

REGIONE PUGLIA - AZIENDA SANITARIA LOCALE DELLA PROVINCIA DI BARLETTA-ANDRIA-TRANI "ASL BAT"

Servizio di architettura e ingegneria di progettazione di fattibilità tecnica ed economica, coordinamento in fase di progettazione, direzione lavori, coordinamento in fase di esecuzione incluso studio clinico-gestionale, di redazione della relazione geologica, delle indagini geologiche e geognostiche con prove di laboratorio e di tutte le prestazioni accessorie ed eventuali opzioni

"REALIZZAZIONE DEL NUOVO OSPEDALE DEL NORD BARESE"

C.I.G. 9805266978 - C.U.P. C15F21001850001

GRUPPO DI PROGETTAZIONE



INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
Prof. Ing. F. Ruggiero ☐

PROJECT MANAGEMENT
Ing. A. Luperto ☐

ARCHITETTURA
Arch. P. Bortolami ☐

IMPIANTI MECCANICI
Prof. Ing. M. Strada ☐

IMPIANTI ELETTRICI
Ing. G. Finotti ☐

ACUSTICA
Ing. A. Lisiero ☐

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
Arch. P. Bortolami ☐

ARCHEOLOGIA
Dott. L. Valleri ☐

GEOLOGIA
Dott. A. Valmachino ☐

BIM MANAGER
Ing. Onofrio Sancilio ☐

ARCHITETTURA Co-progettazione
Ing. M. Smiderle ☐

GEOTECNICA E STRUTTURE
Ing. M. Smiderle ☒

PREVENZIONE INCENDI
Ing. M. Smiderle ☐

IDRAULICA, IDROGEOLOGIA E SISMICA
Ing. M. Smiderle ☐

IMPATTO AMBIENTALE
Ing. M. Smiderle ☐

ARCHITETTURA Co-progettazione
Arch. A. De Pineda ☐

STUDIO CLINICO GESTIONALE
Ing. L. Algostino ☐

COMMITTENTE

Regione Puglia - Azienda Sanitaria Locale - ASL BAT

Via Fornaci, 201 - 76123 Andria (BT)
P.IVA 06391740724 - C.F. 90062670725
sito istituzionale: www.sanita.puglia.it

DIRETTORE GENERALE
Dott.ssa Tiziana Dimatteo

RESPONSABILE UNICO DI PROGETTO
Ing. Antonio Farano



Fase:

PFTE

Disciplina:

PROGETTO STRUTTURALE

Tipologia:

ELABORATO DESCRITTIVO

Scala:

-

Data:

Marzo 2024

Codice elaborato:

S-RTS-01

Nome file:

6194PFTEdS0001-00_RTS-s

Descrizione elaborato:

**RELAZIONI TECNICHE SPECIALISTICHE
STRUTTURE
E GEOTECNICA**

Rev.	Data:	Note:
00	03/2025	Prima emissione

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	3
1.1	Edifici NH	5
1.2	Corpo di spina centrale CNC	5
1.3	Edifici Polo Tecnologico PTC	6
1.4	Ingresso EST – Atrio e pensilina	6
2	PRESTAZIONI DI PROGETTO, CLASSE DELLA STRUTTURA, VITA UTILE E PROCEDURE DI QUALITÀ	7
2.1	Vita nominale e classe d’uso	7
2.2	Classe di esecuzione delle strutture	7
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
3.1	Normative	9
3.1.1	Carichi e sovraccarichi	9
3.1.2	Analisi e verifica strutturale	9
3.1.3	Terreni e fondazioni	9
3.1.4	Altre normative	9
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	11
5	MATERIALI	13
5.1	Classi di calcestruzzo.....	13
5.1.1	Platee di fondazione, muri di contenimento del terreno	13
5.1.2	Travi, pilastri, setti e altri elementi strutturali a prevalente sviluppo lineare	14
5.1.3	Solai, pareti e altri elementi strutturali a prevalente sviluppo planare	15
5.2	Parametri di Progetto	16
5.2.1	Caratteristiche meccaniche	16
5.2.2	Tensioni limite e massima apertura di fessure in condizioni SLE	16
5.3	Acciaio per armatura	16
5.4	Parti in carpenteria metallica	17
5.4.1	Profilati metallici	17
5.4.2	Bulloneria	17
5.4.3	Saldature	17
6	ANALISI DEI CARICHI.....	18
6.1	Pesi propri e sovraccarichi permanenti.....	18
6.1.1	Pesi elementari	18
6.1.2	Impalcati degli edifici NH.....	19
6.1.3	Impalcati del corpo di spina centrale CNC	25
6.1.4	Impalcati dell’ingresso lato Est – Atrio e Pensilina	27
6.2	Carichi variabili antropici	28
6.2.1	Definizione delle azioni	28
6.2.2	CNC -Modulo tipo	29
6.2.3	Ingresso EST - Atrio	41
6.2.4	Ingresso EST – Pensilina	49
6.2.5	Blocco NH3	52
6.2.6	Blocco NH4	57
6.2.7	Blocco NH6	61
6.2.8	Blocco NH8	64
6.2.9	Edifici Polo Tecnologico PTC	67
6.3	Neve	72
6.4	Vento	73

6.4.1	Nota sui carichi da vento.....	73
6.5	Azioni sismiche.....	74
6.5.1	Caratterizzazione del sito.....	74
6.5.2	Caratterizzazione della struttura	75
6.5.3	Caratterizzazione della tipologia strutturale e definizione del fattore di struttura	75
6.5.4	Definizione delle grandezze caratteristiche e degli spettri di progetto	75
6.5.5	Spettri di Normativa – parametri di base.....	76
6.5.6	Spettri derivanti dall'analisi RSL	78
6.5.7	Massa sismica	82
6.6	Azioni termiche	83
6.7	Ritiro.....	83
6.8	Spinta del terreno sulle parti contro terra	84
6.8.1	<i>Spinte in condizioni statiche.....</i>	84
6.8.2	<i>Sovraccarichi sul terreno a ridosso del muro di contenimento</i>	84

1 INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo riguarda le opere strutturali necessarie per la realizzazione del “Nuovo Ospedale del Nord Barese” nel territorio comunale di Bisceglie (BT).

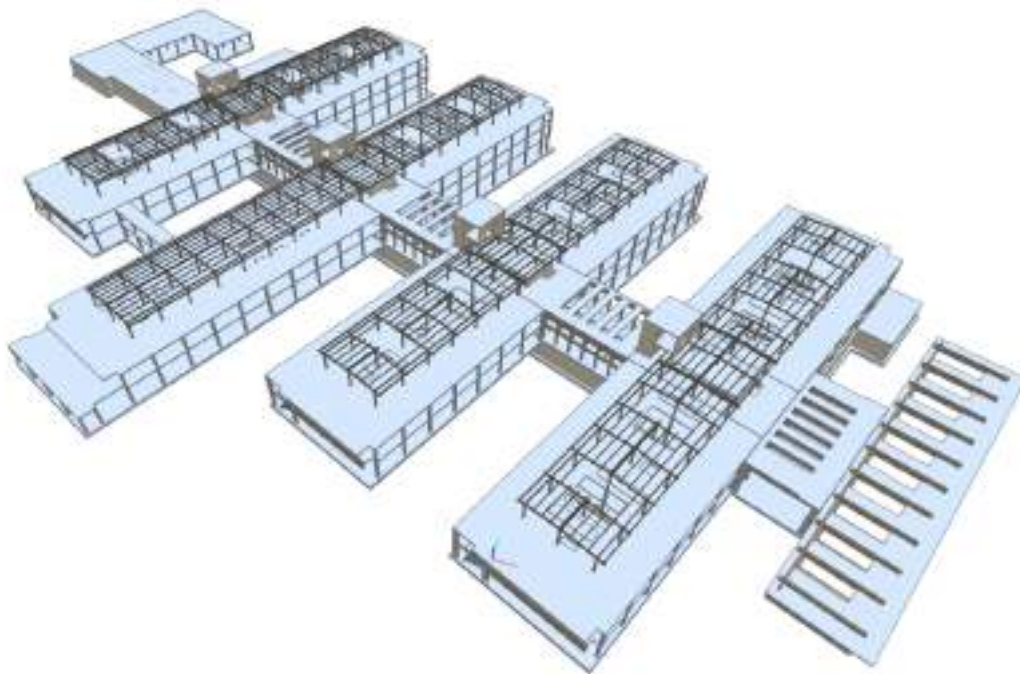


Figura 1: vista d'insieme del complesso ospedaliero.

Il complesso ospedaliero si articola in una serie di edifici principali, 4 sul lato nord e 4 sul lato sud, denominati NH e con numerazione dal n. 1 al n.8, volumetricamente costituiti da due e tre impalcati oltre la copertura metallica posta a protezione delle zone tecnologiche collocate al livello superiore.

I suddetti corpi di fabbrica sono funzionalmente collegati tra loro da un blocco di spina centrale, denominato CNC, che svolge un ruolo prevalentemente connettivo, consentendo la circolazione di persone e materiali all'interno dell'ospedale. Completa il progetto un atrio a doppia altezza sul lato est, corredato da una pensilina esterna che garantisce una migliore accessibilità da parte di persone e veicoli.

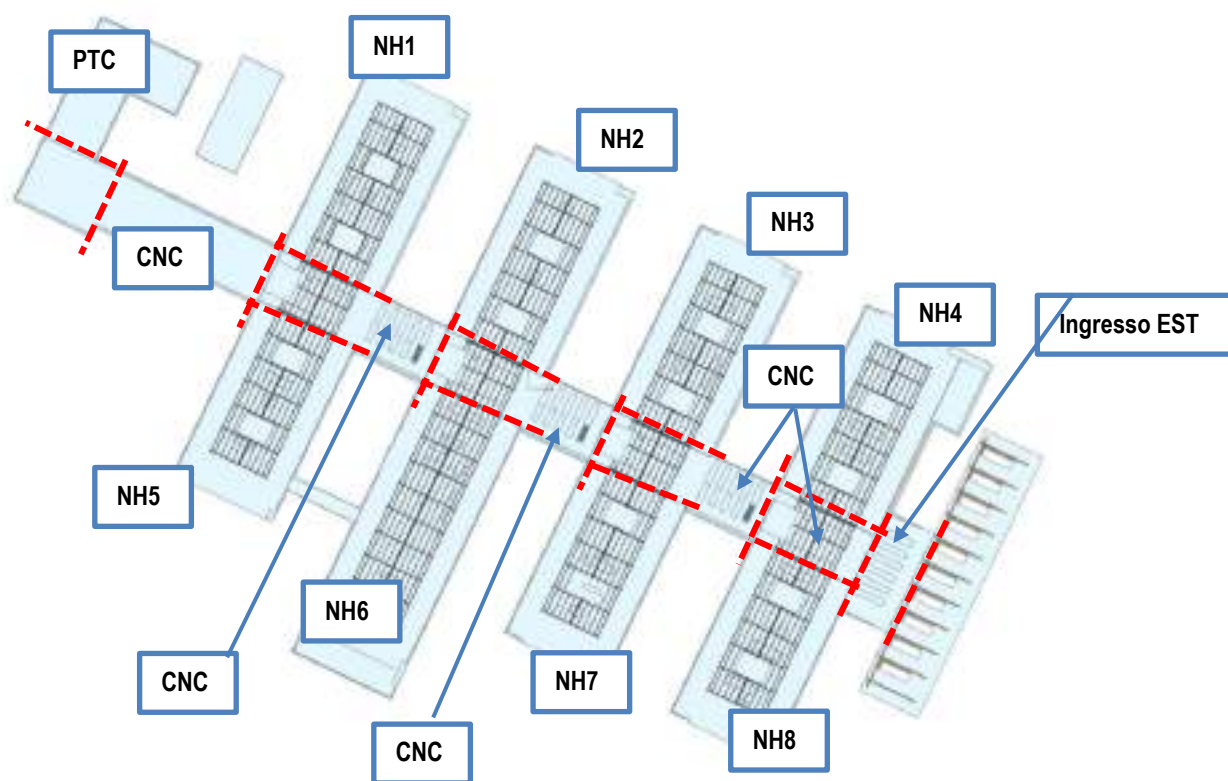


Figura 2: disposizione dei giunti strutturali e identificazione dei corpi di fabbrica

1.1 Edifici NH

Gli edifici NH, interamente realizzati in calcestruzzo armato ad eccezione di già citati vani tecnici in copertura, sono strutturalmente giuntati sia mutuamente, sia rispetto al corpo centrale CNC. L'unico elemento in continuità sono le fondazioni, costituite da un sistema di platee collocate a due quote differenti, ossia sfalsate di un livello (il livello 0 dei blocchi a 2 piani si allinea con il livello +1 dei blocchi a tre piani), ad assecondare in parte il naturale declivio del piano campagna; la connessione monolitica di queste platee sfalsate è affidata a una ad una parete in c.a. che funge anche da elemento sostenitore delle spinte delle terre del piano seminterrato che si sviluppa perpendicolarmente alle testate dei 4 blocchi NH disposti sul lato sud.

I corpi di fabbrica NH sono di forma pressoché parallelepipedica, leggermente rettangolare, ad eccezione di un blocco (BH6), che risulta molto allungato. Per le varie maglie strutturali in elevazione, di dimensioni tipiche 7.80x7.80 m, sono stati previsti dei pilastri quadrati di sezione 50x50 cm, mentre nelle zone scale alcuni di questi assumono una forma rettangolare, con dimensioni 30x120 cm che garantiscono un migliore inserimento nelle tamponature e un più efficace sostegno delle rampe scale. Per tutti gli impalcati è stata prevista una soluzione a piastra, che meglio si adatta alle varie esigenze tecnico funzionali degli ospedali, con particolare riferimento ai seguenti aspetti:

- Alloggiamento di forometrie varie;
- Inserimento di cavedi per impianti tecnologici;
- Costituzione di chiostrine interne per illuminazione e areazioni locali;
- Realizzazione di passaggi privi di gradini per le tubazioni e per i canali nei controsoffitti di intradosso;
- Posizionamento anche di carichi concentrati in qualsiasi posizione;
- Massima flessibilità d'uso e di destinazione anche per future esigenze;
- Posizionamento delle macchine dei vari impianti anche in copertura.

Per le fondazioni sono previste delle platee dello spessore di 60 cm per gli edifici a due livelli e 70 cm per gli edifici a tre livelli.

1.2 Corpo di spina centrale CNC

Il corpo di spina centrale CNC, a pianta rettangolare con dimensioni approssimative 274x16 m, è suddiviso in una serie di blocchi strutturalmente giuntati tra loro; sostanzialmente l'intero edificio può essere considerato come la ripetizione di un unico modulo costituito da due parti: una prima zona con 3 livelli più vani tecnici in copertura, destinata ad ospitare i nuclei scale/ascensore e i cavedi principali, e una seconda zona, priva dei vani tecnici in copertura e contraddistinta dalla presenza, al livello 1, di un mezzanino parzialmente appeso alla copertura stessa. La sequenza in questione si modifica all'estremità est del CNC, dove è collocato un ulteriore blocco con scale/ascensori di caratteristiche analoghe agli altri ma questa volta non affiancato dalla parte connotata dal mezzanino.

La struttura della prima zona (scale/ascensori) è caratterizzata dalla diffusa presenza di pareti in calcestruzzo armato, che conferiscono resistenza e rigidità anche nel piano orizzontale (azioni sismiche e aerodinamiche) all'intero corpo di fabbrica; i pilastri sono quadrati, di dimensioni 50x50 cm.

Nella seconda zona, invece, i muri in c.a. sono posizionati solamente agli estremi dell'impronta del piano mezzanino, mentre il compito di sostenere le azioni verticali è affidato a una serie di colonne a doppia altezza di dimensioni 40x100 cm sul lato nord e a pilastri 40x50 cm sul lato sud; tali elementi sostengono una sequenza di travi 40x160 cm ordite in direzione N-S, deputate a sostenere sia i carichi propri e portati della copertura a shed, sia un'aliquota delle azioni trasferite dal mezzanino, appeso alle travi in questione mediante una serie di pendini in acciaio.

