



REGIONE VENETO
CITTÀ METROPOLITANA DI VENEZIA
COMUNE DI FIESSO D'ARTICO
 Piazza Guglielmo Marconi, 16, 30032 Fiesso d'Artico VE



**LA SCUOLA
 PER L'ITALIA DI DOMANI**



Finanziato
 dall'Unione europea
 NextGenerationEU

Piano Nazionale
 di Ripresa e Resilienza
 #NEXTGENERATIONITALIA

AMPLIAMENTO DEI LOCALI MENSA SCUOLA PRIMARIA ITALIA K2

PROGETTO FINANZIATO DALL'UNIONE EUROPEA NEXT GENERATION EU – PIANO NAZIONALE DI
 RIPRESA E RESILIENZA (PNRR) – MISSIONE 4 COMPONENTE 1 INVESTIMENTO 1.2 – PIANO DI
 ESTENSIONE DEL TEMPO PIENO E MENSE
 CUP H64E22000550006
 PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO



SINPRO srl

Via dell'Artigianato, 20

30030 Vigonovo (VE)

info@sinprosr.com

Tel: 049/9801745

UNI EN ISO 14001:2015
 UNI EN ISO 9001:2015
 UNI CEI 11352:2014
 UNI ISO 45001:2018



Progettisti:

Ing. Patrizio Glisoni

Ordine degli Ingegneri di Venezia n. 2983

EGE_0065 del 16/05/2016 Certificato con Kiwa Cermet

Ing. Mauro Bertazzon

Ordine degli Ingegneri di Padova n. 2416



B.S.3.1

**RELAZIONE SPECIALISTICA
 STRUTTURALE**

Sindaco:	Marco Cominato	Data progetto	15/05/2023
RUP:	Arch. Maria Giovanna Piva	Rev n./data	
Commessa:	202212183		

Nome file:	B.S.3.1_Relaz Spec – Strutturale	Controllato da:	Ing. Mauro Bertazzon
Redatto da:	N.B.	Approvato da:	Ing. Patrizio Glisoni

A termini di legge ci riserviamo la proprietà di questo documento con divieto di riprodurlo o di renderlo noto a terzi senza la nostra autorizzazione

Indice

1. PREMESSA.....	5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
2.1 LEGGI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
3. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO	7
3.1 INQUADRAMENTO GENERALE.....	7
3.2 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO DI AMPLIAMENTO	8
3.3 ESITI RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA	9
3.4 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI.....	10
3.4.1 Calcestruzzo opere fuori terra (pilastri e travi) – C30/37 XC3	10
3.4.2 Calcestruzzo fondazioni e opere controterra – C25/30 XC2.....	11
3.4.3 Acciaio di armatura nuove strutture – B450C	11
3.4.4 Ancoranti chimici ad iniezione tipo "HILTI HIT-RE 500 V3" o equivalente per calcestruzzi.....	11
3.4.5 Copriferro.....	12
4. IPOTESI DI CALCOLO E ANALISI DEI CARICHI.....	13
4.1 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	13
4.1.1 VITA NOMINALE.....	13
4.1.2 CLASSE D'USO	13
4.1.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	13
4.2 ELENCO DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	13
4.3 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE G_1	14
4.4 CARICHI SOLAI – STATO DI PROGETTO	14
4.5 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI	14
4.5.1 AZIONE DELLA NEVE N	15
4.5.2 CARICO DA VENTO V.....	15
4.6 AZIONE SISMICA E.....	16
4.6.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO	16
4.6.2 CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	17
4.6.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	18
4.6.4 FATTORE DI COMPORTAMENTO Q – STATO DI PROGETTO.....	20
4.6.5 AZIONE SISMICA DI PROGETTO	20
4.6.6 MASSE SISMICHE.....	20
5. COMBINAZIONI DI CARICO	21
5.1 COMBINAZIONI STATICHE.....	22
5.2 COMBINAZIONI SISMICHE.....	22
6. CODICI DI CALCOLO	23
6.1 DICHIARAZIONI DI CUI § 10.2 DM 17/01/2018.....	23

6.1.1	TIPO DI ANALISI SVOLTA	23
6.1.2	AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO.....	23
6.1.3	VALIDAZIONE DEI CODICI DI CALCOLO.....	24
6.1.4	MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI	24
6.1.5	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE	24
6.1.6	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	24
7.	ANALISI STRUTTURALE ESEGUITA	25
7.1	CRITERI DI MODELLAZIONE	25
7.2	VERIFICHE EFFETTUATE SU CEMENTO ARMATO	25
7.3	FONDAZIONI	25
8.	ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO STRUTTURA PRINCIPALE.....	26
8.1	MODELLO DI CALCOLO STRUTTURA PRINCIPALE	26
9.	CONCLUSIONI.....	29

1. PREMESSA

La relazione in oggetto riguarda il progetto definitivo/esecutivo per gli interventi di ampliamento dei locali mensa della scuola primaria Italia K2 sita in via Botte 38, 30032 Fiesso d'Artico, Venezia. Tale progetto è finanziato con fondi PNRR - 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”, finanziato dall'Unione europea – Next Generation EU – CUP H64E22000550006.

L'incarico verrà eseguito dai seguenti professionisti:

Progettista e progettista incaricato dell'integrazione delle prestazioni specialistiche:

- Ing. Mauro Bertazzon, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Padova al N. 2416;
- Ing. Patrizio Glisoni, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Venezia al N. 2983;

Per lo sviluppo del presente Progetto si è tenuto conto dei seguenti elaborati e valutazioni:

- Elaborati grafici della scuola K2 inerenti la “Verifica di Vulnerabilità Sismica scuola elementare e palestra K2 sita in via Botte” redatta da Ing. Marco Cardin nel 12/2013;
- Relazione Geologica redatta da Dott. Geol. Maria Luisa Piccinato nel gennaio 2023 per Sinpro Srl.

Tale progetto consiste nella costruzione di un nuovo edificio di ampliamento della mensa esistente della scuola primaria, separato dall'esistente mediante un opportuno giunto sismico. L'ampliamento di un piano fuori terra permetterà l'aumento di volumetrie dell'esistente locale mensa per mezzo della demolizione della parete perimetrale esistente. L'edificio sarà caratterizzato da una struttura con telaio in c.a. con pilastri avente le medesime sezioni dell'esistente e con le travi in spessore di solaio di copertura (con lastra predalles).

La presente relazione riguarda le opere strutturali relative al nuovo fabbricato. Per ulteriori valutazioni edili e impiantistiche si rimanda ai relativi elaborati architettonici e impiantistici allegati al presente progetto.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli riportati vengono eseguiti secondo gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni e nel pieno rispetto delle normative vigenti.

Le verifiche sono effettuate in accordo alle Norme tecniche per le Costruzioni di cui al DM 17/01/2018, di seguito "NTC18". Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, sono stati utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità (vedi §12 Norme tecniche 2018).

2.1 Leggi e normative di riferimento

- Circolare 21/01/2019: "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018", di seguito "Circolare NTC18";
- DM n. 58 del 28/02/2017 e DM n. 65 del 07/03/2017 - Approvazione delle linee guida per la classificazione di rischio sismico delle costruzioni nonché delle modalità per l'attestazione dell'efficacia degli interventi effettuati;
- OPCM 3274: Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e le normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- OPCM 3362: Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3362 del 8 luglio 2004 - Modalità di attivazione del Fondo per interventi straordinari della Presidenza del C.M., istituito ai sensi dell'art. 32-bis del D.L. 30 settembre 2003, n. 269, convertito con modificazioni, dalla L. 24 novembre 2003, n. 326;
- OPCM 3519: Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 - Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.

