



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU

Finanziamento dell'Unione europea - NextGenerationEU. Intervento finanziato con l'avviso n 48038 del 02/12/2021 del PNRR Missione 4: Istruzione e Ricerca Componente 1 - Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alla università Intervento 1.2 "Piano di estensione del tempo pieno e mense".

I punti di vista e le opinioni espresse sono tuttavia solo quelli degli autori e non riflettono necessariamente quelli dell'Unione europea e della Commissione europea. Né l'Unione europea né la Commissione europea possono essere ritenute responsabili per essi.



COMMITTENTE

COMUNE DI ORNAGO Provincia di Monza e Brianza

DESCRIZIONE

COSTRUZIONE DELLA NUOVA MENSA SCOLASTICA
PER L'ISTITUTO COMPRENSIVO "ALESSANDRO MANZONI" DI ORNAGO E BURAGO - SEDE DI
ORNAGO - PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA - MISSIONE 4: ISTRUZIONE E
RICERCA - Componente 1 - Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido
alle Università - Investimento 1.2: " Piano di estensione del tempo pieno e mense"

Progetto Esecutivo

DATA Luglio 2025	TAV. N. STR._R01	ELABORATI: <ul style="list-style-type: none">• Relazione Tecnica-illustrativa• Relazione ai sensi del cap. 10.2 delle NTC 2018;• Relazione sui materiali;• Metodo di analisi e criteri di verifica;• Modellazione sismica del sito;• Relazione sulle fondazioni;• Conclusioni.
SCALA 1:100	REV.2	

RISERVATO AGLI UFFICI

IL COMMITTENTE

Comune di Ornago (MB)

INCARICATI DELLA PROGETTAZIONE ESECUTIVA/CSP

Capogruppo mandataria

KBM ENGINEERING S.R.L.

Società di Ingegneria

Direttore tecnico dott. Ing. Gianfranco Autorino

Ordine Ingegneri di Napoli N° 15756



Mandatario

Ing. Giuseppe Angri

Via Aldo Moro, 13

80035 Nola (NA)

PEC: direzione@pec.studioangri.it

Ordine Ingegneri di Napoli N° 15587



Mandatario

Ing. Luigi Corcione

Via Castellammare, 92

80035 Nola (NA)

PEC: luigi.corcione@ingpec.eu

Ordine Ingegneri di Napoli N° 21312



Mandatario

Ing. Domenico Cassese

Via Masseria Mautone, 89

80034 Marigliano (NA)

PEC: domenico.cassese@ingpec.eu

Ordine Ingegneri Napoli N° 22459



Direzione Lavori

MERONI INGEGNERIA INTEGRATA S.R.L.

Via IV Novembre, 91

23891 Barzanò (LC)

PEC: meroni.srl@pec.it



Impresa esecutrice

DEPAC

Società Cooperativa Sociale ARL

Via Ciro Menotti, 19

20090 Arcore (MB)

pec: depac@legalmail.it

CUP: B85E24000360006

INDICE

1. RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA	2
1.1. Premessa	2
1.2. Relazione Tecnica Generale	2
1.3. Normativa di riferimento	3
2. RELAZIONE AI SENSI DEL CAP. 10.2 DELLE NTC 2018.....	4
2.1. Tipo Analisi svolta.....	4
2.2. Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	5
2.3. Presentazione sintetica dei risultati	5
2.4. Informazioni sull'elaborazione.....	6
3. RELAZIONE SUI MATERIALI.....	11
3.1. Diagrammi di calcolo tensione deformazione.....	11
3.1.1 <i>Diagrammi di calcolo tensione deformazione</i>	11
3.1.2 <i>Acciaio per cemento armato e da carpenteria</i>	12
3.2. Resistenze di calcolo tensione dei materiali.....	12
3.2.1 <i>Calcestruzzo</i>	12
3.2.2 <i>Acciaio in barre</i>	13
3.3. Prescrizione sul calcestruzzo a prestazione garantita.....	13
3.3.1 <i>Resistenza caratteristica</i>	14
3.3.2 <i>Classe di esposizione delle strutture</i>	14
3.3.3 <i>Classe di consistenza del calcestruzzo</i>	14
3.4. Controllo di accettazione e maturazione dei provini.....	15
3.5. INTRODUZIONE.....	15
3.6. REQUISITI DI DURABILITA'	15
3.3.4 <i>Di seguito le caratteristiche del calcestruzzo:</i>	16
3.7. CONDIZIONE AMBIENTALE	16
3.8. CALCOLO DEL COPRIFERRO	17
Definizione dell'incremento per tolleranza di esecuzione.....	17
<i>Copriferro minimo per la trasmissione degli sforzi $C_{min,b}$</i>	17
<i>Copriferro minimo per le condizioni ambientali $C_{min,dur}$</i>	17
<i>Copriferro minimo</i>	18
Definizione del copriferro nominale C_{nom}	18
4. RELAZIONE DI CALCOLO	19
4.1. Metodo di Verifica	19
4.2. Metodo di Analisi	19
4.3. Programma di Calcolo Impiegato	19
4.4. Criteri di progettazione e modellazione della struttura	20
4.4.1 <i>Modellazione dell'azione sismica</i>	21
4.5. Dimensionamento e verifica degli elementi strutturali.....	21
4.5.1 <i>Descrizione sintetica del programma utilizzato</i>	21
<i>Per il dimensionamento o la verifica delle travi sono stati utilizzati i momenti di calcolo ottenuti dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico analizzate</i>	21
4.5.2 <i>Sollecitazioni di calcolo dei pilastri</i>	21
4.5.3 <i>Sollecitazioni di calcolo dei nodi</i>	22
4.6. Dettagli costruttivi.....	22
4.6.1 <i>Limitazioni geometriche</i>	22
4.6.2 <i>Limitazioni di armatura</i>	22
4.7. Criteri di progetto e verifica elementi non strutturali ed impianti	24
4.8. Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento	26
4.9. Azione sismica.....	27
4.10. Categorie di Sottosuolo e Condizioni Topografiche	32
4.11. Azioni di Calcolo	32
4.10.1 <i>Valutazione dell'azione sismica</i>	32
4.10.2 <i>Spettri di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale</i>	32
4.12. Tipologia Strutturale, Fattore di Comportamento e Classe di duttilità.....	35
4.13. Valutazione delle Azioni da Carichi Verticali.....	37
5. RELAZIONI SULLE FONDAZIONI.....	39
5.1. Considerazioni sul calcolo del carico limite	39
5.2. Criteri generali di progettazione delle strutture di fondazione	41
5.3. Verifica a punzonamento	41
5.4. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU).....	42
5.5. Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE) e calcolo dei cedimenti	43
5.6. Considerazioni sul metodo di calcolo utilizzato	44
5.7. Considerazione sul fenomeno della liquefazione	44
5.8. Conclusioni	45

1. RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

1.1.Premessa

La presente relazione ha per oggetto la redazione dei calcoli strutturali e dei grafici progettuali relativi agli interventi finalizzati alla realizzazione della nuova mensa scolastica per Istituto Comprensivo A. Manzoni di Ornago e Burago. Il presente calcolo viene redatto in conformità del Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»” e Circolare Ministeriale n°7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al D.M. 17/01/2018. Il programma utilizzato è il CDS della “STS.” concesso in uso con regolare licenza identificata con il Codice Seriale 36788.

1.2.Relazione Tecnica Generale.

MENSA

- Trattasi di struttura intelaiata costituita principalmente da elementi in calcestruzzo cementizio armato il tutto realizzato in opera. Il fabbricato è destinato a mensa scolastica su un unico livello. L'altezza massima strutturale, riferita al solaio di copertura piano è 4,60 m rispetto allo $\pm 0,00$ m.
- Per quanto riguarda la struttura di fondazione, si è scelta una fondazione del tipo a platea dello spessore di 30 cm. Al di sotto della struttura di fondazione vi sarà uno strato di magrone pari a circa 10 cm, che trasborda altrettanto perimetralmente alla fondazione stessa, ove possibile.
- I telai saranno costituiti da pilastri rettangolari aventi sezioni: 35x35 cm e 35x50 cm, 35x60 cm e 50x50 cm. Le travi saranno del tipo emergenti 35x55 cm, 35x45 cm 35x35 cm 35x25 cm 50x55 cm 50x75 cm e 50x20;
- I solai di copertura sono in lastre predalles di varia altezza, dimensionate in base alle luci mentre il solaio delle gronde è posto ad una quota di +3,30 ed è in soletta piena dello spessore di cm. 20.

Per la realizzazione delle strutture in oggetto si prevede l'utilizzo di calcestruzzo C25/30 ed acciaio del tipo B450C, il magrone è costituito da calcestruzzo classe C12/15;

Al fine di considerare gli effetti del sisma, trattandosi di nuova struttura, si è utilizzata l'analisi lineare dinamica come previsto al punto 7.3.3.1 del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018.

La tipologia strutturale utilizzata è classificabile come “struttura a telaio” secondo quanto riportato al punto 7.4.3.1 del citato D.M. 17 gennaio 2018.

Si osserva che il Comune di Ornago risulta dichiarato sismico con grado di sismicità $s = 3$ “Zona con pericolosità sismica medio bassa. Ai fini dei calcoli riportati nella presente, si fa riferimento, per la valutazione dell'azione sismica, alla determinazione dell'accelerazione alla base valutata da quanto riportato nel D.M. 14 gennaio 2008 e ss.mm.ii., che fornisce valori puntuali dell'accelerazione di progetto.

- Per la modellazione lo schema utilizzato è quello di sistema spaziale costituito da un insieme di elementi monodimensionali (travi e pilastri); la fondazione, costituita da piastra, sovrapposta ad uno strato di magrone di 10 cm, viene modellata su suolo elastico alla *Winkler*.
- Il calcolo viene condotto secondo i metodi e le indicazioni della Scienza e Tecnica delle Costruzioni. L'analisi strutturale eseguita si basa su metodi elastici (analisi elastica globale). Il metodo per le verifiche degli elementi e delle sezioni è il “Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite” secondo quanto previsto nel cap. 2 del D.M. Infrastrutture del 17.01.2018.

Perciò concerne le verifiche di resistenza delle varie sezioni, esse sono state effettuate seguendo le procedure:

- a) analisi dei carichi verticali del tipo permanente ed accidentale;
- b) calcolo delle forze orizzontali dovute all'azione sismica seguendo il procedimento dell'analisi dinamica;
- c) controllo degli spostamenti di interpiano in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali;
- d) progetto delle sezioni resistenti;
- e) risoluzione degli schemi statici per le condizioni più sfavorevoli;
- f) verifica di resistenza delle sezioni caratteristiche in c.a. ed in acciaio con relative giunzioni.

Per il controllo degli spostamenti di interpiano, si è controllato che fosse rispettato il valore di $d_r \leq 0,005$ h. Nel seguito si farà pertanto riferimento alle sole azioni sismiche, essendo le azioni da vento trascurabili.

VASCA DI LAMINAZIONE

- Trattasi di struttura intelaiata costituita principalmente da elementi in calcestruzzo cementizio armato il tutto realizzato in opera. Trattasi di una vasca di laminazione. L'altezza massima strutturale, riferita al solaio di copertura piano 1,80 m rispetto allo $\pm 0,00$ m.
- Per quanto riguarda la struttura di fondazione, si è scelta una fondazione del tipo a platea dello spessore di 25 cm. Al di sotto della struttura di fondazione vi sarà uno strato di magrone pari a circa 10 cm, che trasborda altrettanto perimetralmente alla fondazione stessa, ove possibile.
- I setti perimetrali avranno uno spessore di 25 cm mentre il solaio di copertura è in lastre predalles di 30 cm.
- Tale vasca è stata dimensionata calcolando la spinta dell'acqua all'interno della vasca, quando la vasca è piena (in caso di forti eventi piovosi), o in assenza di liquido la spinta del terreno, oltre all'effetto sismico.

Per la realizzazione delle strutture in oggetto si prevede l'utilizzo di calcestruzzo C25/30 ed acciaio del tipo B450C, il magrone è costituito da calcestruzzo classe C12/15;

Al fine di considerare gli effetti del sisma, trattandosi di nuova struttura, si è utilizzata l'analisi lineare dinamica come previsto al punto 7.3.3.1 del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018.

La tipologia strutturale utilizzata è classificabile come "struttura a pareti" secondo quanto riportato al punto 7.4.3.1 del citato D.M. 17 gennaio 2018.

Si osserva che il Comune di Ornago risulta dichiarato sismico con grado di sismicità $s = 3$ "Zona con pericolosità sismica medio bassa. Ai fini dei calcoli riportati nella presente, si fa riferimento, per la valutazione dell'azione sismica, alla determinazione dell'accelerazione alla base valutata da quanto riportato nel D.M. 14 gennaio 2008 e ss.mm.ii., che fornisce valori puntuali dell'accelerazione di progetto. Nel caso in esame il sito di costruzione è geograficamente individuato con Lat. = 45.60095 e Long. = 9.425627.

- Il calcolo viene condotto secondo i metodi e le indicazioni della Scienza e Tecnica delle Costruzioni. L'analisi strutturale eseguita si basa su metodi elastici (analisi elastica globale). Il metodo per le verifiche degli elementi e delle sezioni è il "Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite" secondo quanto previsto nel cap. 2 del D.M. Infrastrutture del 17.01.2018.

Perciò concerne le verifiche di resistenza delle varie sezioni, esse sono state effettuate seguendo le procedure:

- g) analisi dei carichi verticali del tipo permanente ed accidentale;
- h) calcolo delle forze orizzontali dovute all'azione sismica seguendo il procedimento dell'analisi dinamica;
- i) controllo degli spostamenti di interpiano in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali;
- j) progetto delle sezioni resistenti;
- k) risoluzione degli schemi statici per le condizioni più sfavorevoli;
- l) verifica di resistenza delle sezioni caratteristiche in c.a. ed in acciaio con relative giunzioni.

Per il controllo degli spostamenti di interpiano, si è controllato che fosse rispettato il valore di $d_r \leq 0,005 h$. Nel seguito si farà pertanto riferimento alle sole azioni sismiche, essendo le azioni da vento trascurabili.

1.3. Normativa di riferimento

La costruzione in oggetto ricade in zona sismica, pertanto, tutte le analisi numeriche svolte per il calcolo e le verifiche dei vari elementi strutturali costituenti la stessa, sono state effettuate in accordo alla normativa vigente ed in particolare:

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)**

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)**

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

- **Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni**

Decreto Ministeriale Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato su S.O.n.30 alla G.U. del 4 Febbraio 2008, n.29

- **Circolare del 21 gennaio 2019 n°7/C.S.L.L.PP.**

Pubblicata su S.O.n°27 alla G.U. del 11 febbraio 2019, n°35.

- **Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»**

Decreto Ministeriale Infrastrutture 17 gennaio 2018, pubblicato su Supplemento ordinario alla “Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale.

- **Eurocodice 2 - 2006**

Progetto di strutture in calcestruzzo. Parte 1: Principi generali e regole per edifici.

- **Eurocodice 8 - 2005**

Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.

- **Decreto Presidente della Repubblica n°380 del 06 giugno 2001**

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.

- **UNI EN 206-1 (norma europea)**

Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità.