Analogamente a quanto già descritto per gli edifici NH, tutti gli orizzontamenti del corpo CNC sono a piastra in c.a., ad eccezione del mezzanino, caratterizzato da una struttura in carpenteria metallica a doppia orditura, con piano di calpestio in lamiera grecata e cappa in c.a. collaborante.

La struttura del CNC è completata da una platea di fondazione spessa 70 cm, delimitata sul lato sud dal già citato muro di contenimento del terreno, che funge anche da sostegno di un'aliquota dei carichi verticali trasferiti dai sovrastanti edifici NH.

La parte del CNC situata all'estremità ovest ha caratteristiche diverse rispetto alle altre zone, essendo costituita da corpi di fabbrica ad un solo piano; per tale zona, tuttavia, il dimensionamento delle strutture è svolto nell'ipotesi di un successivo ampliamento del complesso, con sopraelevazione delle parti in esame che le porti ad assumere lo stesso aspetto – quindi la stessa altezza – delle altre costruzioni afferenti al medesimo blocco funzionale. A tale riguardo, si sottolinea che in fase di progettazione esecutiva e di realizzazione delle opere occorrerà tenere conto di tali aspetti, **prevedendo la disposizione di opportuni apprestamenti per la ripresa delle armature ed il ripristino della continuità strutturale degli elementi verticali.**

1.3 Edifici Polo Tecnologico PTC

Gli edifici PTC sono due, uno per alloggiare una vasca per accumulo di acqua ai fini antincendio e macchine varie e attrezzature tecnologiche, e l'altro per alloggiare i gas medicali e silos di stoccaggio. questi corpi di fabbrica sono interamente realizzati in calcestruzzo armato ad eccezione, della copertura dei locali gas medicali che risulta essere del tipo leggero in acciaio.

I due corpi di fabbrica del PTC sono uno di forma pressoché parallelepipedica, ad un solo livello, compresa la fondazione e la copertura del blocco gas medicali e serbatoi, di forma ad L a due livelli compresa il piano fondazione e copertura utilizzato per alloggiare i vari macchinari per il blocco tecnologico.

Il blocco tecnologico a forma di L, che alloggia la vasca antincendio e macchine varie anche la piano copertura, è costituito da una platea dello spessore di 60 cm, le varie maglie strutturali in elevazione, sono di dimensioni 7.80x7.80 m, sono stati previsti dei pilastri quadrati di sezione 50x50 cm, mentre nelle zone della vasca di accumulo e alcune pareti perimetrali sono state inserite delle pareti e setti in cemento armato dello spessore di 40 cm. Il solaio di copertura in c.a. gettato in opera, è previsto con il sistema a piastra alleggerita.

Per il blocco dove sono posizionati i gas medicali è costituito da una platea dello spessore di 60 cm e in elevazione le separazioni dei vari spazi, aperti su un lato, sono realizzati da pareti in cemento armato gettato in opera dello spessore di 30 cm sopra le quali è collocata la copertura metallica di tipo leggera costituita da arcarecci metallici e lamierini grecati come manto di tenuta agli eventi meteorologici.

Per le fondazioni e la copertura del blocco tecnologico, sono state previste platee e piastra, in quanto meglio si adatta alle varie esigenze tecnico funzionali degli ospedali, con particolare riferimento ai seguenti aspetti:

- Alloggiamento di forometrie varie;
- Inserimento di cavedi per impianti tecnologici;
- Costituzione di schermature metalliche perimetrali;
- Posizionamento anche di carichi concentrati in qualsiasi posizione;
- Massima flessibilità d'uso e di destinazione anche per future esigenze;
- Posizionamento delle macchine dei vari impianti anche in copertura.

1.4 Ingresso EST – Atrio e pensilina

L'ingresso est è costituito da un corpo di fabbrica di forma parallelepipedica che ospita un vano unico a doppia altezza. La struttura è costituita da una serie di pilastri in c.a. di dimensioni 40x120 cm disposti secondo una maglia 14.25x3.90 m, con dimensione minore parallela al lato NS. Il fabbricato in esame è adiacente al corpo CNC e ai due edifici estremali NH, rispetto ai quali è tuttavia strutturalmente indipendente in elevazione: l'unico elemento di continuità è infatti rappresentato dalla platea di fondazione, monoliticamente connessa alle platee degli edifici NH e al muro di testa che delimita il piano interrato del CNC.

La copertura dell'atrio è costituita da una serie di travi 40x100 cm che sostengono una piastra di copertura in c.a. caratterizzata dalla presenza di 6 shed che garantiscono l'illuminazione naturale del vano. Le strutture verticali sono completate da una parete in c.a. disposta in posizione centrale lungo il lato NS adiacente alla testa del corpo CNC, e da una trave parete collocata nella metà superiore della facciata NS.

L'ingresso EST è completato da una pensilina esterna a pianta rettangolare, di dimensioni 85.8x19.2 m, sostenuta da pilastri 40x120 cm disposti secondo una maglia regolare 14.2x7.8 m. La copertura, ancora una volta costituita da una piastra in c.a., presenta aperture rettangolari 10.0x3.5 m per la filtrazione della luce naturale.

2 PRESTAZIONI DI PROGETTO, CLASSE DELLA STRUTTURA, VITA UTILE E PROCEDURE DI QUALITÀ

2.1 Vita nominale e classe d'uso

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state definite tenendo debitamente conto sia delle caratteristiche intrinseche legate alla funzione dell'opera, sia delle esigenze espresse dall'Ente Appaltante; si è scelto quindi di adottare una **vita nominale** pari a

$V_N = 100$ anni

Per quanto concerne la classe d'uso della struttura, l'opera ricade tra gli "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica." (NTC2018, §2.4.2)

Sulla base delle indicazioni di cui al punto 2.4.2 delle NTC 2018, **la classe d'uso pertinente è la IV.**

2.2 Classe di esecuzione delle strutture

Si procede di seguito alla definizione della classe di esecuzione delle strutture (EXC) secondo UNI EN 1090-2.

Sulla base della definizione contenuta nella norma citata, l'opera in esame ricade nella **classe di conseguenze CC3**.

UNI EN 1990:2004, Appendice B (informativa)			UNI EN 1991-1-7:2006, Annex A (informativa)	
Classe	Descrizione	Esempi	Classe	Esempi
CC1	Conseguenze basse per perdita di vite umane, conseguenze modeste o trascurabili in termini economici, sociali o ambientali	Costruzioni agricole, edifici non presidiati (es. magazzini), serre	1	Edifici agricoli – edifici raramente frequentati
CC2	Conseguenze medie per perdita di vite umane, conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali	Edifici residenziali e per uffici, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono medie (es. edificio per uffici)	2a – basso rischio	Edifici residenziali, uffici e hotel sino a 4 piani – edifici industriali sino a 3 piani – edifici scolastici monopiano – negozi sino a 3 piani o con meno di 1000 mq di area per piano – tutti gli edifici sino a 2 piani con max 2000 mq di area per piano, nei quali è annoverato il pubblico
			2b – alto rischio	Edifici residenziali, uffici e hotel da 5 a 15 piani – Edifici scolastici da 3 a 15 piani – ospedali sino a 3 piani – negozi da 4 a 15 piani – tutti gli edifici da 2000 a 5000 mq di area per piano, nei quali è annoverato il pubblico – parcheggi sino a 6 piani
CC3	Elevate conseguenze per perdita di vite umane, o conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali	Gradinate di impianti sportivi, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono alte (es. sala da concerto)	3	Tutti gli edifici delle tipologie definite in classe 2° 2b ma con maggior numero di piani – Tutti gli edifici molto affollati – gli stadi con più di 5000 posti – edifici ospitanti sostanze pericolose o attività rischiose

Figura 3: definizione della classe di conseguenze.

Per quanto attiene alle **categorie di servizio**, si ricade in **SC2** in quanto la struttura si colloca in zona a sismicità "media o alta" (pur essendo la progettazione sismica fatta con riferimento ad un comportamento non duttile):

Categorie di servizio	
SC1	Strutture o componenti progettati per carichi quasi statici (ad es.: edifici); Strutture e componenti con connessioni progettate per bassa duttilità (DCL) in zone sismiche a bassa sismicità; Strutture e componenti progettati per la fatica derivante dalle azioni di carrozoni in classe S0.
SC2	Strutture e componenti progettati per la fatica secondo EN 1993 (ad es.: ponti ferroviari, carrozoni della classe S1 alla S9, strutture suscettibili di vibrazioni indotte dal vento, folle o macchinario rotante); Strutture e componenti con connessioni progettate per media o alta duttilità (DCM e DCH) in zone sismiche a media o alta sismicità.

Note:
Classi di duttilità DCL, DCM e DCH definite in UNI EN 1998-1;
Classi di fatica dei carrozoni S0-S9 definite in EN 1991-3 e EN 13001-1

Relativamente alla **categoria di produzione**, si ricade in **PC2**:

Categorie di produzione	
PC1	Elementi strutturali non saldati realizzati con qualsiasi tipo di acciaio; Elementi strutturali saldati realizzati con acciai di qualità inferiore all'S355.
PC2	Elementi strutturali saldati realizzati con acciai di qualità uguale o superiore all'S355; Elementi essenziali per l'integrità strutturale che sono assemblati con saldature in opera; Componenti formati a caldo o che ricevono trattamenti termici durante la lavorazione; Strutture tralicciate realizzate con profili tubolari circolari.

Si determina infine la **classe di esecuzione** sulla base dello schema che segue:

Determinazione delle classi di esecuzione secondo **UNI EN 1090-2:2011**:

Classi di conseguenze		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3(*)	EXC4(*)
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3(*)	EXC4

Le classi di esecuzione "EXC3(*)" potrebbero essere portate a EXC4 per strutture speciali o con conseguenze molto onerose in caso di collasso strutturale, se richiesto dalle normative nazionali.

In definitiva, quindi, la classe di attribuzione delle opere in esame è **EXC4**.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Normative

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute normative appresso elencate.

3.1.1 Carichi e sovraccarichi

- NTC 2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 17/01/2018
- CIRC. MIN n. 7 del 21/01/2019 – Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”” di cui al DM 17/01/2018
- CNR 207 R1/2018 – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
- 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 1991-1-4:2005 – Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento
- UNI EN 1991-1-6:2005 – Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-6: Azioni in generale – Azioni durante la costruzione

3.1.2 Analisi e verifica strutturale

- NTC 2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 17/01/2018
- CIRC. MIN n. 7 del 21/01/2019 – Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”” di cui al DM 17/01/2018
- UNI EN 1990:2006 – Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
- 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 1992-3:2006 – Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 3: Serbatoi e strutture di contenimento liquidi
- UNI EN 1992-4:2018 - Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 4: Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo
- 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 11143 – Pavimenti di calcestruzzo ad uso industriale – Criteri per la progettazione, la costruzione ed il collaudo

3.1.3 Terreni e fondazioni

- D.M. 11 marzo 1988 – Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circ. MIN.LL.PP. N.30483 del 24 settembre 1988 - Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre.
- UNI EN 1997-1:2013 Eurocodice 7, “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”.
- AGI, marzo 2005, “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica, Linee Guida”.

3.1.4 Altre normative

- UNI EN 1090-2:2018 - Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio.
- UNI EN 206:2021 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- Testo Unico per l'Edilizia – DPR 380/01 e sue successive modifiche ed integrazioni.
- Linee Guida di prima applicazione delle disposizioni in materia di costruzioni in zone sismiche di cui all'articolo 3 del decreto-legge 18 aprile 2019, n.32 (Disposizioni urgenti per il rilancio del settore dei contratti pubblici, per

l'accelerazione degli interventi infrastrutturali, di rigenerazione urbana e di ricostruzione a seguito di eventi sismici), pubblicato sulla Gazzetta ufficiale 18 aprile 2019, n.92 ed entrato in vigore in data 19 aprile 2019.

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

Le caratteristiche meccaniche del terreno del sito su cui sorgeranno le nuove strutture sono state dedotte dagli esiti delle indagini geognostiche a corredo del presente P.F.T.E. In particolare, si fa riferimento alle indagini appresso elencate.

Indagini geognostiche P.F.T.E.

- Esecuzione di n° 9 sondaggi meccanici verticali, a rotazione ed a carotaggio continuo spinti alla profondità di 20 e 30 m dal p.c. (sondaggio S2 attrezzato a down-hole ed il sondaggio S6 attrezzato a piezometro);
- prelievo di n° 16 campioni di roccia da sottoporre ad analisi geotecniche;
- prelievo di n° 1 campione indisturbato di terra da sottoporre ad analisi geotecniche;
- prelievo di n° 20 campioni da sottoporre ad analisi di caratterizzazione ambientale;
- esecuzione di n° 9 stendimenti sismici a rifrazione in onde P ed S_h;
- esecuzione n° 7 stendimenti sismici di tipo MASW con determinazione del parametro V_{seq};
- esecuzione di n°1 prova di sismica in foro;
- esecuzione di n° 2 misure di microtremori in campo ambientale (HVSr);
- analisi e determinazioni di laboratorio geotecnico;
- analisi di caratterizzazione ambientale sui campioni prelevati.



Figura 4: stralcio carta con ubicazione delle indagini geognostiche.

Dall'esame degli esiti delle prove svolte, si deducono i seguenti intervalli di valori per i parametri geotecnici:

Parametro	Valore	U.m.
Peso specifico γ	18 ÷ 25	kN/m ³
Angolo di attrito φ'	30 ÷ 45	°

Coesione c	$0 \div 50$	kPa
Modulo di Young E	$3704 \div 209074$	kg/cm ²
Modulo di taglio G	$1339 \div 80649$	kg/cm ²
Modulo di compressibilità K	$5230 \div 182377$	kg/cm ²
Velocità onde di taglio V_s	$270 \div 1630$	m/s
Coefficiente di Poisson ν	$0.29 \div 0.40$	Adimensionale

Gli edifici oggetto della presente relazione sono tutti fondati sugli strati di roccia calcarea fratturata, o al più su spessori riportati interamente costituiti da calcestruzzo magro: tali condizioni di sottofondo sono coerenti con valori attesi dei parametri geotecnici vicini al limite superiore degli intervalli forniti nella precedente tabella.

In via cautelativa, per il calcolo della capacità portante delle strutture di fondazione si adottano i seguenti parametri:

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\phi' = 35^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$

La valutazione della rigidità attribuita al sottosuolo nei modelli d'interazione terreno-struttura è invece basata sui seguenti parametri:

- $E = 2.77 \text{ GPa}$ (valore dedotto da prove down-hole per gli strati d'impasto delle fondazioni)
- $\nu = 0.4$

5 MATERIALI

5.1 Classi di calcestruzzo

5.1.1 Platee di fondazione, muri di contenimento del terreno

- Classe di esposizione ambientale: XC2 + XA1.
- Resistenza caratteristica R_{ck} non inferiore a 37 N/mm².
- Cemento d'altoforno tipo CEM III/A 42.5 N – LH/SR con dosaggio minimo 300 kg/m³, resistente ai solfati secondo UNI 9156.
- Inerti in quattro classi granulometriche ed in curva granulometrica continua di Bolomey, con diametro massimo degli inerti pari a 25 mm (fondazioni) e 16 mm (elevazioni), comunque compatibile con l'interferro minimo di progetto.
- Rapporto acqua/cemento non superiore a 0.50.
- classe di consistenza S4 (fluida), adoperando nel dosaggio idonei fluidificanti, di tipo melamminico, approvati dalla D.L.

