

RTI Progettisti:

SYSTRA

SOTECNI
SYSTRA GROUP

architector
engineering

AEGIS
CANTARELLI + PARTNERS

STUDIO MATTIOLI
Ambiente - Ingegneria - Energia

cooperativa archeologia

PROGETTO DEFINITIVO DELLA SECONDA LINEA TRANVIARIA DI BOLOGNA (TRATTO NORD LINEA VERDE)

OPERE CIVILI LUNGO LINEA Locali tecnologici di linea - Strutturale Sottostazione elettrica fuori terra - Tipo 2 Relazione di calcolo

COMUNE DI BOLOGNA
SETTORE MOBILITA' SOSTENIBILE E INFRASTRUTTURE

IL DIRETTORE DEL SETTORE
ING. CLETO CARLINI

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
ING. GIANCARLO SGUBBI

IL DIRETTORE DELL'ESECUZIONE DEL CONTRATTO
ING. MIRKA RIVOLA

SEGRETERIA TECNICA

ing. Barbara Baraldi
arch. Virginia Borrello
ing. Giulio Cimbali
geom. Agnese Fero
ing. Stefania Guadagnini
geom. Luciano Notte
ing. Lisa Ombra
ing. Marco Pesare

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

RESPONSABILE DI COMMESSA
ING. PAOLO MARCHETTI

COORDINATORE TECNICO
ING. ALESSANDRO PIAZZA

SISTEMA TRANVIARIO
ING. SANTI CAMINITI

ARCHITETTURA E INSERIMENTO URBANISTICO
ARCH. SEBASTIANO FULCI DE SARNO

OPERE A VERDE
ARCH. NICOLA CANTARELLI

OPERE STRUTTURALI
ING. STEFANO TORTELLA

SEGNALAMENTO E TELECOMUNICAZIONI
ING. ANGELA TORTORELLA

AMBIENTE
PROF. MATTEO MATTIOLI

SICUREZZA
ARCH. SERGIO MOSCHEO

ARCHEOLOGIA
DOTT. CRISTINA BIGAZZI

BIM MANAGER
GEOM. MIRKO CASAROLI

RESP. INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
ING. SANTI CAMINITI

IMPIANTI TECNOLOGICI
ING. SIMONE VILLA

STUDI TRASPORTISTICI
ING. ANDREA SPINOSA

VIABILITA' INTERFERENTE E SOTTOSERVIZI
ING. PIETRO CAMINITI

IDRAULICA E IDROLOGIA
ING. ANDREA BENVENUTI

DEPOSITO
ING. GIORGIO COLETTI

ARMAMENTO
ING. MAURIZIO FALZEA

GEOLOGIA E GEOTECNICA
DOTT. GEOL. ANTONIO PAONE

TRAZIONE ELETTRICA
ING. DOMENICO D'APOLLONIO

IMPIANTI MECCANICI
ING. SALVATORE GIUA

COMMESSA	FASE	LOTTO	WBS	DISCIPLINA	TIPO	NUMERO	REV.	SCALA	NOME FILE
B381	C	D	X00	S00	STR	RT	02	A	B381C-D-X00-S00-STR-RT-02-A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	Ago. 2023	PRIMA EMISSIONE	SISTO	TORTELLA	S. CAMINITI
B					
C					
D					

Indice

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DELLO SCHEMA STRUTTURALE	2
2. CRITERI DI VERIFICA	5
3. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO	5
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	6
4.1 DURABILITÀ	6
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	8
6. ANALISI DEI CARICHI	8
6.1 GRADO DI SISMICITÀ E MOTO SISMICO	10
6.2 COMBINAZIONI DI CARICO	12
7. METODO DI CALCOLO	14
8. PRINCIPALI RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE GLOBALI	15
8.1 MODI DI VIBRARE	15
8.2 VERIFICHE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE	18
8.3 VERIFICHE ALLO SLD	19
9. VERIFICHE DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI	21
9.1 SOLAIO ALVEOLARE	21
9.2 VERIFICA PILASTRO	23
9.3 VERIFICA TRAVE	24
9.4 VERIFICA SETTO CONTROVENTAMENTO	25
9.5 TAMPONAMENTI	28
10. VERIFICHE DI RESISTENZA OPERE DI FONDAZIONE	31
11. VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE E CEDIMENTI	35
11.1 CAPACITÀ PORTANTE	36
11.2 CEDIMENTI	37

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DELLO SCHEMA STRUTTURALE

Trattasi della realizzazione di edifici monopiano disposti lungo il tracciato tranviario.

L'edificio è costituito da un unico corpo di fabbrica che, fuori terra (Fig. 1), ha un ingombro pari a circa 200 mq.

Esso presenta pianta rettangolare con fondazioni costituite da platea dello spessore di 50cm e copertura piana realizzata con solaio alveolare da 25cm e getto integrativo dello spessore di 5cm. Le strutture verticali sono composte da setti in c.a. dello spessore di 30cm sismoresistenti e pilastri di dimensione 40x40 considerati come elementi secondari.

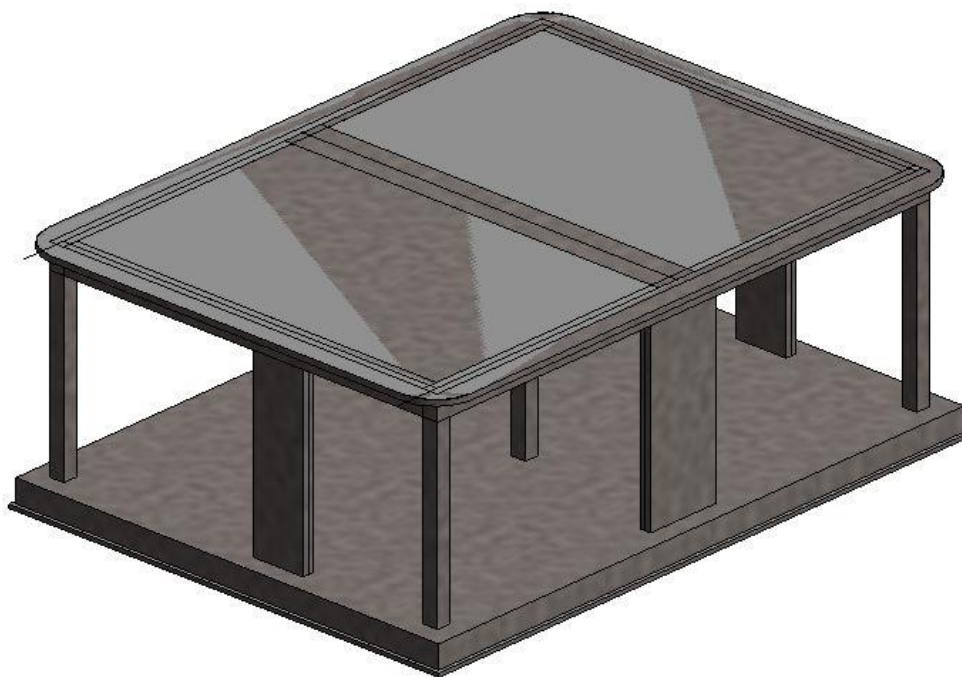


Figura 1 – Sottostazione elettrica modello 3d Tipo 2

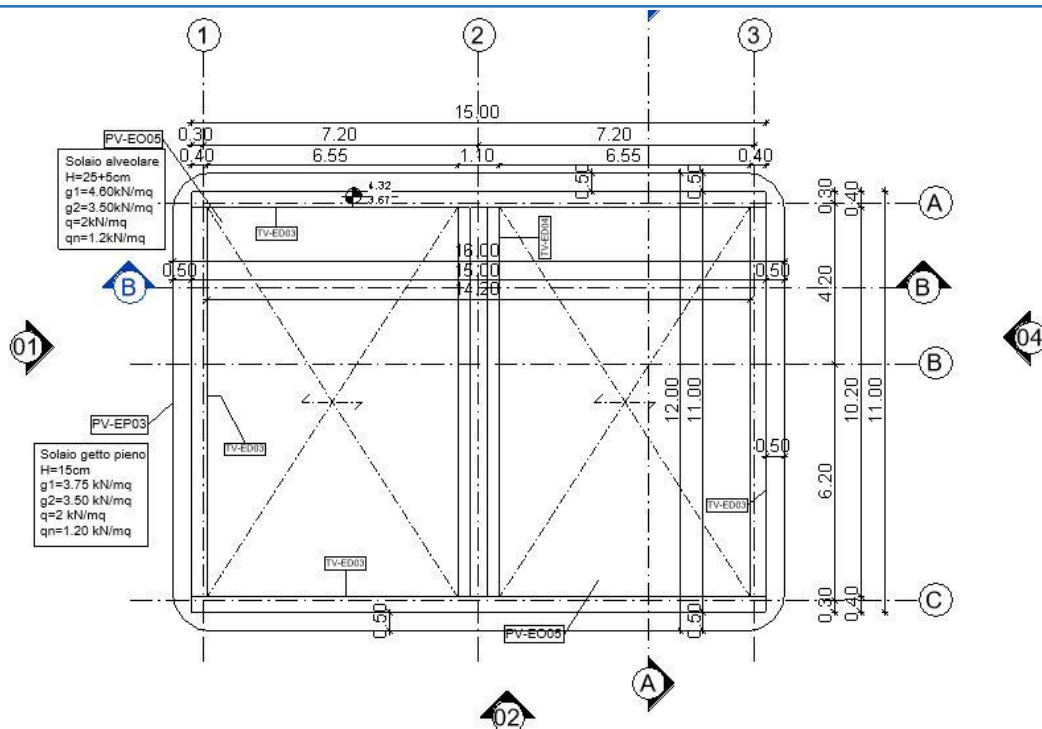


Figura 2 - Sottostazione elettrica pianta copertura Tipo 2

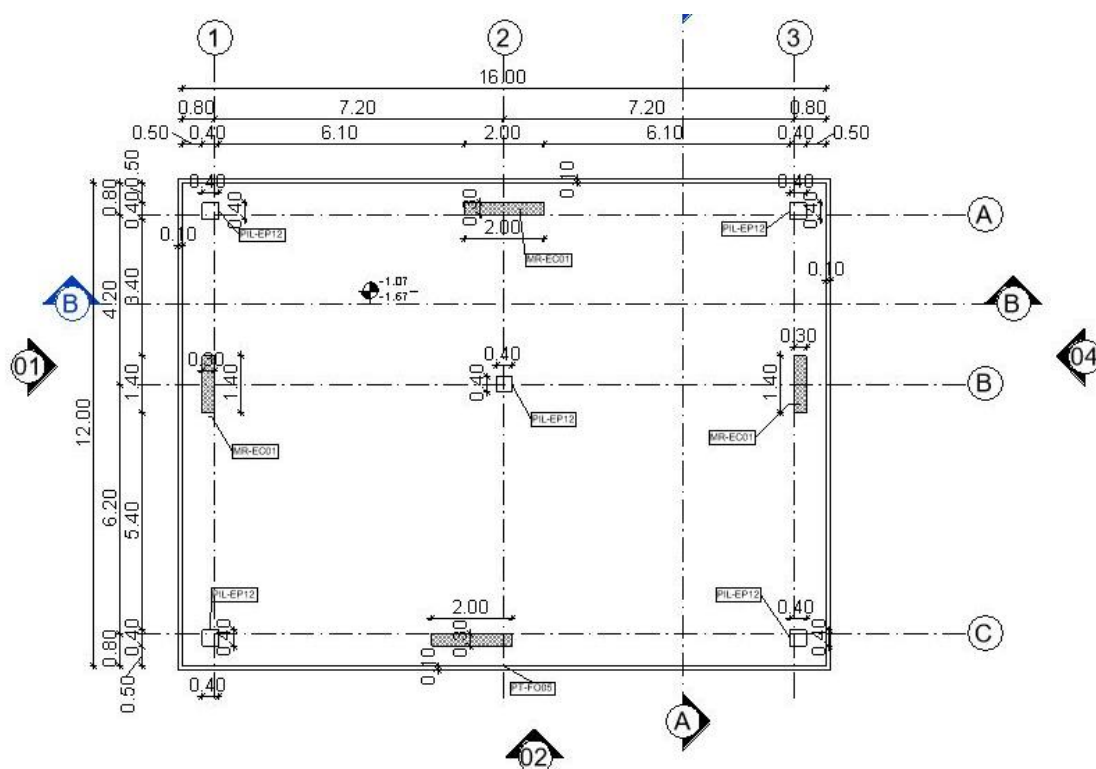


Figura 3 - Sottostazione elettrica pianta copertura Tipo 2

Oggetto della seguente relazione di calcolo è il calcolo della struttura portante a servizio del nuovo edificio di cui sopra. La struttura è realizzata in calcestruzzo armato, in opera; in particolare, da un punto di vista strutturale, si è ricorsi ad uno schema pendolare disaccoppiando il contributo resistente ai carichi orizzontali da quello resistente ai carichi verticali: con il compito di resistere alle sollecitazioni sismiche è stato previsto un sistema di setti in calcestruzzo armato (si vedano le allegate tavole strutturali). La resistenza ai carichi verticali è affidata ad un sistema di travi, pilastri e setti in calcestruzzo armato e solaio alveolare 25+5cm.

