi di base degli 11 montanti sono uguali.

Si procede come per una sezione pressoinflessa di calcestruzzo, definendo materiale, geometria e distribuzione dei tirafondi e valutando la capacità resistente ultima della sezione formata dal calcestruzzo compresso per contatto dalla piastra e dai tirafondi, che sono assimilabili a barre d'armatura, eccetto per il fatto che si prevede di realizzarli in acciaio classe 10.9 come per i bulloni.

Si riportano nel seguito i dati di verifica della sezione ottenuti mediante foglio elettronico di calcolo; la disposizione dei tirafondi, su 2 file, e la geometria della piastra che ha dimensioni 380×380×15 mm con 4 fori Ø22 mm ai quattro angoli, con centro foro a distanza 50 mm dai due lati più vicini. Si esegue la verifica; i dati del profilato sono i seguenti:

A = 45.3 cm²	Area profilo HEA180
b = 180 mm	Base del profilo HEA180
h = 171 mm	Altezza del profilo HEA180
e = 9.5 mm	Spessore ala profilo
W = 294 cm³	Modulo di resistenza del profilo
J = 2510 cm⁴	Momento di inerzia del profilo

- *Verifica a pressoflessione*

Momento limite della colonna: $M_{Rd,pl} = W_{el} \times f_y / \gamma_{M0} = 76.9$ kNm

Momento di verifica piastra: $M_{Sd,p} = M_{Rd,pl} = 76.9$ kNm
Massimo sforzo assiale di compressione pilastro: $N_{Sd,max} = +44$ kN
Minimo sforzo assiale di compressione pilastro: $N_{Sd,min} = +10$ kN

Dati del problema:

Base piastra	380 mm
Altezza piastra	380 mm
Area tirafondi M20 cl.10.9	245 mm²
Area totale dei tirafondi	(2+2) M20 ⇒ 2×490 mm² = 980 mm²
Distanza tirafondi 1.a fila - bordo piastra	50 mm
Distanza tirafondi 2.a fila - bordo piastra	280 mm

Verifica a pressoflessione (Montanti HEA180): M ultimo + Max N

```
Caratteristiche di sollecitazione (Max compressione):
  M =  76.9 kNm
  N = 44.0 kN

Valori limiti:
  Mrd =  84.3 kNm
  Nrd =  48.2 kN
  M/Mrd =  0.913

Deformazioni:
  ε,c sup =  0.0025
  ε,s inf = -0.0100
  asse neutro x = 60 mm

Sezione verificata
```

Verifica a pressoflessione (Montanti HEA160): M ultimo + Min N

```
Caratteristiche di sollecitazione  (Max trazione):
  M =  76.9 kNm
  N = 10.0 kN

Valori limiti:
  Mrd =  78.9 kNm
  Nrd = 11.0 kN
  M/Mrd =  0.976

Deformazioni:
  ε,c sup =  0.0024
  ε,s inf = -0.0100
  asse neutro x = 58 mm

Sezione verificata
```

- *Verifica a taglio*

Il valore limite del taglio che può essere trasmesso dalla colonna alla piastra di base valutato con la formula seguente, valida per sezioni a doppi T, è dato da:

$$V_{Rd,u} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3}\,\gamma_{M0}) \quad = 218.8 \text{ kN}$$

Ripartendo il taglio in modo uniforme sui vari tirafondi si ottiene che l'azione tagliante sul singolo tirafondo M20 cl. 10.8 è:

$$V_{Sd,tir} = V_{Rd,u} / n = 54.7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,tir} = A_{tir} \times 0.6 \times f_{tb} / \gamma_{M2} = 98.0$$

$$\eta = V_{Sd} / V_{Rd} = 0.558$$

La verifica è soddisfatta.