Altri riferimenti normativi che trovano applicazione nel presente progetto sono riportati di seguito:

- Legge n. 1086 del 05/11/1971: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Istruzioni C.N.R. n. 10024/86 del 23/7/1986 - Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo;
- UNI EN 1990:2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale;
- UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici;
- UNI EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-1-1:2014 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;

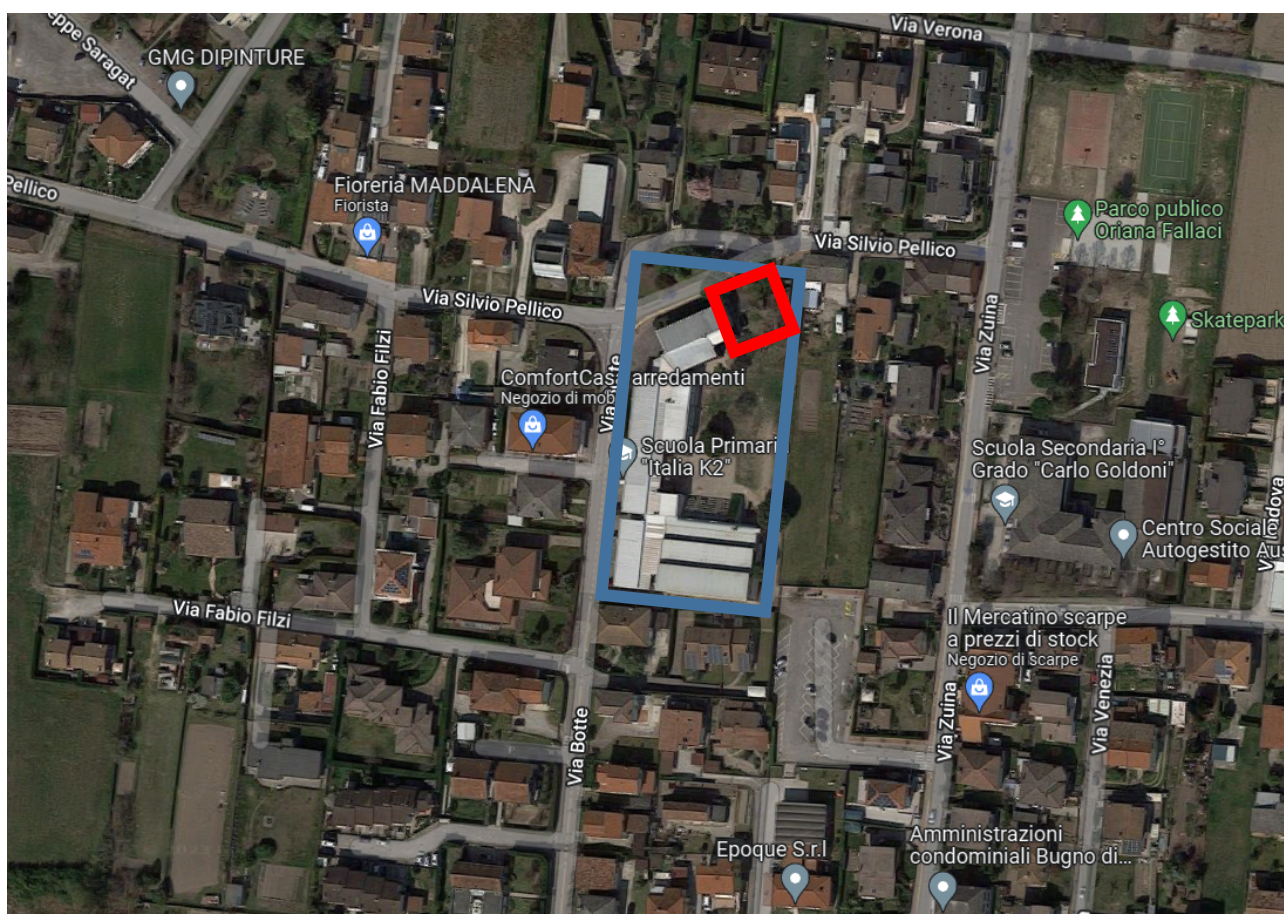
- UNI EN 1993-1-8:2005 Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti;
- UNI EN 1996-1-1:2013 Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura – Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata;
- UNI EN 1998 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.

3. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

3.1 Inquadramento generale

L'area oggetto di intervento è identificata dai seguenti riferimenti:

Dati anagrafici	Nome:	SCUOLA PRIMARIA ITALIA K2
	Via/piazza, n° civico:	Via Botte, 38
	Comune:	30032 Fiesso d'Artico (VE)



*Vista aerea del sito di intervento: in blu, l'area della scuola primaria "Italia K2";
in rosso, l'area dove verrà costruito l'ampliamento della mensa scolastica*

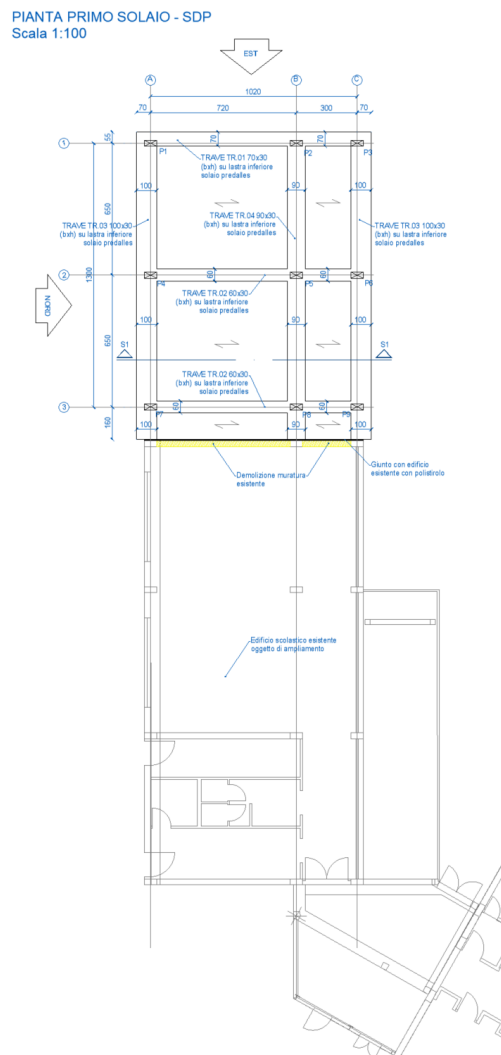
3.2 Descrizione dell'edificio di ampliamento

L'edificio oggetto della presente relazione sarà in ampliamento all'esistente locale mensa ed ha una pianta rettangolare di lati 14.8x10.8m circa. La struttura dell'ampliamento sarà separata dall'esistente mediante un giunto di spessore 5cm.

La struttura portante verticale è caratterizzata da pilastri rettangolari 30x60 con passo analogo alla struttura esistente. Tali elementi poggiano su una fondazione superficiale a platea di spessore 40cm. La struttura portante a telaio in c.a. è completata da una serie di travature in spessore di solaio in ambo le direzioni, tali da collegare in sommità tutti i pilastri. Il solaio di copertura, infine, è caratterizzato da uno spessore strutturale di 35cm, comprensivo di lastre prefabbricate predalles di spessore 5cm, travetti in c.a. gettato in opera con alleggerimento in polistirolo di altezza 25cm e getto integrativo sommitale di 5cm. Le lastre predalles fungono, inoltre, da cassero a perdere per il getto delle travi in spessore della copertura, le quali avranno, quindi, un'altezza di 30cm.

