

COMMITTENTE:
KERAKOLL S.p.a
Via dell'Artigianato 9
41049 Sassuolo (MO)

SITO K2X KERAKOLL

in Sassuolo e Fiorano Modenese (MO)

Provvedimento Autorizzativo Unico Regionale (PAUR) ai sensi della L.R. 4/2018



SEDE LEGALE
Via Galileo Galilei 220 - 41126 Modena - Italy
Tel. +39 059 35 65 27 Fax. +39 059 35 60 87
info@politecnica.it www.politecnica.it

SEDE LEGALE
Via Radici in Piano n. 309 - 41043 Casinalbo di Formigine - Italy
Tel. +39 059 512556

RESPONSABILE DI PROGETTO
Ing. Andrea Dal Cerro (Politecnica)

PROGETTO ARCHITETTONICO
Arch. Stefano Maffei (Politecnica)
Ing. Arch. Corrado Giacobazzi (Politecnica)

URBANISTICA
Arch. Maria Cristina Fregni (Politecnica)

PREVENZIONE INCENDI
Ing. Massimo Fiorini (Politecnica)
Ing. Giulio Bechi (Politecnica)

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI
Ing. Marco Balestrazzi (Politecnica)
Ing. Marcello Gusso (Politecnica)

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI
Ing. Federico Gasperini (Politecnica)
Ing. Francesco Frassinetti (Politecnica)

PROGETTO IDRAULICA, OPERE ESTERNE E INFRASTRUTTURE
Ing. Stefano Ripari (Politecnica)
Ing. Alessandro Cecchelli (Politecnica)

PROGETTO STRUTTURE
Ing. Giandomenico Cassanelli (CGroup)
Ing. Marco Cesaroni (CGroup)
Geom. Gaetano De Bartolo (CGroup)
Ing. Giulia Meglioli (CGroup)

COORDINAMENTO SICUREZZA IN PROGETTAZIONE
Ing. Giandomenico Cassanelli (CGroup)

COLLABORATORI
Arch. Luca Magnani (Politecnica)
Arch. Luca Braglia (Politecnica)
Arch. Anna Giusti (Politecnica)
Ing. Marco Bazzani (Politecnica)
Ing. Marco Corvino (Politecnica)
Ing. Massimiliano Roberto (Politecnica)
P.i. Andrea Menditto (Politecnica)
Ing. Nicole Saulino (Politecnica)
Ing. Sara Merelli (Politecnica)
Ing. Alessandro Romei (Politecnica)
Ing. Marco Cardin (Politecnica)
Arch. Irene Cogliano (Politecnica)
Ing. Valeria Prandi (CGroup)
Ing. Fabio Santangelo (CGroup)
Ing. Michele Altilla (CGroup)
Ing. Michele Franchini (CGroup)
Arch. Chiara Lenzotti (CGroup)

ELABORATO

OPERE STRUTTURALI

MAGAZZINO MP

RELAZIONE TECNICA ATTINENTE ALLA RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO NECESSARIA PER IL RILASCIO DEL PDC

MAGAZZINO MP

		PARTE D'OPERA	DISCIPLINA	DOC. E PROG.	FASE	REV.
		02	CA	RT01	2	0
Cartella	File name	Prot.	Scala	Formato		
6	02_CA_RT01_20_5079.pdf.p7m	5079	-	A4		
5						
4						
3						
2						
1						
0	EMISSIONE PER PAUR		01.03.2022	VP	MC	GC
REV.	DESCRIZIONE	DATA		REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

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

SOMMARIO

1	INDICE E RIFERIMENTI PROGETTUALI	3
2	ESTREMI DEL COMMITTENTE.....	4
3	PROGETTISTI	5
4	INDIVIDUAZIONE DEL SITO	7
5	DOCUMENTAZIONE TECNICA APPLICATIVA	8
6	INDAGINE GEOLOGICA E PIANIFICAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE	9
6.1	Risultanze indagine geologia	9
6.2	Pianificazione indagini geognostiche.....	10
7	INDICAZIONI SULLE IPOTESI DEL SISTEMA FONDALE	15
8	DESTINAZIONI D'USO E ANALISI DEI CARICHI	18
9	LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA, VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	24
10	TIPOLOGIA STRUTTURALE ADOTTATA	25
11	INDICAZIONE SUI MATERIALI.....	27
12	INDIVIDUAZIONE PARAMETRI AZIONE SISMICA	29
13	RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA MODALE.....	31
14	VALUTAZIONE EFFETTI NON-LINEARI PDR/VH	35
15	COMPONENTI NON STRUTTURALI: INTERAZIONI	37
16	ANALISI SULLA REGOLARITÀ STRUTTURALE.....	38
17	PREDIMENSIONAMENTI	39

1 INDICE E RIFERIMENTI PROGETTUALI

◆ Documenti di progetto di riferimento

▪ ELABORATI GRAFICI

- 02_CA_S001_20_5079;
- 02_CA_S002_20_5079;
- 02_CA_S003_20_5079;
- 02_CA_S004_20_5079;
- 02_CA_S005_20_5079;
-

▪ ELABORATI SPECIALISTICI DI RIFERIMENTO

- doc. n. - RELAZIONE GEOLOGICA, RELAZIONE GEOTECNICA E ANALISI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE – Oggetto: Caratterizzazione geologico-geotecnica e sismica di un'area sita in fregio a Via Pedemontana nel Comune di Sassuolo (MO), Dot Geol. Pier Luigi Dallari, 362/2021, MAGGIO 2021.

◆ Abbreviazioni e riferimenti progettuali

- EC: Eurocodice
- NTC: Norme Tecniche Per le Costruzioni 2018

2 ESTREMI DEL COMMITTENTE

“Indicazione degli estremi del committente”

Il presente elaborato è redatto su commissione di:

Kerakoll S.p.a.

Via Artigianato n.9

41049, Sassuolo (MO)Premessa

3 PROGETTISTI

“Indicazione degli estremi del progettista architettonico e del progettista strutturale che curano la progettazione dell’intero intervento, nonché di altre eventuali figure concorrenti alla progettazione dell’opera”

PROGETTISTA ARCHITETTONICO

Ing. Andrea Dal Cerro

c/o Politecnica Viale Amendola, 6 int. 3 50121 Firenze (FI)

Albo Ingegneri di Firenze n° 3810

C.F. DLCNDR68E12H501O

DIRETTORE LAVORI ARCHITETTONICO

Ing. Andrea Dal Cerro

c/o Politecnica Viale Amendola, 6 int. 3 50121 Firenze (FI)

Albo Ingegneri di Firenze n° 3810

C.F. DLCNDR68E12H501O

PROGETTISTA STRUTTURALE

Ing. Giandomenico Cassanelli

Via Dante Alighieri, 6 Casinalbo di Formigine (MO)

Albo Ingegneri di Modena n° 1447

C.F. CSSGDM65T22F257D

Con studio CGROUP SRL, in Via Radici in piano n. 309 Formigine (MO)

Ing. Marco Cesaroni

Via Urbinate, 267 Urbino (PU)

Albo Ingegneri di Pesaro e Urbino n° A1730

C.F. CSRMRC82R08L500W

Con studio in Via Molino del sole n. 10 Urbino (PU)

DIRETTORE LAVORI STRUTTURALE

Ing. Giandomenico Cassanelli

Via Dante Alighieri, 6 Casinalbo di Formigine (MO)

Albo Ingegneri di Modena n° 1447

C.F. CSSGDM65T22F257D

Con studio CGROUP SRL, in Via Radici in piano n. 309 Formigine (MO)

Ing. Marco Cesaroni

Via Urbinate, 267 Urbino (PU)

Albo Ingegneri di Pesaro e Urbino n° A1730

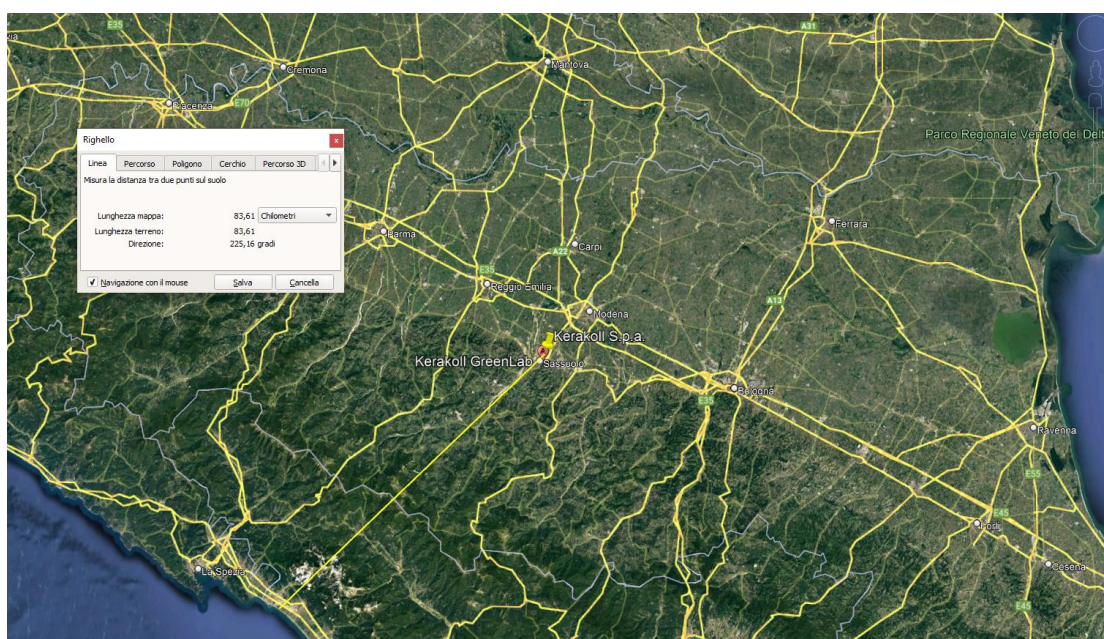
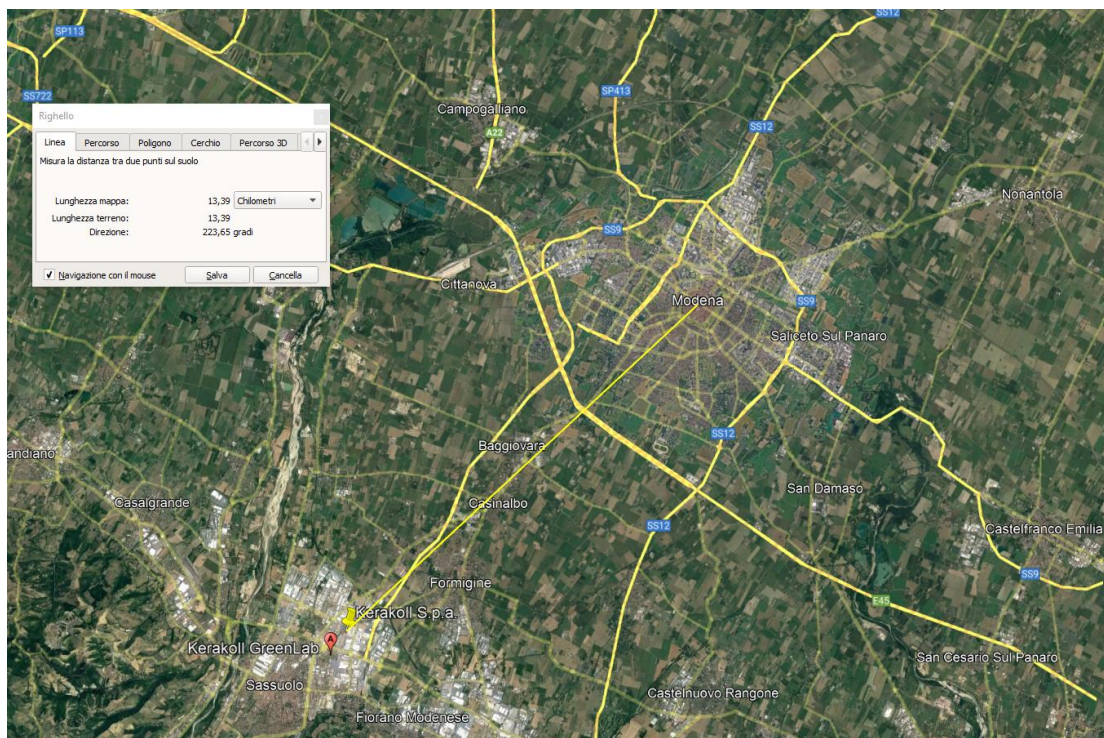
C.F. CSRMRC82R08L500W

Con studio in Via Molino del sole n. 10 Urbino (PU)

4 INDIVIDUAZIONE DEL SITO

“Individuazione del sito in cui sorge l’ opera con rappresentazione cartografica in scala 1:1000 o 1:2000 del contesto urbano e territoriale”

L’unità strutturale in oggetto è situata in contesto industriale nei pressi dello stabilimento KERAKOLL, sito in Via Pedemontana, 41049, Sassuolo (MO), distando 14 km circa da Modena, 120 km circa dalla costa adriatica e 85 km circa da quella ligure.