- **UNI – 11104 (norma italiana)**

Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della UNI EN 206-1.

- **CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI**

Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007.

2. RELAZIONE AI SENSI DEL CAP. 10.2 DELLE NTC 2018

2.1. Tipo Analisi svolta

- Tipo di analisi e motivazione

L'analisi per le combinazioni delle azioni permanenti e variabili è stata condotta in regime elastico lineare. Per quanto riguarda le azioni sismiche, tenendo conto che per la tipologia strutturale in esame possono essere significativi i modi superiori, si è optato per l'analisi modale con spettro di risposta di progetto e fattore di comportamento. La scelta è stata anche dettata dal fatto che tale tipo di analisi è nelle NTC2018 indicata come l'analisi di riferimento che può essere utilizzata senza limitazione di sorta. Nelle analisi sono state considerate le eccentricità accidentali pari al 5% della dimensione della struttura nella direzione trasversale al sisma.

- Metodo di risoluzione della struttura

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali. In particolare, le travi ed i pilastri sono stati schematizzati con elementi asta a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio, utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite. Tale modello finito ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare, per cui non necessita di ulteriori suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Per gli elementi strutturali bidimensionali (pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche) è stato utilizzato un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra). Tale elemento finito di tipo isoparametrico è stato modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM. Per questo tipo di elementi finiti la precisione dei risultati ottenuti dipende dalla forma e densità della MESH. Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne.

Nel modello sono stati tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi. La presenza di eventuali orizzontamenti è stata tenuta in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL. I vincoli tra i vari elementi strutturali e quelli con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

In particolare, il modello di calcolo ha tenuto conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) come elementi su suolo elastico alla Winkler.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elastico lineare.

- Metodo di verifica sezionale

Le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU e SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17/01/2018.

Le verifiche degli elementi bidimensionali sono state effettuate direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche sono state effettuate sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, etc.)

Per le verifiche sezionali degli elementi in c.a. ed acciaio sono stati utilizzati i seguenti legami:

- Legame parabola rettangolo per il cls
- Legame elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio

- Combinazioni di carico adottate

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal DM 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state considerate le combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3 delle NTC 2018, per i seguenti casi di carico:

SLV	SI
Combinazione Rara	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente	SI
SLU terreno A1 – Approccio 1/ Approccio 2	SI-CON NTC18 SOLO APPROCCIO 2

◦ Motivazione delle combinazioni e dei percorsi di carico

Il sottoscritto progettista ha verificato che le combinazioni prese in considerazione per il calcolo sono sufficienti a garantire il soddisfacimento delle prestazioni sia per gli stati limite ultimi che per gli stati limite di esercizio. Le combinazioni considerate ai fini del progetto tengono infatti in conto le azioni derivanti dai pesi propri, dai carichi permanenti, dalle azioni variabili, dalle azioni termiche e dalle azioni sismiche combinate utilizzando i coefficienti parziali previsti dalle NTC 2018 per le prestazioni di SLU ed SLE.

In particolare, per le azioni sismiche si sono considerate le azioni derivanti dallo spettro di progetto ridotto del fattore q e le eccentricità accidentali pari al 5%. Inoltre, le azioni sismiche sono state combinate spazialmente sommando al sisma della direzione analizzata il 30% delle azioni derivanti dal sisma ortogonale.

2.2.Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Produttore	S.T.S. srl
Titolo	CDSWin
Versione	Rel. 2024
Nro Licenza	36788

Ragione sociale completa del produttore del software:
S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.
Via Tre Torri n°11 – Complesso Tre Torri
95030 Sant’Agata li Battiati (CT).

- Affidabilità dei codici utilizzati**
L’affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.
La S.T.S. s.r.l., a riprova dell’affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all' indirizzo:

<http://www.stsweb.it/area-utenti/test-validazione.html>

- Validazione dei codici**

L' opera in esame non è di importanza tale da necessitare un calcolo indipendente eseguito con altro software da altro calcolista

2.3. Presentazione sintetica dei risultati

Una sintesi del comportamento della struttura è consegnata nelle tabelle di sintesi dei risultati, riportate in seguito, e nelle rappresentazioni grafiche allegate in coda alla presente relazione in cui sono rappresentate le principali grandezze (deformate, sollecitazioni, etc.) per le parti più sollecitate della struttura in esame.

Il numero dei modi di vibrare considerato (3) ha permesso di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura, per le varie direzioni:

DIREZIONE	% MASSA
X	100
Y	100

Tabellina Riassuntiva degli Spostamenti SLO/SLD

Stato limite	Status Verifica
SLD	VERIFICATO

2.1.1.1.1.1.1 Tabellina riassuntiva delle verifiche SLU MENSA

Tipo di Elemento	Non Verif/Totale	STATUS
Travi c.a. Elevazione	0 su 140	VERIFICATO
Pilastrini in c.a.	0 su 49	VERIFICATO
Piastre in c.a.	0 su 1	VERIFICATO

2.1.1.1.1.1.2 Tabellina riassuntiva delle verifiche SLU VASCA DI LAMINAZIONE

Tipo di Elemento	Non Verif/Totale	STATUS
Travi c.a. Elevazione	0 su 3	VERIFICATO
Shell in c.a.	0 su 4	VERIFICATO
Piastre in c.a.	0 su 1	VERIFICATO

2.1.1.1.1.1.3 *Tabellina riassuntiva delle verifiche SLE*

Tipo di Elemento	Non Verif/Totale	STATUS
Travi c.a. Elevazione	0 su 140	VERIFICATO
Pilastrini in c.a.	0 su 49	VERIFICATO
Piastre in c.a.	0 su 1	VERIFICATO

2.1.1.1.1.1.4 *Tabellina riassuntiva delle verifiche SLE VASCA DI LAMINAZIONE*

Tipo di Elemento	Non Verif/Totale	STATUS
Travi c.a. Elevazione	0 su 3	VERIFICATO
Shell in c.a.	0 su 4	VERIFICATO
Piastre in c.a.	0 su 1	VERIFICATO

Tabellina riassuntiva della portanza (Mensa)

	VALORE	STATUS
Sigma Terreno Massima (kg/cm ²)	.59	
Coeff. di Sicurezza Portanza Globale	1	VERIFICATO
Coeff. di Sicurezza Scorrimento	4.80	VERIFICATO
Cedimento Elastico Massimo (cm)	1.71	
Cedimento Edometrico Massimo (cm)	.33	

Tabellina riassuntiva della portanza (Vasca di laminazione)

	VALORE	STATUS
Sigma Terreno Massima (kg/cm ²)	.55	
Coeff. di Sicurezza Portanza Globale	1	VERIFICATO
Coeff. di Sicurezza Scorrimento	1.17	VERIFICATO
Cedimento Elastico Massimo (cm)	1.01	
Cedimento Edometrico Massimo (cm)	.04	

2.4. Informazioni sull’elaborazione

Il software è dotato di propri filtri e controlli di autodiagnostica che intervengono sia durante la fase di definizione del modello sia durante la fase di calcolo vero e proprio.

In particolare, il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.

Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su labilità o eventuali mal condizionamenti delle matrici, con verifica dell’indice di condizionamento.

Controlli sulle verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.

Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

Rappresentazioni grafiche di post-processo che consentono di evidenziare eventuali anomalie sfuggite all’ autodiagnostica automatica.

In aggiunta ai controlli presenti nel software si sono svolti appositi calcoli su schemi semplificati, che si riportano nel seguito, che hanno consentito di riscontrare la correttezza della modellazione effettuata per la struttura in esame.

• **Giudizio motivato di accettabilità**

Il software utilizzato ha permesso di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello hanno consentito di controllare sia la coerenza geometrica che la adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre, la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall’analisi quali: sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti e reazioni vincolari, hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa.

Si è inoltre riscontrato che le reazioni vincolari sono in equilibrio con i carichi applicati, e che i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche sono confrontabili con gli omologhi valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Sono state inoltre individuate un numero di travi ritenute significative e, per tali elementi, è stata effettuata una apposita verifica a flessione e taglio.

Le sollecitazioni fornite dal solutore per tali travi, per le combinazioni di carico indicate nel tabulato di verifica del CDSWin, sono state validate effettuando gli equilibri alla rotazione e traslazione delle dette travi, secondo quanto meglio descritto nel calcolo semplificato, allegato alla presente relazione. Si sono infine eseguite le verifiche di tali travi con metodologie semplificate e, confrontandole con le analoghe verifiche prodotte in automatico dal programma, si è potuto riscontrare la congruenza di tali risultati con i valori riportati dal software.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato tutte esito positivo. Da quanto sopra esposto si può quindi affermare che il calcolo è andato a buon fine e che il modello di calcolo utilizzato è risultato essere rappresentativo della realtà fisica, anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

Al fine di validare il calcolo automatico eseguito con il codice CDSWin, si è proceduto ad un calcolo semplificato in cui sono state considerate le principali fasi del calcolo, ovvero:

- La risoluzione per forze verticali;
- Il calcolo sismico;
- La validazione delle caratteristiche della sollecitazione su alcune travi significative;
- Il progetto delle armature di alcune travi significative.

In particolare, si è provveduto a verificare che:

- La risultante delle azioni verticali (peso proprio+permanente) calcolata dal CDSWin sia confrontabile con il peso dell'intera struttura determinato attraverso la semplice analisi dei carichi;
- Le masse sismiche usate dal CDSWin nell'analisi sismica siano comparabili con le analoghe masse sismiche determinate attraverso la semplice analisi dei carichi;
- Il valore del periodo fondamentale determinato dal CDSWin sia analogo al periodo determinato con la formula semplificata indicata al pto 7.3.6 delle NTC18;
- Il valore dell' accelerazione Sd ottenuta dallo spettro attraverso la formulazione semplificata sia simile al valore di Sd determinato dal CDSWin;
- Il valore del tagliante di base ottenuto con la formulazione semplificata sia accettabilmente vicino al valore determinato dal CDSWin;
- Le caratteristiche della sollecitazione trovate dal CDSWin sugli estremi di alcune travi ritenute significative, siano rispettose dell' equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione delle travi;
- I momenti resistenti ottenuti con formulazioni semplificate dalle armature delle travi, siano compatibili quelli riportati dal CDSWin.

Analizziamo le varie fasi separatamente:

- Carichi Verticali

Dalla risoluzione in CDSWin si è trovato che la risultante delle azioni verticali vale:

$$F_z = 2354.294 \text{ (t)}$$

Da computi basati solo sulla analisi dei carichi è stato trovato che il peso totale della struttura vale:

$$W_{stru} = 2354.294 \text{ (t)}$$

È quindi agevole valutare lo scarto percentuale tra la risultante delle azioni verticali calcolata in CDSWin ed il peso calcolato attraverso la analisi dei carichi, che vale:

$$\Delta W\% = (2354.294 - 2354.294) / 2354.294 * 100 = 0 \text{ (\%)}$$

- Masse Sismiche

La massa sismica dell'intera struttura determinata dal CDSWin, vale:

$$M_{CDS} = 581.8217 \text{ (t)}$$

La massa sismica derivata da computi basati sulla analisi dei carichi ci porta al valore:

$$M_{semp} = 581.8217 \text{ (t)}$$

Lo scarto tra i due valori è quindi:

$$\Delta M\% = (581.8217 - 581.8217) / 581.8217 * 100 = 0 \text{ (\%)}$$

- Periodo Fondamentale e valori di Sd

Il valore trovato con il CDSWin è il seguente:

$$T_{CDS} = .48 \text{ (sec)}$$

Il periodo trovato usando la formula semplificata [7.3.6] del par. 7.3.3.2 delle NTC18, ci porta ad avere:

$$T_{lex} = C_1 * H^{(3/4)} = .24 \text{ (sec)}$$

essendo:

$$C_1 = .075$$

$$H = 4.6 \text{ (m)} \text{ (altezza della costruzione in metri)}$$

È facile quindi riscontrare che lo scarto percentuale tra i due valori è pari a:

$$\Delta T\% = (.48 - .24) / .48 * 100 = 50 \text{ (\%)}$$

Dai valori dei periodi si risale, attraverso lo spettro, alle corrispondenti accelerazioni Sd:

$$S_{CDS}/g = .103$$

$$S_{Lex}/g = .119$$

e quindi al relativo scarto percentuale:

$$\Delta S\% = (.103 - .119) / .103 = 13 \text{ (\%)}$$

- Tagliante di Base

Usando le grandezze precedentemente determinate, si possono agevolmente calcolare i taglianti di base del CDSWin e del calcolo semplificato:

TaglioCDS = 581.8217 * .103 = 59.928 (t)
TaglioSempl = 581.8217 * .119 = 69.237 (t)

La differenza tra i due valori così calcolati sarà pari a:
DeltaTaglBASE%= (59.928 - 69.237) / 59.928 *100 = -16 (%)

- Caratteristiche della Sollecitazione

Si sono controllate le Caratteristiche della Sollecitazione su due travi ritenute significative, ovvero le travi numero 79 e 71.
Su tali travi, per le combinazioni di carico più gravose di ciascun estremo, si sono controllati gli equilibri alla traslazione e rotazione:

$T_i + T_f + \int q(x) \cdot dx = 0$
 $M_i + T_i \cdot L + b' \cdot \left[\int q(x) \cdot dx \right] + M_f = 0$

essendo:

$\int q(x) \cdot dx$: risultante dei carichi applicati alla trave
 b' : la distanza del baricentro dei carichi $q(x)$ dall' estremo finale della trave
 L : lunghezza dell'asta

I valori numerici di tali equazioni sono riportati nelle tabelle seguenti:

Equilibrio alla traslazione per la combinazione dell' estremo iniziale:

Trave Numero	Combinazione Numero	Taglio Iniziale (kg)	Taglio Finale (kg)	Risultante Carichi (kg)	Squilibrio (kg)
79	66	7200.93	4262.37	-11463.3	0
71	66	1716.88	-513.75	-1203.13	0

Equilibrio alla traslazione per la combinazione dell' estremo finale:

Trave Numero	Combinazione Numero	Taglio Iniziale (kg)	Taglio Finale (kg)	Risultante Carichi (kg)	Squilibrio (kg)
79	24	9582.1	9251.45	-18833.55	0
71	66	1716.88	-513.75	-1203.13	0

Equilibrio alla rotazione per la combinazione dell' estremo iniziale:

Trave Numero	Combinaz. Numero	Momento Iniziale (kg*m)	Taglio Iniziale (kg)	Lungh.Trave (m)	Risultante Carichi (kg)	Braccio Ris.- Estr.Fin. (m)	Momento Finale (kg*m)	Squilibrio (kg*m)
79	66	-17262.53	7200.93	10.575	-11463.3	5.287	1724.87	-.026
71	66	-3639.21	1716.88	5.5	-1203.13	2.75	-2495.04	-.018

Equilibrio alla rotazione per la combinazione dell' estremo finale:

Trave Numero	Combinaz. Numero	Momento Iniziale (kg*m)	Taglio Iniziale (kg)	Lungh.Trave (m)	Risultante Carichi (kg)	Braccio Ris.- Estr.Fin. (m)	Momento Finale (kg*m)	Squilibrio (kg*m)
79	24	-16545	9582.1	10.575	-18833.55	5.287	14796.67	-.017
71	66	-3639.21	1716.88	5.5	-1203.13	2.75	-2495.04	-.018

Le precedenti tabelle ci consentono di dedurre che la risoluzione del telaio spaziale è corretta, in quanto rispettosa degli equilibri globali delle aste. Si è infatti dimostrato che le caratteristiche nodali dei due estremi, restituite dalla risoluzione spaziale, soddisfano anche gli equilibri alla rotazione e traslazione delle travi esaminate.