		Classe di esposizione
		XC2 + XA1 - "Condizioni aggressive"
Classe di resistenza minima	C_{min}	C30/37
Classe di resistenza adottata	C	C32/40
Tipo di cemento		CEM III/A 42.5 N – LH/SR
Rapporto massimo acqua/cemento	a/c_{max}	0.50
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	cem_{min}	300
Classe di consistenza (Slump test)	S	S4
Dimensione max aggregati (mm)	D_{max}	25 (16)
Classe di contenuto in cloruri	Cl	0.20
Copriferro minimo (mm)	C_{min}	40
Copriferro nominale (mm)	C_n	50

5.1.2 Travi, pilastri, setti e altri elementi strutturali a prevalente sviluppo lineare

- Classe di esposizione ambientale: XC3 + XS1.
- Resistenza caratteristica R_{ck} non inferiore a 40 N/mm².
- Cemento d'altoforno tipo CEM III/A 42.5 N – LH/SR con dosaggio minimo 340 kg/m³, resistente ai solfati secondo UNI 9156.
- Inerti in quattro classi granulometriche ed in curva granulometrica continua di Bolomey, con diametro massimo degli inerti pari a 16 mm, comunque compatibile con l'interfero minimo di progetto.
- Rapporto acqua/cemento non superiore a 0.50.
- classe di consistenza S4 (fluida), adoperando nel dosaggio idonei fluidificanti, di tipo melamminico, approvati dalla D.L.

		Classe di esposizione
		XC3 + XS1 - "Condizioni aggressive"
Classe di resistenza minima	C_{min}	C30/37
Classe di resistenza adottata	C	C32/40
Tipo di cemento		CEM III/A 42.5 N – LH/SR
Rapporto massimo acqua/cemento	a/c_{max}	0.50
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	cem_{min}	340
Classe di consistenza (Slump test)	S	S4
Dimensione max aggregati (mm)	D_{max}	16
Classe di contenuto in cloruri	Cl	0.20
Copriferro minimo (mm)	c_{min}	45
Copriferro nominale (mm)	c_n	55

5.1.3 Solai, pareti e altri elementi strutturali a prevalente sviluppo planare

- Classe di esposizione ambientale: XC3 + XS1.
- Resistenza caratteristica R_{ck} non inferiore a 40 N/mm².
- Cemento d'altoforno tipo CEM III/A 42.5 N – LH/SR con dosaggio minimo 340 kg/m³, resistente ai solfati secondo UNI 9156.
- Inerti in quattro classi granulometriche ed in curva granulometrica continua di Bolomey, con diametro massimo degli inerti pari a 16 mm, comunque compatibile con l'interferro minimo di progetto.
- Rapporto acqua/cemento non superiore a 0.50.
- classe di consistenza S4 (fluida), adoperando nel dosaggio idonei fluidificanti, di tipo melamminico, approvati dalla D.L.

		Classe di esposizione
		XC3 + XS1 - "Condizioni aggressive"
Classe di resistenza minima	C_{min}	C30/37
Classe di resistenza adottata	C	C32/40
Tipo di cemento		CEM III/A 42.5 N – LH/SR
Rapporto massimo acqua/cemento	a/c_{max}	0.50
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	cem_{min}	340
Classe di consistenza (Slump test)	S	S4
Dimensione max aggregati (mm)	D_{max}	16
Classe di contenuto in cloruri	Cl	0.20
Copri ferro minimo (mm)	C_{min}	40
Copri ferro nominale (mm)	C_n	50

5.2 Parametri di Progetto

Si riepilogano di seguito i parametri di progetto dei calcestruzzi impiegati per le varie parti d'opera.

5.2.1 Caratteristiche meccaniche

Classe	f_{ck}	R_{ck}	f_{cm}	f_{ctm}	$f_{ctk,0.05}$	$f_{ctk,0.95}$	E_{cm}
	MPa			MPa	MPa	MPa	GPa
C30/37	30	37	38	2.9	2.0	3.8	33
C32/40	32	40	43	3.2	2.2	4.2	34

5.2.2 Tensioni limite e massima apertura di fessure in condizioni SLE

	$f_{c,lim,r}$	$f_{c,lim,qp}$	$W_{k,lim,f}$	$W_{k,lim,qp}$
Parte d'opera	MPa	MPa	mm	mm
Parti esposte a condizioni ambientali "aggressive"	21.0	15.8	0.3	0.2

5.3 Acciaio per armatura

Si useranno barre di acciaio ad aderenza migliorata del tipo B450C controllato in stabilimento, caratterizzate dalle proprietà appresso indicate.

B450C			controllato in stabilimento
$f_{yk} \geq$	450	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
$f_{uk} \geq$	540	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
$f_{yd} \geq$	391	N/mm ²	tensione di snervamento di calcolo
$E_s =$	206000	N/mm ²	modulo elastico

5.4 **Parti in carpenteria metallica**

5.4.1 **Profilati metallici**

Proprietà dei materiali per la fase di analisi strutturale

- Modulo Elastico: 206000 N/mm²
- Coefficiente di Poisson: 0.3

Per le parti in carpenteria metallica, si prevede l'impiego dei seguenti materiali:

Classe di resistenza	Classe di resilienza	Parti strutturali
S355	JR	Tutte le strutture in carpenteria metallica

- Bulloneria: bulloni classe 8.8

Sono di seguito espone le proprietà meccaniche caratteristiche dei materiali suddetti.

Tabella 1: caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati

	S355
tensione di rottura	510 N/mm ²
tensione di snervamento	355 N/mm ²

5.4.2 **Bulloneria**

Tabella 2: caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati

STATO DI TENSIONE					
CLASSE VITE	ft N/mm ²	fy N/mm ²	fk,N N/mm ²	fd,N N/mm ²	fd,V N/mm ²
8.8	800	640	560	560	396

5.4.3 **Saldature**

Le saldature previste sono di prima classe ad arco con elettrodi rivestiti omologati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2011, con livello di qualità minimo di tipo D conforme alla UNI EN ISO 5817:2014.

L'esecuzione delle saldature dovrà essere conforme alle specifiche UNI EN 1011-1:2009 e UNI EN 1011-2:2005 per acciai ferritici.

La preparazione dei lembi dovrà essere conforme alla norma UNI EN ISO 9692-1:2013.

Su tutte le saldature sarà eseguito un controllo visivo e dimensionale. Le saldature più importanti (ad esempio le saldature delle giunzioni flangiate) saranno controllate a mezzo di particelle magnetiche e/o ultrasuoni.

6 ANALISI DEI CARICHI

I carichi considerati nel progetto strutturale sono quelli descritti nei paragrafi a seguire.

6.1 Pesi propri e sovraccarichi permanenti

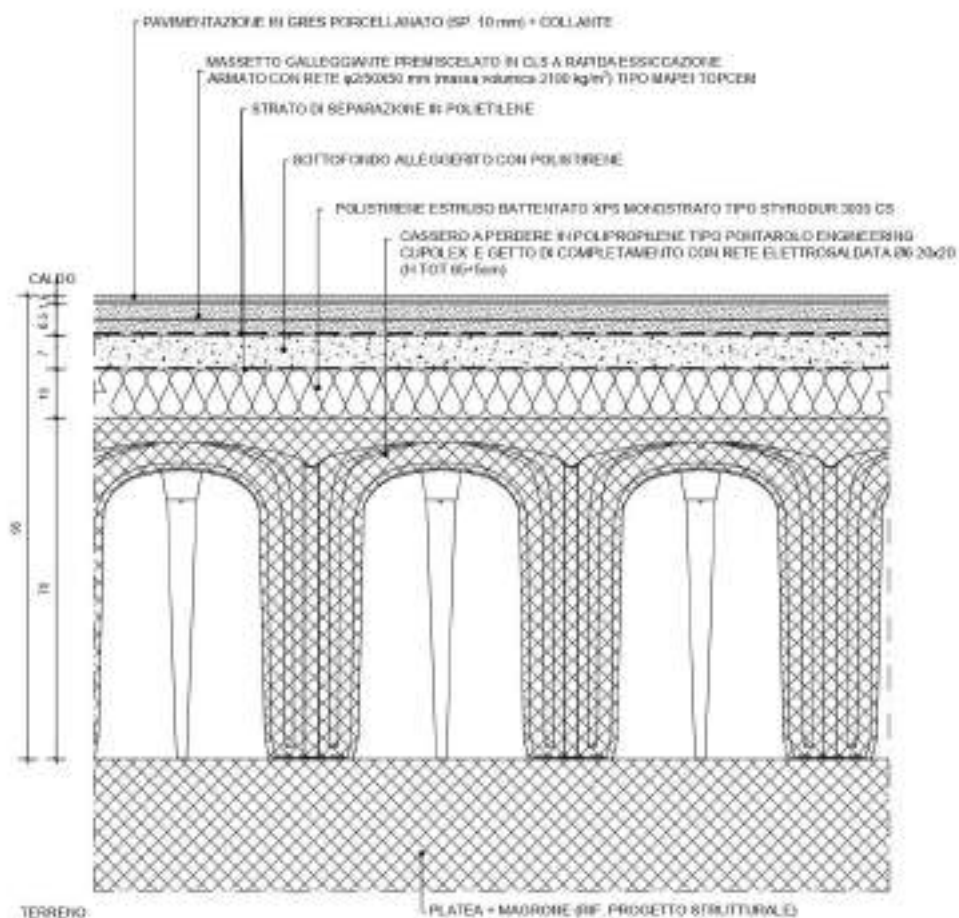
I pesi propri e i sovraccarichi permanenti portati sono valutati sulla base dell'effettiva composizione delle parti strutturali e dei complementi architettonici, considerando le masse volumiche dei materiali costituenti. Per talune componenti, come ad esempio gli shed prefabbricati disposti su parti della copertura, la stima si basa su dati reperibili da catalogo, adottando opportune maggiorazioni per tenere conto delle incertezze legate all'effettiva scelta di fornitura.

6.1.1 Pesi elementari

• Peso specifico calcestruzzo armato	25.0 kN/m ³
• Peso specifico acciaio da carpenteria	78.5 kN/m ³
• Peso specifico vetro	25.0 kN/m ³
• Peso specifico malta di cemento	21.0 kN/m ³
• Peso specifico sottofondo alleggerito	4.0 kN/m ³
• Peso specifico equivalente blocchi per tamponature	8.0 kN/m ³
• Lastre di cartongesso per controsoffitti e relative orditure – singola lastra	0.10 kN/m ²
• Lastre tipo Aquapanel e relative orditure – singola lastra	0.20 kN/m ²
• Shed di copertura con coppelle in c.a.	3.00 kN/m ²
• Tompagni perimetrali (valutazione forfettaria considerando finestrature)	2.50 kN/m ²
• Facciate vetrate, incluso brise soleil esterno	1.00 kN/m ²
• Pannelli fotovoltaici	0.20 kN/m ²
• Pannelli sandwich ti copertura	0.20 kN/m ²
• Pannelli sandwich di baraccatura (inclusa orditura secondaria)	0.30 kN/m ²

6.1.2 Impalcati degli edifici NH

6.1.2.1 Piano contro terra (caldo-terreno)

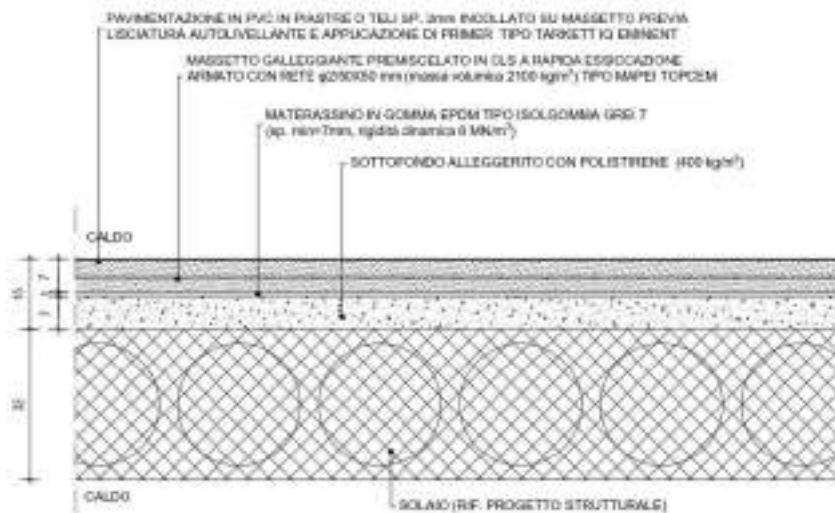


Peso proprio platea h 60 cm	$0.60 \cdot 25.0 =$	15.00 kN/m²
Peso proprio platea h 70 cm	$0.70 \cdot 25.0 =$	17.50 kN/m²

• Cassero a perdere Cupolex h 70 cm + getti		2.00 kN/m ²
• Sottofondo + materassino	$0.07 \cdot 4.0 =$	0.28 kN/m ²
• Isolante polistirene		0.05 kN/m ²
• Massetto galleggiante	$0.065 \cdot 21.0 =$	1.37 kN/m ²
• Pavimento in gres porcellanato + colla	$0.015 \cdot 2000 =$	0.30 kN/m ²
• Divisori tramezzi		0.80 kN/m ²

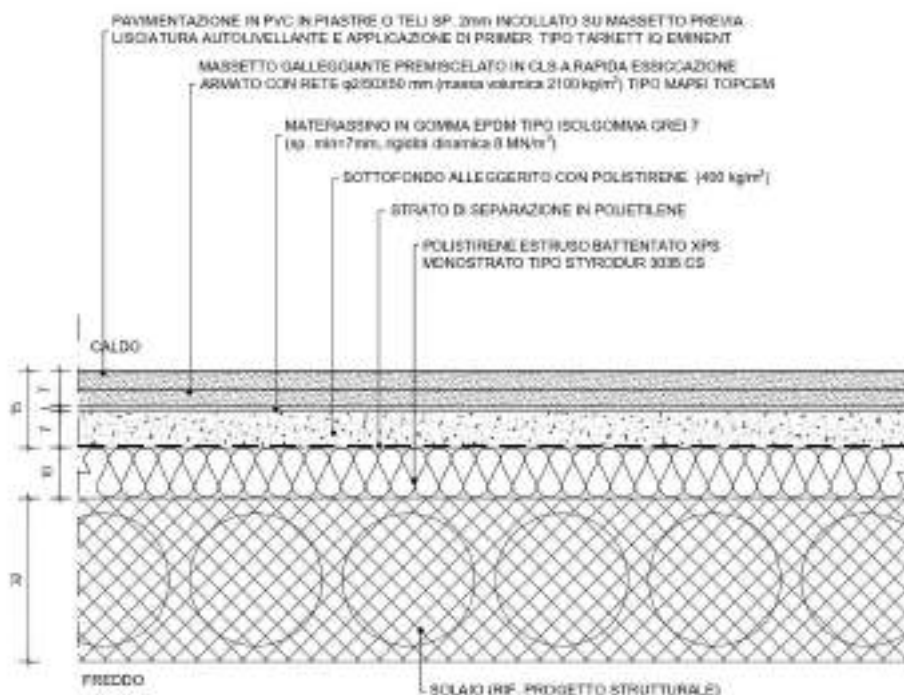
Totale sovraccarichi permanenti	4.80 →	4.85 kN/m²
---------------------------------	--------	------------------------------