5 DOCUMENTAZIONE TECNICA APPLICATIVA

“Indicazione di eventuali documenti tecnici applicativi adottati ad integrazione delle vigenti norme tecniche per le costruzioni”

- **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.
- **D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380**

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- **D.M. 17 gennaio 2018**

Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” (qui indicate con NTC).
- **Circolare 21 gennaio 2019 n°7/2019 (G.U. n. 5 del 11 febbraio 2019)**

Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- **Eurocodice 2**

“Progettazione delle strutture di calcestruzzo”, UNI EN 1992 (Ed.2005).
- **Eurocodice 3**

“Progettazione delle strutture in acciaio”, UNI EN 1993 (Ed.2005).
- **Eurocodice 7**

“Progettazione geotecnica”, UNI EN 1997 (Ed.2005).
- **Eurocodice 8**

“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”, UNI EN 1998 (Ed.2005).
- **DGR 1373/2011 regione Emilia Romagna**

“Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalita' di controllo degli stessi, ai sensi dell'art. 12, comma 1, e dell'art. 4, comma 1, della l.r. n. 19 del 2008.).
- **OPCM 3274 e seguenti modifiche**
- **CNR/UNI 10011-88**

Costruzioni in acciaio - Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- **CEB-FIP**

Model code 90

6 INDAGINE GEOLOGICA E PIANIFICAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE

“Indicazioni, basate sulle risultanze dell’indagine geologica, delle caratteristiche del terreno su cui sorgerà la costruzione e pianificazione delle indagini geognostiche necessarie in fase di progettazione esecutiva”

6.1 Risultanze indagine geologia

Sul terreno oggetto di studio è stata eseguita apposita indagine Geologica da parte del Dr. Geol. Pier Luigi Dallari (Vedi elaborati specialistici), di cui al seguito se ne riportano alcuni estratti. All’interno di essa sono riportate anche le risultanze di indagini geotecniche eseguite ai fini della progettazione preliminare.

GEOLOGIA

2. RELAZIONE GEOLOGICA

2.1 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA

Da quanto si evince dalla “Carta geologica” (tav. n. 4) tratta dalla “Carta geologica - Progetto CARG” a cura della Regione Emilia Romagna, nell’area oggetto di studi affiora la seguente litologia:



Fig. 1.2: Carta geologica (immagine tratta da Carta geologica - Progetto CARG" a cura della Regione Emilia Romagna).

6.2 Pianificazione indagini geognostiche

2.2 INDAGINI GEOGNOSTICHE

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia di intervento in progetto è stata eseguita la seguente campagna di indagini geognostiche:

n.12 prove penetrometriche dinamiche super pesanti DPSH

n.1 indagine sismica MASW

n.2 indagini sismiche HVSR

n.1 sondaggio a carotaggio continuo

I risultati delle suddette indagini sono riportati negli appositi allegati, mentre l'ubicazione è illustrata nella tav. n. 5. e in figura 1.3.

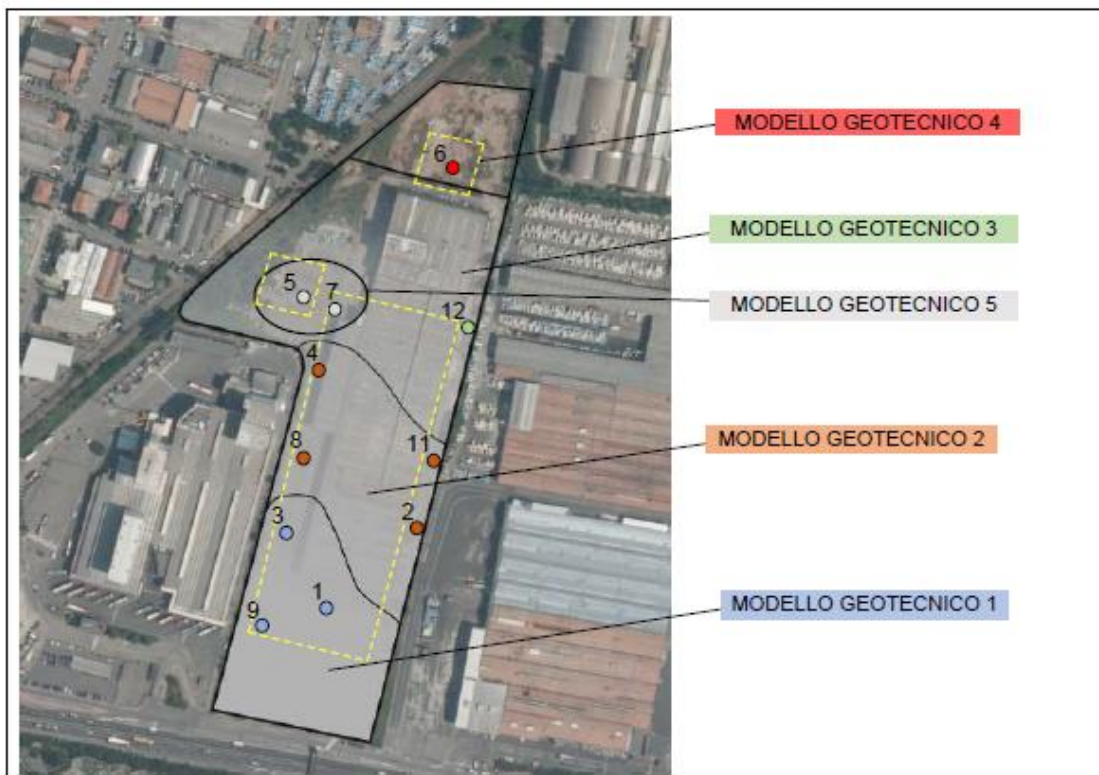
In modo particolare l'area di interesse sulla quale è ubicata la struttura in oggetto è quella caratterizzata attraverso le prove penetrometriche DPSH n. 7 e n. 12; quest'area è individuata nella figura sottostante tramite il rettangolo giallo.

Tavola 5 e figura 1.3



2.7 CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE DEL SITO D'INDAGINE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica delle prove penetrometriche eseguite nell'area di studio, sono stati individuati i seguenti modelli geotecnici:



MODELLO 4

Materiale di riempimento fino a -8.80 m da p.c. seguito da ghiaie sabbiose addensate in posto

MODELLO 5

Al di sotto del sottofondo del piazzale si individua un livello argilloso a scarsa consistenza attribuibile a materiale di riporto. In seguito si individuano le ghiaie addensate a -3.20 m da p.c.

MODELLO 1,2,3

I modelli individuati sono assimilabili circa allo stesso modello; infatti al di sotto del sottofondo del piazzale si individua un livello argilloso seguito da ghiaie sabbiose molto addensate variabile da -2.00 a -3.40 m da p.c.

Come si vede il fabbricato è ubicato all'interno dei modelli geotecnici 3 e 5.

Nel modello geotecnico 3, prova 12, i plinti di fondazione appoggiano su sottofondazioni in calcestruzzo debolmente armate con altezza pari a circa 1.4-1.5 metri, in modo da raggiungere il livello delle ghiaie posto a circa -3.4 m dal piano del piazzale; nel modello geotecnico 5, prova 7, i plinti di fondazione appoggiano su

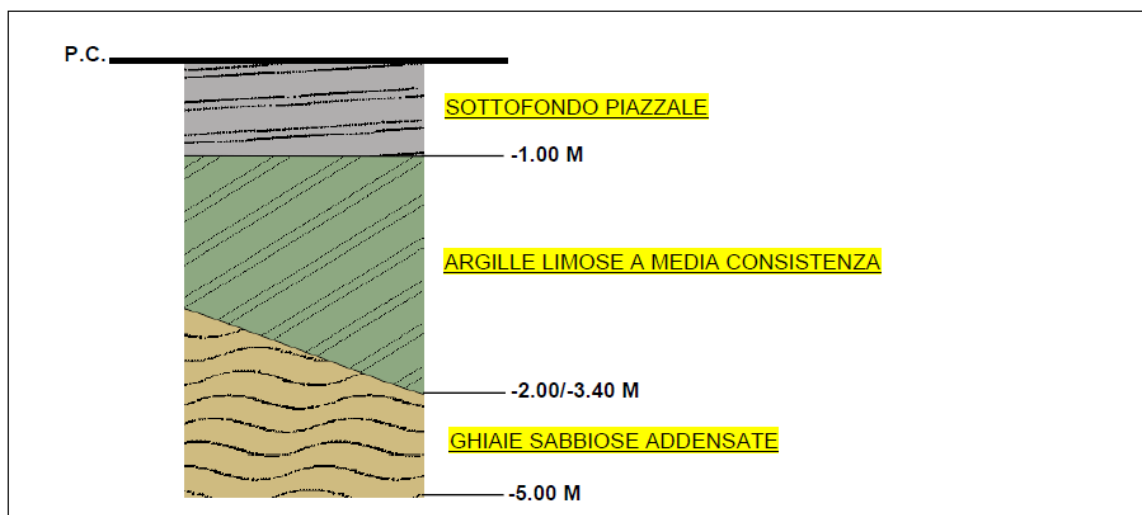
sottofondazioni in calcestruzzo debolmente armate con altezza pari a circa 1.2-1.3 metri, in modo da raggiungere il livello delle ghiaie posto a circa -3.2 m dal piano del piazzale.

Si riporta la tabella con l'indicazione del tetto delle ghiaie rispetto al piano di campagna e la profondità alla quale si è fermata la singola prova penetrometrica.

PROVA	PROFONDITA' DA P.C. (m)	PROFONDITA' TETTO GHIAIE (m)	PROVA	PROFONDITA' DA P.C. (m)	PROFONDITA' TETTO GHIAIE (m)
1	- 3.00	- 2.20	7	- 3.60	- 3.20
2	- 3.40	- 3.00	8	- 3.40	- 3.00
3	- 2.20	- 1.80	9	- 2.40	- 2.00
4	- 3.20	- 2.80	10	- 1.00	-
5	- 3.60	- 3.20	11	- 3.40	- 3.00
6	- 9.00	- 8.80	12	- 4.60	- 3.40

MODELLO GEOTECNICO 3

Al di sotto dello strato superficiale caratterizzato dal Sottofondo del piazzale con ciottoli e asfalto fino a -1.00 m da p.c., le prove eseguite (DPSH 12) hanno rilevato la presenza di un livello caratterizzato da Argille limose a media consistenza fino alla profondità di -3.40 m da p.c., seguito da un livello caratterizzato da Ghiaie sabbiose molto addensate fino a fine prova corrispondente alla profondità di -4.60 m da p.c. (DPSH 12). Tuttavia è possibile ipotizzare che questo livello Ghiaioso si spinga fino alla profondità di -5.00 m da p.c..

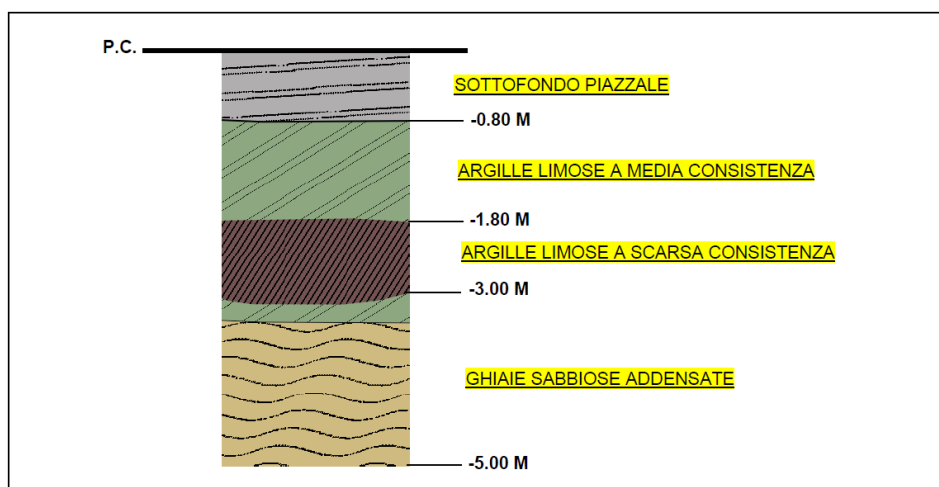


Andamento stratigrafico con riportati gli spessori delle varie unità per i modelli geotecnici medi 1,2 e 3.

MODELLO GEOTECNICO 1-2-3				
Falda non rilevata	Strato	Profondità	Litotipo	Parametri geotecnici
	1	0.00 - 0.80 m da p.c.	Sottofondo del piazzale	
	2	0.80 - 2.00/3.40 m da p.c.	Argille limose a media consistenza	γ 1800 kg/m ³ \approx 18.00 kN/m ³
				γ' 2100 kg/m ³ \approx 21.00 kN/m ³
				C _{uk} 0.56 kg/cm ² \approx 56.0 kN/m ²
				C' _k 0.056 kg/cm ² \approx 5.6 kN/m ²
				Mo 50.0 kg/cm ² \approx 5000 kN/m ²
				Es 78.0 kg/cm ² \approx 7800 kN/m ²
				ϕ_k 23°
	3	2.00/3.40 - 5.00 m da p.c.	Ghiaie sabbiose molto addensate	γ 1900 kg/m ³ \approx 19.00 kN/m ³
				γ' 2200 kg/m ³ \approx 22.00 kN/m ³
				Dr 90%
				Es 600.0 kg/cm ² \approx 60000 kN/m ²
				ϕ_k 35°

MODELLO GEOTECNICO 5

Al di sotto dello strato superficiale caratterizzato dal Sottofondo del piazzale con ciottoli e asfalto fino a -0.80 m da p.c., le prove eseguite (DPSH 5,7) hanno rilevato la presenza di un livello caratterizzato da Argille limose a media consistenza fino alla profondità di -1.80 m da p.c., seguito da un livello caratterizzato da Argille limose a scarsa consistenza fino alla profondità di -3.00 m da p.c. e da un livello caratterizzato da Ghiaie sabbiose molto addensate fino a fine prova corrispondente alla profondità di -3.60 m da p.c. (DPSH 7). Tuttavia è possibile ipotizzare che questo livello Ghiaioso si spinga fino alla profondità di -5.00 m da p.c.. Questo livello argilloso a scarsa consistenza individuato tra -1.80 e -3.00 m da p.c. è stato riscontrato anche nel saggio con escavatore meccanico (saggio n.4) eseguito nelle immediate vicinanze delle prove penetrometriche DPSH 5 e 7. In particolare è emerso come questo livello a scarsa consistenza sia in realtà caratterizzato da materiale di riporto/riempimento misto ad argilla con laterizi e ciottoli di varie dimensioni.