- Verifica a Flessione per c.a.

Sulla scorta delle caratteristiche della sollecitazione considerate al punto precedente, si è proceduto ad eseguire il calcolo dei momenti resistenti secondo la seguente formulazione semplificata:

$M'r=Af \cdot f_{yd} \cdot (0,9 \cdot d)$

in cui le grandezze:
Af : Armatura calcolata dal CDSWin
fyd : Tensione di calcolo dell' armatura
d: Altezza utile della sezione in c.a.

sono riprese direttamente dai tabulati di uscita del CDSWin.

Trave Numero	fyd (kg/cmq)	(0.9)*d (cm)	Af Iniziale (cmq)	Mr' Iniziale (kg*m)	Mr CDS Iniz (kg*m)	M agente Iniz. (kg*m)	Af Finale (cmq)	Mr' Finale (kg*m)	Mr CDS Finale (kg*m)	M agente Fin. (kg*m)
79	3913	36.8	14.07	20260.57	18768.58	17262.53	12.06	17366.21	18495.63	14796.68
71	3913	18.8	6.03	4435.93	4199.43	3639.21	4.02	2957.29	2861.33	2495.04

Dalla precedente tabella può facilmente desumersi che i valori dei momenti resistenti determinati con le formulazioni semplificate sono comparabili con i momenti resistenti del CDSWin, che a loro volta risultano essere maggiori dei momenti agenti riportati nei tabulati di verifica. Pertanto, alla luce delle considerazioni svolte, le verifiche a flessione delle travi risultano essere validate.

- Verifica a Taglio per c.a.

Sulla scorta delle caratteristiche della sollecitazione considerate al punto precedente, si è proceduto ad eseguire anche il calcolo dei tagli resistenti secondo la formulazione della NTC18, confrontando quindi i risultati ottenuti con quelli riportati sulla tabella di verifica del CDSWin:

$VRd=\min(VRsd, Vrcd)$ Taglio resistente calcolato secondo quanto riportato al paragrafo 4.1.2.3.5.2 delle NTC18.

Essendo:
 $VRsd=0.9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot A_{sw} / s \cdot \cotg(\theta)$ (taglio-trazione)
 $Vrcd=0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_C \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \cotg(\theta) / (1 + \cotg(\theta) \cdot \cotg(\theta))$ (taglio-compressione)

in cui le grandezze:

- d: Altezza utile della sezione
- fyd: Tensione di calcolo dell' armatura
- Asw: Area delle staffe del concio
- s: Passo delle staffe nel concio
- theta: Inclinazione dei puntoni di CLS sull' asse della trave
- bw: Larghezza minima della sezione
- fcd: Tensione di calcolo del CLS

alfaC=1: Per membratura non compresse poiché la trave ha sforzo normale nullo

sono riprese direttamente dai tabulati di uscita del CDSWin.

$VRsd=0.9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot A_{sw} / s \cdot \cotg(\theta)$ (Meccanismo taglio-trazione)							
Trave Numero	Estremo	(0.9)*d (cm)	Fyd (kg/cmq)	Asw (cmq)	s (cm)	Cotg(theta)	VRsd (kg)
79	Iniziale	36.8	3913	1	10	2.5	36009
	Finale	36.8	3913	1	10	2.5	36009
71	Iniziale	18.8	3913	1	5	2.5	36801
	Finale	18.8	3913	1	5	2.5	36801

$Vrcd=0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_C \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \cotg(\theta) / (1 + \cotg(\theta) \cdot \cotg(\theta))$
(Meccanismo taglio-

		compressione)					
Trave Numero	Estremo	(0.9)*d (cm)	fcd (kg/cmq)	Bw (cm)	AlfaC	Cotg(teta)	VRcd (kg)
79	Iniziale	36.8	141	35	1	2.5	31320
	Finale	36.8	141	35	1	2.5	31320
71	Iniziale	18.8	141	35	1	2.5	16004
	Finale	18.8	141	35	1	2.5	16004

		VRd=min(VRsd, VRcd)	Tagli derivanti dal calcolo	
Trave Numero	Estremo	Vrd Semplificato (kg)	VRd CDS (kg)	VEd (kg))
79	Iniziale	31320	31823	8464
	Finale	31320	31823	8464
71	Iniziale	16004	16004	2073
	Finale	16004	16004	2073

Dalla precedente tabella può facilmente desumersi che i valori dei tagli resistenti determinati con le formulazioni sopra riportate sono comparabili con i tagli resistenti del CDSWin, che a loro volta risultano essere maggiori dei tagli agenti riportati nei tabulati di verifica. Pertanto, alla luce delle considerazioni svolte, anche le verifiche a taglio delle travi risultano essere validate.

- Verifica Nodi Trave Pilastro in c.a. - Nodo3D: 25

I nodi trave-pilastro in c.a. vengono verificati valutando il taglio agente sia con il metodo semplificato delle formule di normativa che in base alla sollecitazione elastiche ottenute per q=1
Il valore di verifica sarà il minimo ottenuto.

dati geometrici e di posizione:

h=.43

a_j=.48

Dati materiali e coefficiente gamma:

f_{cd}=141.67

f_{ctd}=11.97

f_{yd}=3913.04

g_{Rd}=1.1

Verifica direzione Locale X:

Asta1 3d: 72

Asta2 3d: 0

A_{s1}+A_{s2}=10.05

V_c=0

Valore della domanda in capacità

V_{jbd}=g_{Rd} *(A_{s1}+A_{s2})f_{yd}-V_c=43272.03

Valore della domanda ottenuta per q=1

V_{jbd}=(M₁/d+M₂/d)-V_{cE}=40499.67

Verifiche Capacita biella compressa

n_d=0

b_j=50

h_j=26.8

$$V_{jBR} = 82008 \quad [7.4.8]$$

Progetto area staffe compressive in ipotesi non fessurate (elastico)

$$A = 38.48 \quad [7.4.10]$$

Progetto area staffe compressive in ipotesi fessurate

$$A = 10.35 \quad [7.4.11-12]$$

Verifica direzione Locale Y:

Asta1 3d: 79

Asta2 3d: 71

$$A_{s1} + A_{s2} = 18.1$$

$$V_c = 0$$

Valore della domanda in capacità

$$V_{jbd} = gR_d \cdot (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_c = 77889.65$$

Valore della domanda ottenuta per $q=1$

$$V_{jbd} = (M_1/d + M_2/d) - V_{cE} = 92586.82$$

Verifiche Capacità biella compressa

$$n_d = 0$$

$$b_j = 35$$

$$h_j = 41.8$$

$$V_{jBR} = 89535.6 \quad [7.4.8]$$

Progetto area staffe compressive in ipotesi non fessurate (elastico)

$$A = 33.78 \quad [7.4.10]$$

Progetto area staffe compressive in ipotesi fessurate

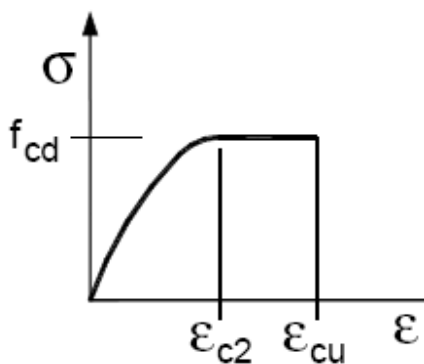
$$A = 19.91 \quad [7.4.11-12]$$

3. RELAZIONE SUI MATERIALI

3.1. Diagrammi di calcolo tensione deformazione

3.1.1 Diagrammi di calcolo tensione deformazione

Per il calcestruzzo è stato adottato il diagramma di calcolo tensione-deformazione schematizzato con il modello parabola-rettangolo (punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018). In particolare, utilizzando nel caso in esame una classe di resistenza inferiore a C50/60 si può porre che il vertice della parabola ha ascissa $\varepsilon_{c2} = 0,2\%$, l'estremità del segmento ha ascissa $\varepsilon_{cu} = 0,35\%$.



Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima a rottura il valore ε_{c2} anziché ε_{cu} .

Le resistenze di calcolo f_d sono state valutate mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

assumendo per il coefficiente γ_m i valori di seguito riportati:

Stati limite	Acciaio γ_s	Calcestruzzo γ_c
Ultimi	1.15	- 1.5 per c.a. e c.a. con precompressione parziale.
Esercizio	1.00	- 1.00

Per elementi piani come solette o pareti che abbiano spessori inferiori a 5 cm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a 0,80 f_{cd} .

In particolare, la resistenza di calcolo del calcestruzzo f_{cd} risulta pari a:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

Per strutture o parti strutturali sottoposte a presso-flessione con prevalenza di sforzo normale esposte in ambienti poco o moderatamente aggressivo si adottano le seguenti limitazioni:

- Per combinazione rara: 0.6 f_{ck}
- Per combinazione quasi permanente 0.45 f_{ck}

Per tenere conto della riduzione di resistenza dovuta a carichi di lunga durata, si assume il coefficiente $\alpha_{cc} = 0.85$.

3.1.2 Acciaio per cemento armato e da carpenteria

Per l'acciaio si adotta il legame tensioni-deformazioni schematizzato con un legame elastico-perfettamente plastico (punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. Infrastrutture del 17.01.2018).

La resistenza di snervamento di calcolo dell'acciaio f_{sd} risulta pari a (punto 4.1.2.1.1.3):

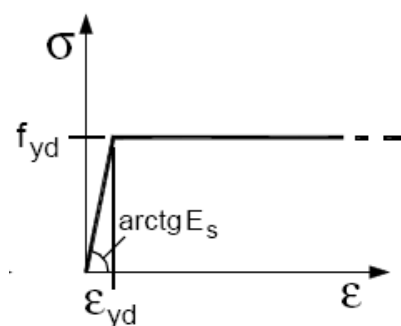
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Il valore della deformazione ultima di calcolo:

$$\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk}$$

in cui si assume che la deformazione uniforme ultima:

$$\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k = 7,5\%$$



3.2. Resistenze di calcolo tensione dei materiali

3.2.1 Calcestruzzo

Si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C25/30 con le seguenti resistenze di calcolo:

Calcestruzzo C 25/30 per getto in c.a. degli elementi strutturali gettati in opera

Resistenza caratteristica cubica:

$$R_{ck} = 30 \text{ N / mmq}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$\gamma_c = 1,5 \text{ (SLU)}$$

Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata:

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

Resistenza caratteristica cilindrica:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 30 = 24,9 \text{ N / mmq}$$

Resistenza di calcolo a compressione:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 14,11 \text{ N/mmq}$$

Valore medio della resistenza cilindrica: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32,9 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a trazione semplice: $f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 2,56 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a trazione per flessione: $f_{ctm} = 1,2 \cdot f_{ctm} = 3,07 \text{ N/mm}^2$

Valore caratteristico a trazione frattili del 5%: $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,79 \text{ N/mm}^2$

Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza: $f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 4,03 \text{ N/mm}^2$

$\eta=1$ per barre di diametro $\phi \leq 32 \text{ mm}$

Resistenza tangenziale di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = 2,69 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico medio: $E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 31447 \text{ N/mm}^2$

3.2.2 Acciaio in barre

Si prevede l'utilizzo di acciaio di classe B450C con le seguenti resistenze di calcolo:

Acciaio Classe B450C

Coefficiente di sicurezza: $\gamma_s = 1,15 \text{ (SLU)}$

Tensione nominale di snervamento: $f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione nominale di rottura: $f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq f_{y,nom}$

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq f_{t,nom}$

Resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = \frac{f_{y,nom}}{\gamma_s} = 391 \text{ N/mm}^2$

Sovraresistenza del materiale: $1,15 \leq \left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k \leq 1,35; \left(\frac{f_y}{f_{y,nom}}\right)_k \leq 1,25$

Valore caratteristico dell'allungamento al massimo sforzo (frattile 10%): $(A_{gt})_k \geq 7,50\% \varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot (A_{gt})_k$

Modulo Elastico (o di Young): $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$

Quindi si devono rispettare i requisiti indicati nella tabella che segue, in modo tale da garantire un'adeguata duttilità a livello di materiale:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y,nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t,nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{y,nom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	

3.3.Prescrizione sul calcestruzzo a prestazione garantita

Come previsto dalle linee guida sul calcestruzzo preconfezionato e dalla norma UNI EN 206-1 (in Europa) e UNI 11104 (in Italia), si richiede un calcestruzzo a prestazione garantita, in cui le prestazioni sono garantite dal produttore che se ne assume la responsabilità fino alla bocca di scarico della betoniera. Per tale calcestruzzo vengono forniti i seguenti requisiti di base conformi alla norma UNI EN 206-1, UNI 11104 e paragrafo 11.2.1 delle NTC 2018:

- Resistenza minima a compressione
- Classe di esposizione ambientale
- Classe di consistenza (valore di Slump)

- Diametro massimo nominale dell'aggregato

Per la scelta del diametro massimo degli inerti si utilizza il minore delle seguenti limitazioni:

- $D_{max} < 3/4$ del copriferro
- $D_{max} < \text{interferro} - 5\text{ mm}$
- $D_{max} < 1/4$ della sezione minima dell'elemento strutturale

3.3.1 Resistenza caratteristica

La classe di resistenza degli elementi viene stabilita in base alle esigenze strutturali, in funzione delle azioni agenti su di essa e in funzione del requisito minimo imposto dalla prescrizione della durabilità e classe di esposizione prevista nella norma UNI EN 206-1 (in Europa) e UNI 11104 (in Italia).

3.3.2 Classe di esposizione delle strutture

Date le caratteristiche d'uso previste per la struttura in oggetto e tenuto conto della sua ubicazione, si considera il degrado inteso come aggressione da anidrite carbonica, quindi XC, ovvero corrosione delle armature promossa dalla carbonatazione.