- *Verifica a punzonamento del calcestruzzo*

Si verifica a rottura il calcestruzzo della platea controllando che esso non raggiunga il suo limite di resistenza sotto l'azione di trazione indotta dal tirafondo; si verifica a vantaggio di sicurezza nella condizione limite, ovvero con il massimo sforzo di trazione che può essere indotto nel tirafondo dal momento flettente utilizzato per la verifica, che essendo il momento resistente ultimo deal colonna è molto più elevato del reale momento derivante dal calcolo nella CC più impegnativa, valutato in campo elastico con q = 1.00.

$N_{Sd,\ tir}$ = 127 kN

Considerando una profondità di inghisaggio del tirafondo nel calcestruzzo non inferiore a p = 250 mm con diametro foro non inferiore a 26 mm, la resistenza a punzonamento del complesso tirafondo-calcestruzzo è pari a :

$N_{Rd,punz} = 0.5u \times f_{ctd}$ = 154.4 kN

dove:	u = 2160 cm²	superficie laterale media del cono di rottura a 45°
	p = 250 mm	profondità inghisaggio
	$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_C$ = 1.43 MPa	resistenza di calcolo a trazione del cls

quindi il coefficiente limite di sicurezza nel caso più gravoso possibile è pari a:

$\eta = N_{Sd,tir} / N_{Rd,punz}$ = 127/154.4 = 0.822 < 1.00

La verifica è soddisfatta.

11.6 VERIFICHE IN FONDAZIONE

11.6.1 Descrizione fondazioni

Le fondazioni di progetto sono costituite da una platea in c.a. a pianta rettangolare con impronta a terra di dimensioni 13.40×7.40 m circa e di altezza costante H = 30 cm. Il piano di posa delle fondazioni è posto a circa 0.50 m dal pavimento finito interno, perciò le fondazioni sono impostate sul livello "A" come definito nella Relazione Geologica e nella Relazione Geotecnica.

11.6.2 Verifica pressioni sul terreno

La platea di fondazione è stata simulata nel modello ad E.F. con elementi tipo shell del tipo "elemento di fondazione" caratterizzati da una terna destrorsa cartesiana di assi locali, da uno spessore costante e da un coefficiente di risposta elastica (modulo di reazione) alla Winkler assunto pari a circa 1.00 kg/cm³.

I valori di pressione sul terreno ottenuti per le varie condizioni di carico mediante il calcolo automatico devono essere confrontati con un valore ammissibile, che può essere ottenuto con la classica formula trinomia di Terzaghi e Vesic, trascurando – a vantaggio di sicurezza – l'effetto del sovraccarico dovuto al terrapieno adiacente allo scavo.

Con riferimento ai parametri geotecnici adottati nel calcolo e riportati al punto §.5 "Schematizzazione geotecnica" della presente relazione, si ricorda che il terreno su cui insistono le strutture di fondazione ha natura in parte coesiva ed in parte incoerente; si eseguono pertanto le verifiche in condizione drenata per i carichi di lunga e media durata assumendo per l'angolo di attrito interno il valore stimato nella Relazione Geotecnica, ossia ϕ = 25°, mentre per i carichi istantanei (sisma) si esegue la verifica in condizioni non drenate assumendo per la coesione non drenata il valore C_u = 0.35 kg/cm² indicato in Relazione Geologica e in Relazione Geotecnica.

Si procede alla verifica geotecnica adottando in entrambi l'Approccio 2 proposto dalla normativa, in cui si combinano Azioni, Proprietà dei materiali e fattori di sicurezza con la relazione

A1 + M1 + R3

dove:

- "A1" indica il gruppo 1 dei fattori parziali applicati alle azioni, e corrispondenti a quelli impiegati per la valutazione delle combinazioni di carico SLU statiche e SLV sismiche, ossia:

Azioni Permanenti G	γ_G = 1.30	(SLU statico, 1.00 allo SLV)
Azioni accidentali Q	γ_Q = 1.50	(SLU statico, 1.00 allo SLV)

- "M1" indica il gruppo 1 fattori parziali γ applicati alle proprietà geomeccaniche del terreno, posti tutti pari all'unità;

- "R3" indica il gruppo 3 dei fattori di sicurezza minimi da rispettare nella verifica dei vari stati limite geotecnici. In particolare per la verifica di capacità portante per fondazioni superficiali, esso assume il valore $\gamma_R = 2.30$

Applicando la classica formula trinomia di Terzaghi e Vesic, assimilando la fondazione ad una striscia di lunghezza indefinita e larghezza pari alla larghezza minima B della platea si ottengono i seguenti risultati.