Andamento stratigrafico con riportati gli spessori delle varie unità per il modello geotecnico medio 5.

MODELLO GEOTECNICO 5				
Falda non rilevata	Strato	Profondità	Litotipo	Parametri geotecnici
	1	0.00 – 0.80 m da p.c.	Sottofondo del piazzale	
	2	0.80 – 1.80 m da p.c.	Argille limose a media consistenza	γ 1800 kg/m ³ \approx 18.00 kN/m ³
				γ' 2100 kg/m ³ \approx 21.00 kN/m ³
				C _{uk} 0.56 kg/cm ² \approx 56.0 kN/m ²
				C' _k 0.056 kg/cm ² \approx 5.6 kN/m ²
				Mo 50.0 kg/cm ² \approx 5000 kN/m ²
				Es 78.0 kg/cm ² \approx 7800 kN/m ²
				ϕ_k 23°
	3	1.80 – 3.00 m da p.c.	Argille limose a scarsa consistenza	γ 1750 kg/m ³ \approx 17.50 kN/m ³
				γ' 2050 kg/m ³ \approx 20.50 kN/m ³
				C _{uk} 0.30 kg/cm ² \approx 30.0 kN/m ²
				C' _k 0.03 kg/cm ² \approx 3.0 kN/m ²
				Mo 25.0 kg/cm ² \approx 2500 kN/m ²
				Es 56.0 kg/cm ² \approx 5600 kN/m ²
				ϕ_k 21°
	4	3.00 – 5.00 m da p.c.	Ghiaie sabbiose medimente addensate	γ 1900 kg/m ³ \approx 19.00 kN/m ³
				γ' 2200 kg/m ³ \approx 22.00 kN/m ³
				Dr 50%
				Es 300.0 kg/cm ² \approx 30000 kN/m ²
				ϕ_k 35°

7 INDICAZIONI SULLE IPOTESI DEL SISTEMA FONDALE

“Indicazioni sulle prime ipotesi relative alla tipologia del sistema di fondazioni adottato”

In virtù dei carichi trasmessi dalla struttura al terreno, del volume significativo interessato e della associata stratigrafia, con la presenza di ghiaie sabbiose contraddistinte da ottime caratteristiche meccaniche ad una profondità non elevata rispetto al piano campagna, da -3.2 m a -3.4 m, si è deciso di realizzare fondazioni superficiali di tipo a plinto isolato. Si segnala anche che l'attuale piano di campagna, corrispondente al piazzale esistente, è pressoché alla stessa altezza del pavimento finito del nuovo fabbricato.

Questo tipo di fondazione è la più adatta ad una struttura prefabbricata come quella che si andrà a realizzare, in quanto le distanze tra i pilastri portanti sono tali da rendere non vantaggiosa economicamente la realizzazione di travi rovesce di fondazione.

I plinti saranno poi collegati tra loro da cordoli in entrambe le direzioni, aventi la funzione di eliminare gli spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione e di conseguenza gli spostamenti relativi tra i singoli plinti in caso di sisma. Questi cordoli, lungo il perimetro dell'edificio o in caso di presenza di pannelli di tamponamento prefabbricati interni, hanno anche la funzione di travi porta pannelli; in ogni caso l'estradosso di tali cordoli si trova sempre ad una distanza inferiore ad 1 metro rispetto all'estradosso dei plinti di fondazione.

Tutti i plinti di fondazione del fabbricato non raggiungono la quota delle ghiaie, quindi, in accordo con quanto riportato nella relazione geologica dal Dott. Pier Luigi Dallari, si realizzano getti di calcestruzzo debolmente armato sotto ai plinti stessi, fino a posizionarsi con quest'ultimi getti alla quota delle ghiaie.

Si riporta un estratto della relazione geologica.

Per le fondazioni impostate su plinti risulta determinante la profondità a cui si incontra il tetto delle ghiaie. Infatti nelle aree in cui riscontriamo le ghiaie a -2.00 m da p.c. avremo dei plinti diretti a contatto direttamente con lo strato ghiaioso; mentre dove troviamo le ghiaie a -3.00/-3.40 m da p.c. occorrerà impostare i plinti sempre a -2.00 m da p.c. raggiungendo lo strato ghiaioso mediante un getto di calcestruzzo asportando le argille in posto.

Il calcolo delle fondazioni dirette si esegue adottando l'Approccio 2, definito dalle NTC 2018 al paragrafo 2.6.1 e quindi utilizzando un'unica combinazione di coefficienti parziali: $A1 + M1 + R3$ (azioni, resistenza dei materiali, resistenza globale).

La struttura prefabbricata è progettata come dissipativa in CDB e schematizzata mediante modelli agli elementi finiti nei quali i pilastri sono considerati incastrati alla base; questa scelta, incastro alla base, è a favore di sicurezza per quanto riguarda le sollecitazioni agenti sulla struttura.

Le azioni trasmesse in fondazione dalla struttura sono amplificate mediante un coefficiente pari ad 1.1 per CDB, così come definito al paragrafo 7.2.5 delle NTC 2018.

Prevedendo strutture di fondazione collegate tra loro, in accordo al cap. NTC 7.2.5 delle NTC, non si introducono ulteriori condizioni di carico dovute a spostamenti relativi tra le fondazioni.

Si segnala infine che la relazione geologica-geotecnica indica un rischio di liquefazione nullo, come generalmente avviene nel territorio nel quale è ubicato l'intervento.

Per il calcolo della portanza del terreno si riporta la seguente tabella, tratta dalla relazione geologica, tabella che vale anche per le palazzine prefabbricate facenti parte dell'intervento denominato globalmente K2X.

1) CAPANNONE con modello geotecnico 1,2,3 (PLINTO 1)

Si riportano di seguito i dati relativi al terreno e alle fondazioni considerate.

Parametri del terreno		
peso specifico terreno naturale	γ	= 1900 kg/m ³ \approx 19.00 kN/m ³
peso specifico terreno saturo	γ'	= 2200 kg/m ³ \approx 22.00 kN/m ³
Densità relativa	Dr	= 90%
Modulo elastico	Es	= 600.0 kg/cm ² \approx 60000 kN/m ²
angolo d'attrito caratteristico	ϕ_k	= 35°
profondità falda freatica	Dw	= assente

2) CAPANNONE E PALAZZINA UFFICI A con modello geotecnico 5 (PLINTO 2)

Si riportano di seguito i dati relativi al terreno e alle fondazioni considerate.

Parametri del terreno		
peso specifico terreno naturale	γ	= 1900 kg/m ³ \approx 19.00 kN/m ³
peso specifico terreno saturo	γ'	= 2200 kg/m ³ \approx 22.00 kN/m ³
Densità relativa	Dr	= 50%
Modulo elastico	Es	= 300.0 kg/cm ² \approx 30000 kN/m ²
angolo d'attrito caratteristico	ϕ_k	= 35°
profondità falda freatica	Dw	= assente
PLINTO 2		
larghezza della base	B	= 4.00 m
lunghezza della fondazione	B'	= 4.00 m
profondità della quota di imposta	D	= -3.00 m da p.c.
carico applicato al terreno di fondazione	P	= 2.00 kg/cm ² \approx 200 kN/m ²

La capacità portante del terreno di fondazione agli SLU è calcolata con Terzaghi, a seconda della profondità di posa delle fondazioni si hanno valori leggermente diversi della portata del terreno, come sotto riportate.

Palazzina BP1, quota intradosso fondazioni – 2 m dal pavimento finito

$q = \gamma \cdot D$ sovraccarico laterale sulle fondazioni.

con $\gamma = 1900$ daN/m² e $D = 1.8$ m,

$$q = 1900 \cdot 1.8 = 3420 \text{ daN/m}^2 = 3420/10000 = 0.342 \text{ daN/cm}^2$$

Per interpolazione $N_q = 41.4$ con $\phi = 35^\circ$

Valori tratti da Tabella 4.2 del capitolo 4 di "Fondazioni, progetto e analisi" di J. E. Bowles.

$$q_{lim} = q \cdot N_q = 0.342 \cdot 41.4 = 14.16 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{progetto} = 14.16/2.3 = 6.15 \text{ daN/cm}^2$$

Palazzina BP4, quota intradosso fondazioni – 3 m dal pavimento finito

$q = \gamma \cdot D$ sovraccarico laterale sulle fondazioni.

con $\gamma = 1800 \text{ daN/m}^2$ e $D = 2.2 \text{ m}$,

$q = 1800 \cdot 2.2 = 3960 \text{ daN/m}^2 = 3960/10000 = 0.396 \text{ daN/cm}^2$

Per interpolazione $N_q = 41.4$ con $\phi = 35^\circ$

Valori tratti da Tabella 4.2 del capitolo 4 di "Fondazioni, progetto e analisi" di J. E. Bowles.

$q_{lim} = q \cdot N_q = 0.396 \cdot 41.4 = 16.39 \text{ daN/cm}^2$

$q_{progetto} = 16.39/2.3 = 7.13 \text{ daN/cm}^2$

La relazione geologica riporta i seguenti valori della portanza ultima del terreno, valori che tengono conto dei fattori correttivi sismici di Paolucci e Pecker.

La resistenza R_d calcolata in condizioni "drenate" seguendo l'Approccio 2, combinazione (A1 + M1 + R3), applicando il coefficiente di riduzione parziale per la tangente dell'angolo di attrito secondo la relazione: $\tan \phi'd = \tan \phi'k / 1.0$, dove $\phi'd$ è l'angolo d'attrito di progetto, ne deriva, essendo $\phi'k = \phi'd$. Quindi secondo la formula di Terzaghi si ottiene, per l'intervento in progetto uno stato limite ultimo pari a:

Tipologia fondazione	CONDIZIONE STATICA – CONDIZIONI DRENATE – A1+M1+R3		
	Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3 (Terzaghi)
PLINTO 1	-3.40 m da p.c.	B=4.00 m x L=4.00 m	
		HANSEN (1970)	5.33 kg/cm ² \approx 533 kN/m ²
		TERZAGHI (1955)	5.64 kg/cm ² \approx 564 kN/m ²
PLINTO 2	-3.00 m da p.c.	B=4.00 m x L=4.00 m	
		HANSEN (1970)	5.17 kg/cm ² \approx 517 kN/m ²
		TERZAGHI (1955)	5.58 kg/cm ² \approx 558 kN/m ²

Sulla base dei valori riportati nella tabella sopra, si adottano i seguenti valori di calcolo per il progetto delle fondazioni:

- valore della portanza del terreno agli SLU/SLV pari a $5.1 \text{ kg/cm}^2 = 510 \text{ kN/m}^2$

8 DESTINAZIONI D'USO E ANALISI DEI CARICHI

“Indicazione delle destinazioni d’uso previste per la costruzione, dettagliate per ogni livello entro e fuori terra, con specificazione delle azioni permanenti e relativa descrizione tipologica degli elementi che concorrono alla definizione di tali azioni, nonché specificazione delle azioni variabili agenti”

La struttura è costituita da un prefabbricato monopiano di forma rettangolare, l’impalcato di copertura non è infinitamente rigido; il fabbricato è caratterizzato dalla presenza di due pensiline, una sul lato lungo a sud e una sulla testata ad ovest, anche l’impalcato di copertura delle pensiline non è infinitamente rigido.

La pianta ha forma rettangolare, il rapporto tra il lato maggiore e quello minore è inferiore a 4.

La struttura in oggetto è di tipo industriale, in parte adibita a stoccaggio di materiale ed in parte a lavorazioni legate alla produzione dei manufatti.

I maggiori carichi, dovuti allo stoccaggio del materiale e alla linea produttiva, si trovano sul pavimento industriale, pavimento in appoggio direttamente sul terreno costipato e stabilizzato.

Sulla copertura del fabbricato e sulle pensiline vi è solo il carico variabile della neve ed il carico dovuto all’accumulo sulle due pensiline; su tutto il fabbricato vi è inoltre il carico del vento in pressione o depressione.

Inoltre su tutte le coperture sono presenti carichi permanenti pari a 50 daN/m², comprensivi del manto di copertura, compreso l’eventuale strato isolante, dei pannelli fotovoltaici, dove presenti, e dei carichi appesi dovuti a piccoli impianti, come ad esempio l’illuminazione.

Per tutti i fabbricati in oggetto i valori dei sovraccarichi variabili e permanenti portati sono stati stabiliti in accordo con la committenza e con il progettista architettonico, tuttavia non si esclude che, nella successiva fase di progettazione esecutiva, questi carichi possano subire delle variazioni.