Le opere di fondazione saranno del tipo dirette a “platea” caratterizzate da uno spessore pari 60 cm.

Gli elementi che non contribuiscono alla resistenza al sisma sono definiti “secondari”. Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all’azione sismica di progetto mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali; pertanto, in accordo alla normativa adottata, si prevedono particolari costruttivi in grado di soddisfare tale requisito.

In accordo alla normativa di riferimento la struttura in oggetto è stata progettata in classe di duttilità bassa (CD “B”); il fattore di comportamento q utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni sismiche è stato assunto pari a 3.

In accordo alla normativa di riferimento, vista la destinazione d’uso dell’edificio in oggetto, si è assunto che lo stesso appartenga alla classe d’uso II ovvero “Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti [...]”; la vita nominale V_N dell’opera è stata definita maggiore o uguale a 50 anni.

Vista la destinazione d’uso, gli elementi strutturali sono stati progettati in modo da garantire una resistenza al fuoco R60. Le verifiche di resistenza al fuoco delle strutture in opera sono state condotte in accordo alla normativa vigente attraverso il metodo analitico.

Scopo della presente è l’illustrazione dei criteri e delle ipotesi di calcolo adottati, delle verifiche in merito alle condizioni di stabilità dei manufatti ed al tasso di lavoro dei materiali per le tipologie strutturali maggiormente significative.

2. CRITERI DI VERIFICA

Tutte le verifiche strutturali agli stati limite sono state condotte in accordo al quanto indicato nella normativa vigente D.M. 17/01/2018, “Norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare applicativa Circolare 21 gennaio 2019 n. 7.

3. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO

Per la progettazione strutturale si è fatto riferimento alle seguente normativa:

- Legge 5 Novembre 1971 n. 1086, “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Legge 2/2/1974 n. 64, “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. 17/01/2018, “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, “Istruzioni per l’applicazione dell’“Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018”;
- UNI EN 1992-1-1:2005, “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1992-1-2:2005, “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l’incendio”;
- UNI EN 1998-1:2005, “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-5:2005, “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la realizzazione dell'edificio in oggetto, si utilizzeranno i seguenti materiali:

Fondazioni

- Calcestruzzo C28/35
- Acciaio da armatura B450C

Elevazioni e solai

- Calcestruzzo C28/35
- Acciaio da armatura B450C

I coefficienti di sicurezza dei materiali adottati in sede di dimensionamento e verifica per gli elementi in c.c.a., in acciaio e per la struttura in legno sono quelli riportati nel Capitolo 4 del D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni".

Tutti i materiali impiegati nel progetto, soddisfano le caratteristiche ai fini delle prestazioni strutturali antisismiche ai sensi delle D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni", come risulta dalle verifiche riportate nei successivi capitoli.

La categoria del suolo di fondazione è definita "C".

4.1 Durabilità

La durabilità è intesa come la capacità dell'opera di resistere ai fenomeni aggressivi durante la sua vita utile mantenendo inalterate le funzionalità per la quale è stata progettata. In particolare, per le costruzioni in c.a. risulta necessaria la definizione della classe di esposizione.

Relativamente alle **opere di fondazione**, per poter garantire un adeguato livello di durabilità sono stati definiti i seguenti parametri:

- Calcestruzzo: C28/35;
- Classe di esposizione: XC2;
- Classe di consistenza: S4.

La struttura in esame è stata associata ad una condizione ambientale **Ordinaria**.

Si riportano nel seguito le valutazioni eseguite per la valutazione del copriferro minimo secondo la normativa vigente. In particolare, essendo la struttura caratterizzata da una vita nominale pari a 75 anni sono stati considerati direttamente i valori da tabella C4.1.IV.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_0	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

I valori da tabella dovranno essere aumentati di 10 mm dovuti alle tolleranze di posa. Si ottiene di conseguenza un valore di copriferro pari a 30 mm.

Relativamente alle **opere in elevazione**, per poter garantire un adeguato livello di durabilità sono stati definiti i seguenti parametri:

- Calcestruzzo: C28/35;
- Classe di esposizione: XC1;
- Classe di consistenza: S4.

La struttura in esame è stata associata ad una condizione ambientale **Ordinaria**.

Si riportano nel seguito le valutazioni eseguite per la valutazione del copriferro minimo secondo la normativa vigente. In particolare, essendo la struttura caratterizzata da una vita nominale pari a 75 anni sono stati considerati direttamente i valori da tabella C4.1.IV.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_0	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

I valori da tabella dovranno essere aumentati di 10 mm dovuti alle tolleranze di posa e, contestualmente, possono essere ridotti di 5 mm (prevedendo controlli di qualità e utilizzo di distanziatori). Si ottiene di conseguenza un valore di copriferro pari a 30 mm.

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La definizione delle caratteristiche del terreno sul quale sorgerà il manufatto si è fatto riferimento a dati ricavati da zone limitrofe. In particolare, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

FACIES	ϕ' [°]	C_u [kg/cm ²]	E_y [kg/cm ²]	D_r %	Mod. Edo [kg/cm ²]	γ [t/m ³]	G [kg/cm ²]	Poisson	k_v (Winkler) [kg/cm ³] (terreni coesivi)	k_v (Winkler) [kg/cm ³] (terreni incoerenti)
A	21,7 22,9	0,45 0,80	90,00 120,00	--	112,50 120,00	1,84 1,94	--	--	3,60	3,80
B	21,12 23,43	--	120,00 135,00	30,74 37,24	52,00 72,00	1,50 1,80	512,74 671,96	0,33 0,34		

6. ANALISI DEI CARICHI

Le analisi dei carichi sono state desunte dai pesi dei vari materiali in accordo alla normativa vigente. I carichi permanenti strutturali e i permanenti non strutturali, per ogni impalcato, sono indicati sulle tavole allegate.

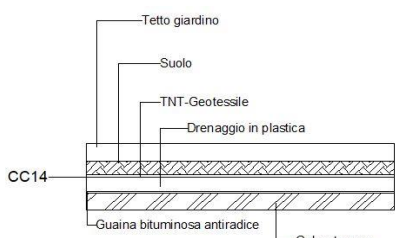
Per quanto riguarda i carichi accidentali si riportano di seguito i valori utilizzati:

Solaio primo impalcato- copertura

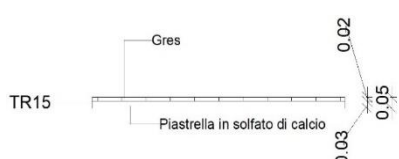
- Solaio tipo Alveolare H=25+5 – Pp=4,3 kN/m²
- Permanenti 3,50 kN/m²
- Var. Q_cat. Neve <1.000 m 1,20 kN/m²

Si riportano nel seguito le stratigrafie che sono state considerate per la determinazione dei carichi agenti sulle strutture. In particolare:

STRATIGRAFIA COPERTURA			
STRATIGRAFIA CC14			
	Spessore	Densità	Peso
	cm	kN/mc	kN/mq
Suolo	0.08		
TNT geotessile	0.01		1.15
Drenaggio in plastica	0.08		
Guaina bituminosa antiradice	0.008		0.05
Calcestruzzo	0.10	17	1.7



Tot				2.90
STRATIGRAFIA PIANO TERRA				
STRATIGRAFIA TR15				
	Spessore	Densità	Peso	
	cm	kN/mc	kN/mq	
Gres	0.02		0.5	
Calcestruzzo	0.03	25	0.75	
Tot				1.25



Il carico permanente che è stato considerato nelle analisi numeriche è pari a 3,50 kN/mq, a favore di sicurezza superiore al valore ricavato dalle analisi dei carichi sopra riportate.

Il peso dei tamponamenti perimetrali è stato assunto, in base alle stratigrafie allegate al progetto architettonico esecutivo, pari a 3,00 kN/m2.

Il peso proprio degli elementi in calcestruzzo armato (G1) è stato assunto pari a 25 kN/m3. Il peso proprio degli elementi in acciaio (G1) è stato assunto pari a 78.5 kN/m3.

In fondazione sono stati applicati i seguenti carichi distribuiti:

- Carico impianti = 10,00 kN/m2

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

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

dove ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi $\psi_{2i} Q_{ki}$ siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma.

6.1 GRADO DI SISMICITÀ E MOTO SISMICO

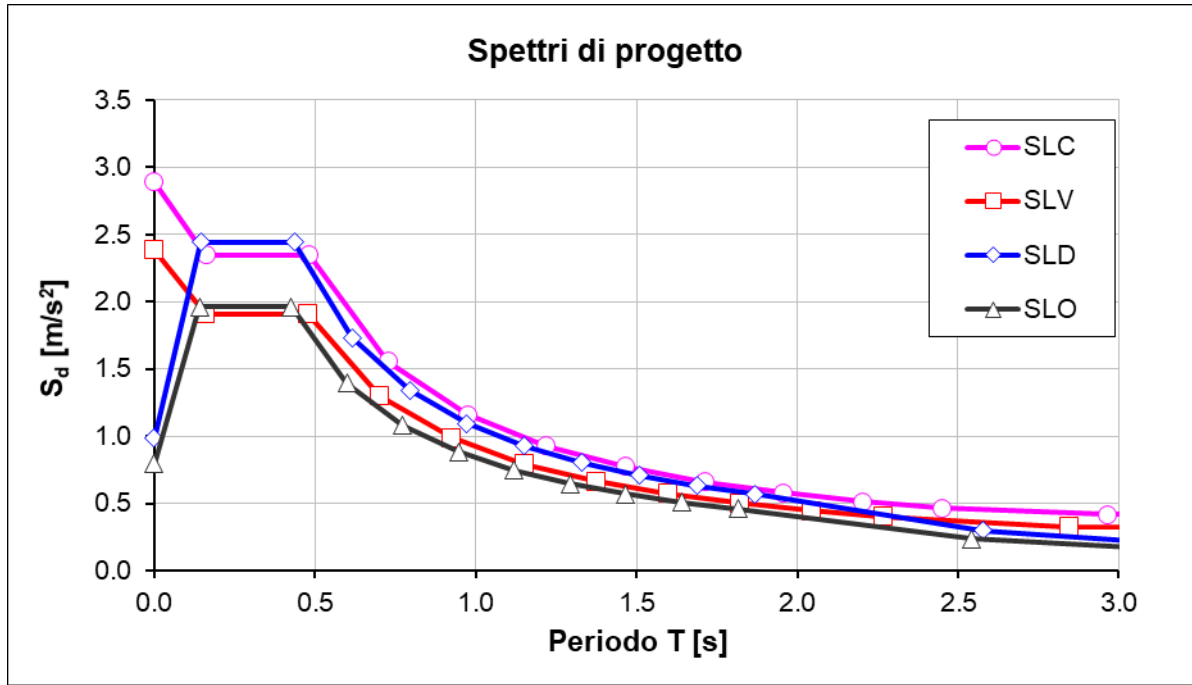
Si riportano di seguito i dati utili alla definizione delle azioni sismiche relative al comune di Bologna ed alla tipologia delle opere. Si è assunto un fattore di comportamento q pari ad 3. Il coefficiente di smorzamento viscoso è assunto pari al 5%.