- **Platea caffetteria per carichi non istantanei (SLU), in condizioni drenate**

Carico limite in condizioni drenate :

$q_{LIM} = N_q \cdot \gamma_1 D + N_{c'} c' + N_\gamma \cdot \gamma \cdot B/2 = 0.959 + 0 + 5.787 = 6.746$ kg/cm²

dove, per $\varphi = 25°$ e c' = 0

$N_q = 10.66$ $N_{c'} = 20.72$ $N_\gamma = 10.88$ fattori di capacità portante

$\gamma_1 = 1800$ kg/m³	peso del terreno adiacente alla fondazione (riporto)
$\gamma = 1850$ kg/m³	peso del terreno di fondazione
D = -0.50 m	profondità del piano di posa (altezza del terreno adiacente alla fondazione)
c' = 0.0 kg/cm²	coesione del terreno di posa
B = 5.70 m	larghezza minima della fondazione
$\gamma_R = 2.30$	coefficiente di sicurezza

Carico limite per platea in condizioni drenate:

$q_{LIM} = 6.746$ kg/cm²

Carico ammissibile per platea in condizioni drenate:

$q_{AMM} = q_{LIM} / \eta = 6.746 / 2.3 = 2.93$ kg/cm²

Si confronta il carico ammissibile con le pressioni indotte sul terreno dalle varie combinazioni di carico di tipo sismico e statico; si riportano nel seguito i massimi valori di pressione sul terreno ricavati dal listato di output del fascicolo di calcolo.

$\sigma_{t,max} = 0.20$ kg/cm² << $q_{AMM,u}$ = 0.2.93 kg/cm²

La verifica è soddisfatta.

- **Platea caffetteria per carichi istantanei (SLV) in condizioni non drenate**

Carico limite in condizioni non drenate :

$q_{LIM} = N_q \cdot \gamma_1 D + N_{c'} c' + N_\gamma \cdot \gamma \cdot B/2 = 0.090 + 1.800 + 0 = 1.890$ kg/cm²

dove, per $\varphi = 0°$ e $C_u = 0.35$ kg/cm²

$N_q = 1.00$ $N_{c'} = 5.14$ $N_\gamma = 0.0$ fattori di capacità portante

$\gamma_1 = 1800$ kg/m³	peso del terreno adiacente alla fondazione (riporto)
$\gamma = 1850$ kg/m³	peso del terreno di fondazione

D = -0.50 m	profondità del piano di posa (altezza del terreno adiacente alla fondazione)
c_u = 0.35 kg/cm²	coesione del terreno di posa
B = 5.70 m	larghezza minima della fondazione
γ_R = 2.30	coefficiente di sicurezza

Carico limite per platea in condizioni drenate:

q_{LIM} = 1.890 kg/cm²

Carico ammissibile per platea in condizioni drenate:

$q_{AMM} = q_{LIM} / \eta$ = 1.890 / 2.3 = 0.822 kg/cm²

Si confronta il carico ammissibile con le pressioni indotte sul terreno dalle varie combinazioni di carico di tipo sismico e statico; si riportano nel seguito i massimi valori di pressione sul terreno ricavati dal listato di output del fascicolo di calcolo.

$\sigma_{t,max}$ = 0.18 kg/cm² < $q_{AMM,u}$ = 0.822 kg/cm²

La verifica è soddisfatta.