Stante alla destinazione d'uso dell'edificio, per i nuovi interventi in c.a., anche se non hanno una funzione strutturale, sono state individuate le seguenti classi di esposizione ambientale:

- classe di esposizione XC1 (*asciutto o permanentemente bagnato*) e XC2 (*bagnato raramente asciutto*), con i seguenti requisiti minimi del calcestruzzo per ciascuna classe di esposizione:

CLASSE DI ESPOSIZIONE	MASSIMO A/C	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA	DOSAGGIO MINIMO DI CEMENTO (kg/m^3)
XC1	0,60	C (25/30)	300
XC2	0,60	C (25/30)	300

Valori limite per il calcestruzzo in classe XC secondo il prospetto 4 della UNI 11104 e ss.mm.ii. –

3.3.3 Classe di consistenza del calcestruzzo

La classe di consistenza rappresenta un indice della lavorabilità del calcestruzzo, cioè la capacità del calcestruzzo di lasciarsi introdurre e stendere nella cassaforma, di avvolgere le barre di armatura, di riempire l'interno della forma e di espellere l'eccesso di aria inglobata durante la fase di vibrazione. La lavorabilità è una proprietà del calcestruzzo fresco che diminuisce col procedere delle reazioni di idratazione del cemento. È pertanto necessario che l'impasto possenga la lavorabilità non solo al momento della confezione, ma soprattutto al momento della sua posa in opera. Per ogni elemento strutturale occorre prescrivere la classe di consistenza appropriata, in funzione della densità dei ferri di armatura, della geometria e della dimensione dell'elemento strutturale, della metodologia di getto. In genere si consiglia la classe di consistenza S3 per strutture di copertura a falde; S4 per pilastri ed impalcati e fondazioni. In entrambi i casi si richiede il mantenimento della lavorabilità: ovvero il tempo, misurato dalla fine del carico dell'autobetoniera, nel quale il calcestruzzo deve mantenere la consistenza richiesta e riportata in bolla, fino allo scarico in cantiere. Se l'intervallo di tempo che intercorre fra confezione e getto non è breve, e soprattutto se la temperatura ambiente è elevata, la lavorabilità iniziale deve essere maggiore di quella richiesta per la posa in opera. Inoltre, è tassativamente vietata l'aggiunta di acqua in cantiere. Nella tabella che segue si riportano i valori di abbassamento al cono di *Abrams* per le varie classi di consistenza.

CLASSE	ABBASSAMENTO AL CONO DI ABRAMS
S1	10 ÷ 40 mm
S2	50 ÷ 90 mm
S3	100 ÷ 150 mm
S4	160 ÷ 210 mm
S5	≥ 220 mm

3.4. Controllo di accettazione e maturazione dei provini

Il Direttore dei Lavori ha l'obbligo di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quello stabilito dal progetto e sperimentalmente verificato in sede di valutazione preliminare. Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee e si configura in funzione del quantitativo di calcestruzzo. Nel caso specifico essendo il quantitativo di miscela inferiore a 1.500 m^3 , occorre procedere con un controllo di tipo A di cui al § 11.2.5.1 del NTC 2018. Il controllo di accettazione è positivo ed il quantitativo di calcestruzzo accettato se risultano verificate le disuguaglianze di cui alla Tab. 11.2.I delle NTC 2018.

CONTROLLO DI TIPO A

- Edifici con miscela omogenea compresa tra 100 e 300 m^3 : 3 prelievi (6 cubetti di calcestruzzo), ogni 100 m^3 (per 300 m^3 : 2 cubetti x 3 = 6 cubetti). Per ogni giorno di getto va comunque effettuato un prelievo; quindi, il numero totale dei prelievi sarà almeno pari al numero di giorni in cui sono stati effettuati i getti.
- Edifici con meno di 100 m^3 di miscela omogenea: bastano solo n°3 prelievi (6 cubetti di calcestruzzo) e non è obbligatorio il prelievo giornaliero.
- Edifici con miscela omogenea compresa tra 300 e 1500 m^3 : un controllo ogni 300 m^3 massimo di miscela (ad esempio per 900 m^3 di getto vanno effettuati 3 controlli, ovvero 3 x 6 = 18 cubetti). Anche in questo caso è obbligatorio il prelievo giornaliero.

Riassumendo: la Circolare 617 ribadisce che ai fini di un efficace controllo di accettazione di Tipo A è necessario che il numero dei campioni da prelevare e provare sia NON INFERIORE A SEI (TRE PRELIEVI), ANCHE PER GETTI DI QUANTITÀ INFERIORE A 100 METRI CUBI DI MISCELA OMOGENEA. LE PROVE DOVRANNO ESSERE SVOLTE INTORNO AL VENTOTTESIMO GIORNO O AL LIMITE CON QUALCHE SETTIMANA DI RITARDO. Per il confezionamento dei cubetti si consiglia di procedere al prelievo dopo circa tre metri cubi di calcestruzzo scaricati, per una quantità doppia rispetto a quella necessaria (la norma raccomanda 1,5 volte superiore).

Il confezionamento va effettuato sovrapponendo, uno per volta, tre successivi strati di materiale, ben costipati. La norma prescrive almeno 25 colpi di quel pestello che si impiega durante la prova di abbassamento al cono di *Abrahms* (UNI EN 12350-2). Come rimedio d'emergenza, si trova, all'interno dei cantieri, uno scarto di tondino per armatura con diametro 16 mm, a bordo arrotondato, per lo scopo descritto. È consigliabile siglare tali etichette con un pennarello indelebile. Occorre lasciare i provini nelle casseforme per almeno 16 h, ma non oltre 3 giorni alla temperatura di (20±5) °C e (25±5) °C nei climi caldi, proteggendoli da urti, vibrazioni e disidratazione. Una volta rimossi dalle casseforme, i provini devono essere conservati, fino al momento della prova, in acqua a temperatura di (20±2) °C oppure in ambiente a (20±2) °C ed umidità relativa >95%.

Analisi di durabilità e calcolo del copriferro SECONDO EC2 UNI-EN 1992-1-1:2024

3.5. INTRODUZIONE

Una struttura durevole deve soddisfare i requisiti di attitudine al servizio, resistenza e stabilità durante la sua vita utile di progetto, senza presentare perdite significative di funzionalità né richiedere manutenzione straordinaria eccessiva. La protezione richiesta per la struttura deve essere stabilita considerandone l'utilizzo previsto, la vita utile di progetto, il programma di manutenzione e le azioni.

3.6. REQUISITI DI DURABILITÀ

Per la valutazione della vita utile di progetto richiesta dalla struttura, devono essere prese adeguate disposizioni al fine di proteggere ogni elemento strutturale dalle azioni ambientali.

I requisiti di durabilità devono essere presi in conto quando si considerano:

- La concezione della struttura;
- La scelta dei materiali;
- I dettagli costruttivi;
- L'esecuzione;
- Il controllo di qualità;
- Le verifiche;
- Particolari disposizioni (Per esempio utilizzo di acciaio inossidabile, rivestimenti, protezione catodica);

La vita utile di progetto richiesta dalla struttura coincide con la definizione di "vita nominale" specificata al paragrafo 2.4.1 delle NTC18.

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

TIPI DI COSTRUZIONE	V_N
Opere temporanee e provvisorie	≤ 10 anni
Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	≥ 50 anni
Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	≥ 100 anni

Tabella 2.4.I NTC 18-*Vita nominale V_N per diversi tipi di opere*

Per la struttura in esame si assume una vita utile di progetto ≥ 100 anni

3.3.4 Di seguito le caratteristiche del calcestruzzo:

- Classe di resistenza del calcestruzzo: C25/30
- Classe strutturale del calcestruzzo: S4
- Elemento dalla forma simile ad una soletta: no
- Controllo di qualità della produzione del calcestruzzo: no
- Tipologia di acciaio: ordinario
- Dimensione massima dell'aggregato: ≤ 32 mm
- Trattasi di calcestruzzo aerato con contenuto d'aria maggiore del 4%? no

3.7.CONDIZIONE AMBIENTALE

Le condizioni di esposizione sono le condizioni chimiche e fisiche alle quali la struttura è esposta, in aggiunta alle azioni meccaniche.

Le condizioni ambientali sono classificate secondo il prospetto 4.1, basato sulla EN 206-1.

Si osserva che la composizione del calcestruzzo influenza sia la protezione delle armature, sia la resistenza del calcestruzzo agli attacchi.

La classe di esposizione che interessa la struttura è la seguente:

XC1	Corrosione indotta da carbonatazione
DESCRIZIONE DELL'AMBIENTE	
Asciutto o permanentemente bagnato	
Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	
Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria bassa oppure cls costantemente immerso in acqua	

La scelta del calcestruzzo adeguatamente durevole per la protezione dell'armatura dalla corrosione e per la protezione del calcestruzzo dagli attacchi richiede considerazioni sulla composizione del calcestruzzo. Questo può comportare una resistenza a compressione del calcestruzzo maggiore di quella richiesta dal progetto strutturale.

Pertanto, per la struttura si richiede una classe di resistenza minima di: C25/30

3.8.CALCOLO DEL COPRIFERRO

Il copriferro è la distanza tra la superficie esterna dell'armatura (incluse staffe, collegamenti e rinforzi superficiali, se presenti) più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo. Questa distanza dovrà essere maggiore o al massimo uguale al copriferro nominale di seguito definito.

Il copriferro nominale indicato sugli elaborati strutturali è calcolato come indicato di seguito:

C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \tag{6.1}

Dove "Cnom" è il valore nominale di progetto, "Cmin" è il valore minimo del copriferro e "ΔCdev" è la tolleranza di esecuzione relativa al copriferro.

Definizione dell'incremento per tolleranza di esecuzione

Condizione tipica delle costruzioni in calcestruzzo gettate in opera, per esecuzione in classe di tolleranza 1 secondo EN 13670

La tolleranza di esecuzione è: Δcdev = 10 mm

Definizione del copriferro minimo (Annex P Alternative cover approach for durability)

Il valore minimo del copriferro è dato dal massimo valore contenuto nella parentesi:

C_{min} = \max \left\{ C_{min,b} ; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,y} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add} ; 10\text{ mm} \right\} \tag{P.1}

Copriferro minimo per la trasmissione degli sforzi Cmin,b

"Cmin,b" è il copriferro necessario alla trasmissione delle tensioni tangenziali di aderenza; esso è da assumersi pari al diametro della barra quando l'armatura è isolata e nel caso di armature raggruppate si dovrà uguagliare al diametro equivalente delle barre:

\Phi_b = \sqrt{\frac{4}{\pi} A_s}

Se la dimensione massima nominale dell'aggregato è maggiore di 32 mm allora "Cmin,b" deve essere aumentato di 5mm.

Il numero di barre raggruppate è: 2
Area totale dei ferri raggruppati 402 mm²
Il diametro equivalente delle barre è: 23 mm
Incremento di 5 mm per diametro massimo aggregato maggiore di 32 mm: no

Copriferro minimo per la trasmissione delle tensioni tangenziali di aderenza: Cmin,b = 23 mm

Copriferro minimo per le condizioni ambientali Cmin,dur

"Cmin,dur" è il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali, la sua determinazione è legata alla classe strutturale, parametro che tiene conto della vita nominale della struttura, e alla classe ambientale, parametri che tengono conto della degradazione a cui potrebbe essere sottoposto il manufatto a causa dell'esposizione ambientale; essi sono stabiliti attraverso le classi di esposizione ambientali.

I valori "Δ" come indicato nei punti P3 (3), P3 (4), P3 (5) possono essere assunti cautelativamente pari a 0 mm.

Classi di esposizione			
X0/ XC1	XC2/ XC3	XC4/ XD1/ XD2/ XS1	XD3/ XS2/ XS3

Vita utile nominale di 100 anni	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi
Classe di resistenza del calcestruzzo	\geq C30/37 Ridurre 1 classe	\geq C35/45 Ridurre 1 classe	\geq C40/50 Ridurre 1 classe	\geq C45/55 Ridurre 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta	Ridurre 1 classe	Ridurre 1 classe	Ridurre 1 classe	Ridurre 1 classe
Controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	Ridurre 1 classe	Ridurre 1 classe	Ridurre 1 classe	Ridurre 1 classe

Table P.1 (annex P) -Classificazione strutturale raccomandata

Classe di consistenza	Classi di esposizione			
	X0	XC1	XC2/ XC3	XC4
S1	10	10	10	15
S2	10	10	15	20
S3	10	10	20	25
S4	10	15	25	30
S5	15	20	30	35
S6	20	25	35	40
	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/ XS3	
S1	20	25	30	
S2	25	30	35	
S3	30	35	40	
S4	35	40	45	
S5	40	45	50	
S6	45	50	55	

Table P.2 (annex P) -Values of minimun cover $C_{min,dur}$ [mm] for carbon reinforcing steel

Definita la classe strutturale il valore del copriferro minimo $C_{min, dur}$ si ricava attraverso il prospetto P.2 per acciai ad armatura ordinaria. Di seguito il valore ricavato dalla tabella:

Copriferro minimo per requisiti con riferimento alla durabilità: $C_{min, dur} = 25\text{ mm}$

Copriferro minimo

Copriferro minimo per garantire l'aderenza $C_{min,b}$	23 mm
Copriferro minimo per garantire la durabilità $C_{min,dur}$	25 mm
Copriferro minimo, valore minimo consentito	10 mm

Il copriferro minimo è il valore massimo tra quelli sopra riportati: **$C_{min}= 25\text{ mm}$**

Definizione del copriferro nominale C_{nom}

Il copriferro nominale si ricava dalla formula 6.1 UNI-EN 1992-1-1:2024, esso rappresenta il valore di progetto necessario per la definizione dell'altezza utile della sezione, riportato anche sui disegni strutturali.

Tolleranza di esecuzione relativa al copriferro ΔC_{dev}	10 mm
Copriferro minimo adottato C_{min}	25 mm
Copriferro nominale C_{nom}	35 mm

Copriferro nominale da adottare per il progetto: **$C_{nom} = 35\text{ mm}$**

4. RELAZIONE DI CALCOLO

4.1. Metodo di Verifica

L'analisi strutturale globale è stata eseguita nel rispetto dei metodi basati sull'elasticità lineare. In particolare, si è utilizzato il “metodo degli spostamenti” per la risoluzione della struttura. Il metodo di calcolo per le verifiche di resistenza è stato condotto seguendo le regole del **“Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite”**.

Per la verifica di resistenza per tensioni normali (sforzo normale e flessione retta/composta) si assumono le seguenti ipotesi di base (punto 4.1.2.1.2.1 del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018):

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla (tranne che per le verifiche allo stato limite di esercizio di fessurazione e deformazione);
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono dedotte a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione. Le verifiche di sicurezza e prestazioni attese sono state eseguite nel rispetto del punto 2 del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018 considerando quindi i seguenti stati limite:

- Stati limite ultimi (SLU);
- Stati limite di esercizio (SLE).

4.2. Metodo di Analisi

Il metodo utilizzato per il presente calcolo strutturale è stato l'analisi lineare dinamica descritta al punto 7.3.3.1 del D.M. 2018. La già menzionata analisi è stata eseguita per un modello tridimensionale dell'edificio. In tale analisi sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata utilizzata la SRSS degli effetti relativi a ciascun modo.

4.3. Programma di Calcolo Impiegato

Per quanto riguarda il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche allo stato limite di esercizio ed ultimo condotte per gli elementi in c.a. caratterizzanti le strutture progettate, si è fatto ricorso all'ausilio dell'elaboratore elettronico utilizzando il programma di calcolo CDS della “STS” concesso in uso con regolare licenza identificata dal codice 36788. Per l'affidabilità del codice di calcolo utilizzato è stata controllata, con attento esame preliminare, la documentazione a corredo del software, detto controllo **ha**

consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi di prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione. Si è verificata l'affidabilità del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. In fase di elaborazione, il programma comunica molti messaggi circa l'andamento del calcolo consentendo l'individuazione di eventuali errori di modellazione, il non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura, la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi, le masse partecipanti, la tipologia sismo-resistente, la presenza di elementi non verificati ecc. Inoltre, il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale. Nel caso trattato, risultando la struttura di modeste dimensioni, classificata come opera ordinaria, non si è ritenuto far eseguire il calcolo da soggetto diverso mediante programma di calcolo differenti. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Comunque, durante la verifica dei vari elementi strutturali effettuati con il codice di calcolo utilizzato si è controllato, mediante calcoli di larga massima eseguiti con metodi tradizionali, (schemi statici semplificati) la correttezza dei risultati e la correttezza di applicazione della verifica di gerarchia delle resistenze.