Suolo e topografia	Cat. suolo di fondazione (A,...E)	C	
	Categoria topografica (T1,...T4)	T1	
	Coeff. di amplificazione topografica	S_T	1.0
Varie	Vita nominale dell'opera (10, 50, 100)	V_N [anni]	50
	Classe d'uso (I, II, III, IV)	II	
	Coefficiente d'uso	C_U	1.0
	Periodo di riferimento	V_R [anni]	50

Si riportano di seguito i dati spettrali che derivano dalle assunzioni di cui sopra:

DATI SPETTRALI		Stati limite d'esercizio		Stati limite ultimi	
		SLO	SLD	SLV	SLC
Probabilità di superamento	P_{Vr}	81%	63%	10%	5%
Periodo di ritorno	T_R [anni]	30	50	475	975
Accelerazione	a_g [m/s ²]	0.528	0.656	1.633	2.082
	a_g/g	0.054	0.067	0.166	0.212
Fattore di amplificazione	F_0	2.478	2.480	2.399	2.433
Periodo in. velocità costante	T_C^* [s]	0.260	0.270	0.310	0.314
Coefficiente di sottosuolo	C_C	1.64	1.62	1.55	1.54
Coeff. di amplif. stratigrafica	S_S	1.50	1.50	1.46	1.39
Coefficiente di sito	S	1.50	1.50	1.46	1.39
Periodi	T_B [s]	0.142	0.146	0.160	0.161
	T_C [s]	0.426	0.437	0.479	0.483
	T_D [s]	1.815	1.868	2.266	2.449
Accelerazione massima	a_{max} [m/s ²]	0.791	0.985	2.385	2.894
	a_{max}/g	0.081	0.100	0.243	0.295
Spostamento orizz. max	d_g [mm]	15.3	20.1	64.7	85.5
Velocità orizz. max	v_g [m/s]	0.05	0.07	0.18	0.22

Si riportano di seguito le componenti orizzontali degli spettri di progetto (fattore di comportamento $q=3$, coefficiente di smorzamento viscoso = 5%):



6.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni fondamentali del tipo:

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

essendo

G1: il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

G2: il valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

Pk: il valore caratteristico della forza di precompressione

Qki: il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

γ_{G1} : 1.3 (1 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

γ_{G2} : 1.5 (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

γ_P : 0.9 (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)

γ_Q : 1.5 (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

ψ_{0i} : coefficiente di combinazione definito in accordo a quanto indicato dalla Tabella 2.5.I del D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni".

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

In accordo alla normativa di riferimento, poiché i carichi permanenti non strutturali sono compiutamente definiti, per il coefficiente γ_g si adottano i valori 1.3 o 1 se il loro contributo aumenta la sicurezza.

Per gli stati limite di esercizio si devono prendere in esame le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti con i γ pari a 1 e applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti ψ . In forma convenzionale le combinazioni possono essere espresse nel seguente modo:

- Combinazione rara

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

- Combinazione frequente

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

- Combinazione frequente quasi permanente

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

La combinazione dell'azione sismica (E) con le altre azioni è stata effettuata in accordo a quanto indicato nel paragrafo 2.5.3, D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni", ovvero

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

essendo "E" l'azione sismica per lo stato limite in esame.

In particolare le componenti spaziali dell'azione sismica considerate saranno combinate mediante la seguente espressione:

$$1,00E_x \text{ "+" } 0,3E_y$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. Il simbolo "+" ha significato di "combinazione". In accordo alla normativa vigente si è presa in considerazione l'eccentricità accidentale della masse (pari al 5% della dimensione in pianta dell'impalcato, misurata nella direzione ortogonale al sisma considerato).

Vista la geometria della struttura considerata, in accordo alla normativa di riferimento, non si è considerata la componente verticale E_z dell'azione sismica.

7. METODO DI CALCOLO

Al fine di calcolare le sollecitazioni che interessano l'edificio in oggetto, si è ricorsi a modelli ad elementi finiti elaborati tramite il software di calcolo Midas/Gen v.2023, release 2.1, licenza n. USGW000288 intestata a Ing. Stefano Tortella.

Il suddetto modello è stato realizzato mediante un insieme di elementi finiti monodimensionali tipo beam e bidimensionali di tipo wall (setti di controvento) e plate (platea di fondazione).

Secondo quanto riportato nella documentazione geologica delle zone limitrofe, è stata assunta una costante di Winkler pari a $3,60 \text{ daN/cm}^3$.

Le dimensioni di sezioni e spessori assegnati agli elementi rispecchiano le dimensioni riportate nelle tavole esecutive allegate alla presente relazione.

Il comportamento dei materiali è stato assunto essere elastico lineare.

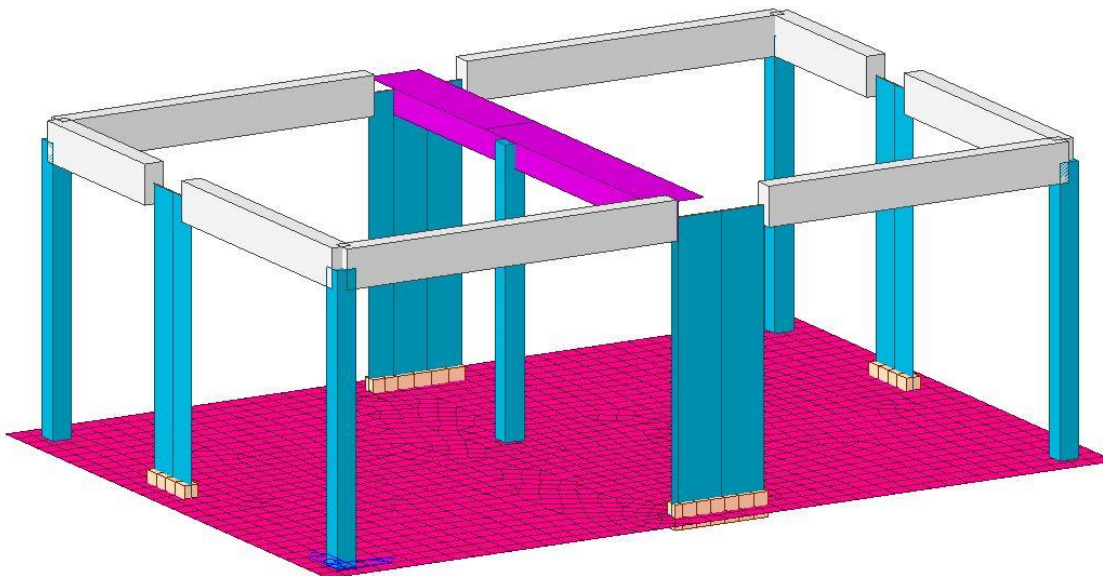


Figura 4 - Render modello ad elementi finiti

Opportuni svincoli interni hanno permesso che il modello numerico fosse congruente con le assunzioni fatte in sede di scelta dello schema strutturale.

Gli impalcati sono stati considerati infinitamente rigidi nel proprio piano secondo quanto previsto al §7.2.5 – “A meno di specifiche valutazioni e purché [...] con soletta di calcestruzzo armato di almeno 50 mm di spessore [...]”-

Al fine di calcolare le sollecitazioni che interessano la struttura in oggetto sono state svolte una serie di analisi statiche lineari e dinamiche multimodali con spettro di risposta, i cui risultati sono stati combinati linearmente. Per la sovrapposizione modale si è utilizzato il metodo CQC (coefficiente di smorzamento viscoso = 5%).

Si precisa che come richiesto al §7.2.5, le opere di fondazione sono state valutate incrementando le azioni da analisi del coefficiente 1,1 (struttura dissipativa in classe di duttilità basse CDB).

8. PRINCIPALI RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE GLOBALI

8.1 MODI DI VIBRARE

Nel seguito si riportano i principali risultati dell'analisi dinamica lineare; essa è sempre applicabile, come descritto al §7.3.3.1. delle NTC2018, a meno che la percentuale di massa eccitata superi l'85 %. Si specifica che è stata considerata la formulazione CQC per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi di vibrare.

Mode No	Frequency		Period		Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)		
1	14.9544	2.3801	0.4202		1.2709e-016
2	21.1695	3.3692	0.2968		5.0736e-016
3	23.2316	3.6974	0.2705		0.0000e+000

Nel seguito si riporta la tabella riassuntiva delle masse eccitate.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.0001	0.0001	99.9987	99.9987	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0012	0.0012
2	99.9734	99.9735	0.0001	99.9989	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0265	0.0277
3	0.0265	100.0000	0.0011	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	99.9723	100.0000
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
1	0.0003	0.0003	254.5177	254.5177	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1437	0.1437
2	254.4531	254.4533	0.0003	254.5180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	3.3137	3.4574
3	0.0676	254.5209	0.0029	254.5209	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	12486.721	12490.178

Si riportano nel seguito le immagini relative alla deformate modali associate ai primi tre modi principali.