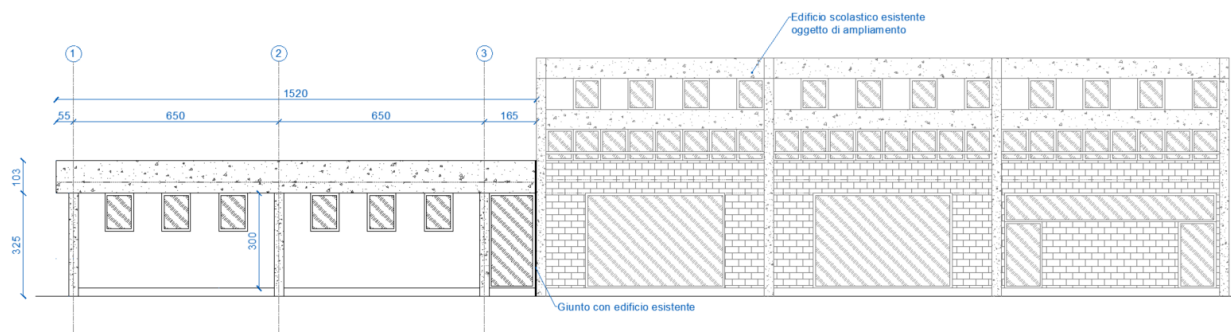
Come già definito, la fondazione è di tipo superficiale a platea di spessore 40cm. Il magrone sottostante è posto ad una quota di -0.72 m dal pavimento finito dell'ampliamento, ovvero dal pavimento finito della mensa esistente. Al di sotto del magrone di sottofondazione, vi è uno strato in ghiaia di circa altri 40cm.

La copertura, infine, è caratterizzata da uno strato di isolamento termico pendenzato. Per il dimensionamento delle strutture in copertura, si è considerato l'inserimento di eventuali impianti nella copertura piana pari a 100 kg/mq.



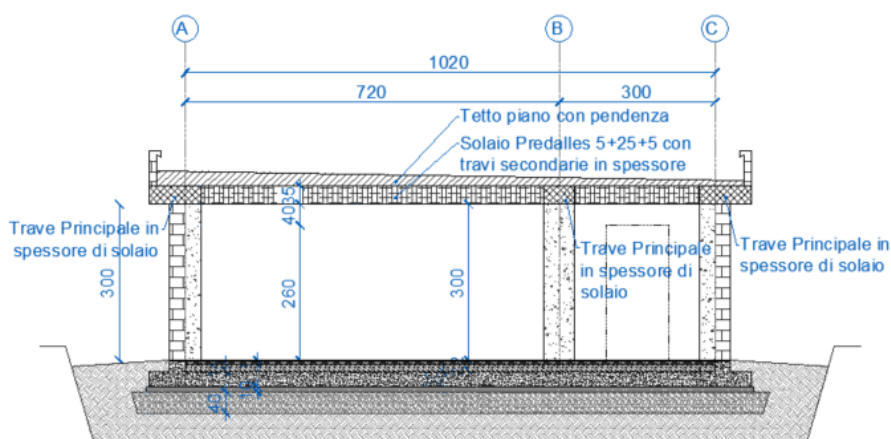
Pianta di progetto – solaio piano primo

PROSPETTO NORD - SDP
Scala 1:100



Prospetto nord edificio

SEZIONE S1
Scala 1:100



Sezione S1 dell'edificio

Per maggiori dettagli si rimanda ai relativi elaborati grafici allegati al presente progetto.

3.3 Esiti Relazione Geologica-Geotecnica

Di seguito si riporta il capitolo "Considerazioni conclusive" della Relazione geologica dello Studio di Geologia Tecnica della Dott.ssa Geol. Maria Luisa Piccinato. Per maggiori dettagli, si rimanda alla relativa relazione allegata al presente progetto.

"Sulla base dei dati ottenuti dall'indagine geologica si fanno le seguenti considerazioni:

- *il sito si posiziona ad una quota di circa 6,6 m s.l.m., si inserisce morfologicamente nella pianura alluvionale ed è costituito da una superficie pianeggiante;*
- *il sottosuolo è costituito da strati sabbioso-limosi alternati a strati argillosi. Le caratteristiche meccaniche dei terreni sono mediamente scadenti. In particolare sono molto scadenti i terreni posti tra - 1,6 e - 2,6 m e tra - 6,6 e - 10 m dal p.c..*
- *le fondazioni, posizionate a - 0,7 m dal p.c., dovranno distribuire una pressione non superiore a 0,9 kg/cmq;*

- le prime venute d'acqua si intercettano a - 1,7 m dal p.c.;
- ai sensi delle NTC 2018 il terreno è stato classificato nella Categoria di suolo C e nella Categoria topografica T1;
- sito non è soggetto a pericolosità idraulica secondo il P.G.R.A. e non è soggetto a rischio idraulico secondo il P.G.R.A. (Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni) - Autorità di bacino distrettuale delle Alpi Orientali.

Alla luce delle considerazioni sopra esposte si ritiene che la realizzazione dell'intervento in progetto sia fattibile dal punto di vista geologico e sismico.”.

3.4 Caratterizzazione meccanica dei materiali

Le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati per il presente progetto sono riportate nel seguito.

3.4.1 Calcestruzzo opere fuori terra (pilastri e travi) – C30/37 XC3

Per quanto riguarda il calcestruzzo per le nuove pareti perimetrali protette, si utilizza un calcestruzzo di classe di esposizione XC3. Affinché tale calcestruzzo rispetti le prescrizioni della UNI 11104-2016, si utilizza un calcestruzzo di classe C30/37 avente le seguenti caratteristiche:

CALCESTRUZZO			
MATERIALE	C30/37		
f_{ck}	=	30.00 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
$f_{ck,cube}$	=	37.00 MPa	Resistenza caratteristica cubica a compressione
f_{cm}	=	38.00 MPa	Resistenza media cilindrica a compressione
f_{ctm}	=	2.90 MPa	Resistenza media cilindrica a trazione
f_{ctk}	=	2.03 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a trazione
f_{ctfm}	=	3.48 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a trazione per flessione
E_{cm}	=	32836.57 MPa	Modulo elastico istantaneo
ρ	=	2400.00 kg/m ³	Densità
COEFFICIENTI			
ν	=	0.20	Coefficiente di Poisson
α	=	1.00E-06	Coefficiente di dilatazione termica
γ_c	=	1.50	Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
α_{cc}	=	0.85	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
η	=	1.00	Coefficiente per la determinazione della resistenza tangenziale di calcolo
RESISTENZE DI CALCOLO			
f_{cd}	=	17.00 MPa	Resistenza di calcolo a compressione (valida anche per elementi piani con spessore maggiore di 50mm)
f_{cd}	=	13.60 MPa	Resistenza di calcolo a compressione (valida per elementi piani con spessore minore di 50mm)
f_{ctk}	=	1.35 MPa	Resistenza di calcolo a trazione (valida anche per elementi piani con spessore maggiore di 50mm)
f_{ctk}	=	1.08 MPa	Resistenza di calcolo a trazione (valida per elementi piani con spessore minore di 50mm)
f_{bd}	=	3.04 MPa	Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo
f_{bd}	=	2.03 MPa	Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo (valida per ancoraggi in zona di calcestruzzo teso o con armature molto addensate)

3.4.2 Calcestruzzo fondazioni e opere controterra – C25/30 XC2

Per quanto riguarda il calcestruzzo per le nuove pareti perimetrali protette, si utilizza un calcestruzzo di classe di esposizione XC2. Affinché tale calcestruzzo rispetti le prescrizioni della UNI 11104-2016, si utilizza un calcestruzzo di classe C25/30 avente le seguenti caratteristiche:

CALCESTRUZZO			
MATERIALE	C25/30		
f_{ck}	=	25.00 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
$f_{ck,cube}$	=	30.00 MPa	Resistenza caratteristica cubica a compressione
f_{cm}	=	33.00 MPa	Resistenza media cilindrica a compressione
f_{ctm}	=	2.56 MPa	Resistenza media cilindrica a trazione
f_{ctk}	=	1.80 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a trazione
f_{ctm}	=	3.08 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a trazione per flessione
E_{cm}	=	31475.81 MPa	Modulo elastico istantaneo
ρ	=	2400.00 kg/m ³	Densità
COEFFICIENTI			
ν	=	0.20	Coefficiente di Poisson
α	=	1.00E-06	Coefficiente di dilatazione termica
γ_c	=	1.50	Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
α_{cc}	=	0.85	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
η	=	1.00	Coefficiente per la determinazione della resistenza tangenziale di calcolo
RESISTENZE DI CALCOLO			
f_{cd}	=	14.17 MPa	Resistenza di calcolo a compressione (valida anche per elementi piani con spessore maggiore di 50mm)
f_{cd}	=	11.33 MPa	Resistenza di calcolo a compressione (valida per elementi piani con spessore minore di 50mm)
f_{ctk}	=	1.20 MPa	Resistenza di calcolo a trazione (valida anche per elementi piani con spessore maggiore di 50mm)
f_{ctk}	=	0.96 MPa	Resistenza di calcolo a trazione (valida per elementi piani con spessore minore di 50mm)
f_{bd}	=	2.69 MPa	Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo
f_{bd}	=	1.80 MPa	Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo (valida per ancoraggi in zona di calcestruzzo teso o con armature molto addensate)

3.4.3 Acciaio di armatura nuove strutture – B450C

Per quanto riguarda l'acciaio per le nuove strutture in calcestruzzo armato si utilizza:

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO			
MATERIALE	B450C		
$f_{y,nom}$	=	450.00 MPa	Resistenza caratteristica a snervamento
$f_{t,nom}$	=	540.00 MPa	Resistenza caratteristica a rottura
f_{yk}	=	450.00 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
f_{tk}	=	540.00 MPa	Tensione caratteristica a rottura
E	=	2.10E+05 MPa	Modulo di Elasticità longitudinale
G	=	8.08E+04 MPa	Modulo di Elasticità tangenziale
ρ	=	7850.00 kg/m ³	Densità
$(A_{gt})_k$	≥	7.50 %	Allungamento
$\varphi < 12mm$	→	4.00 φ	Diametro minimo di piegamento e raddrizzamento a 90° senza cricche
$12 \leq \varphi < 16mm$	→	5.00 φ	Diametro minimo di piegamento e raddrizzamento a 90° senza cricche
$16 \leq \varphi < 25mm$	→	8.00 φ	Diametro minimo di piegamento e raddrizzamento a 90° senza cricche
$25 \leq \varphi < 40mm$	→	10.00 φ	Diametro minimo di piegamento e raddrizzamento a 90° senza cricche
COEFFICIENTI			
α	=	1.00E-06	Coefficiente di dilatazione termica
ν	=	0.30	Coefficiente di Poisson
γ_c	=	1.15	Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
RESISTENZE DI CALCOLO			
f_{yd}	=	391.30 MPa	Resistenza di calcolo dell'acciaio

3.4.4 Ancoranti chimici ad iniezione tipo "HILTI HIT-RE 500 V3" o equivalente per calcestruzzi

Ancorante composto da una resina base epossidica bisfenolo A/F (esente da stirene) con riempitivo inorganico e da una miscela indurente con poliammine, polvere di quarzo e cemento, tipo HILTI HIT-RE 500 V3 o equivalente. L'ancorante verrà accoppiato con barre filettate di classe 8.8 (zincate a caldo) o barre di armatura ad aderenza migliorata (zincate a caldo).

3.4.5 Copriferro

Per quanto riguarda il copriferro adottato, in base a quanto riportato al capitolo 4.1.2.2.4.2 delle DM17/01/18 e al capitolo C4.1.6.1.3 della Circ. n. 7 21/01/19, si adotta un copriferro minimo in base alle condizioni ambientali in funzione della classe di esposizione, alla classe di calcestruzzo (vedasi Tabella C4.1.IV) e alla Vita Nominale dell'opera pari a 50 anni.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

C _{min}	C _o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C _{≥C_o}	C _{min<C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min<C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min<C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min<C<C_o}
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Per il calcolo del copriferro delle strutture in elevazione (pilastri e travi):

- Per classe di esposizione XC3 25 mm +
 - Tolleranza di posa 5 mm =
- COPRIFERRO: 30 mm**

Per il calcolo del copriferro delle strutture in fondazione:

- Per classe di esposizione XC2 25 mm +
 - Tolleranza di posa 15 mm =
- COPRIFERRO: 40 mm**

Per le strutture in c.a. in elevazione protette si utilizza un copriferro pari a 30mm.

Per le strutture in c.a. in fondazione si utilizza un copriferro pari a 40mm.

4. IPOTESI DI CALCOLO E ANALISI DEI CARICHI

4.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

4.1.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve 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 del D.M. 17/01/2018.

Per la struttura in esame si fa riferimento alla **categoria 2 Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale** per cui viene fissato $V_N \geq 50$ anni.

4.1.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso a seconda dell'importanza dell'opera.



Verifiche di livello 0 degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali di rilievo fondamentale per la protezione civile e che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.

ELENCO MANUFATTI CENSITI ALLA DATA DEL 01/12/2020

Ordinati per ZONA/PROVINCIA/COMUNE

<http://www.regione.veneto.it/web/sismica/elenco-manufatti-censiti>

ZONA	PROV.	COMUNE	<input checked="" type="checkbox"/> RILEVANTE	<input type="checkbox"/> STRATEGICO
16	13583	SCUOLA ELEMENTARE ITALIA K2	MQ.: 860	MC.: 7975

La struttura in esame viene classificata "rilevante" come l'edificio esistente (vedasi immagine sopra-riportata con estratto dell'elenco dei manufatti rilevanti o strategici della Regione del Veneto), ovvero di **classe III**.

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

$C_U = 1.5$

4.1.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U : $V_R = V_N C_U = 50 \text{ anni} \times 1.5 = 75 \text{ anni}$.

4.2 Elenco delle condizioni elementari di carico

Di seguito si riportano i carichi ipotizzati per l'analisi della struttura.

- G_1 peso proprio delle strutture;
- G_2 carichi permanenti portati;

- Q sovraccarichi accidentali;
- N carico da neve;
- V carico da vento;
- S azioni sismiche.

Tali azioni saranno combinate secondo le prescrizioni delle normative vigenti in funzione delle particolari strutture costituenti l'opera in esame.

4.3 Peso proprio delle strutture G₁

Il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato automaticamente dal programma di calcolo. I profili portanti vengono modellati con le loro effettive caratteristiche geometriche e assegnando alle proprietà del materiale il peso specifico.

Peso specifico calcestruzzo armato $\gamma_{c.a.}$	25.00 kN/m ³
Peso specifico acciaio $\gamma_{acciaio}$	78.5 kN/m ³
Peso specifico muratura-semipieni $\gamma_{muratura}$	15.00 kN/m ³
Accelerazione di gravità g	9.81 m/s ²

Nell'analisi sismica, a favore di sicurezza si è considerata la massa sismica data dalla metà superiore delle murature perimetrali (di spessore 30cm), e dal muretto presente in copertura.