6.1.2.2 Solaio piano tipo (caldo-caldo)



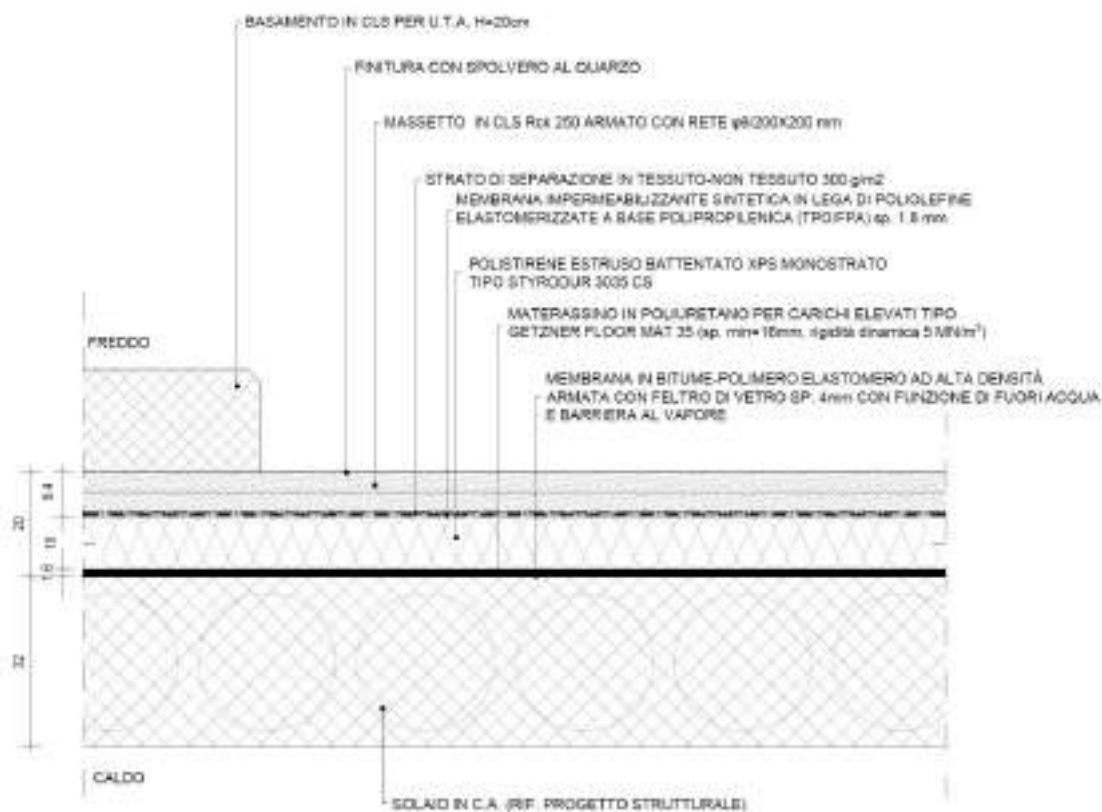
Peso proprio piastra alleggerita	$0.32 \cdot 19.5 =$	6.24 kN/m²
• Sottofondo + materassino	$0.07 \cdot 4.0 =$	0.28 kN/m²
• Massetto galleggiante + pavimento	$0.07 \cdot 21.0 =$	1.47 kN/m²
• Controsoffitto e impianti appesi		0.85 kN/m²
• Divisori in cartongesso		0.80 kN/m²
Totale sovraccarichi permanenti	3.40 →	3.50 kN/m²

6.1.2.3 Solaio piano tipo (caldo-freddo)



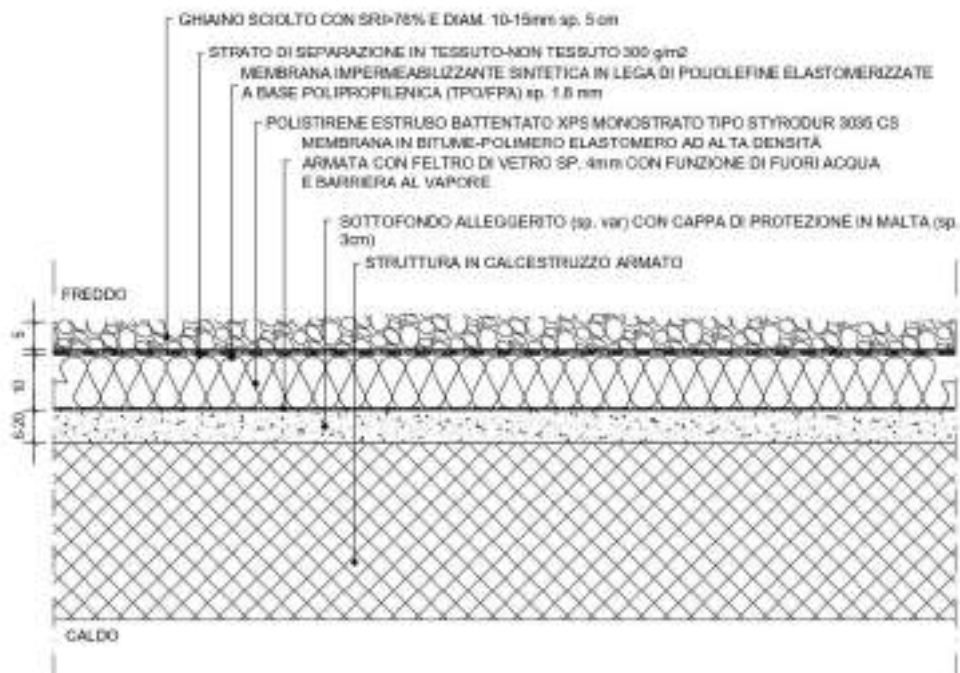
Peso proprio piastra alleggerita	$0.32 \cdot 19.5 =$	6.24 kN/m²
• Sottofondo + materassino	$0.07 \cdot 4.0 =$	0.28 kN/m²
• Isolante polistirene		0.05 kN/m²
• Massetto galleggiante + pavimento	$0.07 \cdot 21.0 =$	1.47 kN/m²
• Controsoffitto e impianti appesi		0.85 kN/m²
• Divisori in cartongesso		0.80 kN/m²
Totale sovraccarichi permanenti	3.45→	3.50 kN/m²

6.1.2.4 Solaio copertura (freddo-caldo)



Peso proprio piastra alleggerita	$0.32 \cdot 19.5 =$	6.24 kN/m²
• Sottofondo + materassino	$0.07 \cdot 4.0 =$	0.28 kN/m²
• Isolante polistirene		0.05 kN/m²
• Massetto galleggiante + pavimento	$0.07 \cdot 21.0 =$	1.47 kN/m²
• Controsoffitto e impianti appesi		0.85 kN/m²
• Membrana impermeabilizzante		0.15 kN/m²
Totale sovraccarichi permanenti	2.80 →	3.50 kN/m²

6.1.2.5 Solaio copertura – zona esterna alle macchine (freddo-caldo)



Peso proprio piastra alleggerita	$0.32 \cdot 19.5 =$	6.24 kN/m²
• Sottofondo + materassino	$0.07 \cdot 4.0 =$	0.28 kN/m²
• Isolante polistirene		0.05 kN/m²
• Massetto galleggiante	$0.04 \cdot 21.0 =$	0.84 kN/m²
• Controsoffitto e impianti appesi		0.85 kN/m²
• Membrana impermeabilizzante		0.15 kN/m²
• Ghiaietto 5-7 cm	$0.07 \cdot 1800$	1.26 kN/m²
Totale sovraccarichi permanenti	$3.43 \rightarrow$	3.50 kN/m²

6.1.2.6 Solaio copertura – vani in carpenteria metallica per alloggiamento macchinari

Peso proprio orditure di copertura		0.66 kN/m²
• Pannelli sandwich con isolante		0.20 kN/m ²
• Controsoffitto e impianti appesi		0.85 kN/m ²
• Pannelli fotovoltaici		0.20 kN/m ²
Totale sovraccarichi permanenti	1.25→	1.50 kN/m²

6.1.3 Impalcati del corpo di spina centrale CNC

Per gli impalcati del CNC saranno adottati gli stessi pacchetti di finitura architettonica/funzionale degli edifici NH già esaminati nei paragrafi precedenti; la differenza tra le due parti d'opera risiede nell'adozione, nel CNC, di solai a piastra piena, privi cioè degli alleggerimenti previsti per gli impalcati NH.

Ulteriori specificità riguardano i sovraccarichi dovuti agli impianti appesi, che per il solaio del livello L0 sono cautelativamente stimati in 3.00 kN/m², e la struttura del solaio del mezzanino, che sarà realizzato in acciaio-calcestruzzo per minimizzare il peso delle parti sospese.

Il dettaglio dei carichi permanenti che ne conseguono è riportato a seguire.

6.1.3.1 Piano contro terra (caldo-terreno)

Peso proprio platea h 70 cm	$0.70 \cdot 25.0 =$	17.50 kN/m²
<ul style="list-style-type: none"> Cassero a perdere Cupolex h 70 cm + getti 		2.00 kN/m ²
<ul style="list-style-type: none"> Sottofondo + materassino 	$0.07 \cdot 4.0 =$	0.28 kN/m ²
<ul style="list-style-type: none"> Isolante polistirene 		0.05 kN/m ²
<ul style="list-style-type: none"> Massetto galleggiante 	$0.065 \cdot 21.0 =$	1.37 kN/m ²
<ul style="list-style-type: none"> Pavimento in gres porcellanato + colla 	$0.015 \cdot 2000 =$	0.30 kN/m ²
<ul style="list-style-type: none"> Divisori tramezzi 		1.20 kN/m ²
Totale sovraccarichi permanenti		5.20 → 5.50 kN/m²

6.1.3.2 Solaio livello L0 (caldo-caldo)

Peso proprio piastra piena h 40 cm	$0.40 \cdot 25.0 =$	10.00 kN/m²
<ul style="list-style-type: none"> Sottofondo + materassino 	$0.07 \cdot 4.0 =$	0.28 kN/m ²
<ul style="list-style-type: none"> Massetto galleggiante + pavimento 	$0.07 \cdot 21.0 =$	1.47 kN/m ²
<ul style="list-style-type: none"> Controsoffitto e impianti appesi 		3.00 kN/m ²
<ul style="list-style-type: none"> Divisori in cartongesso 		0.80 kN/m ²
Totale sovraccarichi permanenti		5.55 → 5.60 kN/m²

6.1.3.3 Solaio L1 – escluso mezzanino (caldo-caldo)

Peso proprio piastra piena h 32 cm	$0.32 \cdot 25.0 =$	8.00 kN/m²
<ul style="list-style-type: none"> Sottofondo + materassino 	$0.07 \cdot 4.0 =$	0.28 kN/m ²
<ul style="list-style-type: none"> Massetto galleggiante + pavimento 	$0.07 \cdot 21.0 =$	1.47 kN/m ²
<ul style="list-style-type: none"> Controsoffitto e impianti appesi 		1.00 kN/m ²
<ul style="list-style-type: none"> Divisori in cartongesso 		0.80 kN/m ²
Totale sovraccarichi permanenti		3.55 → 3.60 kN/m²

6.1.3.4 Solaio mezzanino (caldo-caldo)

Peso proprio lamiera grecata + caldana collaborante + struttura acciaio **3.10 kN/m²**

• Sottofondo + materassino	$0.07 \cdot 4.0 =$	0.28 kN/m ²
• Massetto galleggiante + pavimento	$0.07 \cdot 21.0 =$	1.47 kN/m ²
Controsoffitto e impianti appesi		1.00 kN/m ²

Totale sovraccarichi permanenti	2.75 →	3.00 kN/m²
---------------------------------	--------	------------------------------

6.1.3.5 Solaio copertura (freddo-caldo)

Peso proprio piastra piena	$0.32 \cdot 25.0 =$	8.00 kN/m²
----------------------------	---------------------	------------------------------

• Sottofondo + materassino	$0.07 \cdot 4.0 =$	0.28 kN/m ²
• Isolante polistirene		0.05 kN/m ²
• Massetto galleggiante + pavimento	$0.07 \cdot 21.0 =$	1.47 kN/m ²
• Controsoffitto e impianti appesi		1.00 kN/m ²
• Membrana impermeabilizzante		0.15 kN/m ²

Totale sovraccarichi permanenti	2.95 →	3.60 kN/m²
---------------------------------	--------	------------------------------

6.1.3.6 Solaio copertura – zona esterna alle macchine (freddo-caldo)

Peso proprio piastra piena	$0.32 \cdot 25.0 =$	8.00 kN/m²
----------------------------	---------------------	------------------------------

• Sottofondo + materassino	$0.07 \cdot 4.0 =$	0.28 kN/m ²
• Isolante polistirene		0.05 kN/m ²
• Massetto galleggiante	$0.04 \cdot 21.0 =$	0.84 kN/m ²
• Controsoffitto e impianti appesi		1.00 kN/m ²
• Membrana impermeabilizzante		0.15 kN/m ²
• Ghiaietto 5-7 cm	$0.07 \cdot 1800$	1.26 kN/m ²

Totale sovraccarichi permanenti	3.58 →	3.60 kN/m²
---------------------------------	--------	------------------------------

Peso shed con coppella prefabbricata in c.a. (dove previsti)		3.00 kN/m²
--	--	------------------------------

6.1.4 Impalcati dell'ingresso lato Est – Atrio e Pensilina

Per gli impalcati delle parti in esame saranno adottati gli stessi pacchetti di finitura architettonica/funzionale degli edifici NH e CNC già esaminati nei paragrafi precedenti, con le specificità di seguito esposte:

- La copertura dell'atrio è realizzata con una piastra piena mentre quella della pensilina presenta gli stessi alleggerimenti previsti per gli impalcati degli edifici NH;
- La copertura della pensilina è dotata di guaina bituminosa ardesiata ed è priva del ghiaietto di finitura.

Il dettaglio dei carichi permanenti che ne conseguono è riportato a seguire.

6.1.4.1 Piano contro terra (caldo-terreno)

Peso proprio platea h 60 cm	$0.60 \cdot 25.0 =$	15.00 kN/m²
• Cassero a perdere Cupolex h 70 cm + getti		2.00 kN/m ²
• Sottofondo + materassino	$0.07 \cdot 4.0 =$	0.28 kN/m ²
• Isolante polistirene		0.05 kN/m ²
• Massetto galleggiante	$0.065 \cdot 21.0 =$	1.37 kN/m ²
• Pavimento in gres porcellanato + colla	$0.015 \cdot 2000 =$	0.30 kN/m ²
• Divisori tramezzi		1.20 kN/m ²
<hr/>		
Totale sovraccarichi permanenti	5.20→	5.50 kN/m²

6.1.4.2 Solaio copertura – atrio (freddo-caldo)

Peso proprio piastra piena	$0.32 \cdot 25.0 =$	8.00 kN/m²
• Sottofondo + materassino	$0.15 \cdot 4.0 =$	0.60 kN/m ²
• Isolante polistirene		0.05 kN/m ²
• Massetto galleggiante	$0.04 \cdot 21.0 =$	0.84 kN/m ²
• Controsoffitto e impianti appesi		0.85 kN/m ²
• Membrana impermeabilizzante		0.15 kN/m ²
• Ghiaietto 5-7 cm	$0.07 \cdot 1800$	1.26 kN/m ²
<hr/>		
Totale sovraccarichi permanenti	3.75→	3.80 kN/m²
Peso shed con coppella prefabbricata in c.a. (dove previsti)		3.00 kN/m²

6.1.4.3 Solaio copertura – pensilina (freddo-freddo)

Peso proprio piastra alleggerita	$0.32 \cdot 19.5 =$	6.24 kN/m²
• Sottofondo + materassino	$0.15 \cdot 4.0 =$	0.60 kN/m ²
• Controsoffitto e impianti appesi		0.85 kN/m ²
• Membrana impermeabilizzante		0.15 kN/m ²
Totale sovraccarichi permanenti	1.60 →	1.60 kN/m²

6.2 Carichi variabili antropici

6.2.1 Definizione delle azioni

Le azioni in esame sono definite come da normativa vigente, in funzione della destinazione d'uso delle varie parti d'opera.