Infine sulle coperture è presente il carico di Categoria H, pari a 50 daN/m², per coperture accessibili per sola riparazione e manutenzione, Tab.3.1.II delle NTC2018; tale carico non è stato considerato nel pre-dimensionamento globale della struttura in quanto poco significativo rispetto ad altri carichi presenti.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d’uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]	H _k [kN/m]
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d’accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d’uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

Si riportano di seguito in dettaglio i carichi considerati nel calcolo:

Nazione: Italia
Regione: Emilia Romagna
Provincia: Modena

Comune: Sassuolo
Località: Sassuolo
Latitudine: 44.557563° (ED50)
Longitudine: 10.808678° (ED50)
Altitudine: 100 mslm

CARICHI PESI PROPRI

- Peso proprio delle strutture in elevazione in c.c.a. G1 $\gamma = 2500 \text{ daN/m}^3$
- Peso proprio delle strutture in acciaio, se presenti, G1 $\gamma = 7850 \text{ daN/m}^3$

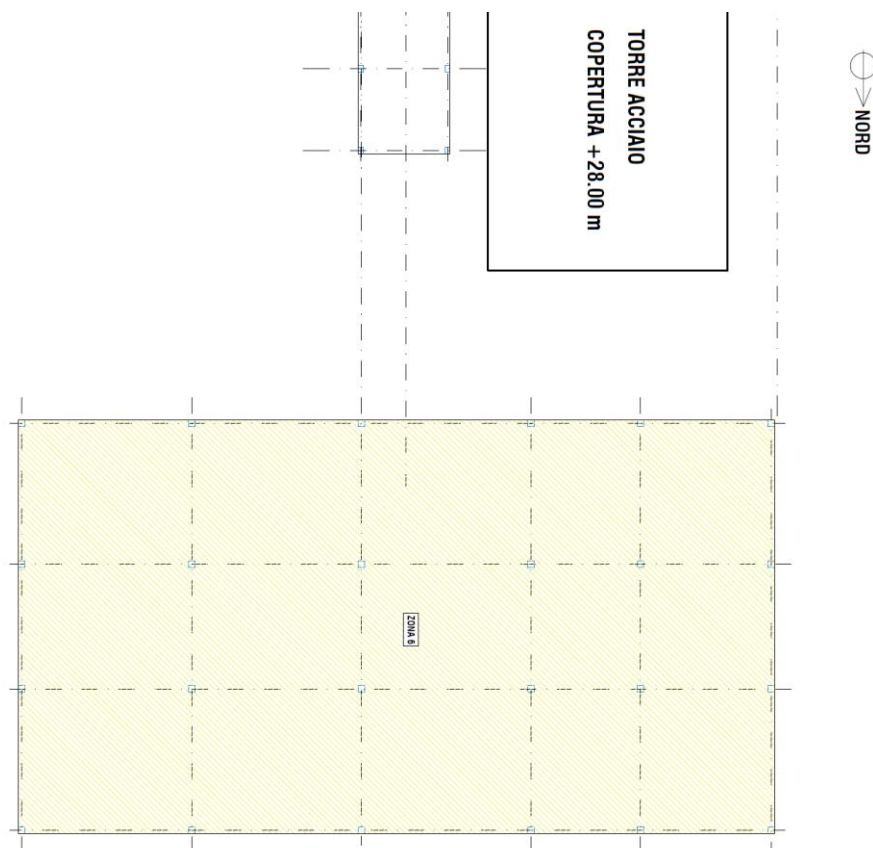
Calcolato in automatico dal programma di calcolo con una contingency del 15%;

- Peso proprio delle strutture in fondazione in c.c.a. G1 $\gamma = 2500 \text{ daN/m}^3$
- Peso proprio dei pannelli prefabbricati verticali a taglio termico, G2 430 daN/m^2
- Peso proprio tamponatura leggera con pannelli sandwich, G2 50 daN/m^2

I pesi propri delle strutture in elevazione dipendono dalla geometria dei manufatti utilizzati dal prefabbricatore.

Per il pre-dimensionamento sono stati utilizzati elementi strutturali aventi sezioni basate sull'esperienza dello scrivente; tali sezioni, utilizzate nel modello fem, sono riportate di seguito e potranno subire modifiche in fase di progettazione esecutiva.

Per i restanti carichi, permanenti portati e variabili, si riportano di seguito le piante del fabbricato con l'area di carico e la tabella con i valori corrispondenti ai vari carichi.





ZONA 6: CARICO TOTALE COPERTURA CAPANNONI CON ALARI E SHED

$$\begin{aligned} q_{perm} (\text{manto di copertura} + \text{appesi}) + q_{var}(\text{neve}) &= \\ &= 50 + 120 = 170 \text{ kg/m}^2 \\ \gamma \quad \text{perm} &= 1.3 \\ \gamma \quad \text{var} &= 1.5 \end{aligned}$$

AZIONI AMBIENTALI

AZIONE DELLA NEVE

Zona I – Mediterranea ($a_s \leq 200 \text{ m s.l.m.} \Rightarrow q_{sk} = 150 \text{ daN/m}^2$);

Coefficiente di esposizione $C_E = 1.0$ (NTC 3.4.3 topografia normale);

Coefficiente termico $C_t = 1.0$ (NTC 3.4.4);

$\mu_1 = 0.8$ coperture piane

$$p_{s,Ed-MAX} = \mu \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T = 120 \text{ daN/m}^2.$$

ACCUMULO NEVE PER DISLIVELLO DI QUOTA – OMBRA AEREODINAMICA

Nel fabbricato, non vi è scivolamento della neve sulle coperture più basse, in quanto i pannelli di tamponamento perimetrali di tutti gli edifici hanno un'altezza superiore alle coperture dei fabbricati stessi, quindi $\mu_s = 0$.

La condizione di carico conseguente ai fenomeni di cui sopra è denominata Caso (ii) nella Figura C.3.4.5.

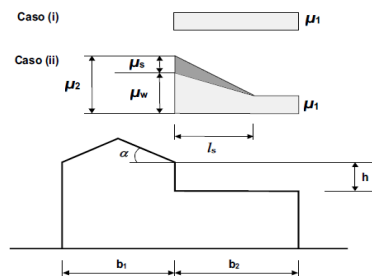


Figura C.3.4.5 - Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture adiacenti a costruzioni più alte

I valori dei coefficienti di forma sono dati dalle espressioni seguenti:

$$\mu_1 = 0,8 \text{ (assumendo che la copertura inferiore sia piana)}$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

in cui:

μ_s è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto allo scivolamento della neve dalla copertura superiore, che vale:

$$\text{per } \alpha \leq 15^\circ, \quad \mu_s = 0$$

per $\alpha > 15^\circ$, μ_s è calcolato in ragione del 50% del carico totale massimo insistente sulla falda della copertura superiore, valutato con riferimento al valore del coefficiente di forma appropriato per detta falda.

μ_w è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto alla redistribuzione operata dal vento, che vale:

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2l_s \leq \gamma h/q_{sk} \quad [C3.4.5]$$

in cui γ è il peso dell'unità di volume della neve [kN/m^3], che per i presenti calcoli può essere assunto pari a 2 kN/m^3 .

Il valore del coefficiente μ_w dovrà comunque essere compreso tra i limiti seguenti:

$$0,8 \leq \mu_w \leq 4,0.$$

La lunghezza della zona in cui si forma l'accumulo è data da $l_s = 2h$, e comunque $5 \leq l_s \leq 15 \text{ m}$.

Come precedentemente accennato sul fabbricato esistono due zone di accumulo della neve dovute a salti di quota:

1. salto di quota tra la copertura del capannone e la copertura della pensilina lato sud,
2. salto di quota tra la copertura del capannone e la copertura della pensilina lato ovest.

Ai diversi salti di quota corrispondono diversi valori dell'accumulo massimo della neve e della lunghezza l_s di accumulo, si riportano di seguito i diversi valori considerati per individuare i carichi sulla copertura.

Caso 1

$$\Delta h = 16.4 - 6 = 10.4 \text{ m}$$

$$(b_1 + b_2) / (2 \cdot \Delta h) = (51.3 + 4.3) / (10.4 \cdot 2) = 2.67 < 2 \cdot 10.4 / 1.5 = 13.87 < 4$$

$$\rightarrow \mu_w = 2.67 \quad \text{qneve max} = 150 \cdot 2.67 = 400 \text{ daN/m}^2 \quad l_s = 2 \cdot \Delta h = 20.8 \text{ m} < 15 \text{ m} \rightarrow l_s = 15 \text{ m}$$

Caso 2

$$\Delta h = 16.4 - 6 = 10.4 \text{ m}$$

$$((b_1 + b_2) / (2 \cdot \Delta h)) = (89.7 + 4.3) / (10.4 \cdot 2) = 4.52 < 2 \cdot 10.4 / 1.5 = 13.87 < 4$$

$$\rightarrow \mu_w = 4 \quad \text{qneve max} = 150 \cdot 4 = 600 \text{ daN/m}^2 \quad l_s = 2 \cdot \Delta h = 20.8 \text{ m} < 15 \text{ m} \rightarrow l_s = 15 \text{ m}$$

AZIONE DEL VENTO

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

2) Emilia Romagna

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
2	25	750	0.015
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			100
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			25.000
α_R (T_R)			1.00073
v_b (T_R) = $v_b \cdot \alpha_R$ [m/s])			25.018

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$
 q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 C_e (coefficiente di esposizione)
 C_p (coefficiente di forma)
 C_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	391.20
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Categoria di esposizione

ZONE	1,2,3,4,5					
	costa	mare	500m	750m		
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	III	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONE	6				
	costa	mare	500m		
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE	7,8			
	mare	costa		
	1.5 km	0.5 km		
A	--	--	IV	
B	--	--	IV	
C	--	--	III	
D	I	II	*	

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONE	9		
	costa		
A	--	I	
B	--	I	
C	--	I	
D	I	I	

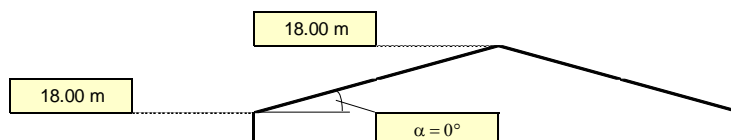
Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
2	B	100

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
IV	0.22	0.3	8	1

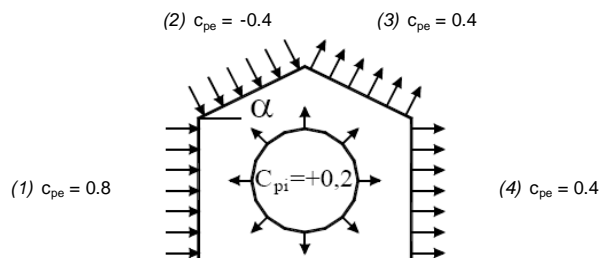
z [m]	c _e
z ≤ 8	1.634
z = 18	2.199
z = 18	2.199



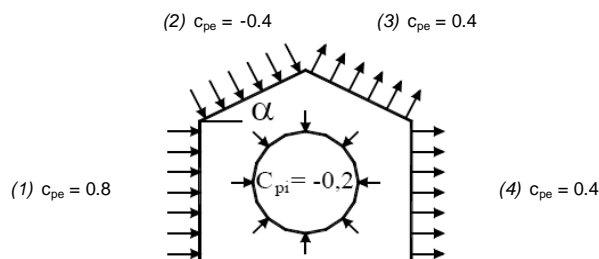
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

(1)	c _p	p [kN/mq]
	0.60	0.516
(2)	c _p	p [kN/mq]
	-0.60	-0.516
(3)	c _p	p [kN/mq]
	0.60	0.516
(4)	c _p	p [kN/mq]
	0.60	0.516



(1)	c _p	p [kN/mq]
	1.00	0.860
(2)	c _p	p [kN/mq]
	-0.20	-0.172
(3)	c _p	p [kN/mq]
	0.20	0.172
(4)	c _p	p [kN/mq]
	0.20	0.172



Per il carico del vento si usano i coefficienti di forma c_p contenuti nella seconda tabella ai punti (1) e (2), con il carico massimo e minimo agenti in entrambe le direzioni, si veda dopo la tabella di combinazione dei carichi.

AZIONE SISMICA

L'azione sismica viene determinata secondo apposita analisi per cui si rimanda ai paragrafi seguenti.

Si segnala che nei carichi considerati è compreso anche il “tamponamento sismico”; questo è un carico fittizio, che non è conteggiato come carico gravitazionale, in quanto i pannelli di tamponamento non appoggiano dove è applicato tale carico, ma tiene conto della percentuale di massa dei pannelli verticali che è vincolata alle travi di impalcato e che, di conseguenza, produce azioni orizzontali su tali travi in caso di sisma.

9 LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA, VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

“Indicazione della “vita nominale” e della “classe d’uso” della costruzione”

Vita nominale: 50

Classe d’uso: II

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

9.1.1.1.1 Classe d'uso

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso *III* o in Classe d’uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

10 TIPOLOGIA STRUTTURALE ADOTTATA

“Individuazione della tipologia strutturale adottata e motivazioni della scelta compiuta”

La concezione del sistema strutturale è sviluppata in funzione di soddisfare sia i requisiti di sicurezza strutturali sia le esigenze della configurazione architettonica sia il lay-out produttivo interno al fabbricato.

L’edificio è una struttura prefabbricata monopiano, con la presenza di una pensilina su gran parte del lato ovest.