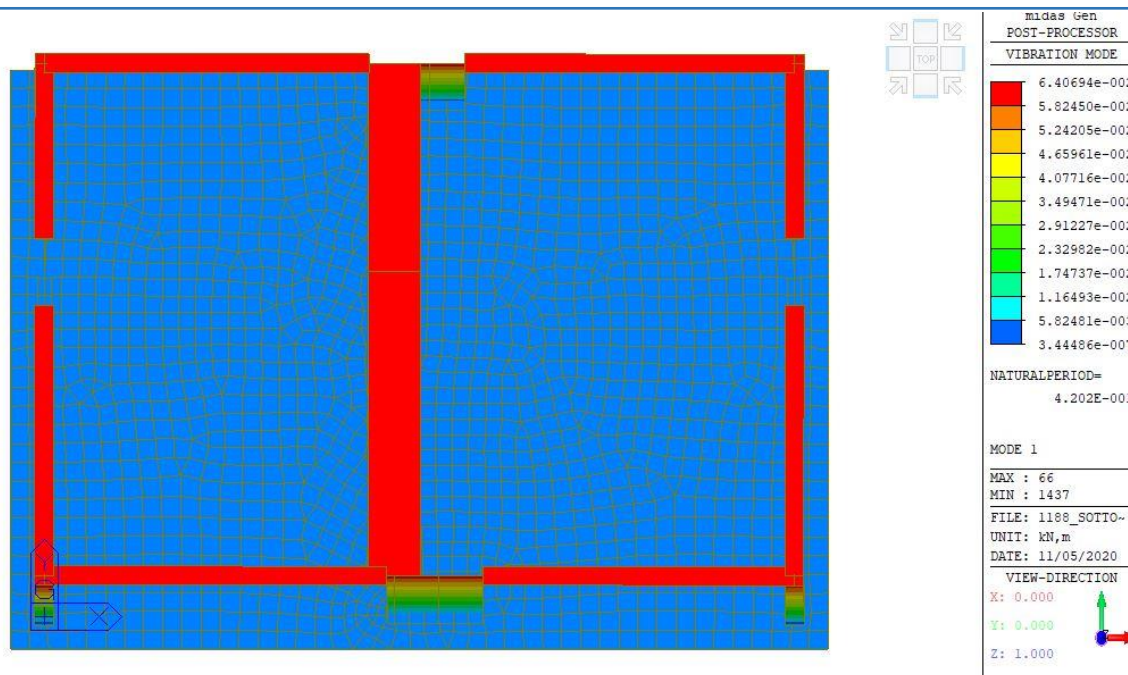


Figura 5 - Primo modo di vibrare

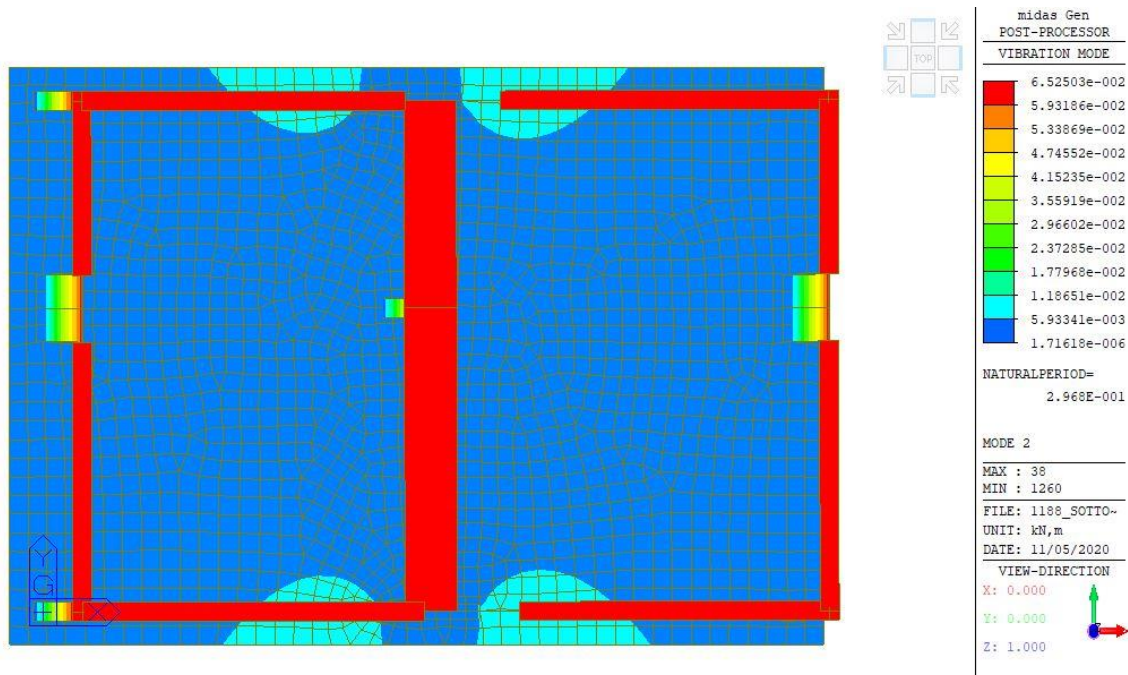


Figura 6 - Secondo modo di vibrare

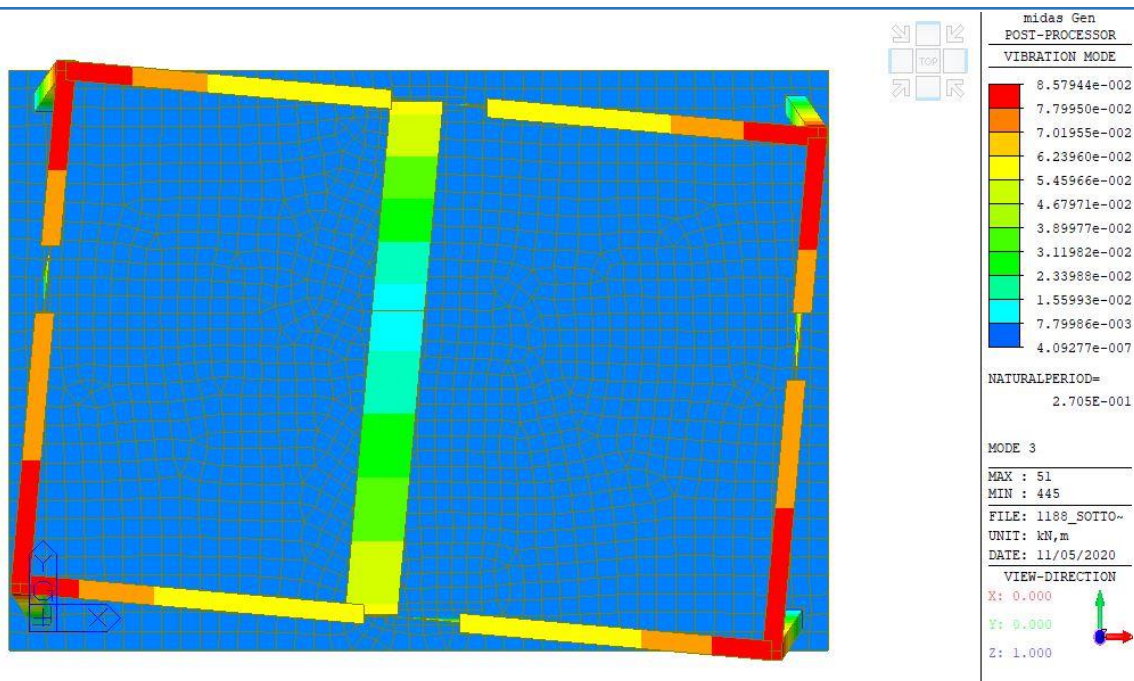


Figura 7 - Terzo modo di vibrare

8.2 VERIFICHE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE

Al fine di verificare la possibilità di escludere dal calcolo il contributo delle non linearità geometriche si è verificato che:

$$\theta \leq 0,1$$

con

$$\theta = P d_r / V h$$

dove

- P è il carico verticale totale di tutti i piani superiori al piano in esame;
- d_r è lo spostamento medio d'interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo quanto indicato nel paragrafo 7.3.3.3 della normativa di riferimento;
- V è la forza orizzontale totale al piano in esame;
- h è l'altezza del piano;

In particolare lo spostamento $d_r = d_E$ risulta pari a

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot T_c / T_1 & \text{se } T_1 < T_c \end{aligned}$$

Per l'edificio in oggetto $\mu_{d_DIR_X} = 3,30$, $\mu_{d_DIR_Y} = 4,25$.

Il valore massimo assunto da θ è pari a **0,0135 (in direzione x)**, **0,0275 (in direzione y)**; tale valore è minore del valore limite **0,10** e, pertanto, è stato possibile non considerare le non linearità geometriche.

8.3 VERIFICHE ALLO SLD

Nel seguito si riportano le verifiche in termini di “Rigidezza”, spostamenti laterali della struttura allo stato limite di danno SLD come richiesto al §7.3.6. In particolare, la condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Essendo le tamponature ricadenti in *“tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa (tamponature fragili)”* ed essendo la struttura caratterizzata da una classe d’uso II deve essere rispettata la seguente disequazione:

$$q \cdot dr \leq 0,0050 \cdot h$$

in cui q rappresenta il fattore di comportamento allo SLD, che ne caso in esame risulta essere pari a 1, dr rappresenta lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare secondo il §7.3.3.3 e infine h rappresenta l’altezza del piano considerato.

Nel seguito si riporta le verifiche in termini di rigidezza:

Load Case	Story	Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					No de	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
RMC,Not Used, Cd=1, Ie=1.5, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.015 Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/Ie/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!														
gLCB 3	1F	5.8	1	0.015	15	0.0063	0.0063	0.0011	OK	0.0059	0.0059	1.0825	0.001	OK
gLCB 4	1F	5.8	1	0.015	3	0.0066	0.0066	0.0011	OK	0.0059	0.0059	1.1295	0.001	OK
gLCB 5	1F	5.8	1	0.015	12	0.0061	0.0061	0.001	OK	0.0059	0.0059	1.0234	0.001	OK
gLCB 6	1F	5.8	1	0.015	23	0.0063	0.0063	0.0011	OK	0.0059	0.0059	1.0606	0.001	OK
gLCB 7	1F	5.8	1	0.015	15	0.0114	0.0114	0.002	OK	0.0109	0.0109	1.0475	0.0019	OK
gLCB 8	1F	5.8	1	0.015	3	0.0118	0.0118	0.002	OK	0.0109	0.0109	1.0863	0.0019	OK
gLCB 9	1F	5.8	1	0.015	23	0.0113	0.0113	0.0019	OK	0.0111	0.0111	1.0205	0.0019	OK
gLCB 10	1F	5.8	1	0.015	12	0.0118	0.0118	0.002	OK	0.0111	0.0111	1.071	0.0019	OK
gLCB 11	1F	5.8	1	0.015	15	0.006	0.006	0.001	OK	0.0059	0.0059	1.017	0.001	OK
gLCB 12	1F	5.8	1	0.015	3	0.0062	0.0062	0.0011	OK	0.0059	0.0059	1.0642	0.001	OK
gLCB 13	1F	5.8	1	0.015	12	0.0065	0.0065	0.0011	OK	0.0059	0.0059	1.0882	0.001	OK

gLCB 14	1F	5.8	1	0.015	23	0.0067	0.0067	0.0012	OK	0.0059	0.0059	1.1257	0.001	OK
gLCB 15	1F	5.8	1	0.015	15	0.0111	0.0111	0.0019	OK	0.0109	0.0109	1.0245	0.0019	OK
gLCB 16	1F	5.8	1	0.015	3	0.0116	0.0116	0.002	OK	0.0109	0.0109	1.0633	0.0019	OK
gLCB 17	1F	5.8	1	0.015	23	0.0115	0.0115	0.002	OK	0.0111	0.0111	1.0441	0.0019	OK
gLCB 18	1F	5.8	1	0.015	12	0.0121	0.0121	0.0021	OK	0.0111	0.0111	1.0946	0.0019	OK
gLCB 19	1F	5.8	1	0.015	15	0.0077	0.0077	0.0013	OK	0.0069	0.0069	1.1279	0.0012	OK
gLCB 20	1F	5.8	1	0.015	3	0.0072	0.0072	0.0012	OK	0.0069	0.0069	1.0493	0.0012	OK
gLCB 21	1F	5.8	1	0.015	12	0.0073	0.0073	0.0013	OK	0.0068	0.0068	1.0779	0.0012	OK
gLCB 22	1F	5.8	1	0.015	12	0.0068	0.0068	0.0012	OK	0.0068	0.0068	1.0084	0.0012	OK
gLCB 23	1F	5.8	1	0.015	15	0.0122	0.0122	0.0021	OK	0.0112	0.0112	1.0849	0.0019	OK
gLCB 24	1F	5.8	1	0.015	3	0.0118	0.0118	0.002	OK	0.0112	0.0112	1.0508	0.0019	OK
gLCB 25	1F	5.8	1	0.015	23	0.0117	0.0117	0.002	OK	0.0111	0.0111	1.0552	0.0019	OK
gLCB 26	1F	5.8	1	0.015	12	0.0114	0.0114	0.002	OK	0.0111	0.0111	1.0323	0.0019	OK
gLCB 27	1F	5.8	1	0.015	15	0.0074	0.0074	0.0013	OK	0.0069	0.0069	1.0728	0.0012	OK
gLCB 28	1F	5.8	1	0.015	15	0.0069	0.0069	0.0012	OK	0.0069	0.0069	1.0033	0.0012	OK
gLCB 29	1F	5.8	1	0.015	12	0.0077	0.0077	0.0013	OK	0.0068	0.0068	1.133	0.0012	OK
gLCB 30	1F	5.8	1	0.015	23	0.0071	0.0071	0.0012	OK	0.0068	0.0068	1.0467	0.0012	OK
gLCB 31	1F	5.8	1	0.015	15	0.0119	0.0119	0.0021	OK	0.0112	0.0112	1.0616	0.0019	OK
gLCB 32	1F	5.8	1	0.015	3	0.0115	0.0115	0.002	OK	0.0112	0.0112	1.0277	0.0019	OK
gLCB 33	1F	5.8	1	0.015	23	0.0119	0.0119	0.0021	OK	0.0111	0.0111	1.078	0.0019	OK
gLCB 34	1F	5.8	1	0.015	12	0.0117	0.0117	0.002	OK	0.0111	0.0111	1.0548	0.0019	OK

9. VERIFICHE DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI

Scopo della presente relazione è l'illustrazione dei criteri e delle ipotesi di calcolo adottati, delle verifiche in merito alle condizioni di stabilità dei manufatti ed al tasso di lavoro dei materiali per le tipologie strutturali maggiormente significative. Pertanto si riportano di seguito le verifiche strutturali di alcuni elementi strutturali ritenuti significativi. In particolare, si riportano le verifiche dei seguenti elementi:

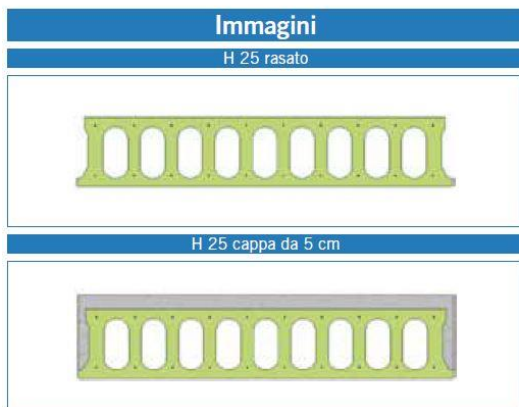
- Solaio alveolare;
- Pilastri;
- Travi impalcato tipo;
- Setti di controventamento;

Si riportano nel seguito le verifiche degli elementi strutturali maggiormente sollecitati.