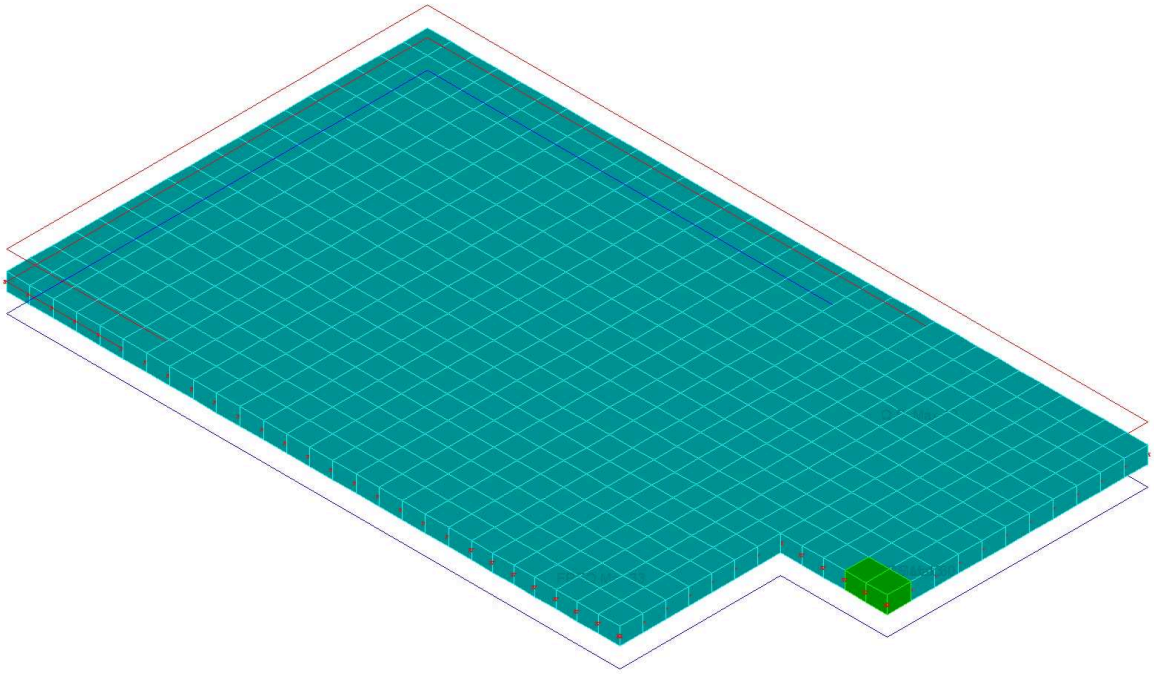
11.6.3 Cedimenti

La platea è impostata a circa 0.50 m dal p.c., dove allo stato attuale si ha una pressione litostatica media pari a circa 0.09 kg/cm². La pressione media indotta dalla platea sul terreno in condizioni di esercizio, combinazione Quasi Permanente – è pari a circa 0.11 kg/cm, con un modestissimo incremento rispetto alla situazione preesistente.

Si ritiene che la rigidezza della platea nei confronti della sovrastruttura intelaiata metallica sia tale da poter considerare trascurabile l'effetto del modesto incremento di pressione che si registra in progetto rispetto allo stato attuale.

11.6.4 Verifiche strutturali della platea

La platea è stata modellata mediante il software di calcolo, che dispone di modulo post-processore specifico per la verific adi lastre e platea; è stata armata con barre Ø12 mm a passo 200 mm in direzione X ed Y sia all'intradosso sia all'estradosso. si riporta nel seguito un'immagine che sintetizza il tasso di lavoro della platea e della sua armatura agli stati limite ultimi.



- I Campo: minore del 33% della capacità resistente massima (shell colore azzurro).
- II Campo: minore del 66% della capacità resistente massima (shell colore verde).
- III Campo: NON superiore alla massima capacità resistente (shell colore giallo).
- IV Campo: SUPERIORE alla massima capacità resistente (shell NON verificati, colore rosso).

Tutte le verifiche sono soddisfatte.