4.4 Carichi solai – Stato di Progetto

Di seguito si riportano i carichi verticali considerati per la copertura nella modellazione e nelle diverse verifiche:

SOL. A - COPERTURA CON LASTRE PREDALLES				
Strato	Volume (cmc) a mq	Spessore (cm)	Peso specifico (kg/mc)	Totale (kg/mq)
<i>Permanenti strutturali</i>				
Solaio Predalles 5+25+5				458
Totale G1				458
<i>Permanenti portati</i>				
Isolamento+guaina				10
Controsoffitto				50
Eventuali impianti in copertura				100
Totale G2				160
<i>Carichi Variabili</i>				
Cat. H - manutenzione				50
Totale Q				50

4.5 Sovraccarichi accidentali

In accordo alle NTC 2018 si ipotizzano i seguenti carichi variabili:

Cat. H – Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0.50 kN/m ²
--	------------------------

NOTA: il carico dovuto alla manutenzione non risulta dimensionante in quanto in copertura è inferiore al carico da neve.

4.5.1 Azione della neve N

Vista la prossimità dell'edificio esistente con un piano fuoriterra in più della nuova struttura, si considera il carico massimo da neve dovuto all'accumulo in prossimità della porzione più alta.

Il carico neve dipende dalle condizioni di clima e di esposizione, e si considera come carico verticale uniformemente ripartito, valutato sulla proiezione orizzontale della copertura considerata.

Zona Neve = II

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

$C_{tr} = 1$ per $T_r = 50$ anni

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 1.00

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} C_e C_{tr} = 100$ daN/mq

Coperture adiacenti o vicine a costruzioni più alte:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 0.0^\circ$

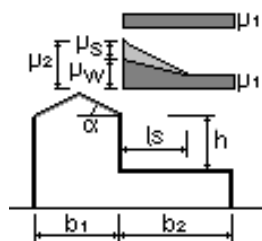
$b_1 = 22.0$ m, $b_2 = 15.0$ m, $h = 4.5$ m

$l_s = 9.0$ m

$\mu_1 = 0.80 \Rightarrow Q_1 = 80$ daN/mq

$\mu_2 = \mu_s + \mu_w = 0.00 + 4.00 = 4.00 \Rightarrow Q_2 = 400$ daN/mq

Schema di carico:



4.5.2 Carico da vento V

Il vento, la cui direzione si considera di regola orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono ricondotte convenzionalmente alle azioni statiche equivalenti, cioè pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando di regola, come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione. La pressione cinetica di riferimento è funzione della velocità di riferimento del vento che varia da regione a regione.

Altitudine del sito	9 m s.m.m
Zona di riferimento:	1
Velocità base di riferimento al livello del mare:	$v_{b,0} = 25$ m/s
	$a_0 = 1000$ m

Velocità base di riferimento:	$k_s = 0.40$
Coefficiente di ritorno:	$v_b = 25 \text{ m/s}$
Velocità di riferimento:	$c_r = 1$
Pressione cinetica di riferimento:	$v_r = 25 \text{ m/s}$
Classe di rugosità del terreno:	$q_r = 0.391 \text{ kN/m}^2$
Categoria di esposizione del sito	B
Altezza della struttura	III - Entroterra fino a 30 km dal mare
Coefficiente di esposizione c_e	$k_r = 0.20; z_0 = 0.10 \text{ m}; z_{\min} = 5 \text{ m}$
Coefficiente dinamico c_d	$4 \text{ m} < z_{\min}$
Coefficiente aerodinamico c_p	1.71
	1
	+0.8 pareti verticali sopravvento
	-0.4 pareti verticali sottovento
	-0.4 copertura

L'azione del vento sulle strutture portanti risulta inferiore all'azione sismica, per cui sarà trascurata nelle analisi.

4.6 Azione sismica E

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- 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.

Il sito oggetto di intervento risulta alle seguenti coordinate:

Latitudine: 45.4216

Longitudine: 12.0300

4.6.1 Stati limite e relative probabilità di superamento

Gli **stati limite di esercizio** sono:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

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

Gli **stati limite ultimi** sono:

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

Poiché il periodo di riferimento per la costruzione in esame è $V_R = 75$ anni ad ogni stato limite si attribuisce il tempo di ritorno che definisce l'intensità dell'evento sismico (forma spettrale).

Stato limite	Probabilità di superamento nel periodo di riferimento, Pvr (%)	Tempo di ritorno per la definizione dell'azione sismica, Tr (anni)
SLO	81%	45
SLD	63%	75
SLV	10%	712
SLC	5%	1462

4.6.2 Categoria del sottosuolo e condizioni topografiche

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Come menzionato nella relazione geologica: "dall'indagine geofisica effettuata si è ottenuto un valore di V_s , eq pari a 229 m/sec ed è possibile attribuire i terreni alla categoria dei suoli di fondazione di tipo "C".

Amplificazione stratigrafica:

Per la categoria di sottosuolo scelta, al variare dello stato limite considerato si determinano, per la struttura in esame, i seguenti valori per i parametri S_s e C_c :

Stato limite	S_s	C_c
SLO	1.500	1.694
SLD	1.500	1.603
SLV	1.500	1.477
SLC	1.500	1.453

Amplificazione topografica:

Si utilizzano i seguenti valori del coefficiente S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza del rilievo	1.4

Per la categoria topografica del sito, T1, il coefficiente S_T è pari a 1.

4.6.3 Valutazione dell'azione sismica

- *Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione*

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti sono descritte dall'accelerazione massima e dal relativo spettro di risposta attesi in superficie. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

- *Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali*

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. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4.0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 < T < T_B: \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B < T < T_C \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C < T < T_D: \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T > T_D: \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione $S = S_S \cdot S_T$ essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV, NTC18) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V, NTC18);
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$ dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \cdot T_C^*$ dove T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV, NTC18);
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C / 3$;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione $T_D = 4.0 a_g / g + 1.6$

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

$$0 < T < T_B: \quad S_{ve} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B < T < T_C \quad S_{ve} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V$$

$$T_C < T < T_D: \quad S_{ve} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T > T_D: \quad S_{ve} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione in direzione verticale;

F_V è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_V = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

I valori di a_g , F_0 , S , η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 delle NTC18 per le componenti orizzontali del moto sismico; i valori di S_S , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono riportati di seguito:

Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Salvo quanto specificato nel § 7.11 delle NTC18 per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo pari ad $a_g \geq 0,15g$.

Per il sito in esame la componente sismica verticale viene trascurata.

4.6.4 Fattore di comportamento q – stato di progetto

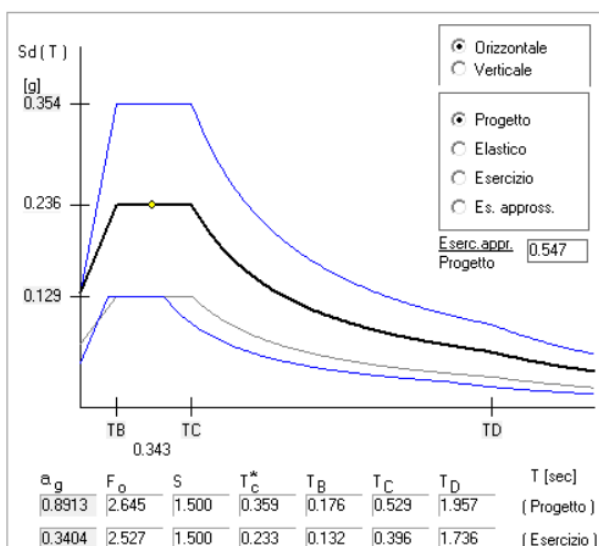
Per la determinazione del fattore di comportamento delle strutture si fa riferimento al §C8.5.5 della Circolare NTC2018; in particolare si ipotizzano i seguenti valori:

Tipologia: Costruzioni di calcestruzzo – strutture a telaio
 Comportamento strutturale: Non dissipativo
 Fattore di comportamento: $q = 1.50$
 Regolare in altezza

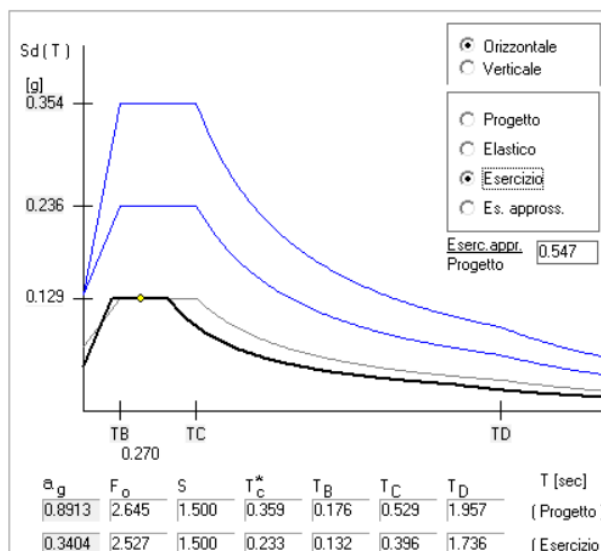
4.6.5 Azione sismica di progetto

Si riporta di seguito il diagramma relativo allo spettro di progetto allo SLV con $\xi = 5\%$ per la componente orizzontale e verticale.

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata agli SLO.



SLV – $S_d(T)=0.092$



SLO – $S_d(T)=0.034$

4.6.6 Masse sismiche

Per valutare gli effetti dell'azione sismica è necessario tenere in conto le masse associate ai carichi gravitazionali. La combinazione di riferimento è:

$$G_k + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I sovraccarichi accidentali che possono agire sull'edificio sono:

- Manutenzione: $\psi_{2i} = 0.0$
- Sovraccarico da neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.): $\psi_{2i} = 0.0$
- Sovraccarico da vento: $\psi_{2i} = 0.0$

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si riportano le tabelle 2.5.I e 2.6.I. dove sono illustrati i valori dei coefficienti di sicurezza e dei coefficienti di combinazione.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qk}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

5.1 Combinazioni statiche

Le combinazioni di carico agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio vengono riportate di seguito:

Stati Limite Ultimi:

$$F_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} [\gamma_{Qi} \cdot (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})];$$

Stati Limite di Esercizio:

Rara $F_d = G_k + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$

Frequente $F_d = G_k + \psi_{1,1} Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$

Quasi permanente $F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$

5.2 Combinazioni sismiche

La combinazione di carico per le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia delle Vita, allo Stato Limite di Danno e di Operatività, ha la seguente espressione:

$$F_e = E + G_k + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Dove:

- E è l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_k è il valore caratteristico dei carichi permanenti;
- ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi permanente dell'azione variabile Q_i;
- Q_{ki} è il valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

Nel caso di analisi lineare statica e analisi lineare dinamica, in accordo al capitolo 7.3.3 delle NTC2018 si terrà conto dell'eccentricità torsionale del centro di massa. In tale capitolo è riportato: *“Per gli edifici, gli effetti di tale eccentricità possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in § 7.3.3.2, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in § 7.2.6.”*.

Per quanto riguarda le verifiche per azioni sismiche che verranno eseguite nel prosieguo, verranno condotte le verifiche in accordo ai capitoli 7.3.6 e 7.3.6.1 delle NTC2018.

Nel caso in esame, per edificio di Classe d'uso III e struttura non dissipativa (q=1.5), si eseguono le verifiche di resistenza agli SLV e di rigidità/deformabilità agli SLO.

Le verifiche di duttilità non sono dovute per strutture non dissipative.

6. CODICI DI CALCOLO

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente in studio.

La progettazione generale si avvale inoltre di calcoli basati su fogli elettronici implementati e verificati dallo scrivente e validati, quando opportuno, mediante l'ausilio dei codici di calcolo più complessi cui sopra accennato.

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica delle membrature si è fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando il programma di calcolo DOLMEN WIN (R), versione 22.0 del 2022 prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F.

La struttura è modellata con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono sia monodimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne), che bidimensionali (piastre e membrane triangolari e quadrangolari). I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidezza elastica, oppure come elementi asta poggianti su suolo elastico; dei gusci si conoscono le sollecitazioni nel baricentro dell'elemento stesso.

6.1 Dichiarazioni di cui § 10.2 DM 17/01/2018

In osservanza al § 10.2 del D.M. 17/01/2018, si dichiara quanto di seguito:

6.1.1 Tipo di analisi svolta

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata eseguita secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale secondo quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le costruzioni".

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state condotte secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le costruzioni".

I coefficienti di sicurezza ipotizzati sui materiali risultano concordi con il D.M. 17/01/2018.

6.1.2 Affidabilità dei Codici di Calcolo

Tutti i codici di calcolo di cui sopra sono stati utilizzati dopo un attento esame della documentazione a corredo del software, che ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene inoltre una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

La società produttrice ha inoltre verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

6.1.3 Validazione dei Codici di Calcolo

Gli svariati anni di utilizzo hanno permesso di verificare internamente la bontà dei vari codici di calcolo, confrontando tra loro i risultati ricavati in base a soluzioni teoriche, calcolo manuale diretto, utilizzo di diversi software, arrivando ad un giudizio positivo di accuratezza ed affidabilità.

6.1.4 Modalità di presentazione dei risultati

Le verifiche riportate nella presente relazione costituiscono un estratto dei calcoli principali condotti sulle strutture principali presenti nell'opera in oggetto. In particolare, solo per alcune tipologie strutturali si riporta una verifica completa, intendendo che le altre sono state condotte analogamente. Tutte le verifiche sono presenti nelle minute di studio, a disposizione per eventuali chiarimenti.

All'interno della relazione vengono per lo più omessi i tabulati prodotti con i programmi di calcolo automatico, riportando eventualmente solo alcune tabelle e schemi grafici riepilogativi. Per alcuni elementi, per completezza, essi sono riportati in allegato alla relazione di calcolo; in ogni caso essi risultano a disposizione per eventuale consultazione.

6.1.5 Informazioni generali sull'elaborazione

I programmi di calcolo utilizzati prevedono una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di eventuali errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche, della presenza di elementi non verificati, dell'inosservanza di alcuni requisiti previsti dalle NTC2018. Al termine di ciascuna analisi viene effettuato un controllo generale che identifica la correttezza degli spostamenti ottenuti, il rispetto dell'equilibrio fra azioni imposte e reazioni vincolari, ecc.

Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale con le schematizzazioni assunte nella modellazione.

6.1.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle analisi sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano la correttezza e l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso, fra l'altro:

- Verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati;
- Comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, confronto con i risultati di modelli teorici, confronto con i risultati di semplici calcoli manuali diretti;
- Il confronto dei risultati ottenuti in fase di prima analisi semplificata della struttura;
- Il confronto fra calcolazioni effettuate con programmi differenti.

Inoltre, sulla base delle procedure di qualità interne previste, i risultati sono stati esaminati da un soggetto terzo che non ha preso parte alla progettazione, validandone così la correttezza.

In base a quanto detto, si può quindi affermare che la progettazione condotta è risultata corretta ed idonea al caso specifico, ritenendo validi ed accettabili i risultati di calcolo ottenuti.

7. ANALISI STRUTTURALE ESEGUITA

7.1 Criteri di modellazione

Per quanto riguarda gli elementi pilastri e travi in calcestruzzo armato, essi sono stati dimensionati mediante elementi beam dotati di rigidità assiale, flessionale e tagliante.