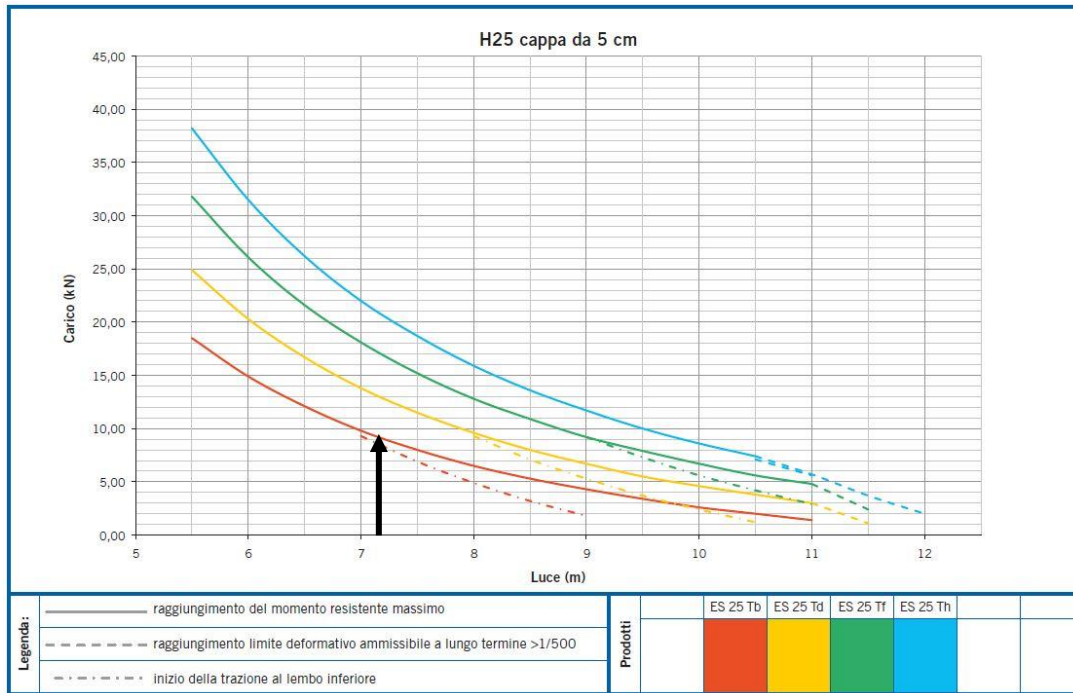
9.1 SOLAIO ALVEOLARE

Si riportano nel seguito le considerazioni effettuate per il dimensionamento di massima del solaio di copertura. La luce massima del solaio è pari a 7,20 m sollecitata mediante un carico in esercizio pari a **6,70 kN/mq**. Si riportano nel seguito le curve d'impiego considerate per il dimensionamento di massima del solaio.

NEW-CEM ES 25



CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEL PRODOTTO			
	Descrizione	U.M.	Valore
Prodotto	Peso proprio (P.P.)	kN/m ²	3,31
	Trasporto	m ² /viaggio	85
	Volume di cls per rasatura	m ³ /m ²	0,011
Rasato	Conducibilità equivalente (λ_{eq})	W/(m K)	1,42
	Calore specifico (Cs)	kJ/(kg K)	0,92
	Fattore di resistenza al vapore (μ)	-	83,8
Cappa 5 cm	Potere fonoisolante (Rw)	dB	50,4
	Calpestio (Lnw,eq)	dB	75,9
	Conducibilità equivalente (λ_{eq})	W/(m K)	1,48
	Calore specifico (Cs)	kJ/(kg K)	0,92
	Fattore di resistenza al vapore (μ)	-	94,9
	Potere fonoisolante (Rw)	dB	55,6
	Calpestio (Lnw,eq)	dB	71,1



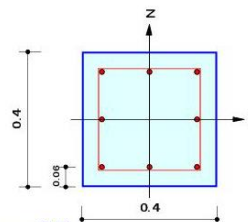
Il carico massimo portato dal solaio scelto risulta essere pari a **9,00 kN/mq** superiore al carico applicato.

9.2 VERIFICA PILASTRO

I pilastri considerati come elementi secondari sono caratterizzati da una sezione 40x40 cm e armati mediante 8Ø16 e staffe Ø10 passo 10 cm agli estremi e passo 20 cm in mezzera. Nel seguito si riporta la verifica dell'elemento maggiormente sollecitato.

1. Design Condition

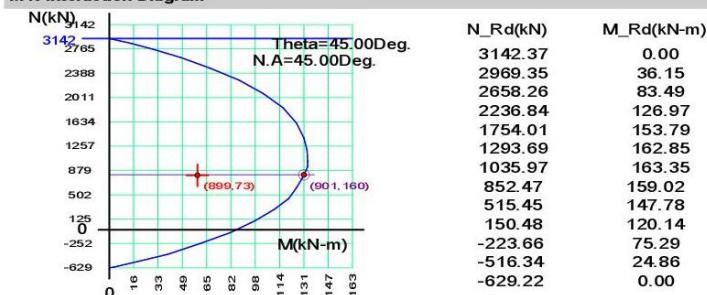
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM kN, m
Member Number : 2 (PM), 2, 3 (Shear-y,z)
Material Data : fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
Column Height : 5.8 m
Section Property: Pilastro 40x40 (No: 1)
Rebar Pattern : 8 - 3 - P16 Ast = 0.001608 m² (Rho_{st} = 0.010)



2. Design for Axial and Flexure

Load Combination : 1 (I)
Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 3142.37 kN
Axial Load Ratio N_{Ed} / N_{Rd} = 899.171 / 900.581 = 0.998 < 1.000 O.K
Moment Ratio M_{Ed} / M_{Rd} = 72.8708 / 160.302 = 0.455 < 1.000 O.K
M_{Edy} / M_{Rdy} = 51.5249 / 113.344 = 0.455 < 1.000 O.K
M_{Edz} / M_{Rdz} = 51.5299 / 113.357 = 0.455 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



3. Design for Shear

[END]		y : 8 (J)	z : 30 (J)
Applied Shear Force (V _{Ed})	0.03908 kN	0.03908 kN	0.00739 kN
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdc})	0.03908 / 138.228 = 0.000	0.03908 / 91.3501 = 0.000	0.00739 / 91.3501 = 0.000
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rds})	0.03908 / 189.188 = 0.000	0.00739 / 189.188 = 0.000	0.00739 / 189.188 = 0.000
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdmax})	0.03908 / 485.520 = 0.000	0.00739 / 485.520 = 0.000	0.00739 / 485.520 = 0.000
Shear Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00158 m ² /m, 2-P10 @100	0.00158 m ² /m, 2-P10 @100	0.00158 m ² /m, 2-P10 @100
[MIDDLE]		y : 8 (1/2)	z : 30 (1/2)
Applied Shear Force (V _{Ed})	0.03908 kN	0.03908 kN	0.00739 kN
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdc})	0.03908 / 138.228 = 0.000	0.03908 / 92.8291 = 0.000	0.00739 / 92.8291 = 0.000
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rds})	0.03908 / 94.5939 = 0.000	0.00739 / 94.5939 = 0.000	0.00739 / 94.5939 = 0.000
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdmax})	0.03908 / 485.520 = 0.000	0.00739 / 485.520 = 0.000	0.00739 / 485.520 = 0.000
Shear Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00079 m ² /m, 2-P10 @200	0.00079 m ² /m, 2-P10 @200	0.00079 m ² /m, 2-P10 @200

4. Serviceability : Stress Limit Check

Load Combination	Stress(s)	Allowable Stress(sa)	Stress Ratio(s/sa)
Concrete (Tensile)	0.00	3319.51	0.0000
Concrete (Compression) 36(C)	3765.32	16800.00	0.2241
39(Q)	3192.29	12600.00	0.2534
Rebar	0.00	0.00	*****
Check Linear Creep	39(Q)	12600.00	Linear Creep

Si specifica che per aumentare il confinamento della sezione e rispettare i requisiti minimi da §7 delle NTC 2018 sarà previsto uno spillo centrale in entrambe le direzioni.

Le verifiche in termini di resistenza risultano soddisfatte.

9.3 VERIFICA TRAVE

Si riportano nel seguito le verifiche della trave maggiormente sollecitata. In particolare essa è caratterizzata da una sezione a T 110x70 gettata in opera, armata mediante $\varnothing 20$ inferiormente e superiormente.

Metodo di calcolo

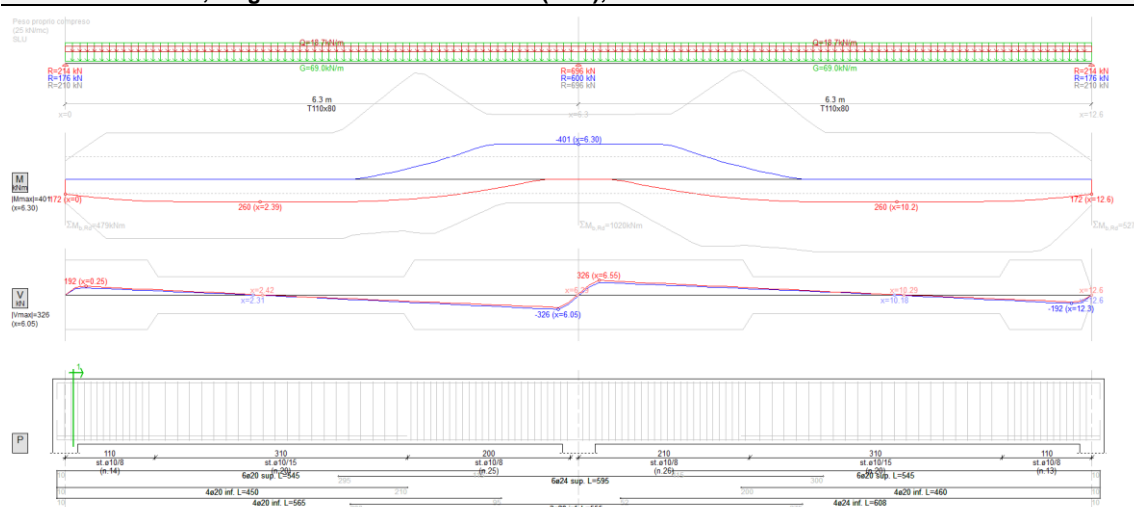
Stati limite

Norma di riferimento D.M. 17/01/18

Reazioni vincolari

App.	x [m]	R _{max} [kN]	R _{min} [kN]	R _{med} [kN]	App.	x [m]	R _{max} [kN]	R _{min} [kN]	R _{med} [kN]
1	0	214	176	210	2	6.30	696	600	696
3	12.6	214	176	210					

Schema di calcolo, diagrammi delle azioni interne (SLU), estrazione dei ferri



Caratteristiche meccaniche

Calcestruzzo

R _{ck} [MPa]	f _{ck} [MPa]	γ _c	f _{cd} [MPa]	f _{ctm} [MPa]	E _c [GPa]	ε _{c1} [‰]	ε _{cu} [‰]	Legame costitutivo
35.0	29.0	1.50	16.5	2.83	32.6	2.00	3.50	parabola-rettangolo

Acciaio

Tipo	f _{yk} [MPa]	γ _s	f _{sd} [MPa]	E _s [GPa]	ε _{sd} [‰]	ε _{su} [‰]	Legame costitutivo
B450C	450	1.15	391	206	1.90	67.5	elasto-plastico

Verifiche a flessione (SLU)

x [m]	M _s [kNm]	M _R [kNm]	ψ= M _R /M _s	ε _{c,sup} [‰]	ε _{c,inf} [‰]	A _{sup}	A _{inf}
0	172	268	1.56	-3.50	71.7	6ø20	8ø20
2.39	260	686	2.64	-3.50	46.2	6ø20	8ø20
6.30	-401	-745	1.86	20.7	-3.50	6ø24	3ø24
10.2	260	837	3.22	-3.50	41.1	6ø20	4ø20+4ø24
12.6	172	294	1.71	-3.50	69.7	6ø20	4ø20+4ø24

Verifiche a taglio (SLU)

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto l'asse della trave						cot(θ)	1.50
x [m]	V _S [kN]	V _R [kN]	ψ= V _R /V _S	d [cm]	b _w [cm]	staffe	
0.25	192	778	4.05	75	110	st. 10/8	
6.05	-326	778	2.39	75	110	st. 10/8	
6.55	326	778	2.39	75	110	st. 10/8	
12.3	-192	778	4.05	75	110	st. 10/8	

SLE - Verifica delle tensioni in esercizio

Coefficienti di combinazione		Frequente	ψ_1	0.50	Quasi permanente	ψ_2	0.30
Comb. rara	x [m]	6.30					
	M _{Sd} [kNm]	-460					
	σ_c [MPa]	9.55					
	ψ_c	1.82					
	x [m]	6.30					
	M _{Sd} [kNm]	-460					
Comb. quasi permanente	σ_s [MPa]	254					
	ψ_s	1.41					
	x [m]	6.30					
	M _{Sd} [kNm]	-401					
	σ_c [MPa]	8.32					
	ψ_c	1.57					
Comb. rara	x [m]	6.30					
	M _{Sd} [kNm]	-460					
	σ_c [MPa]	9.55					
	ψ_c	1.82					
	x [m]	6.30					
	M _{Sd} [kNm]	-460					
Comb. quasi permanente	σ_s [MPa]	222					
	ψ_s	1.41					
	x [m]	6.30					
	M _{Sd} [kNm]	-401					
	σ_c [MPa]	8.32					
	ψ_c	1.57					

SLE - Verifica di fessurazione

Gruppi di esigenze		a	w ₁ [mm]	0.20	w ₂ [mm]	0.30	w ₃ [mm]	0.40
Comb. rara	x [m]	6.30						
	M _{Sd} [kNm]	-460						
	Δ_{sm} [cm]	37.7						
	ϵ_{sm} [‰]	0.92						
	w _d [mm]	0.34						
	ψ	n.d.						
Comb. frequente	x [m]	6.30						
	M _{Sd} [kNm]	-418						
	Δ_{sm} [cm]	37.7						
	ϵ_{sm} [‰]	0.80						
	w _d [mm]	0.30						
	ψ	1.31						
Comb. quasi permanente	x [m]	6.30						
	M _{Sd} [kNm]	-401						
	Δ_{sm} [cm]	37.7						
	ϵ_{sm} [‰]	0.76						
	w _d [mm]	0.28						
	ψ	1.04						

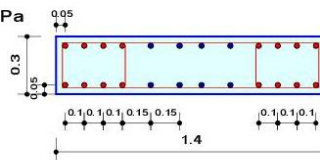
Le verifiche in termini di resistenza risultano soddisfatte.