4.4. Criteri di progettazione e modellazione della struttura

La scelta del modello strutturale da utilizzare per valutare il comportamento è sempre complessa e dipende in generale dalla sua geometria, dagli elementi non strutturali in esso presenti, dai carichi a cui esso è soggetto, dalle fasi di costruzione e dal terreno e dalla tipologia della struttura di fondazione. La modellazione della struttura viene fatta in modo da rappresentare in maniera adeguata la distribuzione di massa e di rigidezza effettiva dell'edificio. Nella modellazione degli elementi in c.a. si definiscono le caratteristiche geometrico-meccaniche, considerando una sezione interamente reagente di calcestruzzo. In realtà tali caratteristiche dipendono anche dall'entità e distribuzione delle armature, nonché da effetti di riduzione della rigidezza a causa della fessurazione, che in ogni caso porterebbero a procedure di calcolo complesse ed iterative, sproporzionate rispetto agli obiettivi del calcolo. I risultati ottenibili da queste assunzioni semplificate sono in generale cautelativi, in quanto sovrastimando la rigidezza dell'edificio si ottengono periodi di oscillazione più bassi e quindi azioni sismiche non inferiori a quelle ottenibili con una valutazione più fedele alla realtà (con rigidezza minore per effetto della fessurazione). La struttura in oggetto è del tipo intelaiata in c.a. e per la modellazione lo schema utilizzato è quello di telaio spaziale, costituito da un insieme di elementi monodimensionali, travi e colonne, infine le fondazioni sono costituite da una piastra di spessore 30 cm. La capacità dissipativa o Classe di Duttilità considerata risulta essere classe di duttilità bassa CD "B". Nel rispetto del punto 7.2.5 la struttura di fondazione viene

dimensionata sulla base delle sollecitazioni trasferite dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo ed amplificate con un coefficiente $\gamma_{Rd}=1,30$.

4.4.1 Modellazione dell'azione sismica

Secondo quanto previsto al punto 7.2.6. del D.M. 2018, si è effettuata la verifica di cui alla lett. b), nello specifico è stato controllato che la risultante globale di taglio e sforzo normale trasmessa all'estradosso della fondazione della costruzione fosse almeno pari al 70 % di quella ottenuta da identico modello strutturale con vincoli fissi all'estradosso della fondazione e con input sismico corrispondente allo spettro di risposta per sottosuolo tipo A, come definito al § 3.2.3.2.

4.5. Dimensionamento e verifica degli elementi strutturali

4.5.1 Descrizione sintetica del programma utilizzato

Per il dimensionamento o la verifica delle travi sono stati utilizzati i momenti di calcolo ottenuti dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico analizzate.

Le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} da considerare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, si ottengono considerando la trave incernierata agli estremi e sommando il contributo del taglio dovuto ai carichi gravitazionali alle sollecitazioni di taglio prodotto dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle sezioni di plasticizzazione che generalmente si attivano all'estremità ed amplificate di un fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} che nel caso di strutture in CD "B" assume il valore unitario $\gamma_{Rd}=1$.

4.5.2 Sollecitazioni di calcolo dei pilastri

Per il dimensionamento dei pilastri, allo scopo di proteggerli dalla plasticizzazione prematura attivabile in entrambe le direzioni di applicazione delle azioni sismiche, si adottano opportuni momenti di calcolo. Per ogni nodo trave-pilastro ed in ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri deve risultare maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata di un coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$$

- $M_{C,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiali presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;
- $M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo
- γ_{Rd} fattore di sovra resistenza che nel caso di strutture in CD "B" assume il valore $\gamma_{Rd}=1,1$

Le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} , da considerare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore secondo l'espressione:

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

l_p è la lunghezza del pilastro

$M_{C,Rd}^s$ e $M_{C,Rd}^i$ sono i momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore e inferiore

γ_{Rd} fattore di sovra resistenza che nel caso di strutture in CD “B” assume il valore $\gamma_{Rd}=1,1$.

4.5.3 Sollecitazioni di calcolo dei nodi

Per le strutture calcolate in classe di duttilità CD “B” non è previsto il calcolo delle sollecitazioni con cui effettuare la verifica. Viene solo imposto il rispetto dei minimi previsti al punto 7.4.6.2.3.

4.6. Dettagli costruttivi.

4.6.1 Limitazioni geometriche

Travi

Nel dimensionamento delle travi si è tenuto conto dei dettagli costruttivi elencati al punto 7.4.6.1.1 in particolare le travi emergenti presentano una larghezza $b=50 > 20 \text{ cm}$, ed il rapporto b/h risulta essere maggiore di 0,25. Per le travi a spessore, la larghezza massima risulta non maggiore della dimensione del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale stessa, con la limitazione di 2 volte b_c , essendo b_c la larghezza del pilastro ortogonale all'asse della trave.

$b_c=30 \text{ cm}$; $b_t=50$; $b_c+h= 30+25=55$; con b_t base trave a spessore; h altezza trave a spessore

$b_c=60 \text{ cm}$; $b_t=80$; $b_c+h= 80+25=105$; con b_t base trave a spessore; h altezza trave a spessore

La lunghezza delle zone critiche, classe di duttilità bassa CD “B”, 1 volta l'altezza della trave.

Pilastri

Nel caso in specie i pilastri risultano $35 \times 35 \text{ cm}$ e $35 \times 50 \text{ cm}$, $35 \times 60 \text{ cm}$ e $50 \times 50 \text{ cm}$; pertanto, la dimensione minima (30 cm) risulta maggiore del minimo imposto da normativa (25 cm).

Per quanto riguarda la lunghezza della zona dissipativa, si può assumere che sia la maggiore tra:

- l'altezza della sezione: 70 cm ;
- $1/6$ dell'altezza libera del pilastro: $360/6= 60,0 \text{ cm}$;
- 45 cm ;

Visto che l'altezza libera del pilastro è maggiore a 3 volte l'altezza della sezione: $360 > 210$, si assume 70 cm come lunghezza della zona dissipativa.

Nodi trave pilastro

L'eccentricità tra trave emergente e pilastro risulta $\leq 1/4$ della larghezza del pilastro.

4.6.2 Limitazioni di armatura

Travi: Armatura longitudinale

Le armature longitudinali vengono opportunamente disposte tenendo conto di quanto prescritto al punto 7.4.6.2.1, in particolare il rapporto d'armatura ρ relativo all'armatura tesa sia quella a lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore A_i , sono comprese tra i seguenti limiti:

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

dove:

$\rho =$ rapporto geometrico di armatura $A_s/(b \cdot h)$ oppure $A_i/(b \cdot h)$;

$\rho_{comp} =$ rapporto geometrico di armatura relativo all'armatura compressa;

A_s e A_i rappresentano l'area dell'armatura longitudinale, rispettivamente superiore e inferiore;

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

Nelle zone critiche della trave viene rispettato il limite $\rho_{comp} \geq 1/2 \rho$ e comunque $\geq 0.25\rho$

Travi: Armatura trasversale

Nelle zone critiche vengono predisposte staffe di contenimento, la prima staffa di contenimento dista non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive, per un tratto pari a una volta l'altezza sezione, misurata a partire dalla faccia del nodo trave pilastro sono disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- 1/4 dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 225 mm in CD "B";
- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche.
- 24 volte il diametro delle armature trasversali

Le staffe di contenimento sono rettangolari e presentano ganci a 135° prolungati per 10 diametri alle due estremità (si assume questa lunghezza di ancoraggio pari a 15 cm).

Pilastri: armatura longitudinale

Nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale è compresa tra i seguenti limiti:

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

con A area totale dell'armatura longitudinale e A_c area della sezione lorda del pilastro:

Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non è superiore a 25 cm.

Pilastri: armatura trasversale

Nelle zone critiche vengono rispettate le condizioni del punto 7.4.6.2.2

Il diametro delle staffe e legature viene fissato in $\phi 8$ ed il loro passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- 1/2 del lato minore della sezione trasversale ($30/2=15,0$ cm);
- 175 mm in CD "B";
- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche:
($8 \cdot 18=144$ mm);
- 24 volte il diametro delle armature trasversali ($24 \cdot 8=192$ mm).

Il quantitativo minimo rispettato nella zona critica:

$$\frac{A_{st}}{s} \geq 0.08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yb}} \text{ per CD "B"}$$

Le staffe di contenimento sono rettangolari e presentano ganci a 135° prolungati per 10 diametri alle due estremità (*si assume questa lunghezza di ancoraggio pari a 15 cm*).

Nodi trave-pilastro

Per i nodi non confinati, le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo verificano la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yb}}$$

nella quale n_{st} ed A_{st} sono rispettivamente il numero di braccia e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale, i è l'interasse delle staffe, e b_j è la larghezza utile del nodo determinato come segue:

se la trave ha larghezza b_w superiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_w e $b_c + h_c/2$ essendo h_c la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;

se la trave ha larghezza b_w inferiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_c e $b_w + h_c/2$.

4.7.Criteri di progetto e verifica elementi non strutturali ed impianti

Secondo quanto riportato al 7.2.3 delle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018) - *Criteri di progettazione di elementi strutturali secondari ed elementi costruttivi non strutturali* – per elementi costruttivi non strutturali, s'intendono quelli con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e, quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone. La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare. Se la distribuzione degli elementi non strutturali sono fortemente irregolari in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al (7.2.6. *Criteri di modellazione della struttura e dell'azione sismica* – NTC 2018). Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in altezza, deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significative riduzioni degli elementi non strutturali rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito s'intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 1,4 la domanda sismica sugli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con significativa riduzione degli elementi non strutturali. Per quanto attiene invece agli impianti invece (impianto vero e proprio, dispositivi di alimentazione dell'impianto, collegamenti tra gli impianti e la struttura principale), secondo quanto indicato al 7.2.4 delle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018) - *Criteri di progettazione degli impianti* - la capacità dei diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare. In assenza di più accurate valutazioni (richiedono uno specifico studio gli impianti che eccedano il 30% del carico permanente totale del campo di solaio su cui sono collocati o del pannello di tamponatura o di tramezzatura a cui sono appesi o il 10% del carico permanente totale dell'intera struttura), la domanda sismica agente per la presenza di un impianto sul pannello di tamponatura o di tramezzatura a cui l'impianto è appeso, si può assimilare ad un carico uniformemente distribuito di intensità $2Fa/S$, dove Fa è la forza di competenza di ciascuno degli elementi funzionali componenti l'impianto applicata al baricentro dell'elemento, S è la superficie del pannello di tamponatura o di tramezzatura. Tale carico distribuito deve intendersi agente sia ortogonalmente sia tangenzialmente al piano medio del pannello. In accordo con i criteri della progettazione in capacità, gli eventuali componenti fragili devono avere capacità doppia di quella degli eventuali componenti duttili ad essi contigui, ma non superiore a quella richiesta da un'analisi eseguita con modello elastico e fattore di comportamento q pari ad 1,5. La domanda valutata con i criteri della

progettazione in capacità può essere assunta non superiore alla domanda valutata per il caso di comportamento strutturale non dissipativo. Gli impianti non possono essere vincolati alla costruzione contando sull'effetto dell'attrito, bensì devono essere collegati ad essa con dispositivi di vincolo rigidi o flessibili; gli impianti a dispositivi di vincolo flessibili sono quelli che hanno periodo di vibrazione $T \geq 0,1s$ valutato tenendo conto della sola deformabilità del vincolo. Se si adottano dispositivi di vincolo flessibili, i collegamenti di servizio dell'impianto devono essere flessibili e non possono far parte del meccanismo di vincolo. Deve essere limitato il rischio di fuoriuscite incontrollate di gas o fluidi, particolarmente in prossimità di utenze elettriche e materiali infiammabili, anche mediante l'utilizzo di dispositivi d'interruzione automatica della distribuzione. I tubi per la fornitura di gas o fluidi, al passaggio dal terreno alla costruzione, devono essere progettati per sopportare senza rotture i massimi spostamenti relativi costruzione-terreno dovuti all'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati. I requisiti che gli elementi non strutturali e gli impianti, devono soddisfare nei confronti degli stati limite, sono definiti dal 7.3.6 delle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018) - *Rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite* - per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti, si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto. Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella di seguito riportata in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

In particolare, per gli elementi non strutturali devono essere adottati magisteri atti ad evitare la possibile espulsione sotto l'azione della F_a (definita dal 7.2.3. NTC 2018 - *Criteri di progettazione di elementi strutturali secondari ed elementi costruttivi non strutturali*- di seguito riportata) corrispondente allo SL e alla CU considerati. Per gli impianti, si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili all'effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo SL e alla CU considerati non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi. Inoltre, per ciascuno degli impianti principali, i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, devono avere capacità sufficiente a sostenere la domanda corrispondente allo SL e alla CU considerati. Come precedentemente premesso, la domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale F_a definita dal 7.2.3 delle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018) - *Domanda sismica sugli elementi non strutturali*- come segue:

$$F_a = (S_a \times W_a / q_a)$$

dove:

- F_a è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;
- S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (3.2.1 NTC 2018 - *Stati limite e probabilità di superamento*-);
- W_a è il peso dell'elemento;
- q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.

Secondo quanto indicato al 7.8.1.5. *NTC 2018 - Metodi di analisi* - le verifiche fuori piano possono essere eseguite separatamente, e possono essere adottate le forze equivalenti indicate al 7.2.3 *NTC 2018* per gli elementi non strutturali, assumendo $q_a = 3$. Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete può essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a (S_a/q_a) volte il peso della parete nonché da forze orizzontali concentrate pari a (S_a/q_a) volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano sulla parete, qualora queste forze non siano efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma. Per le pareti resistenti al sisma, che rispettano i limiti di Tab. 7.8.II, si può assumere per S_a la seguente espressione:

$$S_a = \alpha \times S \times [1,5 \times (1 + Z/H) - 0,5] \geq \alpha \times S$$

dove:

- α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno ag su sottosuolo tipo A per lo stato limite in esame (vedi 3.2.1 *NTC 2018*) e l'accelerazione di gravità g ;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;
- Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (vedi 3.2.2 *NTC 2018*);
- H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre $Z=0$. Per le pareti non resistenti al sisma la verifica fuori piano va comunque condotta facendo ricorso a formulazioni di comprovata validità. In assenza di specifiche determinazioni, per S_a e q_a può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità. Infine, si riportano i criteri di progettazione e verifica, per gli elementi costruttivi non strutturali

e per gli impianti, definiti dalla Circolare 2.2.09 n°617:

- I corpi illuminanti debbono essere dotati di dispositivi di sostegno tali da impedirne il distacco in caso di terremoto; in particolare, se montati su controsoffitti sospesi, devono essere efficacemente ancorati ai sostegni longitudinali e trasversali del controsoffitto e non direttamente ad esso.