I carichi relativi alla copertura vengono distribuiti alle trave mediante elementi solaio. Sono stati adottati elementi "Solaio" di più tipologie e carichi (vedasi relativo capitolo della presente relazione).

Per quanto concerne le rigidità di piano, sono stati considerati:

- Copertura infinitamente rigida.

Infine, in base alle caratteristiche di terreno derivanti dalle indagini geologiche, per la modellazione del terreno si è adottato un letto di molle alla Winkler dotate di una rigidità verticale pari a 4.0 kg/cm^3 .

Gli elementi bidimensionali, come la platea di fondazione di spessore 40cm, vengono modellati con elementi shell. Questi sono elementi a tre-quattro nodi formulati nello spazio. Per questi tipi di elementi sono definiti sei gradi di libertà: tre traslazioni e tre rotazioni. Sono definite le rigidità nel piano (membranali) e fuori dal piano (flessionali). Questi elementi, infine, sono vincolati rigidamente in senso orizzontale, mentre verticalmente sono caratterizzati da un letto di molle alla Winkler.

7.2 Verifiche effettuate su cemento armato

Pilastri e travi in elevazione:

Le verifiche di tutti gli elementi caratterizzanti il presente progetto vengono eseguite nella combinazione di carico più gravosa.

Nello specifico vengono svolte le verifiche a pressoflessione e taglio per i seguenti casi di carico:

Nome	Descrizione	Tipo
1	SLU SENZA SISMA	SLU (statico)
4	SLU con SISMAX PRINC	SLU (sismico)
5	SLU con SISMAY PRINC	SLU (sismico)
9	Rara	RARA
10	Frequente	FREQUENTE
11	Quasi Perm	QUASI PERMA

Per gli elementi non dissipativi la permanenza in campo elastico è ottenuta limitando la deformazione dell'acciaio alla deformazione di snervamento (1.86 per mille) e quella del calcestruzzo al 2 per mille.

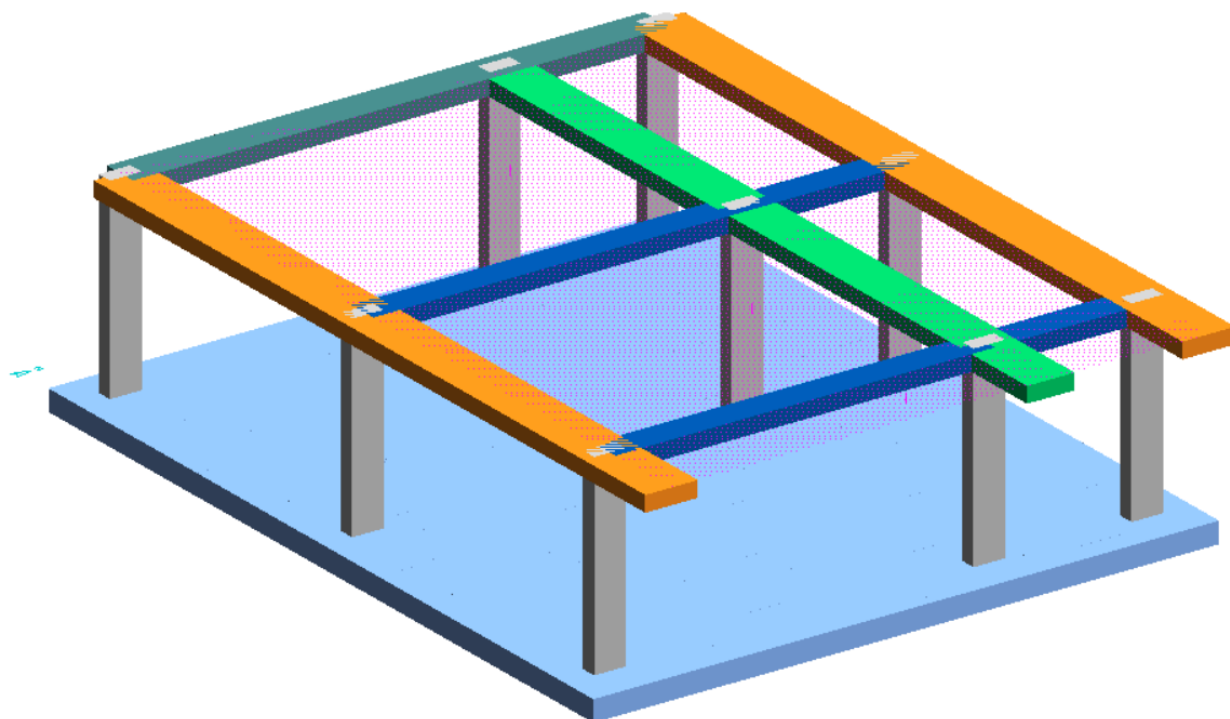
7.3 Fondazioni

Nella verifica delle fondazioni non verranno utilizzati ulteriori coefficienti maggiorativi in quanto non previsti per le strutture con fattore di comportamento $q=1.5$ (non dissipative), per i capp. 7.2.5 e 7.3 delle NTC2018.

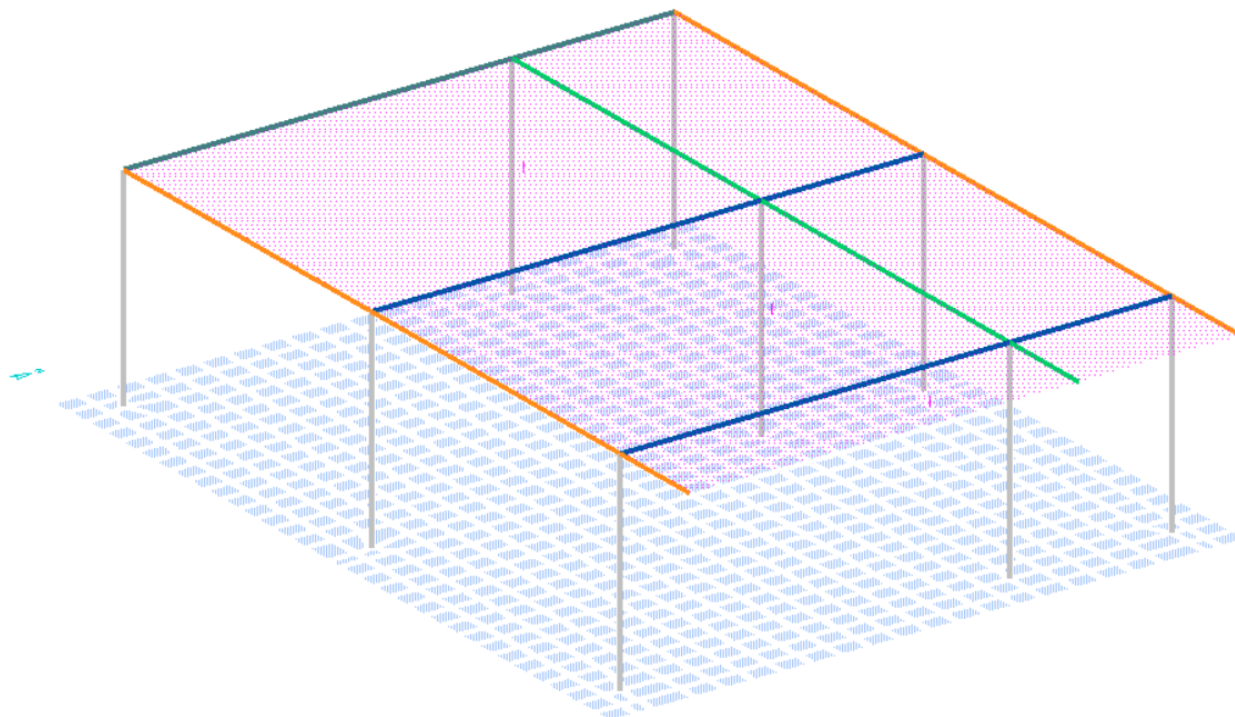
8. ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO STRUTTURA PRINCIPALE