9.4 VERIFICA SETTO CONTROVENTAMENTO

I setti di controventamento sono caratterizzati da due diverse sezioni 140x30 e 200x30. La prima tipologia risulta essere armata mediante Ø26/10 cm nei pilastri e Ø22/15 cm nell'anima, mentre saranno inserite barre orizzontali Ø12/15 e staffe Ø12/7,5 cm per conferire all'elemento strutturale adeguata duttilità. La seconda sezione armata mediante Ø22/15 cm nei pilastri e Ø18/20 cm nell'anima, mentre saranno inserite barre orizzontali Ø12/15 e staffe Ø12/7,5 cm per conferire all'elemento strutturale adeguata duttilità.

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System : kN, m)
Wall ID : 3 (Wall Mark : wM0003)
Story : 1F (Height = 5.8 m)
Material Data : $f_{ck} = 28000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
Wall Dim. (Length*Thk) : 1.4*0.3 m
Vertical Rebar : P22 @ 150 ($A_sV = 0.00507$ m²/m)
End Rebar : 8-P26 @ 100
Boundary Element Rebar 2- 2-P12 @ 75 (Length = 0.45 m)



2. Applied Loads

Load Combination : 34
 $N_{Ed} = 326.681$ kN, $M_{Edy} = 1508.70$ kN-m, $M_{Edz} = 0.00000$ kN-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 10995.0$ kN

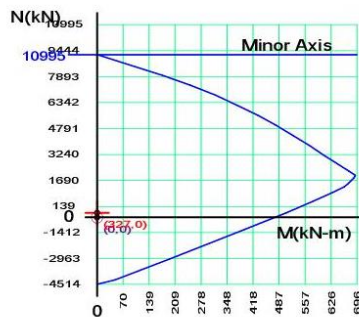
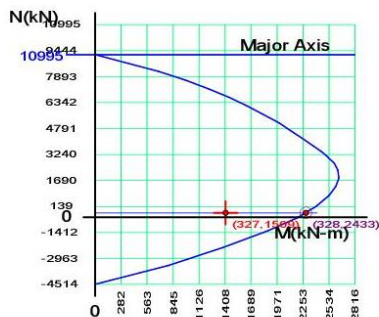
Major Axis

Design Axial Load Strength $N_{Rdy} = 327.676$ kN
Axial Ratio $N_{Ed}/N_{Rdy} = 0.997 < 1.000$ O.K
Design Moment Strength $M_{Rdy} = 2433.39$ kN-m
Moment Ratio $M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.620 < 1.000$ O.K

Minor Axis

Design Axial Load Strength $N_{Rdz} = 327.676$ kN
Axial Ratio $N_{Ed}/N_{Rdz} = 0.000 < 1.000$ O.K
Design Moment Strength $M_{Rdz} = 0.000$ kN-m
Moment Ratio $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.000 < 1.000$ O.K
Normalized Axial Load Ratio $N_{Ed} / 0.40 = 0.049 / 0.400 = 0.123 < 1.000$ O.K

4. M-N Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check

Applied Shear Force $V_{Ed} = 264.532$ kN (Load Combination : 18)
Shear Ratio by Conc $V_{Ed}/V_{Rdc} = 264.532 / 265.856 = 0.9950$
Shear Ratio by V_{Rds} $V_{Ed}/V_{Rds} = 264.532 / 660.313 = 0.4006$
Shear Ratio by V_{Rdmax} $V_{Ed}/V_{Rdmax} = 264.532 / 533.120 = 0.4962$
Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.496 < 1.000$ O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2020

($A_{sw-H_{req}} = 0.00075$ m²/m, P12 @ 150) Date/Time : 11/05/2020 18:21

Si riportano nel seguito le verifiche in termini di duttilità richieste al §7 delle NTC2018.

input					
fck	28 Mpa			domanda di curvatura	6.72
fcd	15.87 Mpa			nu_d	0.052
fyk	450 Mpa			rho_v	0.017
fyd	391.30 Mpa			omega_v	0.419
				epsilon_y,s	0.001957
bc	300 mm				
hc	450 mm				
ricoprimento	30 mm				
b0	228 mm				
h0	378 mm				
d_long	26 mm				
d_staffa	12 mm				
d_spilli	6 mm				
passo staffa	75 mm				
bi_x	190 mm				
n_x1	1				
n_x2	1				
hi_y	170.00 mm				
n_y	2				
alpha_n	0.637				
alpha_s	0.753				
alpha	0.479				
braccia dir x	4				
L	228 mm				
Vx	64433 mm3	ok			75360
braccia dir y	2				
L	378 mm				
Vy	85458.24 mm3	ok			37680
Vstaffe	149891 mm3				113040
Vcls	6463800 mm3				
omega_wd	0.572				0.7228
alpha*omega	0.274	>		valore di controllo	0.210

La verifica secondo quanto richiesto al §7.4.6.2.4 risulta rispettata.

9.5 TAMPONAMENTI

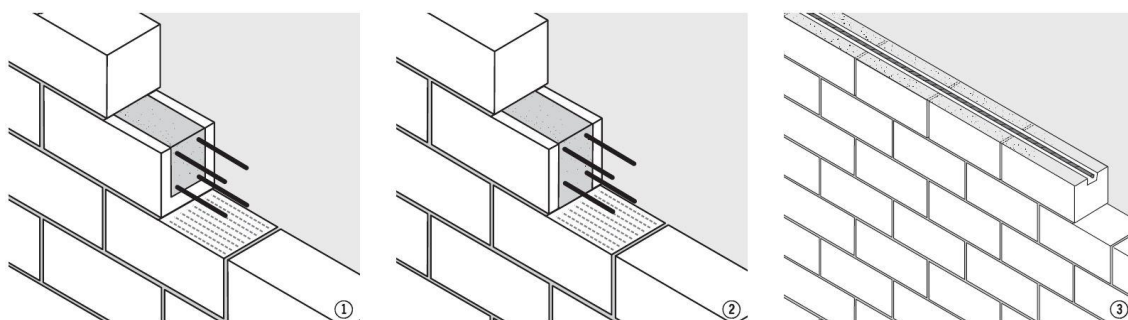
Secondo quanto richiesto al §7.3.6.2 risulta necessario per gli elementi non strutturali adottare “magisteri atti ad evitare la possibile espulsione sotto l’azione della Fa corrispondente allo SL e alla CU considerati”.

Per poter rispettare tale indicazione è possibile considerare quanto previsto al §7.3.6.2: “inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture cirocostanti a distanza non superiore a 500 mm dia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l’inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm”.

Secondo quanto previsto nel progetto architettonico i tamponamenti perimetrali ed interni saranno del tipo “Calcestruzzo cellulare aerato autoclavato”. Per poter soddisfare i requisiti richiesti dalle norme tecniche vigenti sarà necessario prevedere i seguenti dettagli costruttivi.

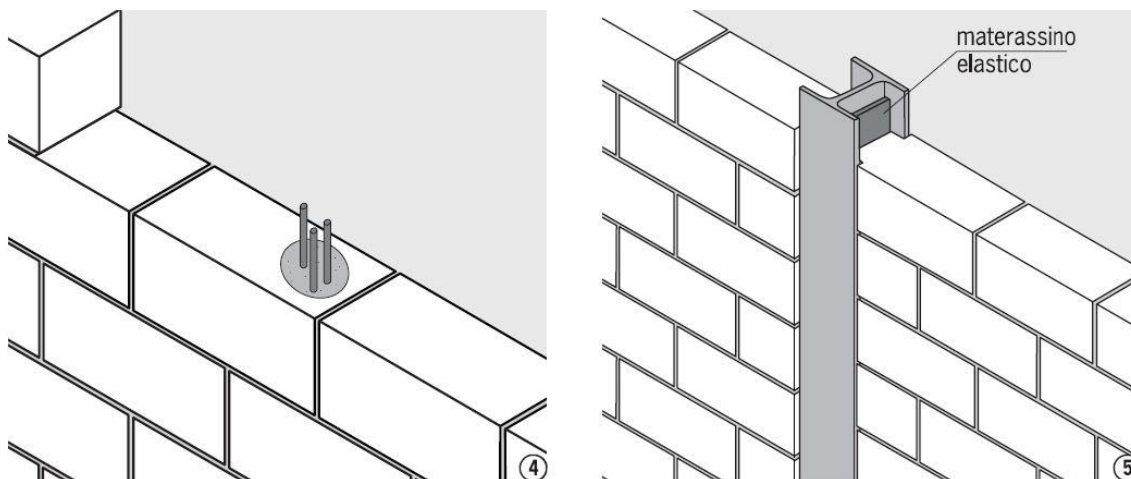
- Irrigidimenti orizzontali:

Dovranno essere previsti irrigidimenti orizzontali da realizzarsi ad intervalli di almeno 3 m. Si riportano nel seguito tipologici dei possibili irrigidimenti orizzontali.



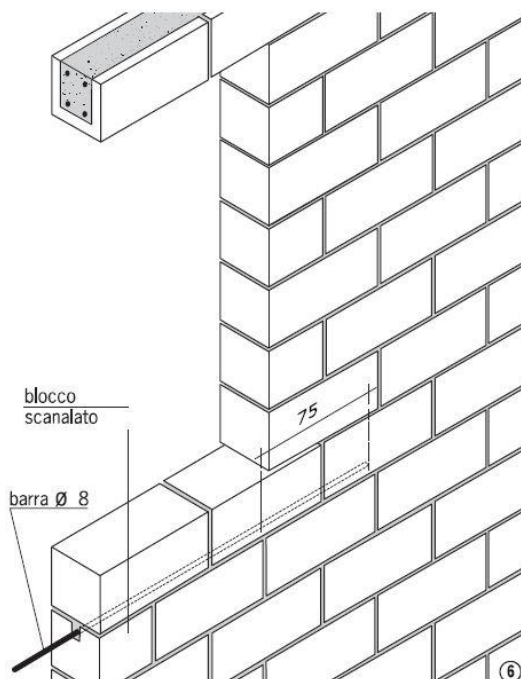
- Irrigidimenti verticali:

Si ottengono utilizzando blocchi preforati per realizzare pilastri armati che si collegano sia agli irrigidimenti verticali che ai sistemi di bloccaggio meccanico delle specchiature alle strutture di contorno.



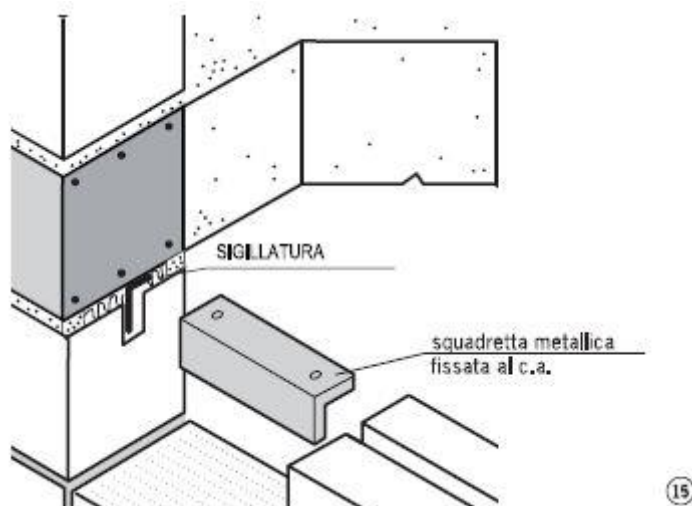
- Irrigidimenti in corrispondenza delle aperture:

I vani delle porte nelle pareti di tamponamento devono essere chiusi superiormente da voltini armati.