Tabella 3: valori caratteristici delle azioni antropiche di progetto

Id. carico	Categoria	Tipo di locale	Verticale ripartito [kN/m ²]	Verticale concentrato [kN]	Orizzontale ripartito [kN/m]
q _{1E}	E2	Ambienti ad uso industriale – locali tecnici livello B1 (tutti i corpi) e livello L1 di NH6.	6.00	6.00	1.00
q _{1E}	E2	Ambienti ad uso industriale – locali tecnici livello copertura.	3.00	6.00	1.00
q _{1E}	E2	Ambienti ad uso industriale – sale con macchinari per diagnostica – NH6 e NH7 livello L0.	10.00	10.00	1.00
q _{1c}	C1	Stanze e altri ambienti di degenza – da NH1 a NH6, tutti i livelli coperti, eccetto NH6 e NH7 livello L0, NH6 livello L1.	3.00	2.00	1.00
q _{1c}	C2	Scale, balconi, ballatoi, spazi comuni, aree esterne in generale – CNC, tutti i livelli; atrio ingresso EST.	4.00	4.00	2.00
q _{1H}	H1	Copertura accessibile per sola manutenzione – coperture e sottotetti di tutti i corpi.	0.50	1.20	1.00

Le azioni concentrate saranno oggetto di verifiche locali e quindi non saranno considerate in concomitanza ai carichi distribuiti. Nelle verifiche, le forze concentrate sono applicate su un'impronta di 50×50 mm.

6.2.2 CNC -Modulo tipo

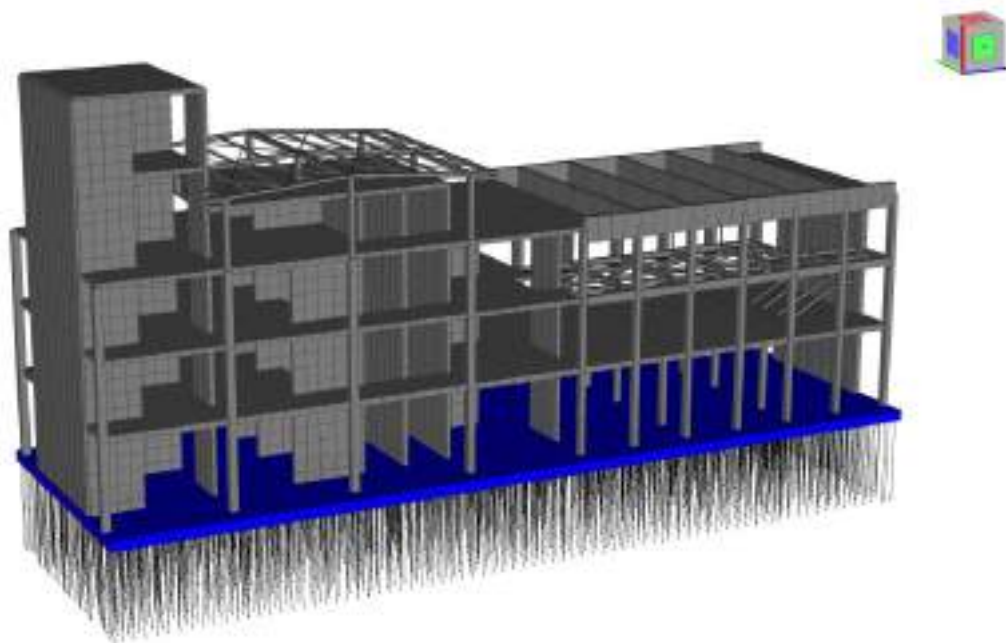


Figura 5: implementazione del carico pacchetto pavimentazione B1 – $g_k = 5.50 \text{ kPa}$.

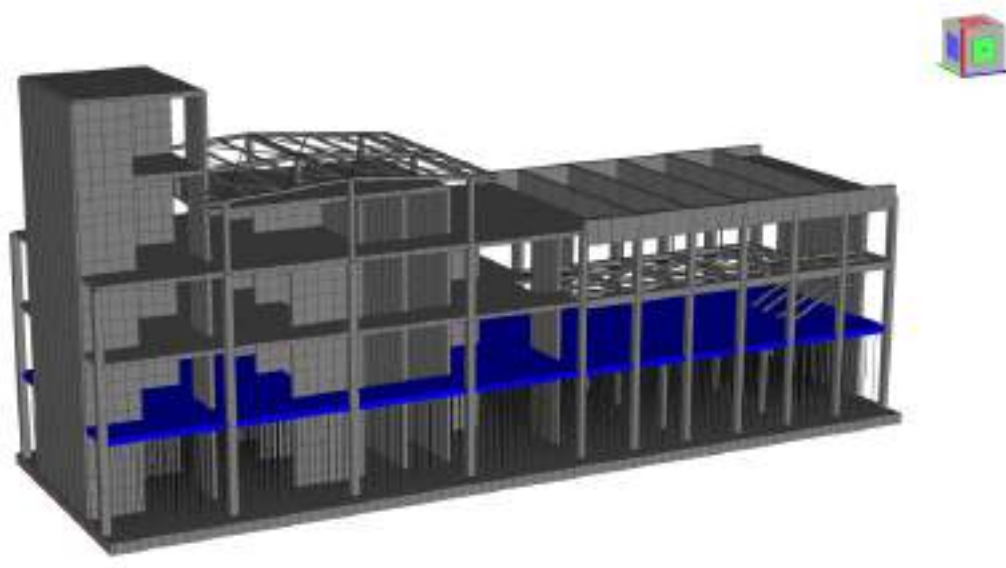


Figura 6: implementazione del carico pacchetto pavimentazione L0 – $g_k = 5.60 \text{ kPa}$.

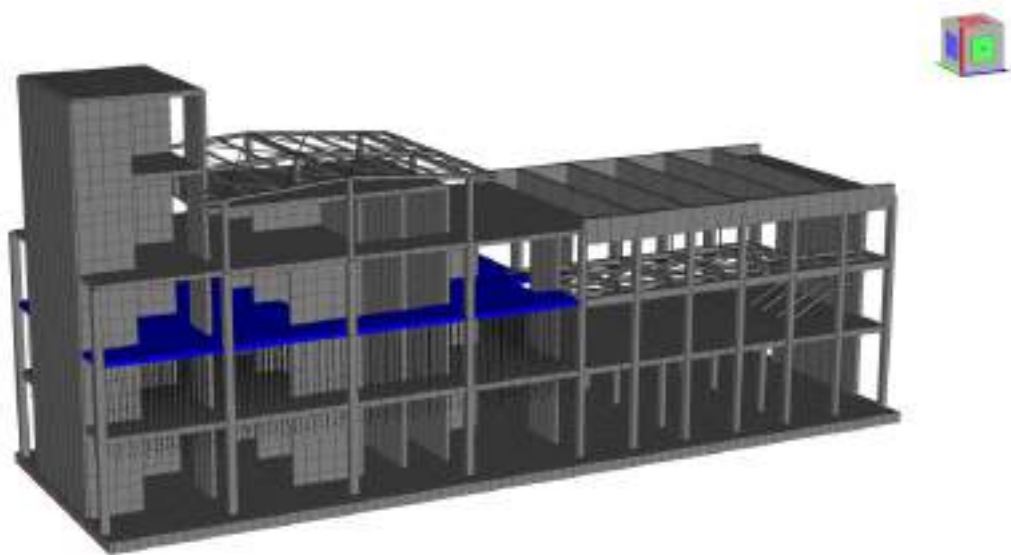


Figura 7: implementazione del carico pacchetto pavimentazione L1 – $g_k = 3.60 \text{ kPa}$.

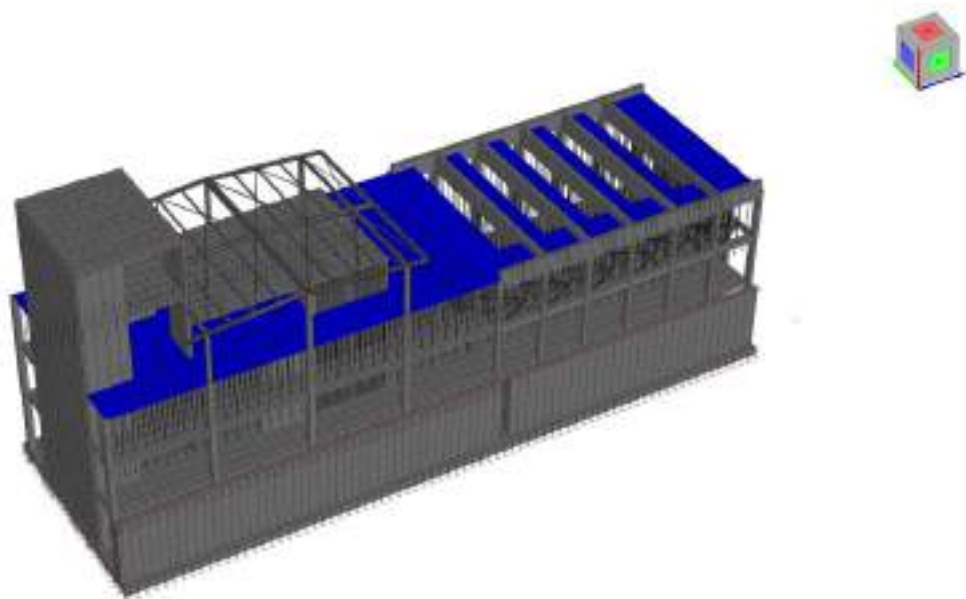


Figura 8: implementazione del carico pacchetto pavimentazione L2 – $g_k = 3.60 \text{ kPa}$.

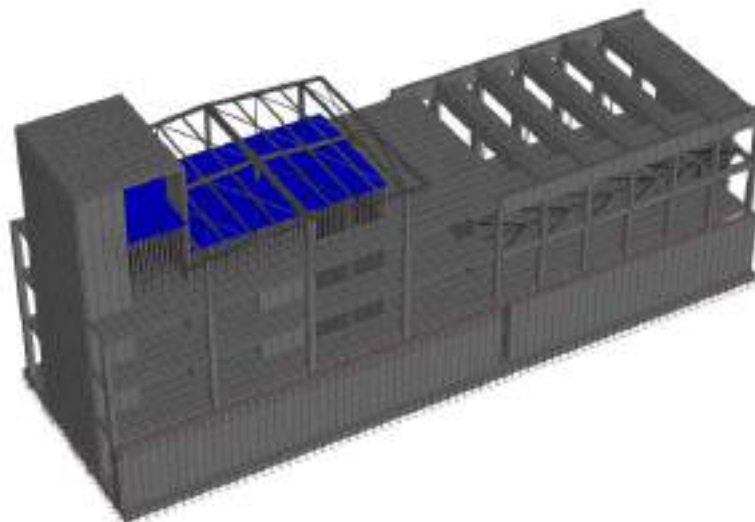


Figura 9: implementazione del carico pacchetto pavimentazione L3 – $g_k = 3.60 \text{ kPa}$.

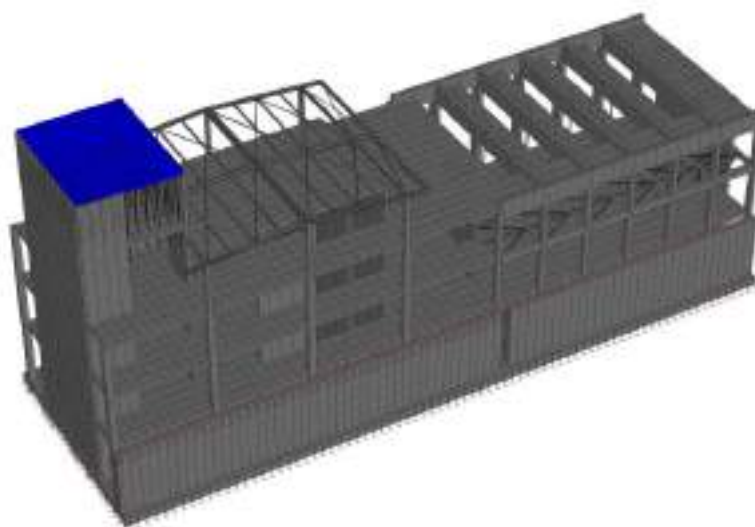


Figura 10: implementazione del carico pacchetto pavimentazione L4 – $g_k = 3.60 \text{ kPa}$.

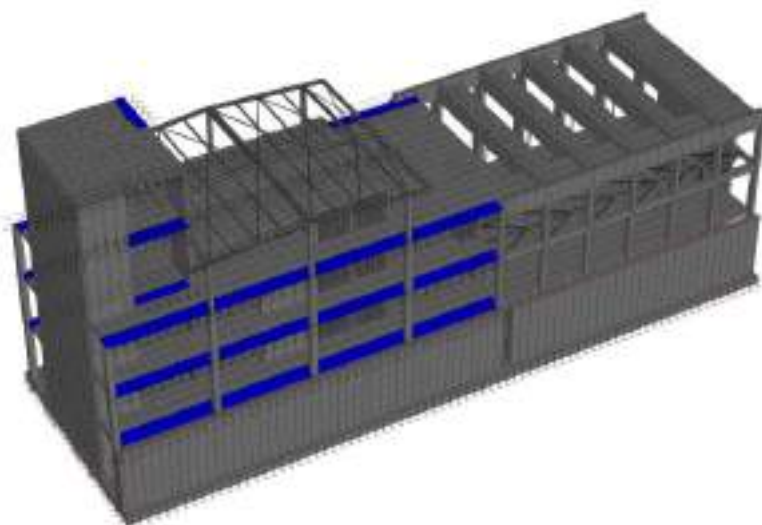


Figura 11: implementazione del carico peso facciate opache – $g_k = 2.50$ kPa.

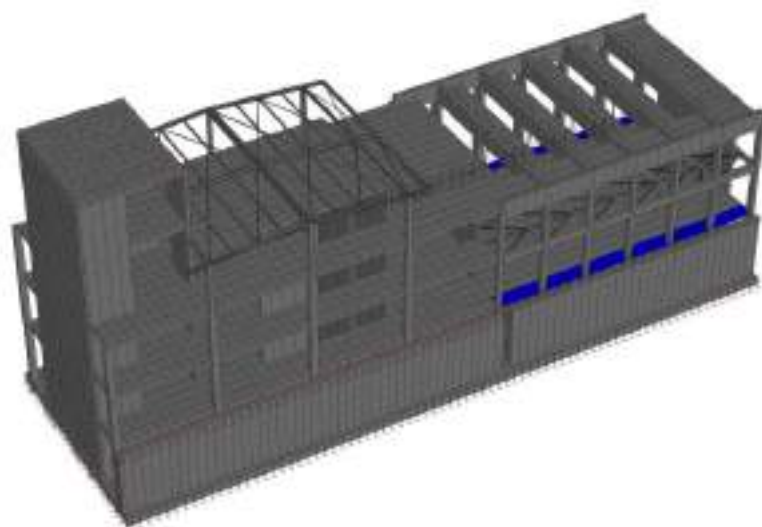


Figura 12: implementazione del carico peso facciate vetrate – elementi piastra – $g_k = 1.50$ kPa.

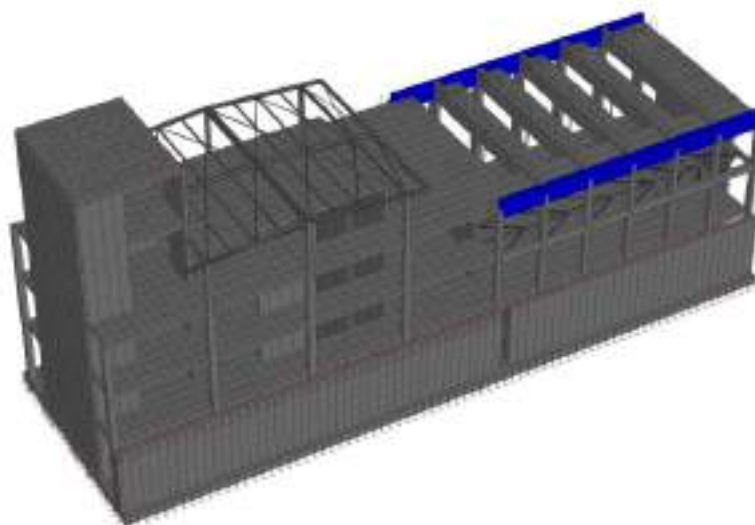


Figura 13: implementazione del carico peso facciate vetrate – elementi trave – $g_k = 1.50$ kPa.