8.1 Modello di calcolo struttura principale

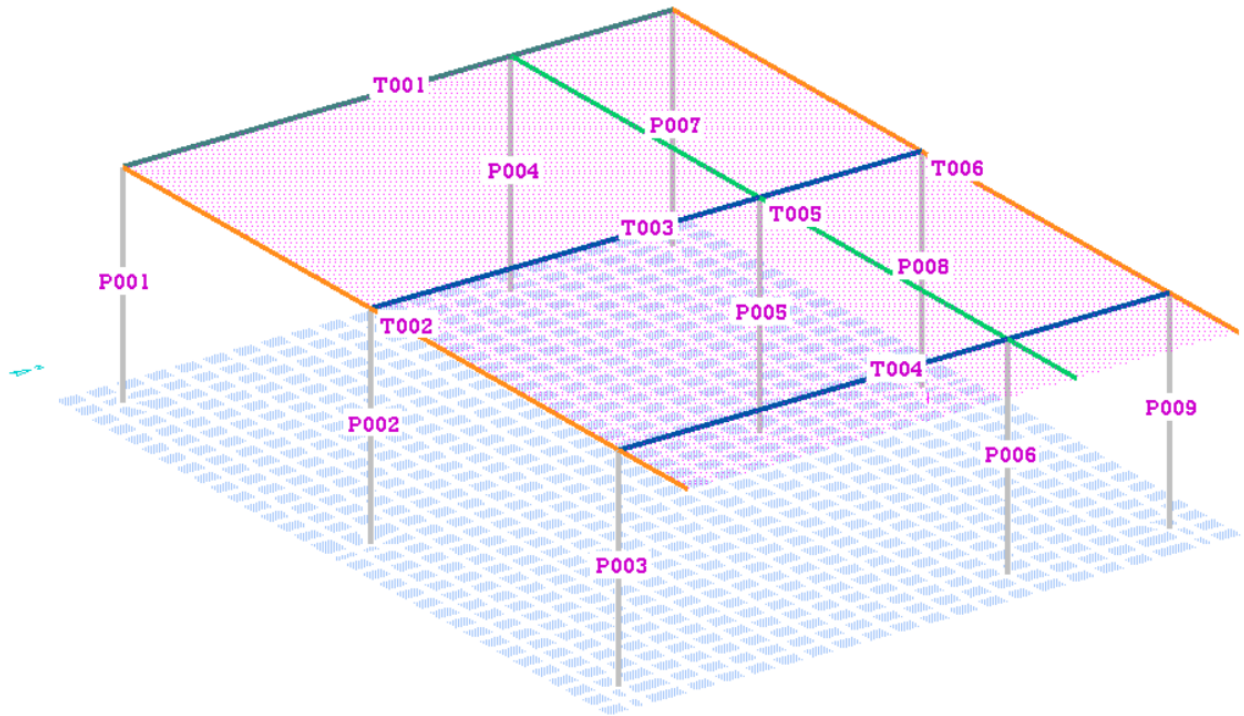
Si riportano alcune immagini del modello di calcolo realizzato.



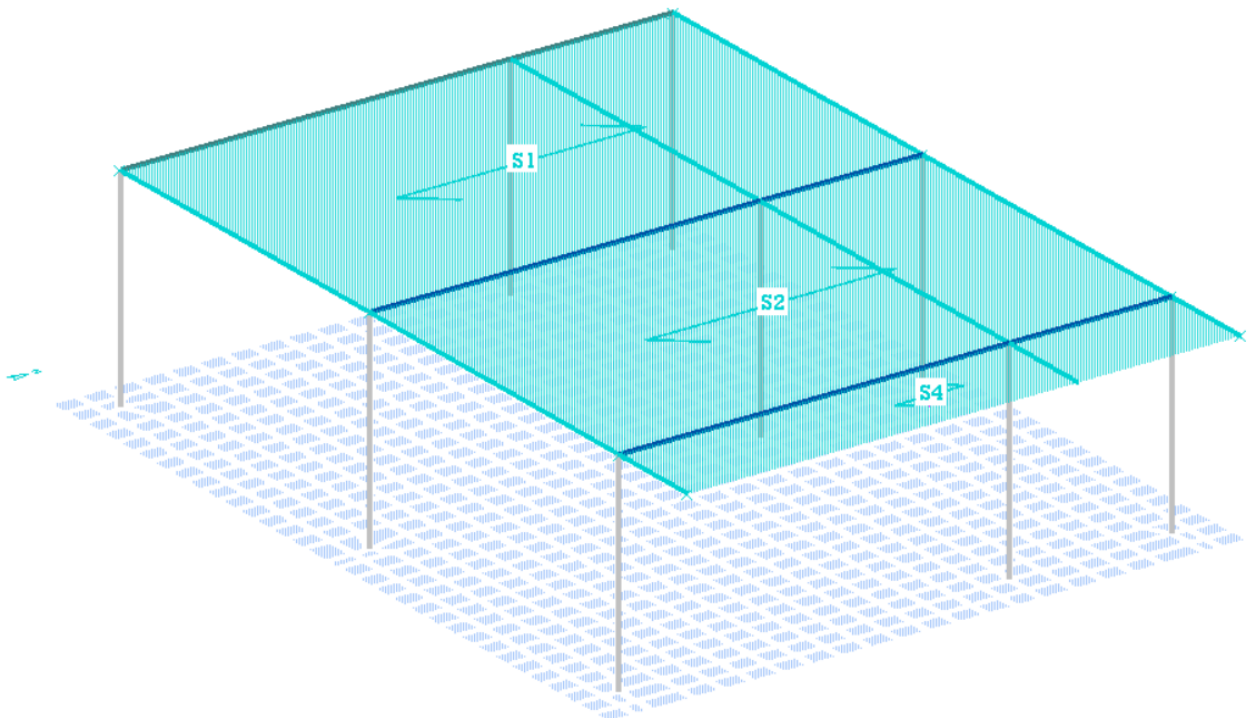
Vista solid assometrica modello di calcolo



Vista wireframe assometrica modello di calcolo



Nomenclatura travi e pilastri



Orditura copertura

9. CONCLUSIONI

La relazione di calcolo in oggetto riguarda il progetto definitivo/esecutivo per gli interventi di ampliamento dei locali mensa della scuola primaria Italia K2 sita in via Botte 38, 30032 Fiesso d'Artico, Venezia. Tale progetto è finanziato con fondi PNRR - 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", finanziato dall'Unione europea – Next Generation EU – CUP H64E22000550006 - CIG: 94656830B9.

In base alle verifiche e alle analisi effettuate e riportate nella presente relazione, le strutture dell'edificio sono in grado di resistere ad un'azione sismica pari ad almeno quella di progetto allo stato limite di Salvaguardia della Vita in base alle azioni sismiche come definite dal DM 17.01.2018.

Per quanto concerne le verifiche allo stato limite di Operatività, la struttura resiste a un'azione sismica almeno pari a quella di progetto agli SLD in base alle azioni sismiche come definite dal DM 17.01.2018.

Per quanto riguarda le verifiche allo Stato Limite Ultimo, la struttura resiste alle azioni statiche come definite dal DM 17.01.2018.

Vigonovo (VE) Gennaio 2023