In base alla classificazione della Tabella 7.3.II delle NTC2018, l’edificio è una struttura prefabbricata con pilastri incastrati alla base e travi incernierate.

La struttura viene progettata come dissipativa in CDB, pertanto il suo fattore di comportamento di base è

$$q_0 = 2.5$$

come si evince dalla tabella suddetta.

Il fattore di comportamento finale è ridotto in via cautelativa tramite il coefficiente $K_r = 0.8$, valore riferito ad una struttura irregolare in altezza; si giustifica questa scelta prudenziale a causa della presenza delle pensiline sui lati ovest e sud del fabbricato

Quindi il fattore di comportamento finale è:

$$q_0 \cdot K_r = 2.5 \cdot 0.8 = 2$$

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD“A”	CD“B”
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_n / \alpha_1$	$3,0 \alpha_n / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_n / \alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_n / \alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5

Le travi principali e secondarie della copertura sono incernierate agli appoggi sia sul piano xz o sul piano yz, a seconda della direzione della trave all’interno del fabbricato, sia sul piano xy, inoltre sono svincolate anche in modo da non avere momento torcente; di fatto le diverse travi principali e secondarie hanno un funzionamento a biella.

Questa ipotesi di schematizzazione degli elementi di copertura è stata adottata dallo scrivente sulla base di considerazioni personali e dell’esperienza; in fase esecutiva il progettista della struttura prefabbricata, sulla base del vincolamento effettivamente realizzato tra travi principali e travi secondarie e tra travi principali e pilastri, potrà decidere diversamente, in particolare non realizzando un vincolo a cerniera sul piano xy e quindi vincolando anche a momento torcente, ma mantenendo sempre, proprio per la tipologia strutturale adottata, il vincolamento a cerniera sui piani xz o yz, a seconda della direzione della trave considerata.

La schematizzazione ora adottata porta ad ottenere dei periodi di vibrazione più alti della struttura, operare un vincolamento delle travi diverso dalla cerniera sul piano xy produce una riduzione dei periodi di vibrazione della struttura stessa, di conseguenza un aumento delle sollecitazioni.

In ogni caso gli impalcati di copertura, compresi quelli delle pensiline, non si possono definire infinitamente rigidi, quindi sulla struttura si esegue un'analisi dinamica modale senza condensazione di piano, con momenti statici torcenti addizionali per tenere in conto del possibile spostamento del 5% in ogni direzione del baricentro delle masse rispetto al baricentro delle rigidezze.

I pilastri, incastrati alla base ed incernierati alle travi in sommità, sono di fatto gli unici elementi controventanti dal punto di vista sismico, la cerniera plastica in essi si realizza solo alla base, cioè all'incastro.

Il modulo elastico dei pilastri viene ridotto per tenere conto della fessurazione, paragrafo 7.2.6 NTC 2018, sotto riportato; sulla base delle figure C7.2.5 (a) e C7.2.5 (b), contenute nella Circolare esplicativa del 21-01-2019 n. 7/C.S.LL.PP. e sulla base dello sforzo normale N dovuto ai carichi verticali agenti sui pilastri in combinazione sismica, la riduzione del modulo elastico operata è pari al 20%.

Nel rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si deve tener conto della fessurazione. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, calcestruzzo armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Nelle Figure C7.2.5 (a) e C7.2.5 (b), η rappresenta il fattore di comportamento, N lo sforzo normale dovuto ai soli carichi verticali nella combinazione sismica, A_c l'area della sezione, f_{cd} la resistenza a compressione del calcestruzzo.

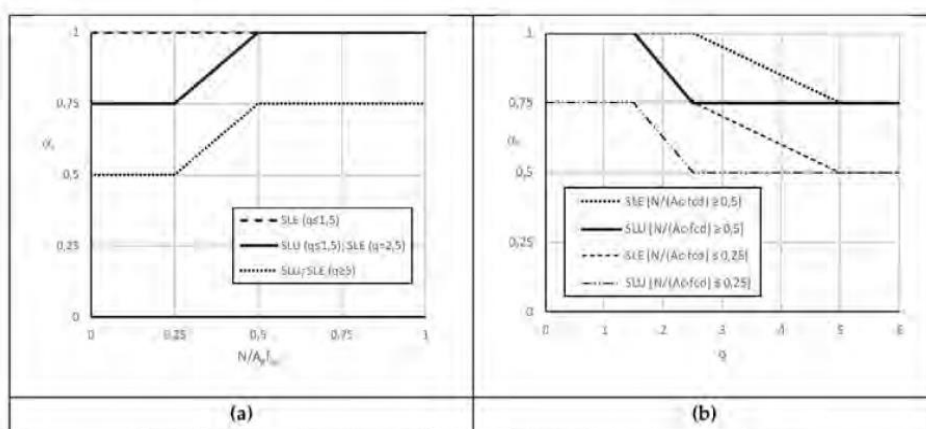


Figura C7.2.5 Dipendenza di α dal carico assiale N e dal fattore di comportamento q .

Il fabbricato è strutturalmente indipendente da altri fabbricati, trattandosi di un fabbricato isolato, come si vede dalla planimetria generale dell'intero intervento.

FONDAZIONI

Le fondazioni del fabbricato sono superficiali a plinto isolato e sono collegate tra loro da cordoli orizzontali, come già precedentemente scritto, al fine di non determinare sollecitazioni parassite nelle struttura in elevazione dovute ad eventuali spostamenti relativi del piano fondale.

11 INDICAZIONE SUI MATERIALI

“Indicazione dei materiali adottati con particolare riferimento alle motivazioni delle scelte compiute in relazione ai requisiti di resistenza meccanica e di durabilità con particolare riferimento alla riduzione degli interventi di manutenzione straordinaria da compiere durante la vita nominale dell’opera strutturale al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l’efficienza e il valore economico”

Salvo diversa indicazione si prescrivono i seguenti materiali:

CARPENTERIA METALLICA/INSERTI PER COLLEGAMENTI STRUTTURALI

Acciaio S275

salvo dove diversamente specificato dal produttore dell’inserto per collegamento strutturale

BARRE FILETTATE CLASSE 8.8 O CLASSE 10.9

CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI

Classe di esposizione:	XC2 per fondazioni
Classe di resistenza:	C30/37
Contenuto cemento minimo:	325 Kg/mc
Diametro massimo inerte:	32 mm per fondazioni
Classe di consistenza:	S3 o S4
Fck:	370 Kg/cm ²
fcd:	170,0 Kg/cm ²

CALCESTRUZZO PER STRUTTURA IN ELEVAZIONE

Classe di esposizione:	XC3 per strutture in elevazione
Classe di resistenza:	C40/50, C45/55
Rck,j per strutture precomprese al taglio trefoli = 35 N/mm ² – 40 N/mm ²	
Contenuto cemento minimo:	425 Kg/mc
Diametro massimo inerte: 20 mm per strutture in elevazione o minore negli alari di copertura.	
Classe di consistenza:	S4, S5 se e dove necessario
Fck:	450 Kg/cm ²
fcd:	255,0 Kg/cm ²

ACCIAIO PER ARMATURA LENTA PER FONDAZIONI E STRUTTURA IN ELEVAZIONE

Barre:	B 450C
Reti e tralicci:	B 450C – B450A
Fyk	4500 Kg/cm ²
Fyd	3913 Kg/cm ²

ACCIAIO PER PRECOMPRESSIONE STRUTTURA IN ELEVAZIONE

Trefoli e trecce

Tensione caratteristica al carico massimo f_{ptk}: > o = 1860 N/mm²

Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale f_{p(1)k}: > o = 1670 N/mm²

RESINA BICOMPONENTE PER ANCORAGGI IN C.A.

Resina Hilti HIT-RE 500 V3

MALTA PER INGHISAGGI

Malta a ritiro compensato per inghisaggi EMACO S55 o Masterflow 928.

Per ogni tipo di calcestruzzo gli inerti non dovranno assorbire acqua, dovranno avere lunga durata nel tempo senza subire degradazioni, avere opportuna resistenza al gelo, nonché durezza e resistenza adeguate alla classe di calcestruzzo da ottenere, e dovranno essere lavati e risultare totalmente mancanti di terra, fango, detriti organici, ecc.

Gli inerti saranno di tre tipi e dimensioni e la loro miscela sarà effettuata in modo da ottenere una curva granulometrica compresa tra le due curve limite.

Il rapporto acqua/cemento non dovrà essere superiore a 0,5; per valori inferiori dovranno essere usati additivi fluidificanti per migliorarne la lavorabilità.

L'acciaio di armatura dovrà essere controllato in stabilimento in accordo al capitolo 11.3.2.10 delle NTC 2008. Il piegamento delle barre di armatura dovrà essere eseguito rispettando i seguenti diametri minimi:

per $\varphi < 16\text{mm} \Rightarrow 4\varphi$

per $16 \leq \varphi \leq 25\text{mm} \Rightarrow 7\varphi$

12 INDIVIDUAZIONE PARAMETRI AZIONE SISMICA

“Individuazione dei parametri che concorrono alla definizione dell’azione sismica di riferimento in base alla tipologia strutturale adottata e alle condizioni del sito”

In accordo alle NTC 2018 l’azione sismica è stata definita in funzione della “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e determinata a partire dallo spettro di risposta elastico in accelerazione in funzione dello stato limite considerato.

SISMA ORIZZONTALE ED EFFETTI TORSIONALI

Per il fabbricato, in accordo con il cap. 3.2.3, l’azione sismica è stata determinata in maniera indipendente nelle 2 componenti orizzontali e combinata secondo quanto al cap. 7.3.5 delle NTC 2018.

Poiché gli impalcati non sono infinitamente rigidi, si è tenuto conto della variabilità del moto e dello spostamento eventuale del baricentro delle masse rispetto a quello delle rigidezze considerando dei momenti torcenti statici aggiuntivi.

SISMA VERTICALE

In accordo al cap. 7.2.2 delle NTC 2018 è stata considerata la componente verticale dell’azione sismica, in quanto l’accelerazione di base del sito $a_g/g = 0.162$ è maggiore di 0.15 e nella struttura sono presenti elementi precompressi con luce superiore ad 8 metri e mensole con sbalzi maggiori di 4 metri, paragrafo 7.2.2 delle NTC.

Poiché le travi di copertura sono incernierate agli appoggi, il sisma verticale può al massimo determinare un aumento o una diminuzione degli sforzi normali nei pilastri, trattandosi di una relazione pre-sismica si trascura in questa fase tale variazione dello sforzo assiale nella verifica dei pilastri.

Il sisma verticale ha invece un effetto diverso sullo sbalzo della pensilina, in quanto l’incremento di carico verticale produce un incremento di momento flettente sulla trave che costituisce lo sbalzo e quindi un incremento di momento soprattutto sui pilastri che sostengono la pensilina.

In fase di progettazione esecutiva, il progettista deciderà se valutare in modo più approfondito gli effetti del sisma verticale sulla struttura.

Effetti torsionali

Poiché gli impalcati non sono infinitamente rigidi, si è tenuto conto della variabilità spaziale del moto e dell’eccentricità del baricentro delle masse rispetto a quello delle rigidezze considerando dei momenti torcenti statici aggiuntivi.

Analisi:

Le strutture in elevazione sono state studiate mediante analisi lineare dinamica e nello specifico è stata effettuata un'analisi modale con spettro di risposta ipotizzando un comportamento dissipativo in CDB, con fattore di comportamento pari a 2.

Con riferimento ai Cap. 2 e 7 delle NTC, nell'analisi sismica della struttura sono stati considerati i seguenti valori dei parametri principali:

- Zona sismica secondo O.P.C.M. 3274 = 2;
- Vita nominale, $V_N = 50$ anni (NTC 2.4.1, tipo di costruzione 2);
- Classe d'uso II, coefficiente d'uso $C_U = 1.0$ (NTC Tab. 2.4. II) ;
- Periodo di riferimento per la determinazione dell'azione sismica $V_R = V_N \cdot C_U = 50$ anni (NTC 2.4.3);
- Categoria di sottosuolo: B, per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato specialistico geologico-sismico;
- Categoria topografica $T1 \Rightarrow$ coefficiente di amplificazione topografico $S_T = 1.0$ (elaborato specialistico geologico-sismico vedi elaborati specialistici);
- S_s coefficiente di amplificazione stratigrafico = 1.2 per sisma orizzontale SLV e SLD,
- Fattore di comportamento $q_D = 2$ agli SLV con sisma orizzontale,
- Fattore di comportamento $q_D = 1.5$ agli SLV con sisma verticale,
- Fattore di comportamento $q_D = 1$ agli SLD con sisma orizzontale,
- $\xi = 5\%$ (NTC circ. C7.3.3.1) coefficiente di smorzamento convenzionale dei modi di vibrare.

Di seguito si riportano in forma di diagramma gli spettri di progetto relativi al fattore di comportamento adottato.