4.8. Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento

Per la valutazione della sicurezza strutturale occorre preliminarmente determinare la vita nominale, la classe d'uso ed il periodo di riferimento per l'azione sismica in forza di quanto prescritto al punto 2.4 del D.M. Infrastrutture 17.01.2018.

La **vita nominale** V_N della struttura in esame è calcolata sulla base della Tabella 2.4.I del D.M. 2018. Nel caso in esame, in accordo con la committenza, si assume che:

$$V_N \geq 100 \text{ anni}$$

ovvero che la struttura ricada tra *opere con livelli di prestazioni elevate* (costruzione tipo 3).

Per quanto attiene la **classe d'uso** si assume che la struttura sia classificata come:

Classe IV

in quanto essa rientra tra le *costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti*.

Le azioni sismiche vengono calcolate in relazione ad un **periodo di riferimento** V_R che si ricava dalla seguente espressione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

in cui il **coefficiente d'uso** C_U si ricava dalla Tabella 2.4. II. In particolare, per la classe d'uso assunta per la costruzione in oggetto si ha che:

$$C_U = 2,0$$

da cui consegue che il periodo di riferimento V_R assume per la struttura in esame una entità pari a:

$$V_R = 100 \cdot 2,0 = 200 \text{ anni}$$

Note la vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento, è quindi possibile valutare le azioni sismiche da applicare alla struttura in oggetto, così come descritto nel paragrafo successivo. Le azioni sismiche sono valutate con riferimento agli spettri di risposta in termini di accelerazioni.

4.9. Azione sismica

La determinazione delle azioni sismiche è stata effettuata sulla base di quanto previsto al punto 3.2 del D.M. Infrastrutture 17/01/2018. In particolare, dette azioni sono valutate a partire dalla cosiddetta *pericolosità di base* del sito di costruzione, nella fattispecie il Comune di Ornago.

La pericolosità sismica è espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, cui viene associato uno spettro di risposta elastico di accelerazioni ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a quattro prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R , stabilito come in precedenza.

Per la verifica di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite da considerare sono quelli riportati e descritti al punto 3.2.1 del D.M. Infrastrutture 17.01.2018, ovvero:

Stati limite di esercizio (SLE):

- *Stato limite di Operatività (SLO);*
- *Stato limite di Danno (SLD);*

Stati limite ultimo (SLU):

- *Stati limite di salvaguardia della Vita (SLV);*
- *Stati limite di prevenzione del Collasso (SLC).*

Le probabilità di superamento P_{VR} sono funzione dello stato limite e sono desumibili dalla Tabella 3.2.I, che si riporta per convenienza.

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

Tab. 1 – Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato –

Le azioni di progetto si ricavano, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali sono definite, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del *reticolo di riferimento* e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla *pericolosità sismica*, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50^{esimo} percentile ed attribuendo a:

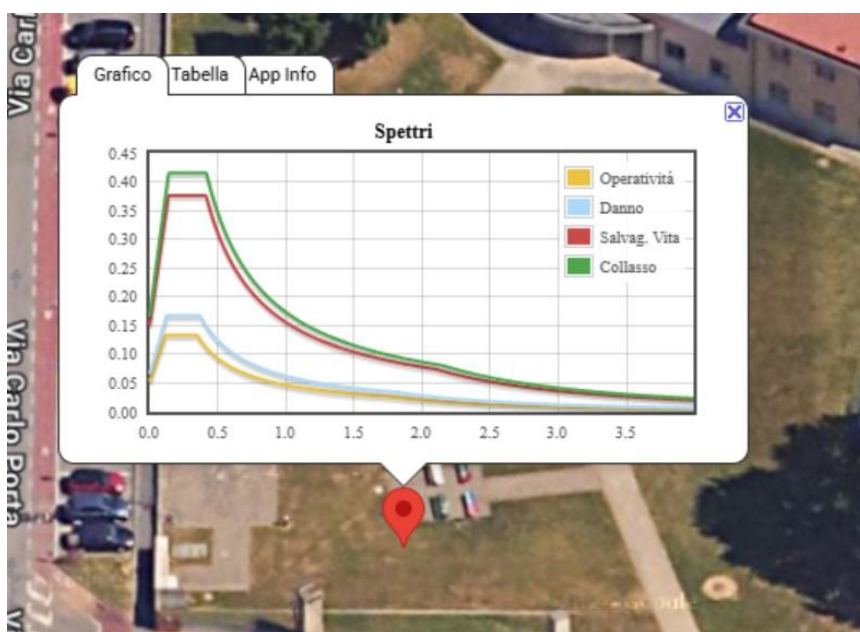
a_g	il valore previsto dalla <i>pericolosità sismica</i> ;
F_0 e T_C^*	i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione previste dalla norma scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla <i>pericolosità sismica</i> .

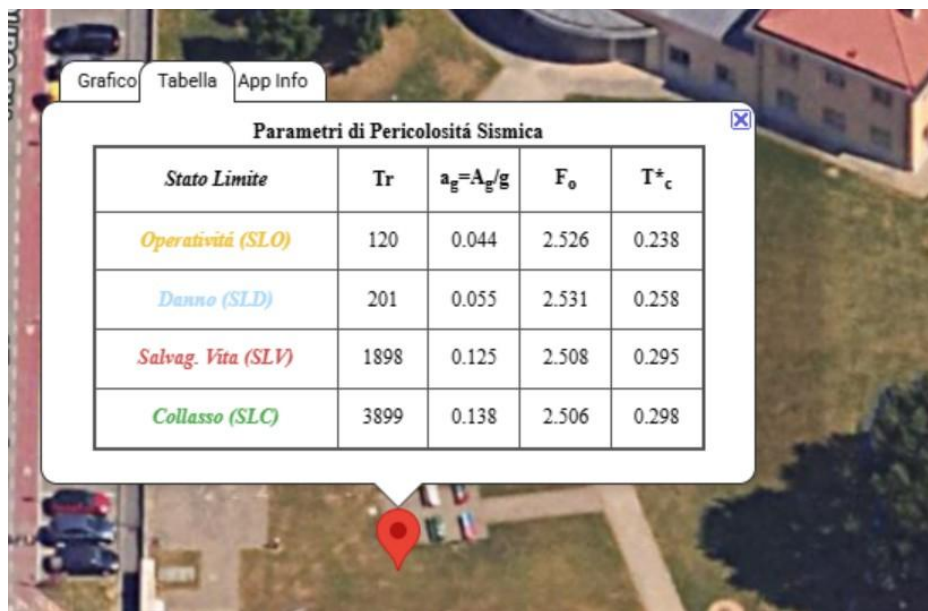
Le forme spettrali sono altresì funzione degli stati limite e quindi delle probabilità di superamento P_{VR} riportate in Tabella 3.2.I, oltre che della vita di riferimento V_R che per la struttura in esame è pari a 200 anni, come valutata nel paragrafo precedente. La pericolosità sismica è riportata nell'Allegato B del D.M. Infrastrutture 17.01.2018 in funzione del periodo di ritorno T_R dell'azione sismica, espresso in anni. Detto periodo di ritorno si può ricavare dalla seguente relazione, in funzione della vita di riferimento V_R e della probabilità di superamento P_{VR} riportata per ciascuno stato limite in Tabella 3.2.I:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

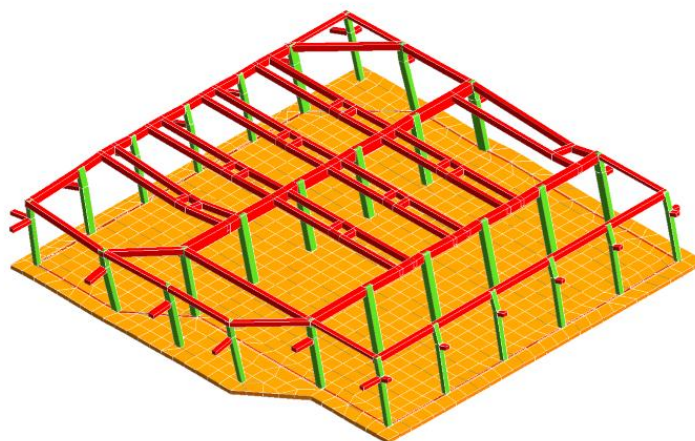
Nel caso in esame il sito di costruzione è geograficamente individuato con le seguenti coordinate Lat. = 45,60095 Long. = 9,425627

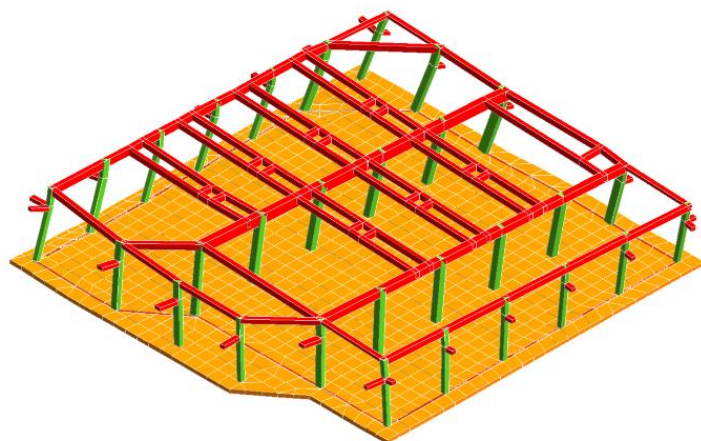
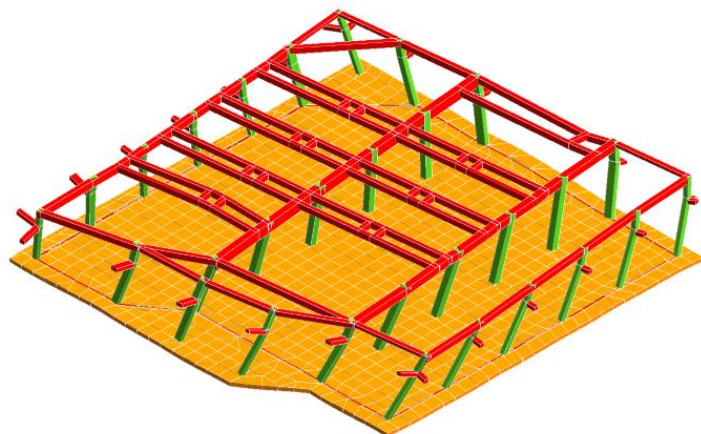
I valori delle predette coordinate non corrispondono ad alcun nodo del reticolo di riferimento.

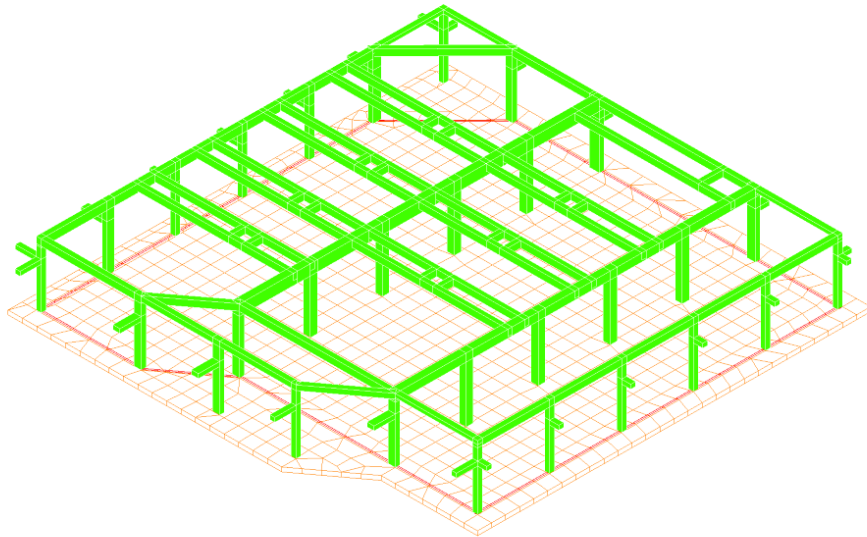




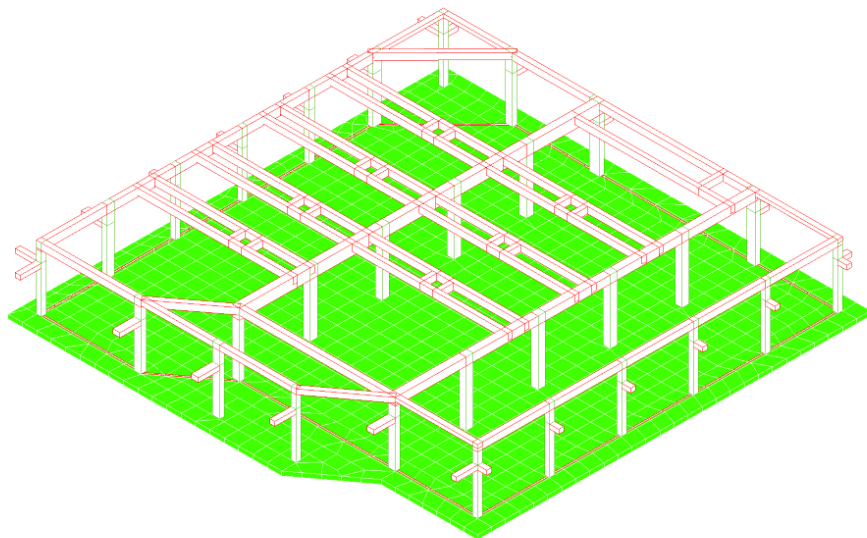
Si riportano di seguito le caratteristiche dinamiche proprie della struttura.



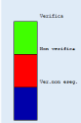




VERBODEN KANT



VERBODEN KANT



4.10. Categorie di Sottosuolo e Condizioni Topografiche

La categoria di sottosuolo del sito di costruzione, secondo la relazione geologica a firma del geologo dott. Raffaele Trocchia è classificata di tipo B sulla base del valore della velocità equivalente $V_{s,eq}$ (in m/s) di propagazione delle onde di taglio, fino al raggiungimento della quota del *bedrock*, definita dalla seguente espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

In realtà, in virtù delle osservazioni ed analisi condotte dal sottoscritto basate sui risultati contenuti nella stessa relazione geologica, il terreno in questione è, senza dubbio, assimilabile ad sottosuolo **tipo B** (Tabella 3.2.II del D.M. Infrastrutture 17.01.2018) ovvero *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*. La categoria topografica del sito di costruzione è assimilabile a quella denominata T_1 (*superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*) della Tabella 3.2. IV del D.M. LL.PP. 17/01/2018 e quindi utilizzando i valori in Tabella 3.2.VI si ha che il coefficiente di amplificazione topografica S_T è pari a:

$$S_T = 1,00$$

4.11. Azioni di Calcolo

Le verifiche sono state condotte sia per gli stati limite di esercizio che per lo stato limite ultimo. Le azioni di calcolo considerate risultano essere state ottenute attraverso una serie di combinazioni di carico elementari.

4.10.1 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica per il sito in esame è espressa in termini di spettro di risposta in accelerazione. Tenuto conto della tipologia della costruzione in oggetto si utilizza il solo spettro di accelerazioni relativo alle componenti orizzontali, in accordo di quanto prescritto al punto 7.2.1. del D.M. Infrastrutture del 17.01.2018.