- Collegamenti in sommità

In sommità alle pareti, nelle giunzioni con i solai dovrà essere prevista un'adeguata sigillatura. Nle caso di pareti di notevole dimensione dovranno essere previste squadrette metalliche fissate al c.a.



10. VERIFICHE DI RESISTENZA OPERE DI FONDAZIONE

Le opere di fondazione sono caratterizzate da uno spessore pari a 60 cm con dei ringrossi di spessore pari a 90 cm in corrispondenza dei pilastri prefabbricati. Come riportato negli elaborati grafici è stata inserita la seguente armatura:

- Spessore 60 cm: barre $\varnothing 16/20$ e infittimenti $\varnothing 20/20$ al di sotto dei setti di controventamento.

Come specificato al capitolo dedicato alla descrizione del modello di calcolo si specifica che le opere di fondazioni sono state valutate incrementando le azioni da analisi del coefficiente 1,1 (struttura in CDB).

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche della platea sono stati eseguiti in accordo al D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni". In particolare, per le verifiche a flessione, le sollecitazioni sono state ricavate applicando il metodo di Wood-Armer codificato nell'Eurocodice 2, combinando le sollecitazioni tramite il seguente schema:

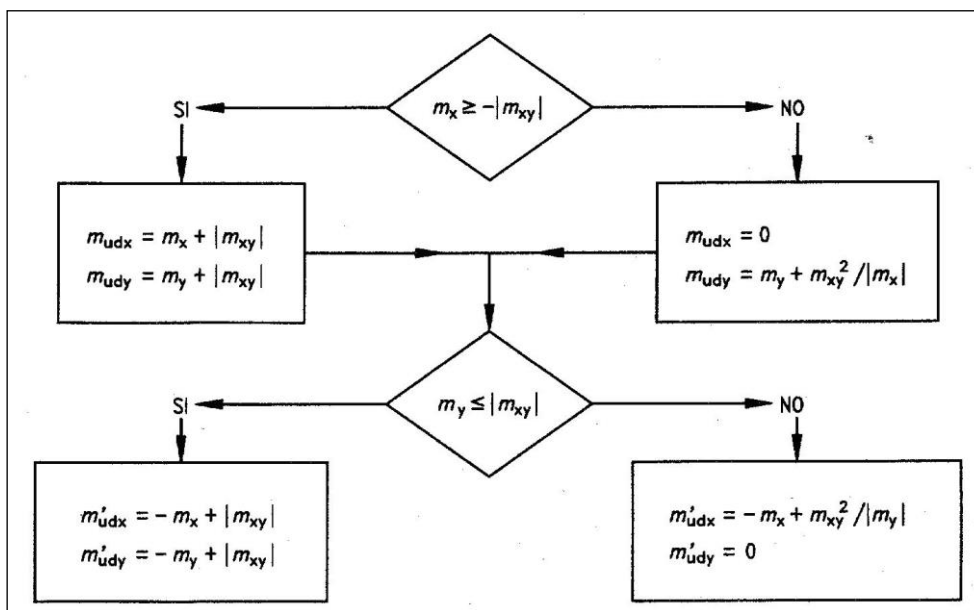


Fig. 1 – Procedura di calcolo

Per le verifiche allo stato limite di esercizio, la struttura in oggetto ricade nella classe di esposizione XC2. Le condizioni ambientali sono state considerate "Ordinarie" in accordo al D.M. 17/01/2018; le armature utilizzate sono state considerate "poco sensibili".

Nella seguente immagine si riporta il sistema di riferimento considerato per le verifiche flessionali allo stato limite ultimo e per le verifiche allo stato limite di esercizio suddette (direzione 1 e 2).

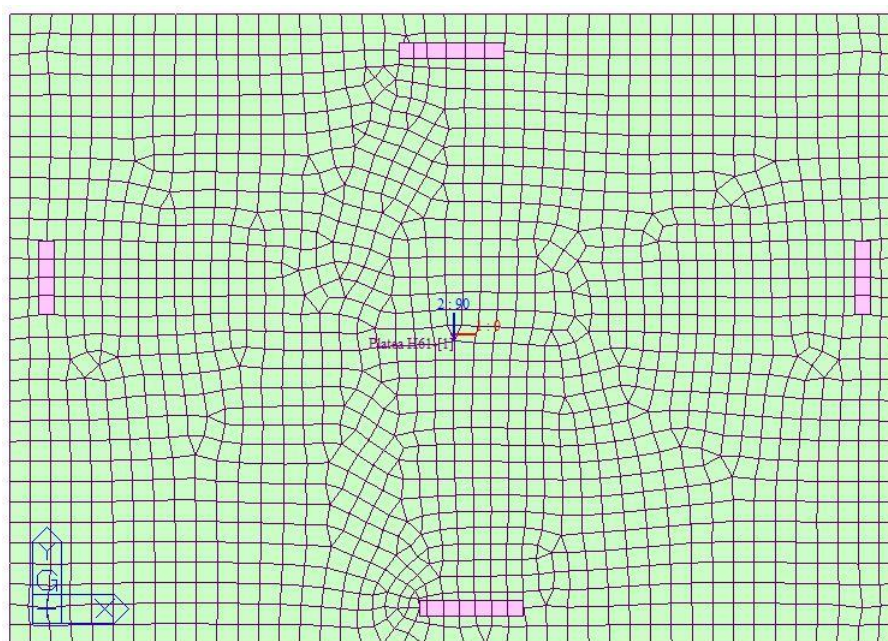


Fig. 2 – Sistema di riferimento per le verifiche della platea

VERIFICHE A FLESSIONE - SLU

Nelle seguenti immagini sono riportati gli involuپی dei momenti flettenti ricavati applicando il metodo di Wood-Armer in direzione 1 e 2 allo stato limite ultimo.

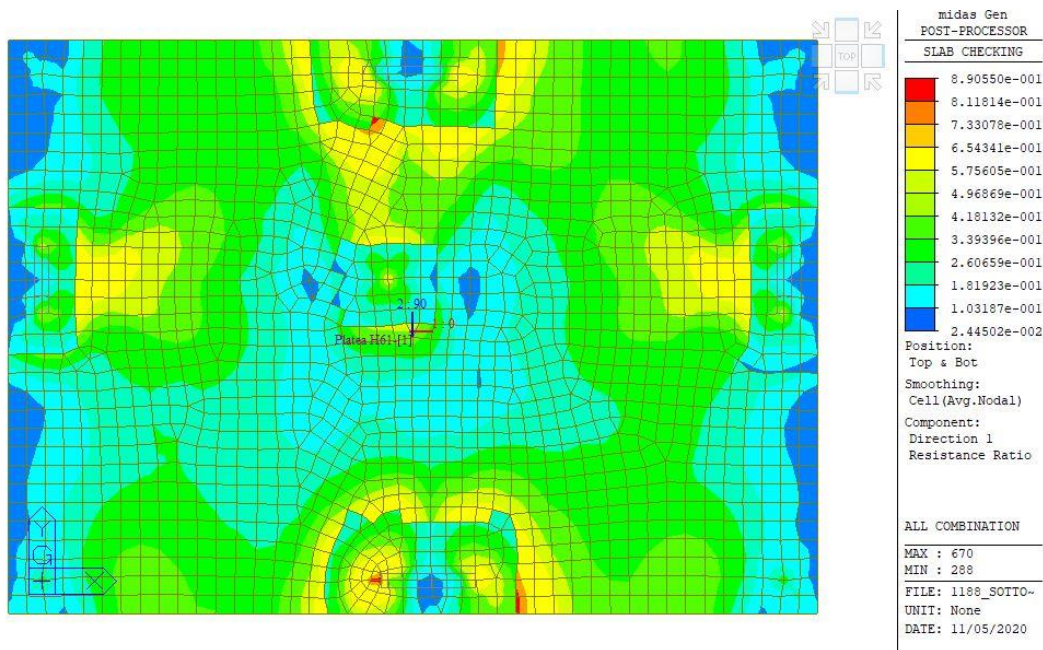


Fig. 3 – Verifiche di resistenza in direzione 1

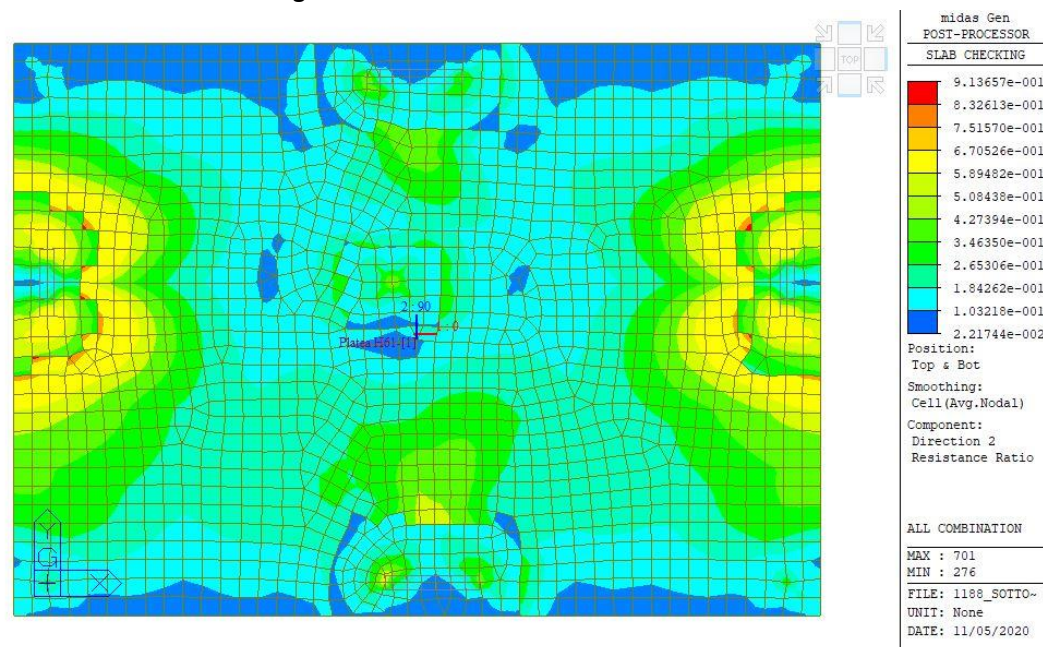


Fig. 4 – Verifiche di resistenza in direzione 2

VERIFICHE SLU – TAGLIO/PUNZONAMENTO

Si riportano nel seguito le verifiche a punzonamento della platea di fondazione secondo quanto previsto in EC2 per le opere di fondazione. In particolare si riportano le verifiche del pilastro maggiormente sollecitato.

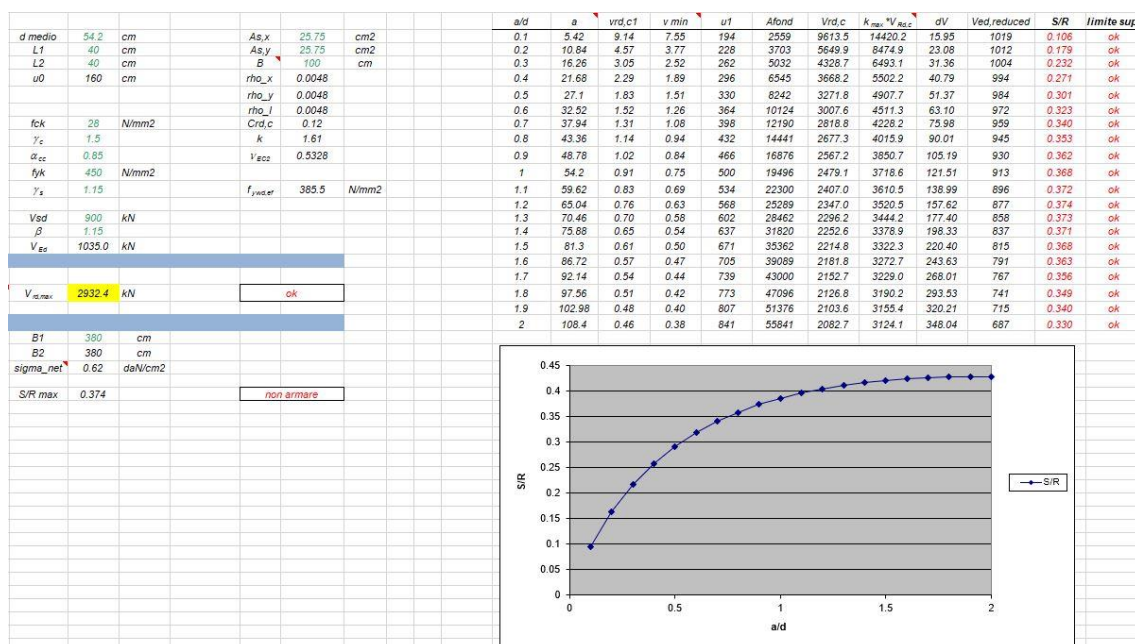


Fig. 5 – Verifica punzonamento

In particolare il taglio resistente la calcestruzzo risulta essere pari a 2.932 kN mentre il taglio resistente lato acciaio, senza armature specifiche per il punzonamento, risulta essere pari a 2.347 kN valutato ad una distanza di 1,20 d.