13 RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA MODALE

Spettro in accordo con TU 2018

- SASSUOLO-FIORANO MODENESE Longitudine 10.8087 Latitudine 44.5576
- Tipo di Terreno B
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso II coefficiente C_U 1.0
- Classe di duttilità impostata Bassa
- Fattore di duttilità α_u/α_1 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 0.80
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00

Stato Limite	C	$q_u = C \alpha_u / \alpha_1$	q_H	q_V
SLV	2.50	2.00	1.50	
SLD	1.25	1.00	1.50	
SLC	1.00	1.00	1.50	
SLO	2.50	1.00	1.50	

Smorzamento Viscoso ($0.05 = 5\%$) 0.05

Fattori di partecipazione per il calcolo delle masse

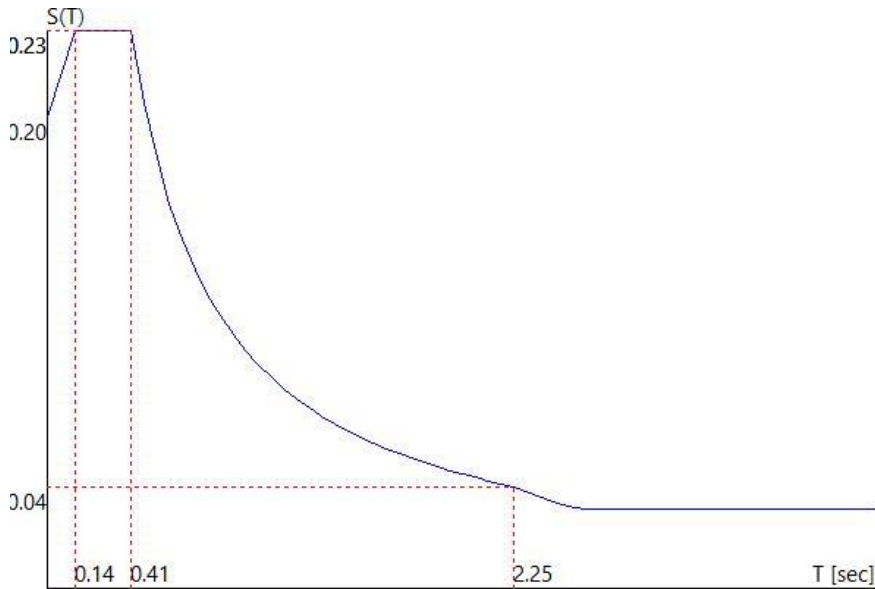
Cond. Carico 1 pp 1.0000
Cond. Carico 2 q permanenti portati 1.0000
Cond. Carico 3 tamponamento 1.0000
Cond. Carico 4 tamponamento sisma 1.0000
Cond. Carico 6 qvar neve 0.0000
Cond. Carico 8 vento +y 0.0000
Cond. Carico 9 vento -y 0.0000
Cond. Carico 10 vento x 0.0000
Cond. Carico 11 vento -x 0.0000

È importante verificare che l'analisi dinamica modale abbia coinvolto una percentuale di massa superiore al minimo previsto dalla normativa cogente pari a 85%.

TU 2018 SLV H – PARAMETRI SPETTRO PER SISMA ORIZZONTALE AGLI SLV

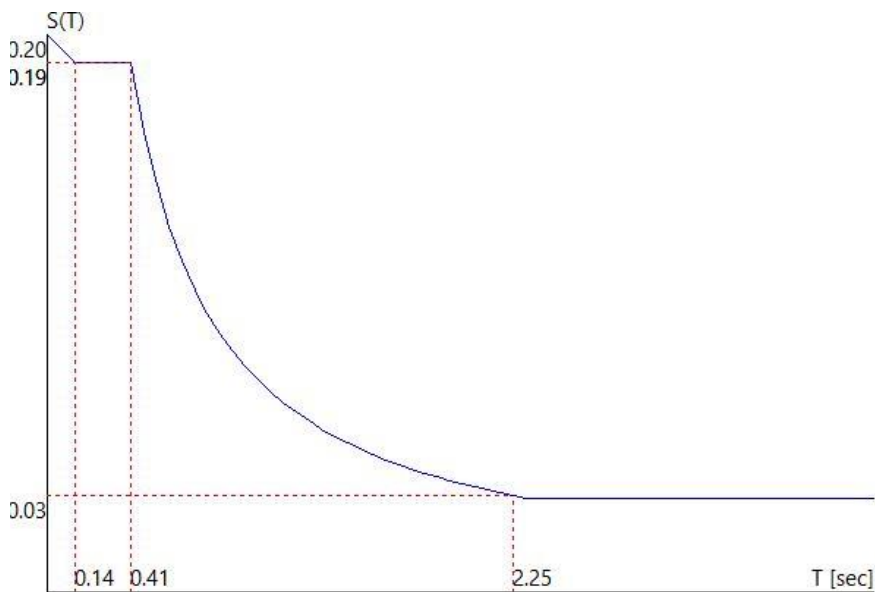
- Probabilità di superamento (P_{VR}) 10.0 e periodo di ritorno (T_R) 475 (anni)
- S_s 1.200
- T_B 0.14 [sec]
- T_C 0.41 [sec]
- T_D 2.25 [sec]

- a_g/g 0.1631
- F_o 2.3725
- T_c^* 0.2900



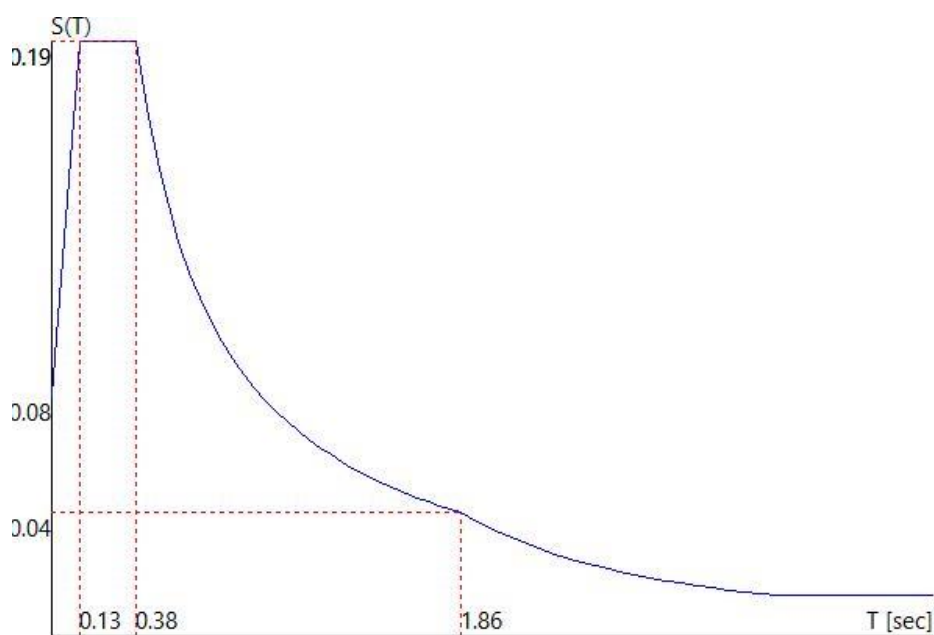
TU 2018 SLV H – PARAMETRI SPETTRO PER SISMA ORIZZONTALE AGLI SLV – TETTOIE T0

- Probabilità di superamento (PVR) 10.0 e periodo di ritorno (TR) 475 (anni)
- S_s 1.200
- T_B 0.14 [sec]
- T_C 0.41 [sec]
- T_D 2.25 [sec]
- a_g/g 0.1631
- F_o 2.3725
- T_C^* 0.2900



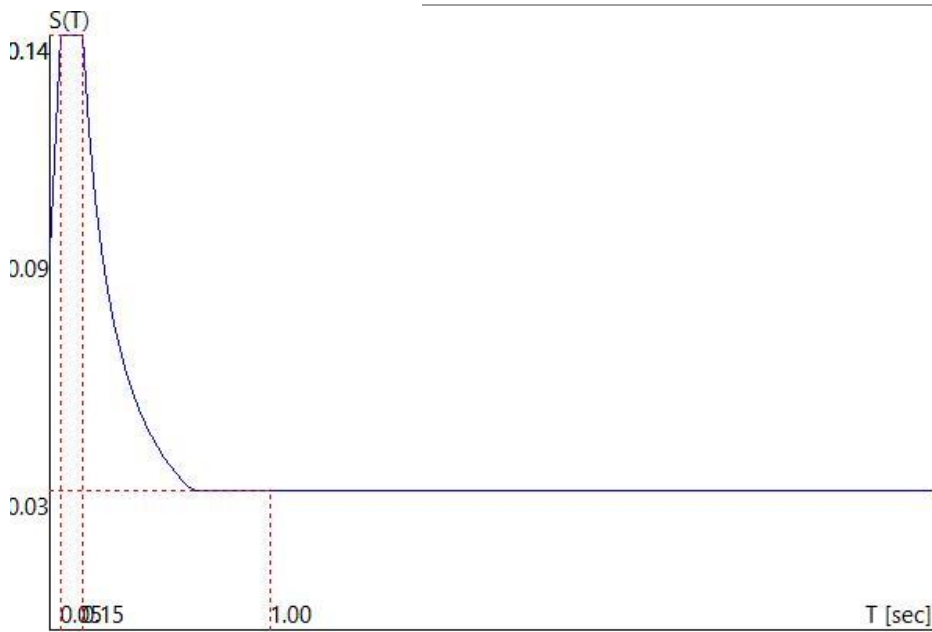
TU 2018 SLD H - PARAMETRI SPETTRO PER SISMA ORIZZONTALE AGLI SLD

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 63.0 e periodo di ritorno (T_R) 50 (anni)
- S_s 1.200
- T_B 0.13 [sec]
- T_C 0.38 [sec]
- T_D 1.86 [sec]
- a_g/g 0.0643
- F_o 2.4915
- T_C^* 0.2684



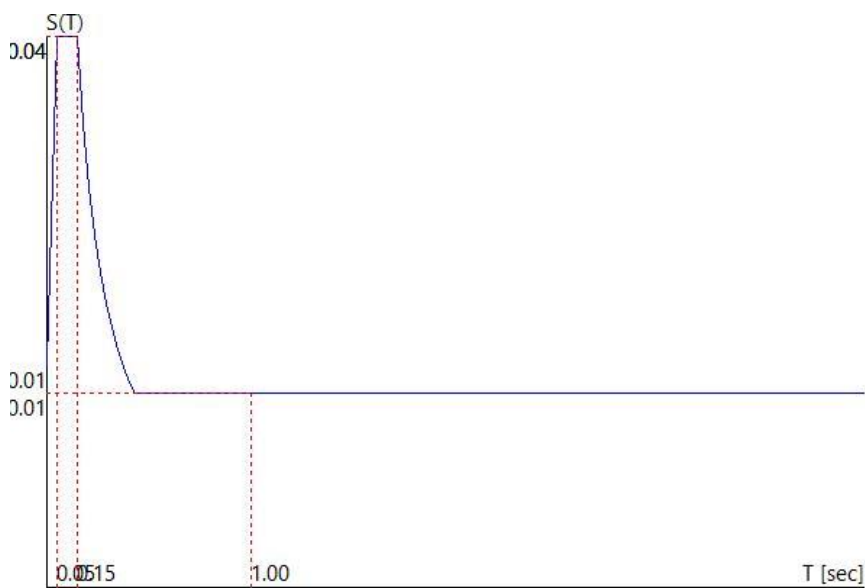
TU 2018 SLV V - PARAMETRI SPETTRO PER SISMA VERTICALE AGLI SLV

- Probabilità di superamento (PVR) 10.0 e periodo di ritorno (T_R) 475 (anni)
- S_s 1.000
- T_B 0.05 [sec]
- T_C 0.15 [sec]
- T_D 1.00 [sec]
- a_g/g 0.1631
- F_v 1.2936
- T_C^* 0.2900



TU 2018 SLD V - PARAMETRI SPETTRO PER SISMA VERTICALE AGLI SLD

- Probabilità di superamento (PVR) 63.0 e periodo di ritorno (TR) 50 (anni)
- S_s 1.000
- TB 0.05 [sec]
- TC 0.15 [sec]
- TD 1.00 [sec]
- a_g/g 0.0643
- Fv 0.8531
- TC^* 0.2683



14 VALUTAZIONE EFFETTI NON-LINEARI PDR/VH

- $V_x \Theta_x = P \, dr_{,x} / h$
- $V_y \Theta_y = P \, dr_{,y} / h$
- $V \Theta = P \, dr / h$ dove: $dr = \sqrt{dr_{,x}^2 + dr_{,y}^2}$
- Controllo combinazioni SLV
- Fattore di struttura 2.00
- Fattore di importanza γ_i 1.00
- Modalità di calcolo: spostamenti d'interpiano valutati sugli spostamenti del nodo master di solaio
- N valutato per combinazione

Trattandosi di strutture prefabbricate, con pilastri snelli, assume particolare importanza la valutazione degli effetti non lineari, quindi il calcolo di θ previsto dalla normativa.

Per il fabbricato il calcolo si esegue solo sulle 32 combinazioni SLV e, non essendo presenti impalcati infinitamente rigidi, si considerano gli spostamenti dei nodi dei singoli pilastri.

Lo spostamento dr , che si ottiene dall'analisi dinamica modale, va amplificato per il fattore definito dal paragrafo 7.3.3.3. delle NTC 2018 sotto riportato.

7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ea} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ea} \quad [7.3.8]$$

Dove :

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} & \text{se } T_1 < T_c \end{aligned} \quad [7.3.9]$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Generalmente i periodi propri di vibrazione delle struttura prefabbricata monopiano, sia in direzione x che in direzione y, sono entrambi maggiori di $T_c = 0.41$ s, quindi $\mu_d = qd = 2$

Questa affermazione sul valore dei periodi propri di vibrazione della struttura è supportata anche dall'analisi modale eseguita sul capannone MIA-BP0-B.

Si considerano gli spostamenti combinati in direzione x e in direzione y.