4.10.2 Spettri di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale.

L'espressione dello spettro di risposta elastico $S_e(T)$ in accelerazione delle componenti orizzontali è data da:

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

in cui S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

dove S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica. Nel caso in esame $S_T = 1,0$ (vedi Tabella 3.2.VI) come stabilito in precedenza, mentre S_S si ricava per la categoria di sottosuolo tipo B, dall'espressione riportata in Tabella 3.2.V ed è:

$$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_O \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$$

Nell'espressione dello spettro di risposta η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione. Nel caso in esame si assume che $\xi = 5\%$ e quindi $\eta = 1,00$.

Per la definizione dello spettro di risposta occorre altresì definire:

T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, espresso da (vedi Tabella 3.2.VI):

$$C_C = 1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$$

T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, che può calcolarsi come:

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

I valori dei parametri necessari per la definizione degli spettri di risposta elastica in accelerazione delle componenti orizzontali, per gli stati limite riportati in Tabella 3.2.I sono riassunti nella Tabella C.

	Stati limite			
Parametri	SLO	SLD	SLV	SLC

Indipendenti	$a_g / g [-]$	—	0.067	0.182	—
	F_o	—	2.315	2.382	—
	$T_C^* [sec]$	—	0.312	0.355	—
	S_s	—	1.500	1.440	—
	C_c	—	1.541	1.478	—
	S_T	—	1.000	1.000	—
Dipendenti	S	—	1,500	1,440	—
	η	—	1,000	1,000	—
	$T_B [sec]$	—	0,161	0,175	—
	$T_C [sec]$	—	0,482	0,524	—
	$T_D [sec]$	—	1,868	2,327	—

Tabella C – Valori parametri per definizione spettri elastici delle componenti orizzontali

Sotto l'effetto delle azioni sismiche deve essere garantito il rispetto degli SLE ed SLU. In virtù di quanto riportato al punto 7.1 del D.M. Infrastrutture 17.01.2018 si ha che il rispetto dei vari stati limite si considera soddisfatto:

- nei confronti di tutti gli SLE, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD;
- nei confronti di tutti gli SLU, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nella Sezione 7 del D.M. succitato e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Nel caso in esame, trattandosi di una costruzione di *classe d'uso II*, per gli elementi non strutturali e gli impianti, è richiesto il rispetto delle verifiche di sicurezza per lo SLD.

Pertanto, le verifiche svolte per i vari elementi strutturali che caratterizzano gli edifici in parola comprendono:

- allo SLU:
 - Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza;
 - Verifiche degli elementi strutturali in termini di duttilità e capacità di deformazione;
 - Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti.
- allo SLE:
 - Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza;
 - Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali;
 - Verifiche degli impianti in termini di mantenimento della funzionalità.

Spettri di progetto per gli SLE

Per gli SLE gli spettri di progetto in accelerazione $S_d(I)$ delle componenti orizzontali da utilizzare per le verifiche allo SLD sono gli spettri elastici, riferiti alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR. Più precisamente lo spettro di progetto per lo SLD è quello che ha un'accelerazione di ancoraggio $PGA=0,067g$.

Spettri di progetto per gli SLU

Ai fini del progetto e della verifica delle strutture le capacità dissipative dei sistemi strutturali in esame vengono determinate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto della capacità

dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza e dell'allungamento del periodo fondamentale di vibrazione determinato dalla plasticizzazione. Gli spettri di progetto in accelerazione $S_d(T)$ delle componenti orizzontali da utilizzare per le verifiche allo SLU (ed in particolare allo SLV) sono gli spettri elastici, riferiti alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , con coordinate ridotte sostituendo il fattore η con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento definito la tipologia strutturale considerata.

4.12. Tipologia Strutturale, Fattore di Comportamento e Classe di duttilità

MENSA

Si è scelto di operare secondo la Classe di Duttilità (CD) B descritta al punto 7.2.1

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalla norma possono essere classificate nelle seguenti tipologie (*punto 7.4.3.1 – Tipologie strutturali*):

- **strutture a telaio;**
- *strutture a pareti;*
- *strutture miste telaio-pareti;*
- *strutture deformabili torsionalmente;*

In funzione della tipologia strutturale, della classe di duttilità, della regolarità in elevazione e del numero di piani, si determina il *fattore di comportamento* q

$$q = q_0 \cdot K_R$$

ove: q_0 è il valore massimo del fattore di comportamento che dipende dal livello di duttilità atteso, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 (sovraresistenza);

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

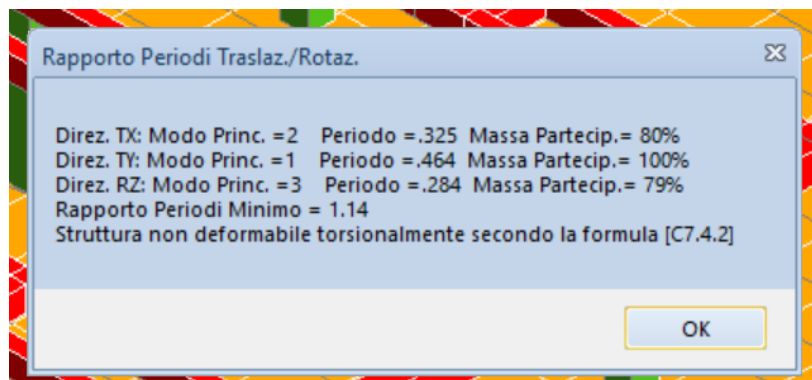
Nel caso in esame si è in *classe di duttilità "B" (CD "B")*;

Per le strutture sismo resistenti composte da telai e/o pareti occorre valutare se la struttura sia deformabile torsionalmente. In effetti occorre controllare che ad ogni piano e per ciascuna direzione del sisma il rapporto r/l_s nel quale:

r^2 = rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano

$$I_s^2 = (L^2 + B^2) / 12 \quad (L \text{ e } B \text{ dimensioni in pianta del piano})$$

Nel caso in esame dato che il rapporto r/l_s è minore di 0,8 la struttura non è deformabile torsionalmente.



Inoltre, risultando la struttura ad un solo piano, se si considera la regolarità in altezza si ha:

$$K_R = 1,00$$

L'edificio in esame presenta in una direzione una struttura con comportamento a telaio mentre nell'altra direzione ha un comportamento a pendolo inverso. Pertanto:

- $q_o = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ comportamento a telaio
- $q_o = 2,5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ comportamento a pendolo inverso

Per prevenire il collasso delle strutture a seguito della rottura delle pareti, i valori di q_0 devono essere moltiplicati per il fattore k_w , che risulta pari ad 1,00 essendo una struttura mista equivalente a telaio:

$$K_w = \begin{cases} 1,00 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0,5 \leq (1+\alpha_0) / 3 \leq 1 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili} \end{cases}$$

In definitiva il *fattore di comportamento*, da utilizzare, risulta pari a.

$$q = q_0 \cdot \square_u / \square_1 \cdot k_R = 3,15 \text{ in una direzione}$$

$$q = q_0 \cdot \square_u / \square_1 \cdot k_R = 2,50 \text{ nell'altra direzione}$$

avendo anche tenuto conto della non regolarità in pianta, secondo quanto riportato al punto 7.3.1 e 7.4.3.2 del D.M. del 2018. Nel caso dello stato limite di danno, si è verificato che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio. Questa condizione si ritiene soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano (d_r) ottenuti dall'analisi siano inferiori ai limiti indicati (punto 4.11.2 – Stato limite di danno).

Nel caso in esame, per la verifica indiretta sui danni ai componenti non strutturali si è utilizzata la seguente limitazione:

$$d_r \leq 0,005 \cdot h$$

con h altezza del piano.

VASCA DI LAMINAZIONE

Le strutture delle vasche saranno realizzate interamente da platee e pareti in c.a. gettato in opera. Il modello di studio è costituito da elementi a piastra a comportamento membranale (pareti) elementi a piastra a comportamento flessionale (solette). Alla struttura suddetta, costituita quindi da una scatola in c.a., si può applicare correttamente un fattore di struttura $q=1,5$ ottenuto come prodotto del fattore di struttura di riferimento per “pareti non accoppiate” $q_0=3$ e il coefficiente riduttivo $K_w = 0,5$ per pareti larghe. Per la determinazione dell'azione sismica dovuta al terreno, essendo negata la traslazione orizzontale delle vasche, si impone $\beta_s=1$ (coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima atterra al sito).

4.13. Valutazione delle Azioni da Carichi Verticali

La seguente analisi dei carichi è stata condotta in accordo a quanto prescritto del D.M. Infrastrutture 17.01.2018 – Capitolo 3 (Azioni sulle costruzioni).

I solai sono del tipo predalles di varia altezza dimensionate in base alle luci. Pertanto, in funzione alle caratteristiche geometriche di seguito riportate, sono state sviluppate le seguenti analisi dei carichi:

Analisi carichi solai:

SOLAIO IMPALCATO TIPO 1 (H=5+35+5 cm)

Pesi Propri – Permanenti portanti = 738 kg/mq

Sovraccarichi Fissi – Permanenti portati =

- Pavimentazione in gres 20 kg/mq
- Massetto pendenze (spessore medio 8 cm) 110 kg/mq;
- Isolante 30 kg/mq;
- Guaina 15 kg/mq;
- Controsoffitto 15 kg/mq;
- Impianti nel controsoffitto 30 kg/mq;
- Impianto fotovoltaico con zavorre 50 kg/mq

Totale 270 kg/mq + Carico da neve 135 kg/mq

Carichi variabili = 100,00 kg/mq

SOLAIO IMPALCATO TIPO 2 (H=4+16+5 cm)

Sovraccarichi Fissi – Permanenti portati =

- Pavimentazione in gres 20 kg/mq
- Massetto pendenze (spessore medio 8 cm) 110 kg/mq;
- Isolante 30 kg/mq;
- Guaina 15 kg/mq;
- Controsoffitto 15 kg/mq;
- Impianti nel controsoffitto 30 kg/mq;
- Impianto fotovoltaico con zavorre 50 kg/mq

Totale 270 kg/mq + Carico da neve 135 kg/mq

Carichi variabili = 100,00 kg/mq

SOLAIO IMPALCATO TIPO 3 (H=4+12+4 cm)

Pesi Propri – Permanenti portanti = 315 kg/mq

Sovraccarichi Fissi – Permanenti portati =

- Pavimentazione in gres 20 kg/mq
- Massetto pendenze (spessore medio 8 cm) 110 kg/mq;
- Isolante 30 kg/mq;
- Guaina 15 kg/mq;
- Controsoffitto 15 kg/mq;
- Impianti nel controsoffitto 30 kg/mq;
- Impianto fotovoltaico con zavorre 50 kg/mq

Totale 270 kg/mq + Carico da neve 135 kg/mq

Carichi variabili = 100,00 kg/mq

SOLAIO IMPALCATO TIPO 4 (H=20 cm) GRONDA

Pesi Propri – Permanenti portanti = 500 kg/mq

Sovraccarichi Fissi – Permanenti portati =

- Massetto pendenze (spessore medio 8 cm) 110 kg/mq;
- Isolante 30 kg/mq;
- Guaina 15 kg/mq;

Totale 155 kg/mq + Carico da neve 135 kg/mq

Carichi variabili = 100,00 kg/mq

PLATEA DI FONDAZIONE MENSA

Pesi Propri – Permanenti portanti = 345 kg/mq

Sovraccarichi Fissi – Permanenti portati = 300 kg/mq

SOLAIO VASCA DI LAMINAZIONE (H= 4+20+6)

Pesi Propri – Permanenti portanti = 450 kg/mq

Sovraccarichi Fissi – Permanenti portati = 575 kg/mq + Carico da neve 135 kg/mq

Carichi variabili = 500,00 kg/mq

PLATEA DI FONDAZIONE MENSA

Pesi Propri – Permanenti portanti = 345 kg/mq

Sovraccarichi Fissi – Permanenti portati = 1322 kg/mq

5. RELAZIONI SULLE FONDAZIONI

5.1. Considerazioni sul calcolo del carico limite

Prima di intraprendere il calcolo teorico del carico limite, occorre analizzare i possibili meccanismi di rottura a cui può essere soggetta una fondazione diretta. Tali meccanismi dipendono sostanzialmente dalle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione, dalla quota di imposta, dalla forma della fondazione, e dal tipo di carico che la fondazione trasmette. Il carico limite rappresenta il più piccolo valore del carico che produce la rottura del complesso terreno-opera di fondazione. La rottura per carico limite di una fondazione diretta può avvenire per rottura generale o per punzonamento. Il meccanismo di rottura generale è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento ben definite, che partendo dalla fondazione, si sviluppano fino al piano di campagna. Il terreno sottostante rifluisce lateralmente e verso l'alto. In questo caso in adiacenza alla fondazione si osserva un sollevamento del terreno e l'emergere delle superfici di scorrimento. Con questo meccanismo dal diagramma carico-cedimenti si ricava un comportamento del terreno del tipo fragile, ed il carico limite è individuato come punto di massimo o come asintoto della curva. Il meccanismo di rottura per punzonamento, è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita, ed è governato dalla compressibilità del terreno sottostante, il quale per effetto di una riduzione di porosità, si comprime ed in superficie si osserva uno spostamento verso il basso del terreno circostante la fondazione. Ad un meccanismo di questo tipo corrisponde un comportamento del terreno di tipo plastico con incrudimento, i cedimenti crescono con gradualità all'aumentare del carico senza consentire una precisa individuazione del carico limite. Infine, il tipo di rottura che segna il passaggio dei due precedenti è la rottura di tipo locale che costituisce un meccanismo intermedio. La teoria seguita per analizzare il meccanismo è dovuta al *Vesic*, che ha studiato il fenomeno assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico, e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. Il fenomeno è retto da un indice di rigidezza che assume la seguente espressione:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \operatorname{ctg} \varphi}$$

dove G = modulo di elasticità trasversale del terreno

σ = tensione normale media assunta pari alla pressione effettiva litostatica a profondità $(D+B/2)$

φ = angolo di attrito

La rottura per punzonamento si verifica quando l'indice di rigidezza si mantiene minore di un valore critico:

$$I_{crit} = \frac{1}{2} e^{((3.3-0.45B/L)\operatorname{ctg}(45^\circ-\varphi/2))}$$

Il verificarsi della rottura per punzonamento comporta il calcolo dei coefficienti correttivi Ψ_q , Ψ_c , Ψ_γ , detti coefficienti di punzonamento, funzione di I_r , ϕ , e del rapporto B/L da aggiungere alla relazione di Terzaghi che assume la seguente espressione:

$$q_{lim} = \zeta_c N_c c \Psi_c + \zeta_q \Psi_q N_q D_f \gamma_1 + \zeta_\gamma \Psi_\gamma N_\gamma b \gamma_2$$

dove:

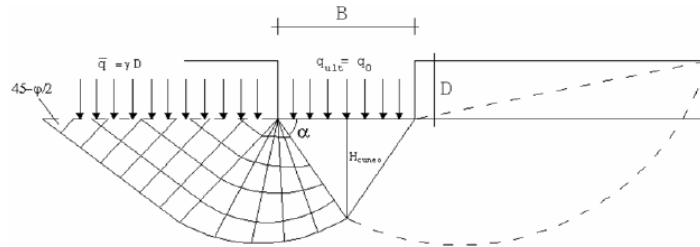
ζ_c , ζ_q e ζ_γ rappresentano i vari coefficienti correttivi di forma

c evidenzia la coesione

D_f rappresenta la distanza del piano di posa delle fondazioni dall'ultimo piano di calpestio

b rappresenta semi-larghezza della base

N_o , N_q e N_γ sono i fattori adimensionali di capacità portante a rottura generale



Schema di calcolo per carico limite

Se la risultante dei carichi applicati alla fondazione non passa per il baricentro dell'area di impronta della fondazione, si rende necessario inserire dei coefficienti che tengono conto di tale eccentricità. Ovvero si considera una fondazione di dimensioni ridotte con baricentro coincidente con il centro di pressione dei carichi esterni:

$$B' = B - 2 \times e_b; \quad L' = L - 2 \times e_l$$

Dove e_b ed e_l rappresentano l'eccentricità del centro di pressione dei carichi esterni rispetto al baricentro della fondazione. Quando il carico è inclinato rispetto alla normale alla fondazione, presenza di forze orizzontali, occorre correggere il valore del carico limite attraverso tre coefficienti, ξ_c , ξ_q , ξ_γ , che considerano l'inclinazione δ del carico rispetto alla verticale ed analizzare anche la rottura per scorrimento al contatto tra fondazione e terreno. Nel caso di terreni incoerenti detti coefficienti sono calcolabili mediante le seguenti espressioni:

$$\xi_c = \xi_q = (1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi})^m; \quad \xi_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi}\right)^{m+1}$$

La capacità portante nelle combinazioni sismiche viene valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica. L'**effetto inerziale** prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace. L'**effetto cinematico** si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale k_h , cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. L'effetto è più marcato su terreni granulari, mentre nei suoli coesivi è poco rilevante.

Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi e (*earthquake*), valutati secondo **Paolucci e Pecker**:

$$e_c = 1 - 0.32k_h; \quad e_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi}\right)^{0.35}; \quad e_\gamma = e_q$$

La relazione per il calcolo del valore limite che provoca lo scorrimento, che conservativamente trascura l'aderenza alla base e la resistenza lungo le superfici laterali, è la seguente:

$$H_{lim} = c + Ntg\phi$$

in cui N rappresenta la risultante delle forze normali al piano di scorrimento; quindi, la resistenza R_d risulta paria a $R_d = H_{lim}/\gamma_R$, la forza che provoca lo scorrimento, $E_d = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$, dove T_x e T_y sono le forze agenti nelle due direzioni. La verifica risulta soddisfatta se risulta:

$$E_d < R_d$$

5.2. Criteri generali di progettazione delle strutture di fondazione

MENSA

Per quanto riguarda la struttura di fondazione, si utilizzata una fondazione a platea spessa 30 cm. Al di sotto della nuova struttura di fondazione vi sarà uno strato di magrone pari a circa 10 cm, che trasborda altrettanto perimetralmente alla fondazione stessa, ove possibile. Essa presenta un comportamento non dissipativo ed è stato dimensionato sulla base delle sollecitazioni trasmesse (momento resistente massimo del pilastro) dalla struttura sovrastante amplificate per un $\gamma_{Rd}=1,30$, benché la sovrastruttura sia stata considerata dissipativa con classe di duttilità bassa (CD “B”).

VASCA DI LAMINAZIONE

Per quanto riguarda la struttura di fondazione, si utilizzata una fondazione a platea spessa 25 cm. Al di sotto della nuova struttura di fondazione vi sarà uno strato di magrone pari a circa 10 cm, che trasborda altrettanto perimetralmente alla fondazione stessa, ove possibile. Essa presenta un comportamento non dissipativo ed è stato dimensionato sulla base delle sollecitazioni trasmesse (momento resistente massimo del pilastro) dalla struttura sovrastante amplificate per un $\gamma_{Rd}=1,30$, benché la sovrastruttura sia stata considerata dissipativa con classe di duttilità bassa (CD “B”).

5.3. Verifica a punzonamento

Le piastre di fondazione da 30 cm e da 25 cm sono state verificate (in termini di resistenza e rigidità) nel rispetto delle prescrizioni del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018 e relativa Circolare n. 7/2019. In particolare, sono state rispettate tutte le condizioni relative alle costruzioni in c.a. di cui alla sezione 4.1 (per le zone non sismiche) e 7.4 (costruzioni in zona sismica). Si rimanda all'allegato tabulato di calcolo per i dettagli relativi alle verifiche effettuate. Particolare importanza ha assunto la verifica di punzonamento, tenuto conto anche delle indicazioni attualmente presenti in normativa. Si rileva, infatti, esplicitamente, che il citato D.M. 14.01.08 al punto 4.1.2.3.5.4 non contiene indicazioni specifiche sulla modalità di

verifica a punzonamento, ma rimanda a norme riconosciute. Si è scelto di eseguire le verifiche nel rispetto dell'Eurocodice 2. Ad ogni modo l'attuale norma prevede che *solette piene, solette nervate a sezione piena sopra le colonne, e fondazioni devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati. In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la resistenza al punzonamento deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo, intendendo la sollecitazione distribuita su di un perimetro efficace distante $2d$ dall'impronta caricata, con d altezza utile (media) della soletta. Se, sulla base del calcolo, la resistenza a trazione del calcestruzzo sul perimetro efficace non è sufficiente per fornire la richiesta resistenza al punzonamento, vanno inserite apposite armature al taglio. Queste armature vanno estese fino al perimetro più esterno sul quale la resistenza a trazione del calcestruzzo risulta sufficiente. Per la valutazione della resistenza al punzonamento si può fare utile riferimento al § 6.4.4 della norma UNI EN1992-1-1 nel caso di assenza di armature al taglio, al § 6.4.5 della norma UNI EN1992-1-1 nel caso di presenza di armature al taglio.*

5.4. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Le verifiche di sicurezza per il sistema di fondazione superficiale adottato sono state eseguite nel rispetto dei punti 6.4.2 (azioni gravitazionali) e 7.11.5.3.1 (azioni sismiche) del D.M. Infrastrutture 17.01.2018. In particolare, si sono eseguite verifiche sia agli stati limite ultimi (SLU) che agli stati limite di esercizio (SLE). In particolare, per gli SLU le verifiche sono state effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
- SLU di tipo strutturale (STR):
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Per quanto attiene gli SLE si è verificato che i valori degli spostamenti e delle distorsioni sono compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione. Il calcolo delle fondazioni del sistema strutturale esaminato è stato effettuato nel rispetto delle indicazioni riportate al punto 6.2.3 (Verifiche della sicurezza e delle prestazioni) e del punto 7.11.5 (Fondazioni) delle D.M. 2018. In particolare, trattandosi di fondazioni superficiali, si sono considerati come stati limiti ultimi quelli che si riferiscono alla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Le verifiche sono state condotte secondo l'Approccio 2, considerando le seguenti combinazioni:

- Combinazione: (A1+M1+R3);

I valori dei coefficienti parziali (γ_{G1} , γ_{G2} e γ_{Q1}) da utilizzare per la azioni (A1) sono stati ricavati dalla Tabella 2.6.I del D.M. 2018 per i carichi permanenti, carichi permanenti non strutturali e per i carichi variabili. Per i coefficienti parziali (γ_M) per i parametri geotecnica del terreno (M1) si è fatto riferimento a quanto riportato nella Tabella 6.2.II del D.M. 2018. In particolare, si sono utilizzati i coefficienti relativi alla tangente dell'angolo di resistenza al taglio (γ_{ϕ}) e quelli relativi al peso dell'unità di volume (γ_{γ}). I valori dei coefficienti parziali per le resistenze (γ_R) sono riportati nella Tabella 6.4.I. del D.M. 2018.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
---------	---------	---	-----	-------------	-------------

Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni –

⁽¹⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.40
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_{γ}	1.0	1.00

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno –

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
<i>Capacità portante</i>	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
<i>Scorrimento</i>	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limiti di fondazioni superficiali –

5.5. Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE) e calcolo dei cedimenti

Resta da analizzare il comportamento del sistema terreno-fondazione-sovrastuttura sotto i carichi di esercizio. In teoria il sistema da analizzare è formato da tre componenti mutuamente interagenti quali il sottosuolo, la fondazione e la struttura in elevazione. In altre parole, le sollecitazioni e le deformazioni che si instaurano nelle varie fasi della costruzione e dell'esercizio dipendono non solo dalle caratteristiche del terreno, ma anche da quelle della sovrastruttura e del terreno circostante o, meglio, dalla interazione delle une rispetto alle altre. Inoltre, lo stato di sollecitazione e di spostamento può evolvere nel tempo per lunghi periodi finché non viene raggiunta una condizione finale che può differire anche sostanzialmente da quella iniziale. Per ogni risultato di verifica si rimanda all'elaborato di calcolo.

5.6.Considerazioni sul metodo di calcolo utilizzato

La valutazione dei cedimenti, e in generale quello delle deformazioni del suolo, è complessa, per via della natura non lineare, anisotropa e multifase dei terreni. Il calcolo rigoroso, specie in situazioni geotecniche complesse, è possibile solo con modelli matematici molto sofisticati, contenenti numerosi parametri di difficile determinazione. Tuttavia, nella maggior parte dei casi comuni, si ritiene accettabile l'applicazione di metodi di valutazione dei cedimenti semplificati, in quanto sono in grado di fornire, con un numero ridotto di parametri, una stima sufficientemente accurata. Uno dei metodi di uso più generale, indicato anche negli annessi dell'Eurocodice EC7, è il metodo sforzi-deformazioni (*stress-strain method*). Tale metodo consente di valutare il cedimento totale di una fondazione posta su un suolo coesivo o non coesivo. I passi da eseguire e le ipotesi di calcolo possono essere così riassunte:

- determinare l'incremento di tensione lungo la verticale del punto di calcolo dovuto ai carichi agenti; questo può essere derivato sulla base della teoria dell'elasticità, assumendo in generale terreno omogeneo e isotropo;
- determinare la deformazione del suolo con la profondità, in base all'andamento del modulo di elasticità;
- integrare le deformazioni verticali trovate in un numero sufficientemente elevato di punti.

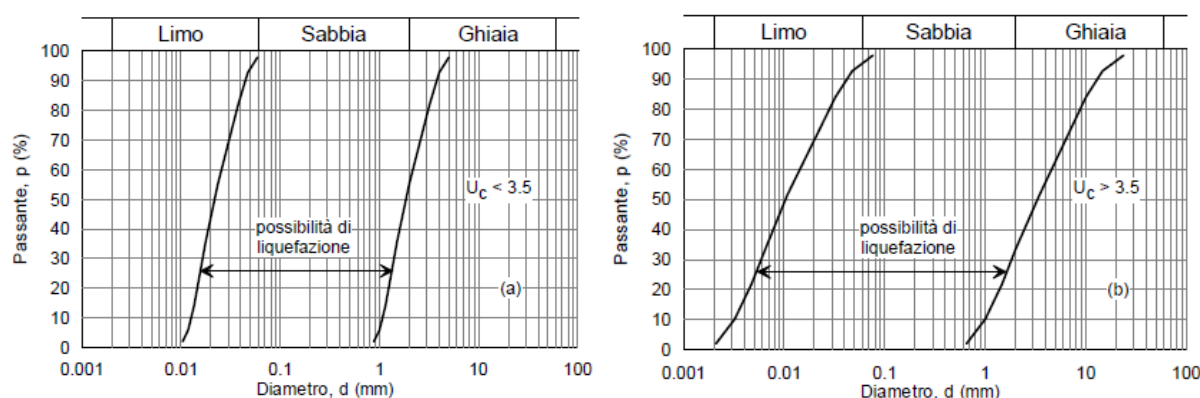
L'entità del cedimento che si può calcolare varia a seconda del fenomeno considerato e della durata del carico. I metodi più comunemente usati consentono di valutare il cedimento a breve termine (istantaneo) e quello a lungo termine (di consolidazione).

5.7.Considerazione sul fenomeno della liquefazione

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali. La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (*Cone Penetration Test*) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa ;

5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione –

Quando le condizioni 1 e 2 non risultino soddisfatte, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 3, 4 e 5. Dato che nel caso in questione non si manifestano le succitate circostanze, non è necessaria la verifica a liquefazione. **La presente relazione sulle fondazioni è stata redatta ai sensi del D.M. 17 Gennaio 2018 Aggiornamento alle «Norme Tecniche per le costruzioni» e ss.mm.ii., nonché Circolare n°7 del 21 gennaio 2019 – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Nuove norme Tecniche per le Costruzioni» (D.M. 17/01/2018).**

5.8. Conclusioni

Il calcolo è stato condotto con i metodi della Scienza e Tecnica delle Costruzioni, eseguendo l'analisi strutturale globale nell'ipotesi di elasticità lineare. Le verifiche locali (di elemento e sezione) sono state condotte utilizzando il “Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limiti” ipotizzando un comportamento non lineare dei materiali da costruzione (calcestruzzo ed acciaio). La procedura di calcolo, utilizzata per il calcolo delle fondazioni e delle strutture in elevazione in c.a., è stata effettuata avvalendosi del programma agli elementi finiti CDS della “STS” concesso in uso con regolare licenza identificata dal codice 36788, sistema di analisi strutturale che consente la progettazione di strutture in c.a. schematizzandole attraverso un modello matematico unico. Per la struttura in elevazione si è scelto di considerare un comportamento dissipativo. La capacità dissipativa o Classe di Duttilità considerata risulta essere classe di duttilità bassa CD” B”. Come previsto al punto 7.2.1 gli elementi strutturali delle fondazioni vengono verificate considerando un comportamento strutturale non dissipativo. Nel rispetto del punto 7.2.5 esse vengono dimensionate sulla base delle sollecitazioni ad esse dalla sovrastruttura ed amplificate con un coefficiente $\gamma_{Rd}=1,30$ essendo la sovrastruttura dimensionata in classe di duttilità bassa CD “B”. Si precisa altresì che il tutto è stato redatto nel pieno rispetto di quanto prescritto nel Capitolo 10 (Redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle Relazioni di Calcolo) del D.M. 2018. Nel Tabulato di calcolo, che forma parte completare della presente relazione, sono riportati le sezioni caratteristiche, le azioni di carico, e quanto

altro occorra per meglio identificare i dati di *input* e *output* sviluppati secondo quanto descritto nel Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 (NTC). Le ipotesi di calcolo assunte nelle analisi numeriche contenute nella presente relazione di calcolo corrispondono ai dati di progetto. Il programma di calcolo adottato è di riconosciuta affidabilità ed ha fornito sollecitazioni compatibili con le tensioni di calcolo assunte per i materiali impiegati. Pertanto, in relazione all'*output* ottenuto e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite, localmente, per ogni singolo elemento ed in fondazione, si ritengono soddisfacenti i risultati ottenuti.

Tutti gli elementi in c.a. progettati risultano verificati secondo le disposizioni del D.M. 17 Gennaio 2018 Aggiornamento alle «Norme Tecniche per le costruzioni» e ss.mm.ii., nonché Circolare n°7 del 21 gennaio 2019 – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Nuove norme Tecniche per le Costruzioni» (D.M. 17/01/2018).

IL TECNICO