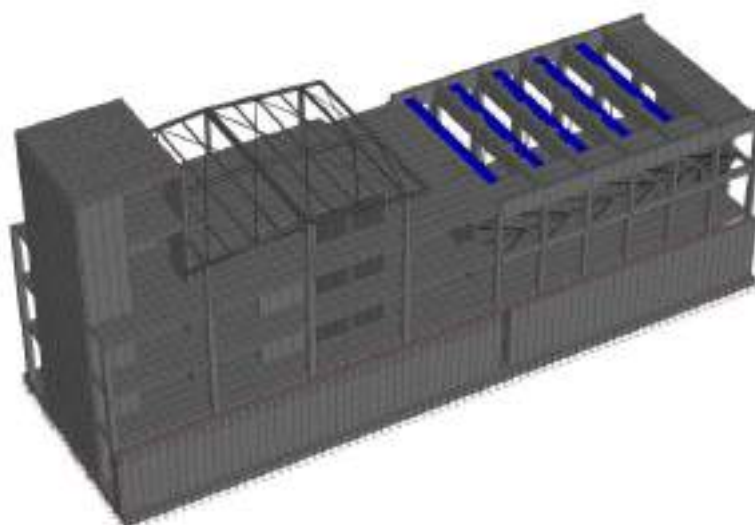


Figura 14: implementazione del carico peso shed – elementi piastra – $g_k = 3.00$ kPa.

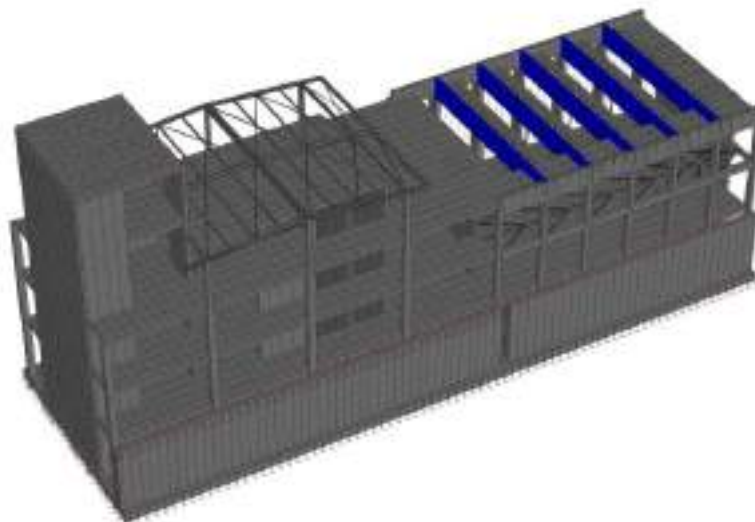


Figura 15: implementazione del carico peso shed – elementi trave - $g_k = 3.00$ kPa.

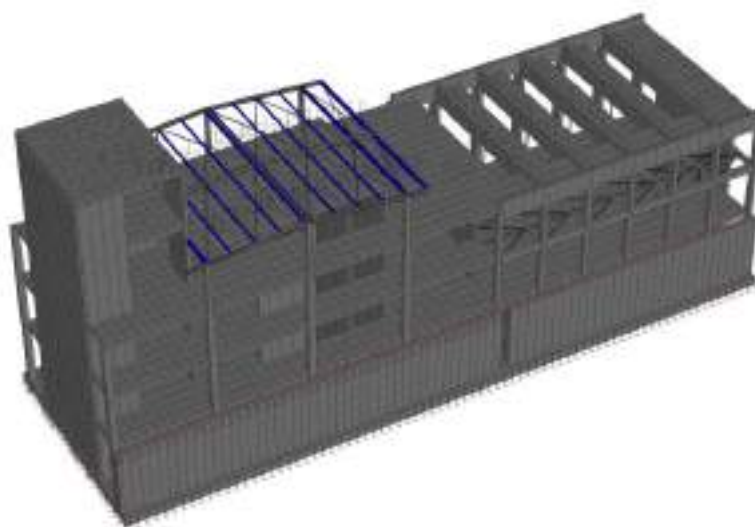


Figura 16: implementazione del carico peso pannelli sandwich di copertura dei vani tecnici.

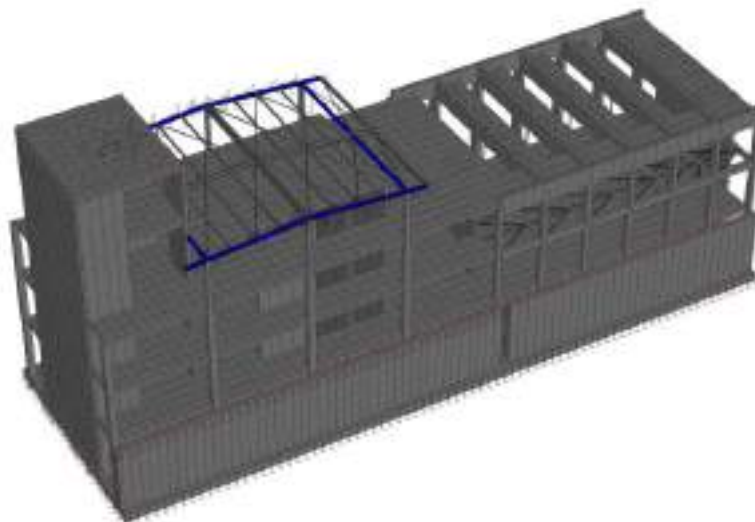


Figura 17: implementazione del carico peso pannelli sandwich di baraccatura dei vani tecnici.

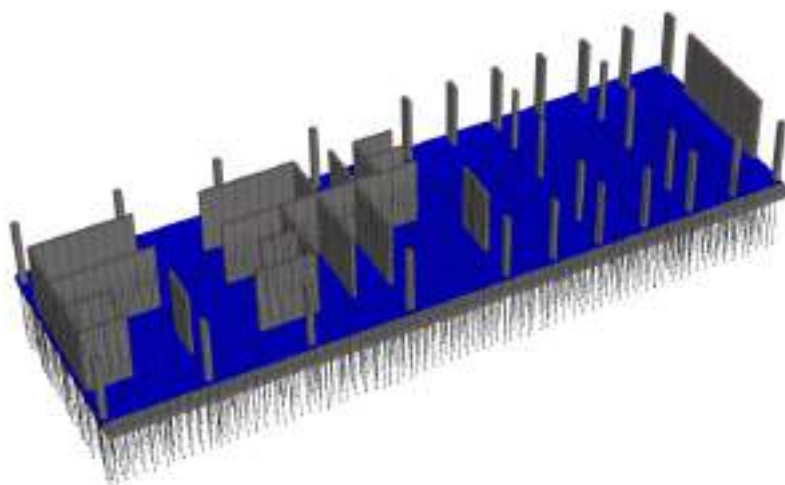


Figura 18: implementazione del sovraccarico locali tecnici al livello B1 – $q_k = 6.00 \text{ kPa}$.

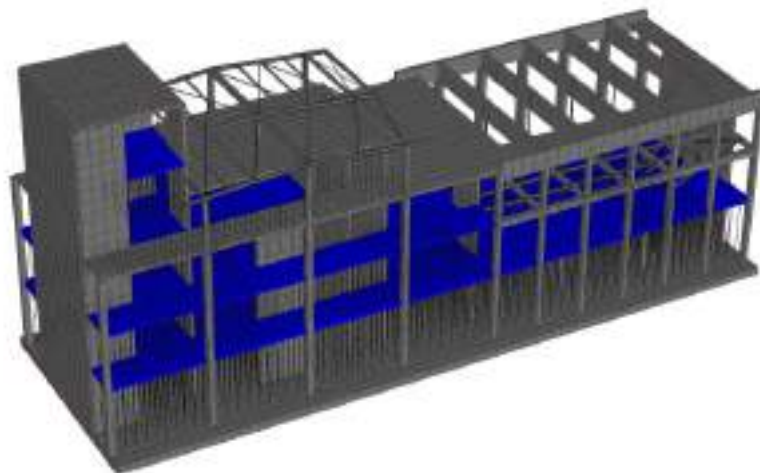


Figura 19: implementazione del sovraccarico accidentale corridoi e spazi comuni – disposizione 1 – $q_k = 4.00 \text{ kPa}$.

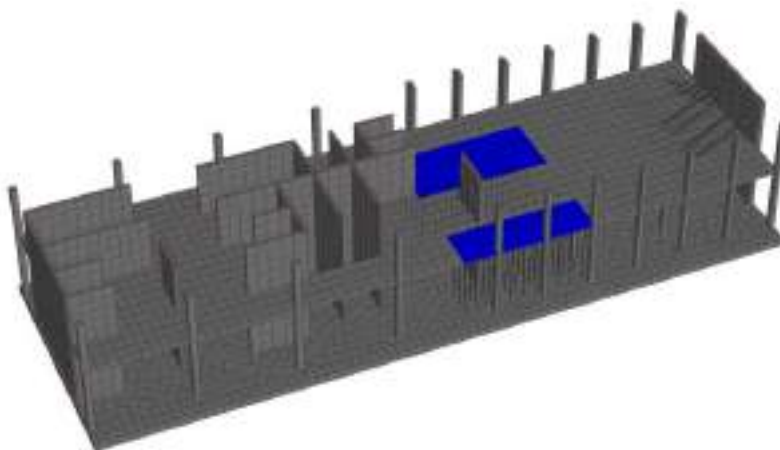


Figura 20: implementazione del sovraccarico accidentale corridoi e spazi comuni – disposizione 2 – $q_k = 4.00 \text{ kPa}$.

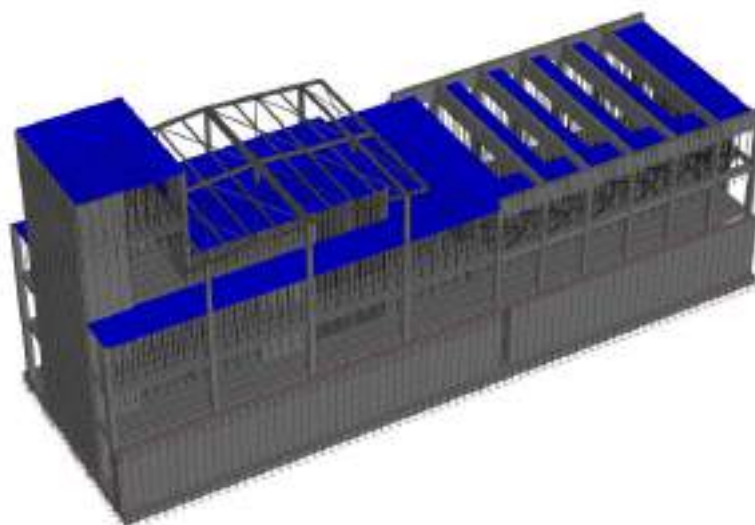


Figura 21: implementazione del sovraccarico accidentale in copertura – $q_k = 1.00 \text{ kPa}$.

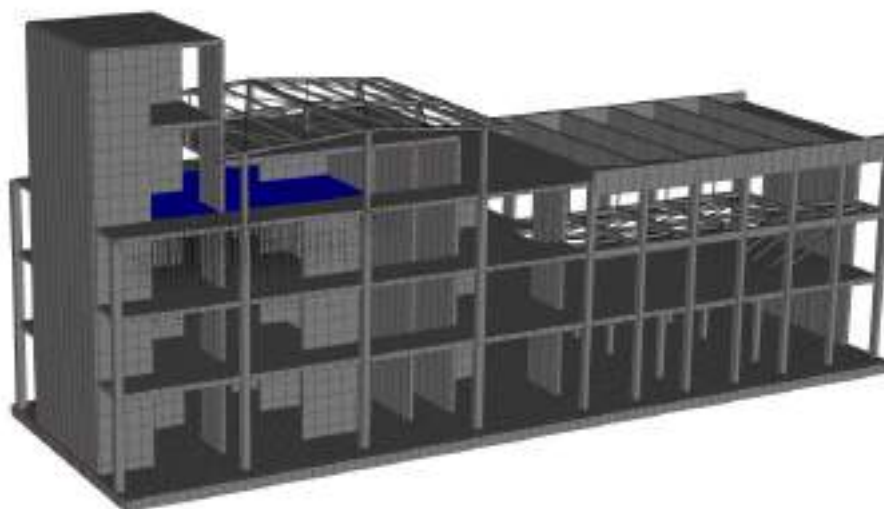


Figura 22: implementazione del sovraccarico locali tecnici in copertura – $q_k = 3.00 \text{ kPa}$.

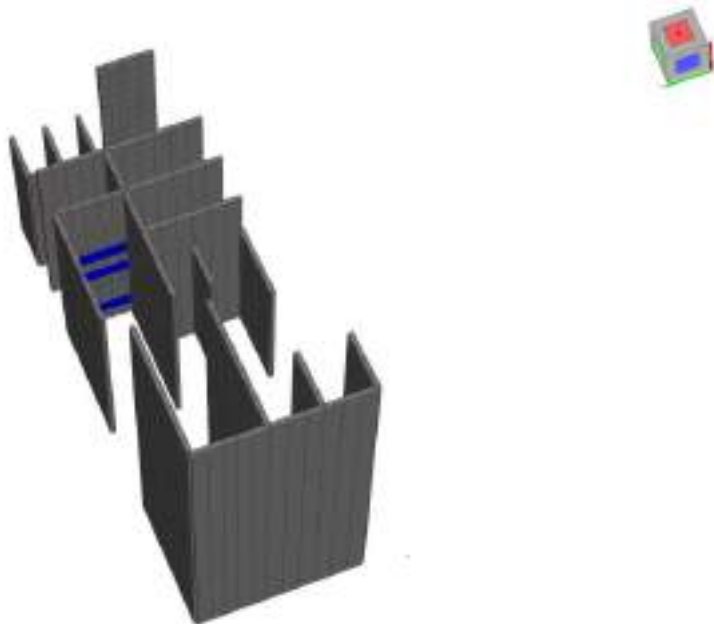


Figura 23: implementazione dei carichi associati a pesi propri e accidentali delle scale in c.a. – $g_k = 26.2 \text{ kN/m}$, $q_k = 12.6 \text{ kN/m}$.

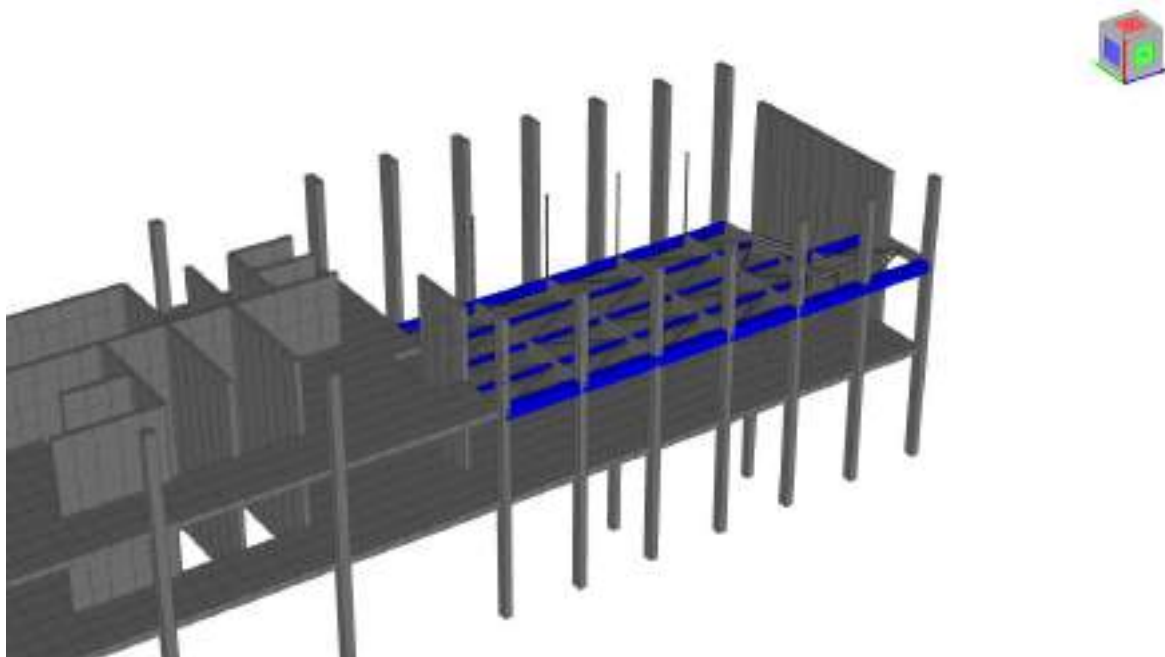


Figura 24: implementazione dei carichi associati a pesi propri e accidentali sul solaio del mezzanino – $g_k = 3.10 \text{ kPa}$, $q_k = 4.0 \text{ kPa}$.