Valutazione Effetti NON-Lineari Pd/Vh

$$V_x \Theta_x = P \, dr_{,x} / h$$

$$V_y \Theta_y = P \, dr_{,y} / h$$

$$\text{Oppure: } V \Theta = P \, dr / h \text{ dove: } dr = \sqrt{dr_{,x}^2 + dr_{,y}^2}$$

Se il valore di θ per i pilastri è superiore ad 0.1, nella verifica dei pilastri si incrementano gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un valore pari a: $1/(1-\theta)$, con $\theta = 0.2$ l'amplificazione è pari a:

$$1/(1-0.2) = 1.25$$

Se il valore di θ è superiore a 0.2 allora occorre procedere con un'analisi che tenga in conto gli effetti del secondo ordine (analisi non lineare), in nessun caso il valore di θ può essere maggiore di 0.3, riferimento paragrafo 7.3.1 delle NTC 2018.

VERIFICA DI STABILITÀ PER ELEMENTI SNELLI – EFFETTI GLOBALI NEGLI EDIFICI

In fase di progettazione esecutiva occorre eseguire anche la verifica globale per trascurare gli effetti globali del secondo ordine sull'edificio in oggetto.

Effetti globali negli edifici

Gli effetti globali del secondo ordine negli edifici possono essere trascurati se è verificata la seguente condizione:

$$P_{Ed} \leq 0,31 \frac{n}{n+1,6} \frac{\sum (E_{cd} I_c)}{L^2} \quad [4.1.43]$$

dove:

P_{Ed} è il carico verticale totale (su elementi controventati e di controvento);

n è il numero di piani;

L è l'altezza totale dell'edificio sopra il vincolo ad incastro di base;

E_{cd} è il valore di progetto del modulo elastico del calcestruzzo definito in § 4.1.2.3.9.3;

I_c è il momento di inerzia della sezione di calcestruzzo degli elementi di controvento, ipotizzata interamente reagente.

15 COMPONENTI NON STRUTTURALI: INTERAZIONI

“Analisi delle interazioni tra le componenti architettoniche, impiantistiche e le opere di contenimento dei consumi energetici, nonché le modalità adottate per ridurre al minimo le eventuali interferenze con le strutture e proposte esecutive conseguenti”

La tipologia strutturale adottata prevede degli orizzontamenti di copertura costituiti da travi secondarie realizzate con alari, intervallati da lastre in c.a. a formare shed, o da tegoli pieni con sezione a pi-greco (pensiline); le travi principali sono con sezione ad L o a T rovescia; ci sono poi travi perimetrali aventi sezioni ad I che hanno la funzione di sostenere il tamponamento prefabbricato verticale.

Infatti il tamponamento verticale è alto 18 metri e per motivi sia esecutivi che deformativi viene diviso in due parti: la prima parte, alta 6 metri, appoggia sui cordoli porta pannelli posti sotto il pavimento industriale ed è ritenuta in sommità alle travi ad I perimetrali; la seconda parte, alta 12 metri, appoggia sulle travi ad I perimetrali ed è ritenuta in alto alle travi di copertura.

La tipologia strutturale sopra descritta conferisce ampia libertà sia da un punto di vista architettonico sia da un punto di vista impiantistico sia per quanto concerne il lay-out produttivo.

Per quanto riguarda la tipologia di tamponamento, si possono definire i pannelli prefabbricati verticali come tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano per effetto dei loro collegamenti alla struttura.

A tal proposito si riporta il punto del paragrafo 7.3.6.1 delle NTC 2018 dove si definiscono tali tamponature e anche gli spostamenti massimi di interpiano della struttura agli SLD.

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{tp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_r \leq d_{tp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

VERIFICA DELLA STRUTTURA AGLI SLD

La verifica SLD della struttura in Classe d'Uso 1 (CU I) è una verifica di rigidezza, come riportato nella tabella 7.3.III delle NTC 2018; pertanto occorre verificare che gli spostamenti differenziali di interpiano della struttura in elevazione siano inferiori al valore definito al punto 7.3.12 delle NTC 2018 per le combinazioni sismiche SLD.

Questa verifica risulta ampiamente soddisfatta per la palazzina BP2 e per il capannone MIA-BPOA-B per i quali si è realizzato un modello f.e.m. ed è stata eseguita un'analisi dinamica modale; se in fase esecutiva tale verifica non dovesse risultare soddisfatta per il fabbricato in oggetto, si dovranno aumentare le dimensioni dei pilastri e/o modificare i vincolamenti delle travi ai pilastri e delle travi tra loro, dove possibile, al fine di ridurre gli spostamenti oppure modificare il fattore di struttura adottato agli SLD, se fattibile.

16 ANALISI SULLA REGOLARITÀ STRUTTURALE

“Analisi finalizzate a perseguire il più possibile i criteri di regolarità in pianta ed in elevazione della costruzione, dal punto di vista del comportamento sotto l’effetto delle azioni sismiche e proposte esecutive conseguenti”

La struttura prudenzialmente è stata definita non regolare in altezza, come specificato al precedente punto 10, e per questo il fattore di comportamento di base è stato ridotto del coefficiente $K_r = 0.8$ sulla base di quanto riportato nel paragrafo 7.3.1 delle NTC 2018.

K_r è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per quanto concerne la regolarità in pianta, la struttura risulta leggermente non regolare in pianta, per la presenza di due pensilina sulla testata ovest e sul lato sud dell’edificio.

La non completa regolarità in pianta della struttura non comporta una riduzione del fattore di comportamento, già particolarmente basso.

17 PREDIMENSIONAMENTI

“Primi dimensionamenti di massima dei principali elementi strutturali attraverso l’impiego di schemi semplici e facilmente controllabili per un’agevole lettura e interpretazione dei risultati”

La struttura in elevazione del fabbricato è già stata descritta al paragrafo 10 “Tipologia strutturale adottata”.

Si riportano di seguito, a titolo puramente indicativo, le condizioni di carico e le combinazioni di carico considerate agli SLU, agli SLV e agli SLD.

Condizioni di carico definite:

Condizione

1	pp
2	q permanenti portati
3	tamponamento
4	tamponamento sisma
6	qvar neve
7	qvar accumulo
8	vento +y
9	vento -y
10	vento x
11	vento -x
12	vento y pressione cop pensilina
13	vento x pressione cop pensilina
15	qvar accumulo -x
16	qvar accumulo -y
17	Sisma 0SLU
18	Sisma 0SLU
19	Sisma 180SLU
20	Sisma 180SLU
21	Sisma 90SLU
22	Sisma 90SLU
23	Sisma 270SLU
24	Sisma 270SLU
25	Sisma 0SLD
26	Sisma 0SLD
27	Sisma 180SLD
28	Sisma 180SLD
29	Sisma 90SLD
30	Sisma 90SLD
31	Sisma 270SLD
32	Sisma 270SLD

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero

1	neve accumulo +vento x
2	neve accumulo +vento -x
3	neve accumulo +vento y
4	neve accumulo +vento -y
5	vento x + neve accumulo
6	vento -x + neve accumulo
7	vento y + neve accumulo
8	vento -y + neve accumulo
9	vento x + neve max
10	vento -x + neve max
11	vento y + neve max
12	vento -y + neve max
13	vento x + qmin
14	vento -x + qmin
15	vento y +qmin
16	vento -y + qmin
17	vento x + neve accum parz
18	vento -x + neve accum parz
19	vento -y + neve accum parz
20	neve accumulo +vento x
21	neve accumulo +vento -x
22	neve accumulo +vento -y

Comb.\Cond	1	2	3	6	7	8	9	10	11	12	13	15	16
1	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5			0.9			-0.9		
2	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5				0.9		0.9		
3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	0.9				-0.9			
4	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5		0.9			0.9			
5	1.3	1.3	1.3	0.75	0.75			1.5			-1.5		
6	1.3	1.3	1.3	0.75	0.75				1.5		1.5		
7	1.3	1.3	1.3	0.75	0.75	1.5				-1.5			
8	1.3	1.3	1.3	0.75	0.75		1.5			1.5			
9	1.3	1.3	1.3	1.5				1.5			-1.5		
10	1.3	1.3	1.3	1.5					1.5		1.5		
11	1.3	1.3	1.3	1.5		1.5				-1.5			
12	1.3	1.3	1.3	1.5			1.5			1.5			
13	1.3	1.3	1.3					1.5			-1.5		
14	1.3	1.3	1.3						1.5		1.5		
15	1.3	1.3	1.3			1.5				-1.5			
16	1.3	1.3	1.3				1.5			1.5			
17	1.3	1.3	1.3	0.75				1.5			-1.5		
18	1.3	1.3	1.3	0.75					1.5		1.5	0.75	
19	1.3	1.3	1.3	0.75			1.5			1.5			0.75
20	1.3	1.3	1.3	1.5				0.9			-0.9		
21	1.3	1.3	1.3	1.5					0.9		0.9	1.5	
22	1.3	1.3	1.3	1.5			0.9			0.9			1.5

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Combinazione di carico numero

27	Sisma 0+ / 90+
28	Sisma 0+ / 90-
29	Sisma 0+ / 270+
30	Sisma 0+ / 270-
31	Sisma 0- / 90+
32	Sisma 0- / 90-
33	Sisma 0- / 270+
34	Sisma 0- / 270-
35	Sisma 180+ / 90+
36	Sisma 180+ / 90-
37	Sisma 180+ / 270+
38	Sisma 180+ / 270-
39	Sisma 180- / 90+
40	Sisma 180- / 90-
41	Sisma 180- / 270+
42	Sisma 180- / 270-
43	Sisma 90+ / 0+
44	Sisma 90+ / 0-
45	Sisma 90+ / 180+
46	Sisma 90+ / 180-
47	Sisma 90- / 0+
48	Sisma 90- / 0-
49	Sisma 90- / 180+
50	Sisma 90- / 180-
51	Sisma 270+ / 0+
52	Sisma 270+ / 0-
53	Sisma 270+ / 180+
54	Sisma 270+ / 180-
55	Sisma 270- / 0+
56	Sisma 270- / 0-
57	Sisma 270- / 180+
58	Sisma 270- / 180-

Comb.\Cond	1	2	3	17	18	19	20	21	22	23	24
27	1	1	1	1				0.3			
28	1	1	1	1					0.3		
29	1	1	1	1						0.3	
30	1	1	1	1							0.3
31	1	1	1		1			0.3			
32	1	1	1		1				0.3		
33	1	1	1		1					0.3	
34	1	1	1		1						0.3
35	1	1	1			1		0.3			
36	1	1	1			1			0.3		
37	1	1	1			1				0.3	
38	1	1	1			1					0.3

39	1 1 1	1	0.3
40	1 1 1	1	0.3
41	1 1 1	1	0.3
42	1 1 1	1	0.3
43	1 1 1 0.3	1	
44	1 1 1 0.3	1	
45	1 1 1	0.3	1
46	1 1 1	0.3	1
47	1 1 1 0.3		1
48	1 1 1	0.3	1
49	1 1 1	0.3	1
50	1 1 1	0.3	1
51	1 1 1 0.3		1
52	1 1 1	0.3	1
53	1 1 1	0.3	1
54	1 1 1	0.3	1
55	1 1 1 0.3		1
56	1 1 1	0.3	1
57	1 1 1	0.3	1
58	1 1 1	0.3	1

Combinazioni agli Stati Limite di Danno

Combinazione di carico numero

59	Sisma 0+ / 90+
60	Sisma 0+ / 90-
61	Sisma 0+ / 270+
62	Sisma 0+ / 270-
63	Sisma 0- / 90+
64	Sisma 0- / 90-
65	Sisma 0- / 270+
66	Sisma 0- / 270-
67	Sisma 180+ / 90+
68	Sisma 180+ / 90-
69	Sisma 180+ / 270+
70	Sisma 180+ / 270-
71	Sisma 180- / 90+
72	Sisma 180- / 90-
73	Sisma 180- / 270+
74	Sisma 180- / 270-
75	Sisma 90+ / 0+
76	Sisma 90+ / 0-
77	Sisma 90+ / 180+
78	Sisma 90+ / 180-
79	Sisma 90- / 0+
80	Sisma 90- / 0-
81	Sisma 90- / 180+
82	Sisma 90- / 180-
83	Sisma 270+ / 0+

Combinazione di carico numero

84	Sisma 270+ / 0-
85	Sisma 270+ / 180+
86	Sisma 270+ / 180-
87	Sisma 270- / 0+
88	Sisma 270- / 0-
89	Sisma 270- / 180+
90	Sisma 270- / 180-

Comb.\Cond	1	2	3	25	26	27	28	29	30	31	32
59	1	1	1	1				0.3			
60	1	1	1	1					0.3		
61	1	1	1	1						0.3	
62	1	1	1	1							0.3
63	1	1	1		1			0.3			
64	1	1	1		1				0.3		
65	1	1	1		1					0.3	
66	1	1	1		1						0.3
67	1	1	1			1		0.3			
68	1	1	1			1			0.3		
69	1	1	1			1				0.3	
70	1	1	1			1					0.3
71	1	1	1				1	0.3			
72	1	1	1				1		0.3		
73	1	1	1				1			0.3	
74	1	1	1				1				0.3
75	1	1	1	0.3				1			
76	1	1	1		0.3				1		
77	1	1	1			0.3				1	
78	1	1	1				0.3	1			
79	1	1	1	0.3						1	
80	1	1	1		0.3						1
81	1	1	1			0.3					1
82	1	1	1				0.3			1	
83	1	1	1	0.3							1
84	1	1	1		0.3						1
85	1	1	1			0.3					1
86	1	1	1				0.3				1
87	1	1	1	0.3							1
88	1	1	1		0.3						1
89	1	1	1			0.3					1
90	1	1	1				0.3				1

Massa del tamponamento considerata solo come massa modale oscillante, ma non come carico gravitazionale.