Essendo i valori resistenti superiori all'azione sollecitante le verifiche risultano essere rispettate.

11. VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE E CEDIMENTI

Nel seguito si riportano le verifiche in termini di capacità portante. In particolare, è stata utilizzata la teoria di Brich-Hansen introducendo coefficienti riduttivi per considerare la rottura per punzonamento secondo la teoria di Vesic. La valutazione della capacità portante è stata effettuata considerando la stratigrafia associata alla prova penetrometrica denominata S24. Si riportano nel seguito la stratigrafia considerata.

S24	PROFONDITÀ [m da p.c.]	FACIES
	0,00 – 1,30	Riporto
	1,30 - 6,50	UNITÀ A Facies limoso-argillosa
	6,50 – 10,00	UNITÀ B Facies sabbiosa-limosa

Sono state considerate le seguenti caratteristiche del terreno:

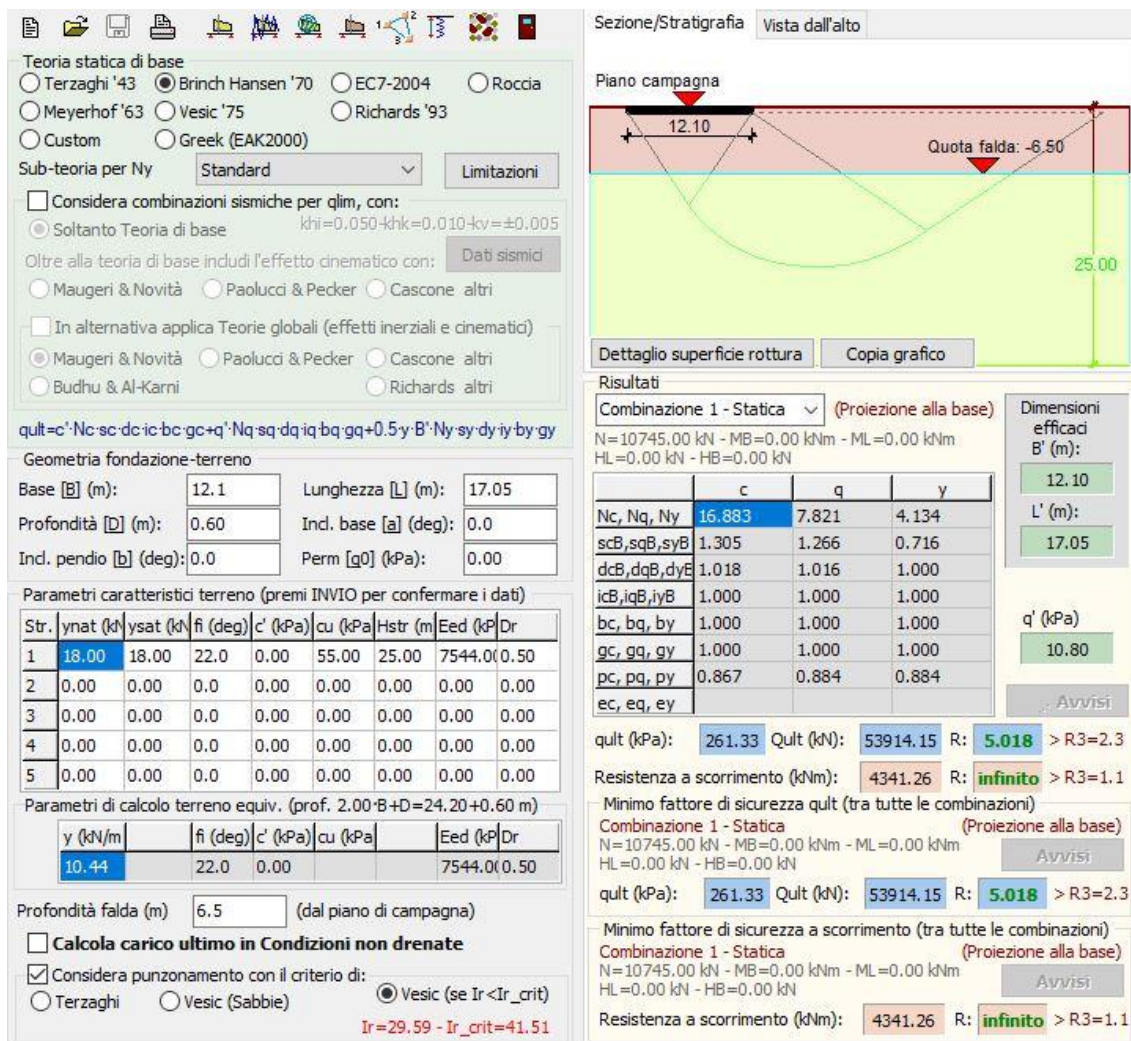
- Peso di volume: 1.800 daN/mc;
- Coesione non drenate: 0,45 kg/cm^q;
- Angolo attrito: 22°;
- Modulo edometrico: 112 kg/cm^q.

Nel calcolo della capacità portante è stato considerato un'affondamento della platea pari a 0,60 cm coincidente allo spessore della platea stessa.

11.1 CAPACITÀ PORTANTE

Si portano nel seguito le verifiche di capacità portante in accordo a quanto previsto al §6.4.2.1 delle NTC2018 considerando l'approccio 2 (A1+M1+R3).

La fondazione è caratterizzata da una larghezza circa pari a 12,10 m e da una lunghezza circa pari a 17,05 m e uno spessore pari a 60 cm. Il carico totale di compressione applicato è pari a 10.745 kN.



Teoria statica di base

☐ Terzaghi '43 ☒ Brinch Hansen '70 ☐ EC7-2004 ☐ Rocchia

☐ Meyerhof '63 ☐ Vesic '75 ☐ Richards '93

☐ Custom ☐ Greek (EAK2000)

Sub-teoria per N_y Standard Limitazioni

☐ Considera combinazioni sismiche per q_{lim} , con:

☒ Soltanto Teoria di base $k_{hi}=0,050-k_{hk}=0,010-k_v=\pm 0,005$

Oltre alla teoria di base includi l'effetto dinamico con:

☐ Maugeri & Novità ☐ Paolucci & Pecker ☐ Cascone altri

☐ In alternativa applica Teorie globali (effetti inerziali e cinematici)

☒ Maugeri & Novità ☐ Paolucci & Pecker ☐ Cascone altri

☐ Budhu & Al-Karni ☐ Richards altri

$q_{ult}=c' \cdot N_c \cdot sc \cdot dc \cdot ic \cdot bc \cdot gc + q' \cdot N_q \cdot sq \cdot dq \cdot iq \cdot bq \cdot gq + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot Ny \cdot sy \cdot dy \cdot iy \cdot by \cdot gy$

Geometria fondazione-terreno

Base [B] (m): 12.1 Lunghezza [L] (m): 17.05

Profondità [D] (m): 0.60 Incl. base [a] (deg): 0.0

Incl. pendio [b] (deg): 0.0 Perm [q0] (kPa): 0.00

Parametri caratteristici terreno (premi INVIO per confermare i dati)

Str.	γ_{nat} (kN/m³)	γ_{sat} (kN/m³)	ϕ (deg)	c' (kPa)	c_u (kPa)	Hstr (m)	Eed (kPa)	Dr
1	18.00	18.00	22.0	0.00	55.00	25.00	7544.0	0.50
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Parametri di calcolo terreno equiv. (prof. 2.00·B+D=24.20+0.60 m)

γ (kN/m³)	ϕ (deg)	c' (kPa)	c_u (kPa)	Eed (kPa)	Dr
10.44	22.0	0.00		7544.0	0.50

Profondità falda (m) 6.5 (dal piano di campagna)

☐ Calcola carico ultimo in Condizioni non drenate

☒ Considera punzonamento con il criterio di:

☐ Terzaghi ☒ Vesic (se $I_r < I_{r_crit}$)

$I_r = 29.59 - I_{r_crit} = 41.51$

Sezione/Stratigrafia Vista dall'alto

Piano campagna

12.10

Quota falda: -6.50

25.00

Dettaglio superficie rottura

Risultati

Combinazione 1 - Statica (Proiezione alla base)

$N = 10745.00$ kN - $M_B = 0.00$ kNm - $M_L = 0.00$ kNm

$H_L = 0.00$ kN - $H_B = 0.00$ kN

	c	q	y
N_c, N_q, N_y	16.883	7.821	4.134
sc_B, sq_B, sy_B	1.305	1.266	0.716
dc_B, dq_B, dy_B	1.018	1.016	1.000
ic_B, iq_B, iy_B	1.000	1.000	1.000
bc, bq, by	1.000	1.000	1.000
gc, gq, gy	1.000	1.000	1.000
pc, pq, py	0.867	0.884	0.884
ec, eq, ey			

q' (kPa) 10.80

Avvisi

q_{ult} (kPa): 261.33 Q_{ult} (kN): 53914.15 R: 5.018 > R3=2.3

Resistenza a scorrimento (kNm): 4341.26 R: infinito > R3=1.1

Minimo fattore di sicurezza q_{ult} (tra tutte le combinazioni)

Combinazione 1 - Statica (Proiezione alla base)

$N = 10745.00$ kN - $M_B = 0.00$ kNm - $M_L = 0.00$ kNm

$H_L = 0.00$ kN - $H_B = 0.00$ kN

q_{ult} (kPa): 261.33 Q_{ult} (kN): 53914.15 R: 5.018 > R3=2.3

Minimo fattore di sicurezza a scorrimento (tra tutte le combinazioni)

Combinazione 1 - Statica (Proiezione alla base)

$N = 10745.00$ kN - $M_B = 0.00$ kNm - $M_L = 0.00$ kNm

$H_L = 0.00$ kN - $H_B = 0.00$ kN

Resistenza a scorrimento (kNm): 4341.26 R: infinito > R3=1.1

Il rapporto tra il carico applicato e il carico ultimo risulta essere pari a **5,02** il quale risulta essere superiore a **2,30**, coefficiente di sicurezza R3.

La verifica di capacità portante risulta rispettata.

11.2 CEDIMENTI

Nel seguente paragrafo vengono riportate le verifiche dei cedimenti. In particolare sono stati valutati sia i cedimenti medi assoluti che i cedimenti differenziali.

Il cedimento assoluto è stato calcolato per la condizione di carico corrispondente allo stato limite di esercizio – Combinazione frequente utilizzando il metodo elastico e avvalendosi della teoria di Boussinesq per il calcolo delle tensioni indotte nel sottosuolo. Secondo quanto riportato da Sower (1962) sono stati considerati i seguenti cedimenti totali ammissibili.

Tabella 16.5 - Valori ammissibili di alcuni parametri di deformazione delle strutture secondo Sowers (1962)

Tipo di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile
Cedimento massimo ρ_{max} (cm)	Collegamento a reti di servizi	15÷30
	Accessibilità	30÷60
	Probabilità di cedimenti differenziali in:	
	a) murature portanti	2,5÷5
	b) strutture intelaiate	5÷10
Rotazione rigida $\tan\alpha$	c) ciminere, silos	7,5÷30
	Stabilità al ribaltamento	Dipende dalla posizione del baricentro
	Operatività di macchine:	
	a) macchine tessili	0,003
	b) turbogeneratori	0,0002
Rotazione relativa $\tan\beta$	c) binari di carro ponte	0,003
	Drenaggio di superfici pavimentate	0,01÷0,02
	Murature portanti multipiano	0,0005÷0,001
	Murature portanti ad un piano	0,001÷0,02
	Lesioni di intonaci	0,001
	Telai in c.a.	0,0025÷0,004
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0,003
	Telai in acciaio	0,002
	Strutture semplici d'acciaio	0,005

Il cedimento medio assoluto, relativo al fabbricato in oggetto, risulta essere pari a 0,265 cm inferiore al valore limite considerato pari a 5 cm.

Per quanto riguarda i cedimenti differenziali, si è ricavato un valore massimo pari a 1,00 mm a cui corrisponde una distorsione pari a 0,022% inferiore al valore limite pari a 0,2 %.

Le verifiche risultano essere soddisfatte.