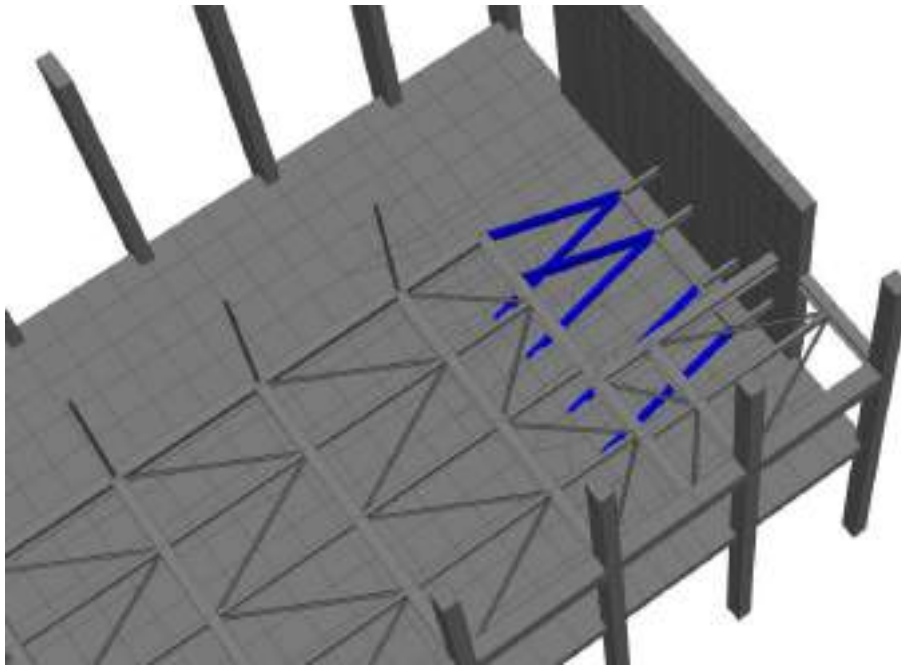


Figura 25: implementazione dei carichi sulle scale del mezzanino – peso gradini e finiture - $g_k = 1.60 \text{ kPa}$.

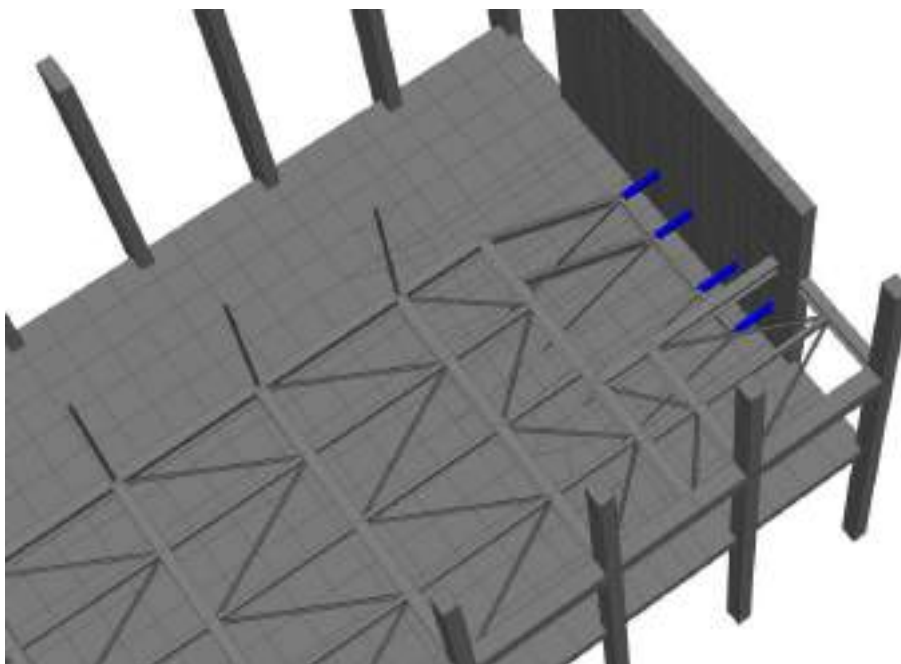


Figura 26: implementazione dei carichi sulle scale del mezzanino – peso pianerottoli e finiture - $g_k = 1.60 \text{ kPa}$.

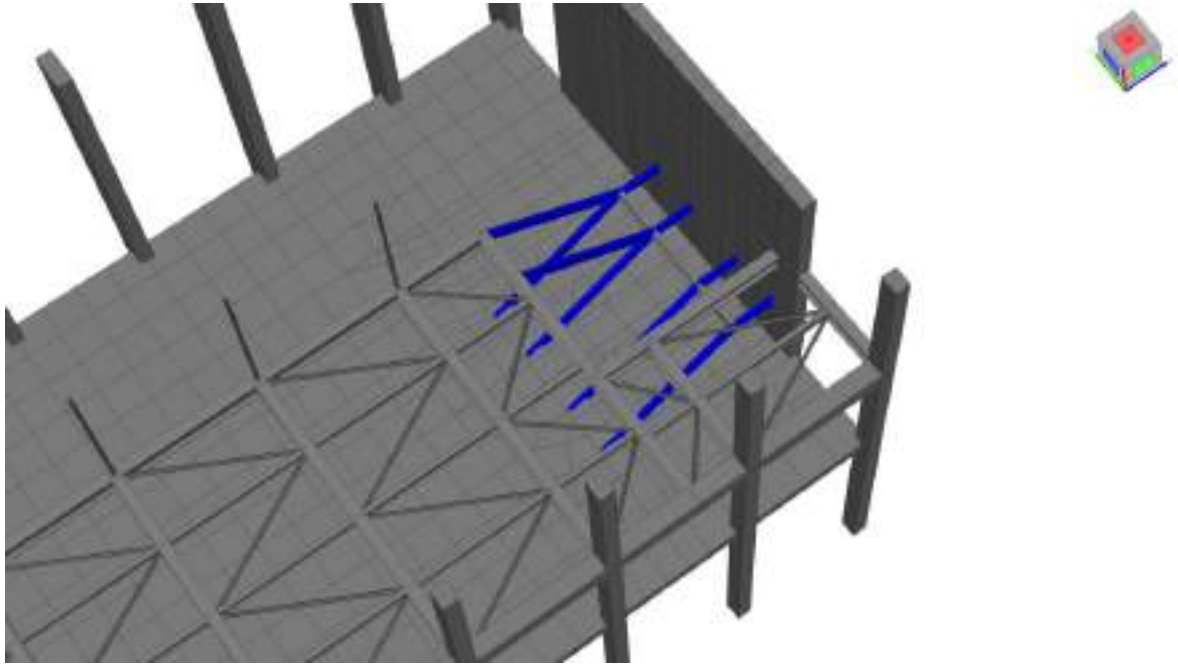


Figura 27: implementazione dei carichi sulle scale del mezzanino – sovraccarichi accidentali - $q_k = 4.00 \text{ kPa}$.

6.2.3 Ingresso EST - Atrio

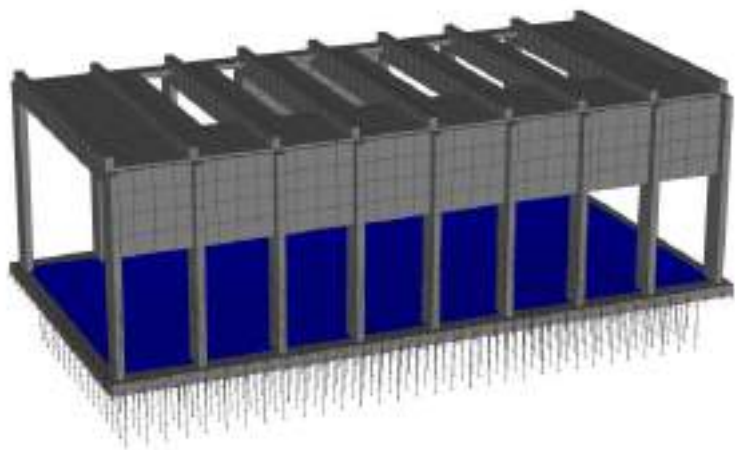


Figura 28: implementazione del carico pacchetto pavimentazione L0 – $g_k = 2.10 \text{ kPa}$.

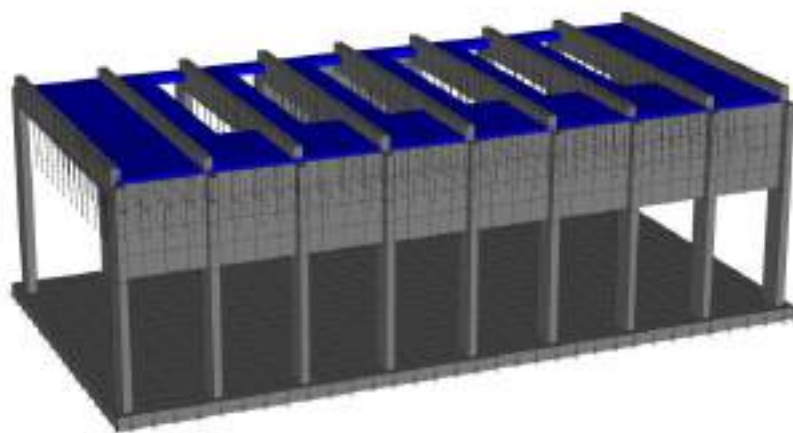


Figura 29: implementazione del carico pacchetto pavimentazione L3 (copertura) – $g_k = 2.00 \text{ kPa}$.

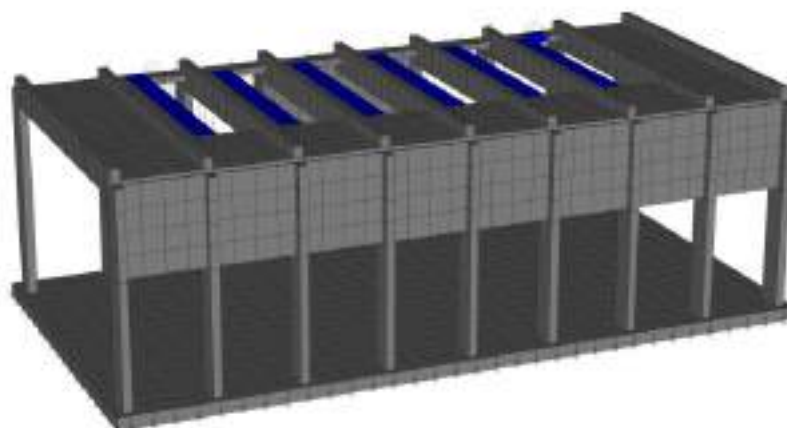


Figura 30: implementazione del carico peso shed su elementi bidimensionali - $g_k = 3.00 \text{ kPa}$.

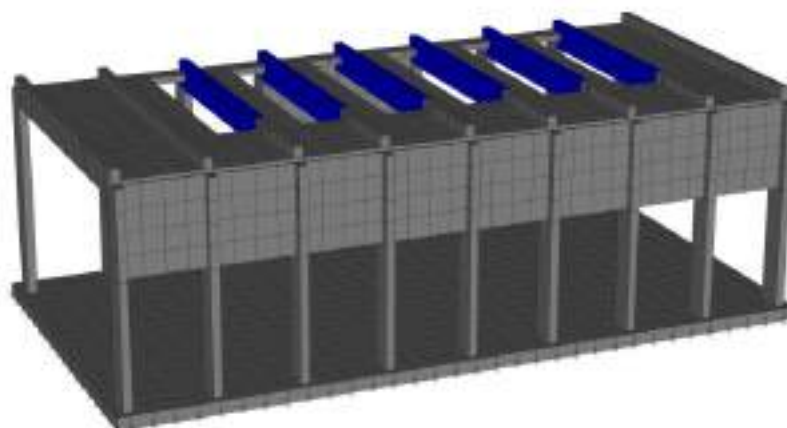


Figura 31: implementazione del carico peso shed su elementi trave - $g_k = 3.00 \text{ kPa}$.

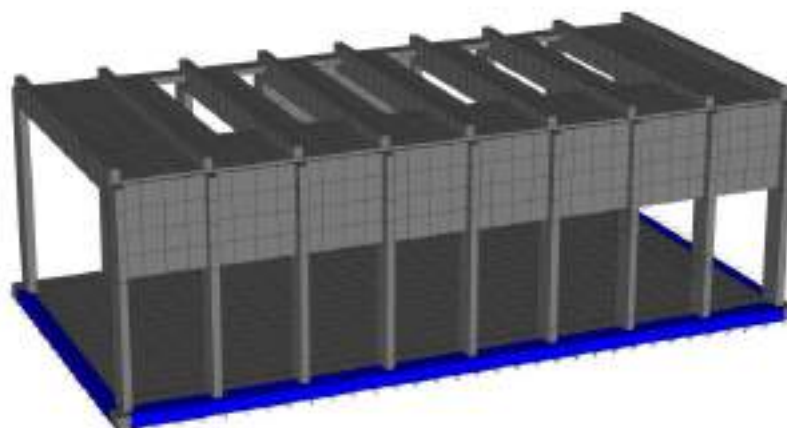


Figura 32: implementazione del carico peso facciate vetrate su bordo elementi bidimensionali - $g_k = 1.50 \text{ kPa}$.

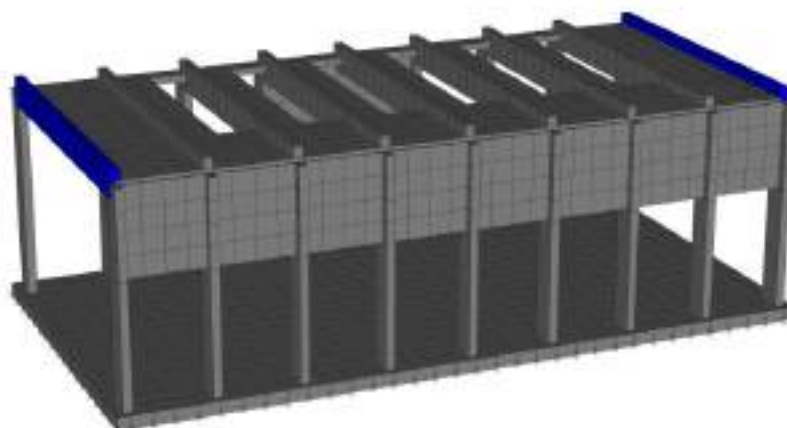


Figura 33: implementazione del carico peso facciate vetrate su elementi trave - $g_k = 1.50 \text{ kPa}$.