I pannelli di tamponamento prefabbricati sono verticali e pertanto sono collegati alle strutture in elevazione, ma possono appoggiare sul cordolo porta pannello quando arrivano fino a terra o possono essere appesi o appoggiare su una trave perimetrale quando non arrivano a terra.

I pannelli sono alti 12 metri e sono in appoggio sulle travi ad I porta pannelli e sono ritenuti in alto alle travi di copertura.

I pannelli sono alti 6 metri e sono in appoggio sui cordoli porta pannelli e sono ritenuti in alto alle travi ad I porta pannelli.

I collegamenti dei pannelli di tamponamento a travi principali o secondarie o a pilastri nel caso di pannelli orizzontali, implicano, in caso di sisma, la presenza di una azione legata alla massa del pannello di tamponamento vincolata alla struttura, questa azione avrà direzione orizzontale o verticale a seconda del sisma considerato.

VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DEL SISMA VERTICALE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI DI COPERTURA

Come già precedentemente scritto, le travi principali e secondarie sono incernierate agli appoggi, quindi il sisma verticale comporta una diminuzione o un aumento del carico su tali travi in combinazione sismica, ma poiché tale incremento/decremento è di entità ridotta, come si dimostra in seguito, il sisma verticale non è una combinazione significativa per la verifica delle travi.

A favore di sicurezza si calcola il valore di plateau dello spettro elastico in accelerazione del sisma verticale, ridotto del fattore di comportamento $q = 1.5$ come definito dalla normativa.

$$a_g/g = 0.163$$

$$F_v = 1.29349$$

$$q_d \text{ vert} = 1.5$$

$$S(a_g/g) \max = 0.163 * 1.29349 / 1.5 = 0.1406 \quad \text{valore che può essere sia positivo che negativo}$$

Si valuta a titolo semplificativo il carico a metro lineare agente su un tegolo pi-greco in combinazione sismica, su di esso è previsto il solo carico variabile dovuto alla neve e all'eventuale accumulo, quindi entrambi carichi non presenti in combinazione sismica.

$$\text{tegolo } H=40 \text{ cm, } L=200 \text{ cm } p_p = 260 \text{ daN/m}^2 \quad q_{perm} = 50 \text{ daN/m}^2$$

$$\Delta q = 310 * 0.1406 = +/- 43.6 \text{ daN/m}^2$$

Quindi con sisma verticale si avranno i seguenti due possibili carichi sul tegolo:

$$q_{\text{sisma vert } +} = 310 + 43.6 = 353.6 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{\text{sisma vert } -} = 310 - 43.6 = 266.4 \text{ daN/m}^2$$

Come si vede questi carichi sono entrambi inferiori al carico in combinazione SLU, pari a 583 daN/m² (senza accumulo neve), che pertanto rimane la combinazione più gravosa per le travi principali e secondarie, inoltre, anche in caso di sisma verticale con sollecitazione di verso opposto all'accelerazione di gravità, non cambia comunque il verso del carico totale agente sulle travi.

DIMENSIONAMENTO PILASTRI E VERIFICA ARMATURE

I pilastri sono verificati tenendo in conto, per le combinazioni sismiche, l'eventuale l'incremento delle sollecitazioni dovuto al valore di $\theta > 0,1$.

Per i pilastri devono essere rispettate le limitazioni geometriche definite al paragrafo 7.4.6.1.2 delle NTC 2018, in particolare la zona dissipativa dei pilastri deve essere pari ad un terzo dell'altezza totale dei pilastri stessi, avendo questi ultimi un comportamento a mensola.

Le armature dei pilastri, sia longitudinali sia le staffe, devono rispettare le regole definite al paragrafo 7.4.6.2.2 delle NTC 2018; in particolare la percentuale dell'armatura longitudinale dei pilastri deve essere compresa tra all'1% e il 4% di A_c su tutta la loro lunghezza.

La dissipazione di energia, nelle strutture prefabbricate con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi mediante cerniere fisse, avviene unicamente nella sezione di base allo spiccato delle fondazioni, sezione di incastro; pertanto in tali zone deve essere eseguita la verifica di duttilità in curvatura, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, come ad esempio le staffe utilizzate.

Infine il taglio da considerare nella progettazione dei pilastri prefabbricati è quello derivante dal momento resistente amplificato per il coefficiente $\gamma_{rd} = 1.2$ in CDB, come indicato nella tabella 7.2.1, collegamenti di tipo fisso.

Per un telaio monopiano questo significa porre:

$$V_{ed} = V_{rd} = M_{rd} \cdot \gamma_{rd} / H_{pil}$$

Questo taglio è da considerare costante su tutta l'altezza del pilastro.

CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DELLE BARRE DEI PILASTRI NELLA FONDAZIONE

Si ipotizza che il collegamento tra pilastro prefabbricato e plinto di fondazione non avvenga mediante un bicchiere in opera o prefabbricato, ma mediante l'innesto delle barre di armatura uscenti dalla base del pilastro ed entranti in appositi fori lasciati nei plinti di fondazione. I fori sono realizzati mediante il posizionamento di tubi corrugati in acciaio nel getto del plinto, tali tubi avranno un diametro minimo di 80

mm o maggiore se devono contenere più barre di armatura. Una volta posizionato il pilastro, questi corrugati sono riempiti con malta cementizia espansiva a ritiro compensato (tipo Emaco S55, ora Masterflow 928 o similari), si allega un disegno esemplificativo generico.

Il diametro maggiore di barre utilizzate nei pilastri si ipotizza pari a 36 mm, come per il capannone MIA-BP0AB, pertanto si calcola la lunghezza di ancoraggio di queste barre nel plinto di fondazione e sulla base di tale lunghezza si determina l'altezza minima del plinto di fondazione stesso. Non si segnalano pilastri in trazione sotto l'azione sismica.

$$N_{\max} \text{ barre } \phi 36 = f_{cd} \text{ acciaio} * \text{area barra} = 3913 * 10,179 = 39830 \text{ daN}$$

Si considera il valore f_{bd} , resistenza tangenziale di calcolo di aderenza, della malta cementizia espansiva pari al valore del calcestruzzo C45/55, quindi: $f_{bd} = 40.2 \text{ daN/cm}^2$

La lunghezza totale di ancoraggio di tali barre è:

$$L_b = 39830 / (40.2 * 3.6 * \pi) = 87.6 \text{ cm}$$

A favore di sicurezza, pur trattandosi di un collegamento di tipo C, che quindi ha un funzionamento equivalente a quello di uno interamente realizzato in opera, si moltiplica tale lunghezza per il valore $\gamma_{rd} = 1.2$, come previsto dalla Tabella 7.2.1 per strutture prefabbricate intelaiate.

$$L_b \text{ finale} = 87.6 * 1.2 = 106 \text{ cm}$$

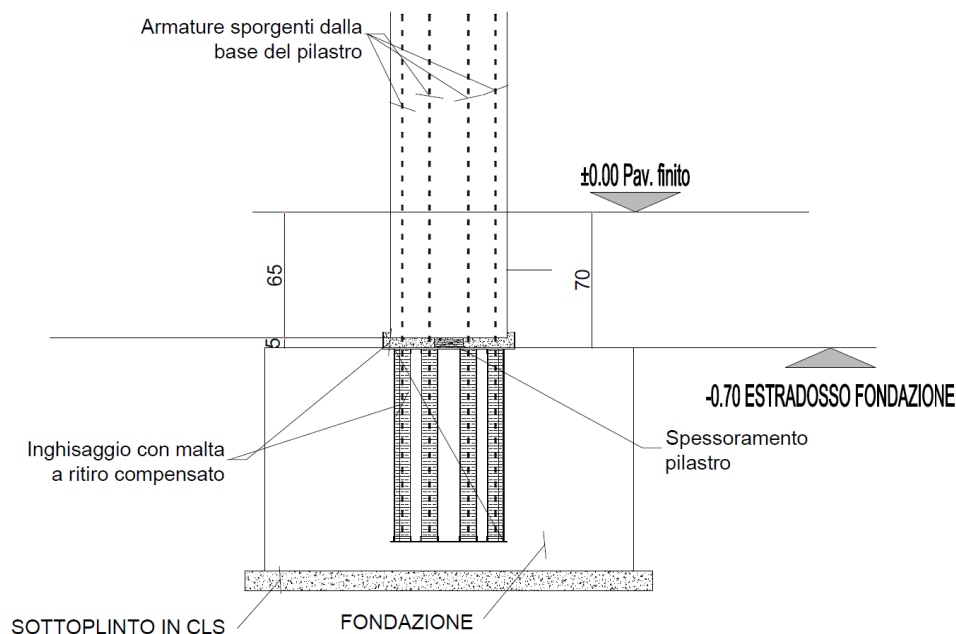
Considerando i corrugati lunghi almeno 110 cm e considerando almeno 20 cm di spessore di calcestruzzo sotto tali corrugati, si ottiene un'altezza del plinto minima pari a:

$$H_{\text{plinto}} = 110 + 20 = 130 \text{ cm}$$

Questa altezza del plinto, unitamente alla distanza tra l'estradosso del plinto e il pavimento finito, ipotizzata pari a 70 cm, e ad un getto di magrone pari ad almeno 10 cm, non permette di raggiungere la quota di posa prevista dalla relazione geologica-geotecnica nella zona dove le ghiaie sono poste ad una quota pari a -3 metri – 3.4 metri dal piano di campagna, ricordando anche che la differenza tra il piano di campagna (piano del piazzale esistente) ed il futuro pavimento finito è nell'ordine di pochi centimetri.

Quindi si realizzerà sotto ai plinti un getto in calcestruzzo debolmente armato per raggiungere la quota delle ghiaie.

PARTICOLARE POSA PILASTRO



CORDOLI DI COLLEGAMENTO TRA PLINTI DI FONDAZIONE

Si realizzano cordoli di collegamento tra le fondazioni a plinto, si considera il progetto di un cordolo che non ha anche funzione di trave porta pannelli.

$$N = 0.3 \cdot N_{sd} \cdot a_g \cdot S / g$$

Con N di trazione o di compressione.

$$a_g / g = 0.2057 \text{ agli SLC}$$

$$S = S_t \cdot S_s = 1 \cdot 1.2$$

Si adottano cordoli aventi sezione quadrata pari a $50 \times 50 \text{ cm}^2$ armati con un'armatura longitudinale totale pari a $A_f = N / f_{cd}$ acciaio B450C per un'area totale di armatura pari ad almeno 4 ferri del 16 correnti e staffe di diametro 10 mm a passo 25 cm.

Si collegano tali cordoli, posti all'estradosso del plinto di fondazione, al pavimento industriale.

PROGETTO PLINTI DI FONDAZIONE

Per il progetto dei plinti di fondazione si fanno le seguenti ipotesi di calcolo cautelative:

1. per verifiche SLU si prendono le sollecitazioni massime agenti contemporaneamente per quanto riguarda M e T e si combinano con Nmax ed Nmin;
2. per le verifiche SLV si prendono le massime sollecitazioni sismiche agenti in una direzione in combinazione le combinazioni sismiche contemporanee nell'altra direzione, prendendo però i valori massimi presenti; questo procedimento si esegue per entrambe le direzioni di ingresso del sisma;
3. per le verifiche SLV le sollecitazioni alla base sono incrementate del coefficiente 1.1 come previsto dalla normativa;
4. si utilizza l'Approccio 2, come già precedentemente riportato;
5. si tiene conto delle sollecitazioni dovute ai pannelli di tamponamento, dove presenti, e della loro eccentricità di carico rispetto all'asse del pilastro;
6. il peso dei pannelli di tamponamento di spessore pari a 30 cm a taglio termico è pari a 430 daN/m²;
7. trattandosi di pannelli verticali in appoggio su cordoli porta pannelli, a loro volta in appoggio sul terreno, si valuta in una lunghezza di 6 metri il tamponamento verticale effettivamente gravante sul plinto di fondazione;
8. i plinti si progettano applicando la teoria di Meyerhof per il calcolo delle sollecitazioni nel terreno sottostante.

La tensione sul terreno si assume pari a 5.1 daN/cm², ma occorre fare un getto di sottofondazione alto almeno 1.4- 1.5 metri per raggiungere la quota della ghiaia; il peso di questo getto è 2400 daN/m³, questo comporta un incremento di carico sul terreno pari a $(2400-1800)*1.5 = 900$ daN/m², quindi si progetta la soletta del plinto per una tensione nel terreno pari cautelativamente a: $5.1-900/10000= 5.1$ daN/cm²

Si conclude la seguente relazione segnalando che una valutazione delle sollecitazioni in gioco, nelle strutture prefabbricate dell'intervento in oggetto, si può trovare nella relazione tecnica attinente alla riduzione di rischio sismico del capannone industriale MIA-BPOAA, fabbricato per il quale è stato creato un modello f.e.m. della struttura ed è stata eseguita un'analisi statica agli SLU ed una analisi dinamica modale agli SLV.

1 marzo 2022,

Formigine (MO),

Dott. Ing. Giandomenico Cassanelli

Dott. Ing. Marco Cesaroni