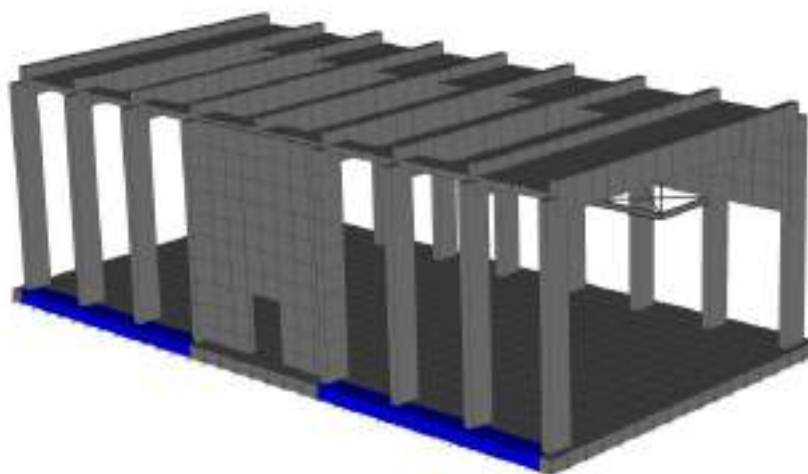


Figura 34: implementazione del peso tamponature opache su bordo elementi bidimensionali - $g_k = 3.00 \text{ kPa}$.

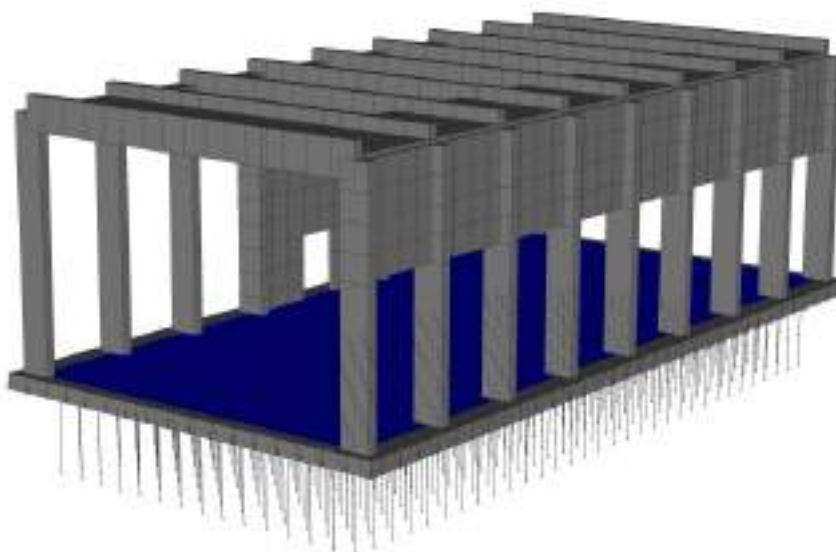


Figura 35: implementazione del sovraccarico accidentale interno - $q_k = 4.00 \text{ kPa}$.

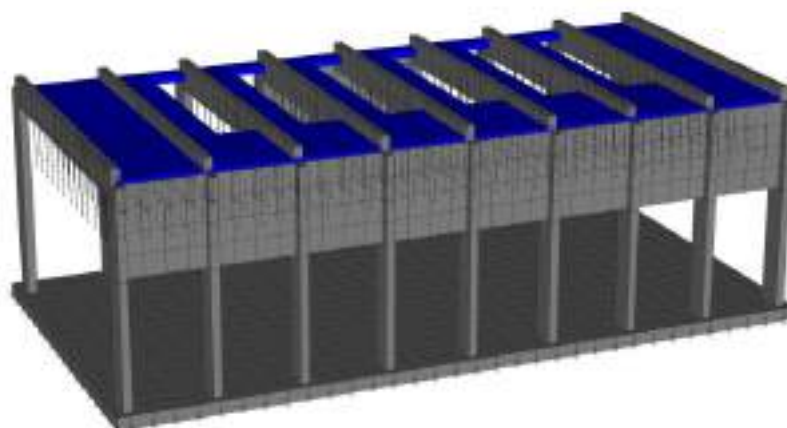


Figura 36: implementazione del sovraccarico accidentale copertura su elementi bidimensionali - $q_k = 1.00 \text{ kPa}$.

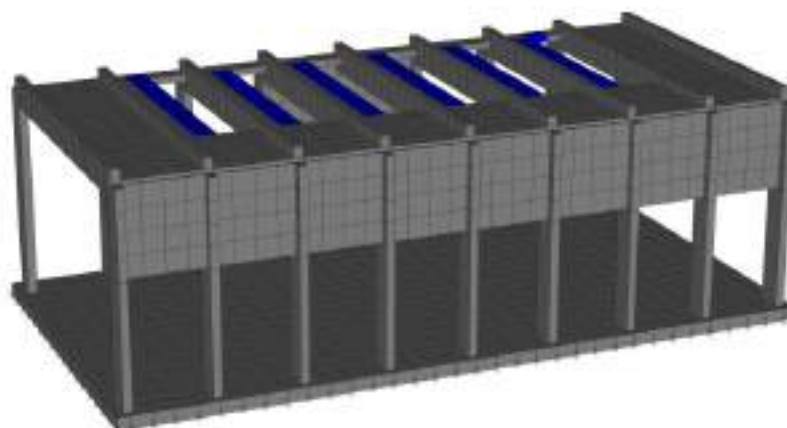


Figura 37: implementazione del sovraccarico accidentale copertura su bordo elementi bidimensionali - $q_k = 1.00 \text{ kPa}$.

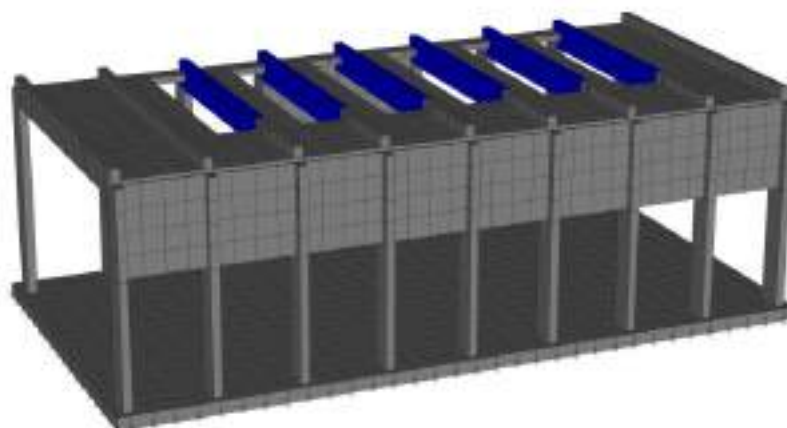


Figura 38: implementazione del sovraccarico accidentale copertura su elementi trave - $q_k = 1.00 \text{ kPa}$.

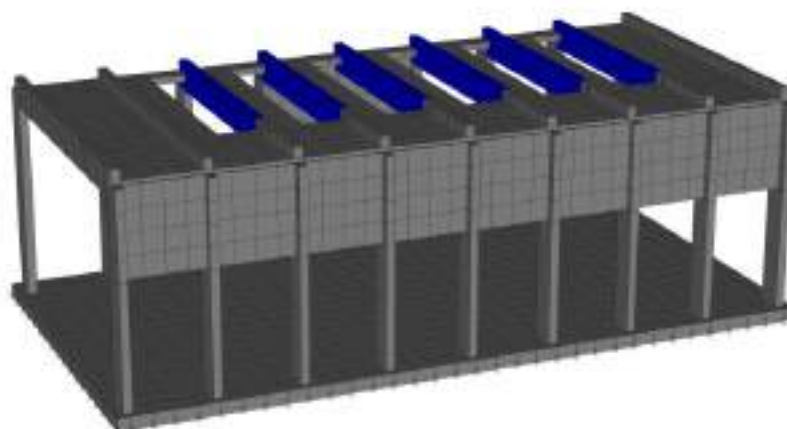


Figura 39: implementazione del sovraccarico impianti copertura su elementi trave - $g_k = 0.50 \text{ kPa}$.

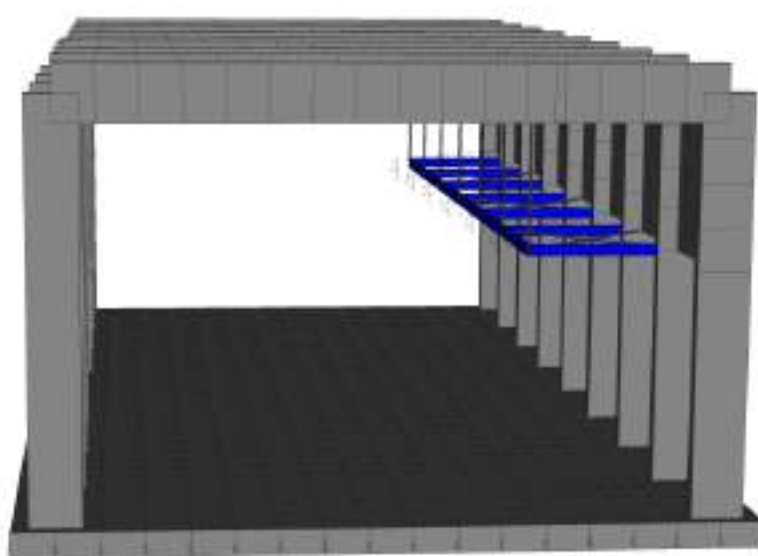


Figura 40: implementazione del sovraccarico rivestimento cavedio - $g_k = 0.20$ kPa.

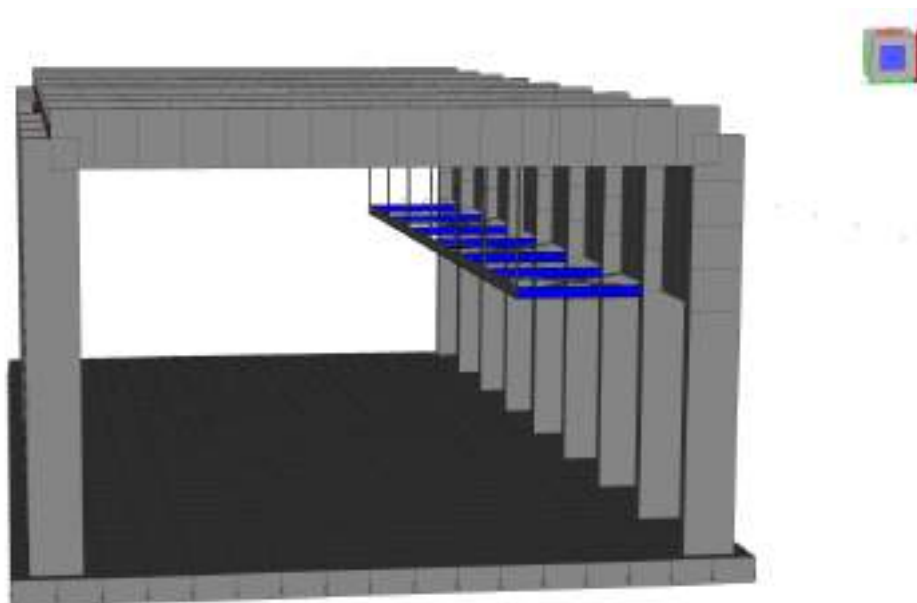


Figura 41: implementazione del sovraccarico impianti cavedio - $g_k = 0.50$ kPa.

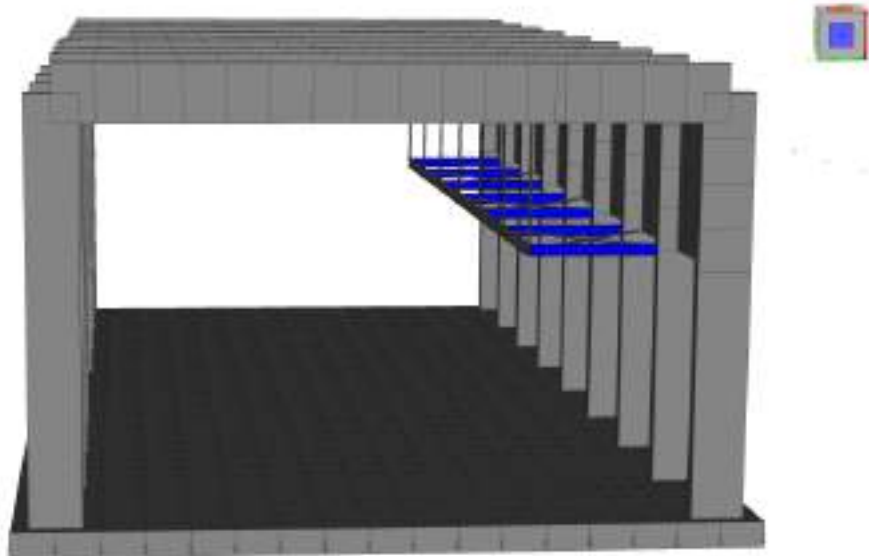


Figura 42: implementazione del sovraccarico manutenzione cavedio - $q_k = 0.50 \text{ kPa}$.

6.2.4 Ingresso EST – Pensilina

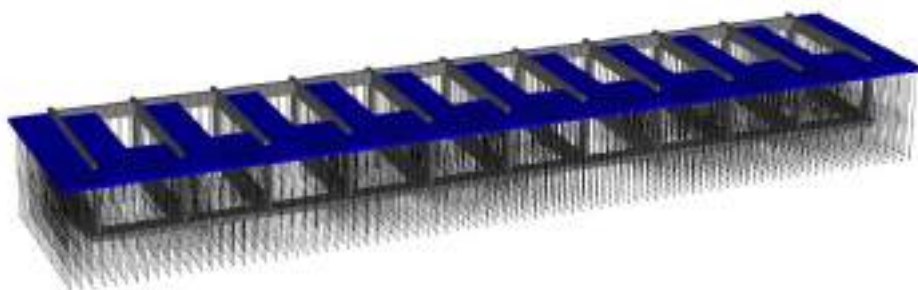


Figura 43: implementazione del carico finiture copertura - $g_k = 1.60 \text{ kPa}$.

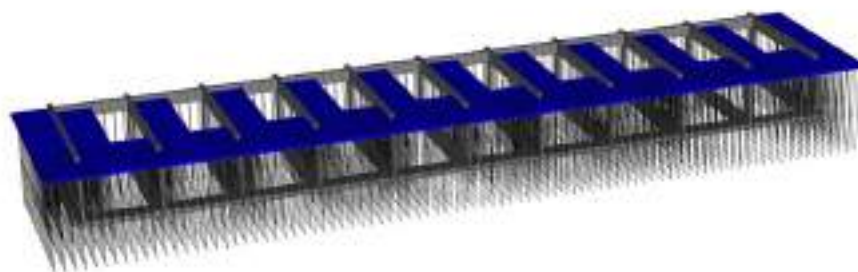


Figura 44: implementazione del carico accidentale sulle superfici di copertura (neve, manutenzione) - $q_k = 1.00 \text{ kPa}$.

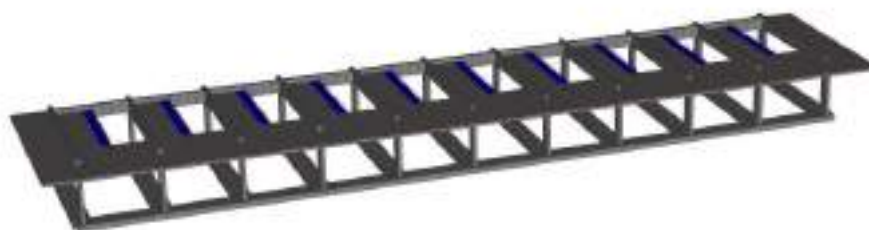


Figura 45: implementazione del carico peso lucernai su bordi bidimensionali - $g_k = 0.50$ kPa.



Figura 46: implementazione del carico peso lucernai su elementi trave - $g_k = 0.50$ kPa.

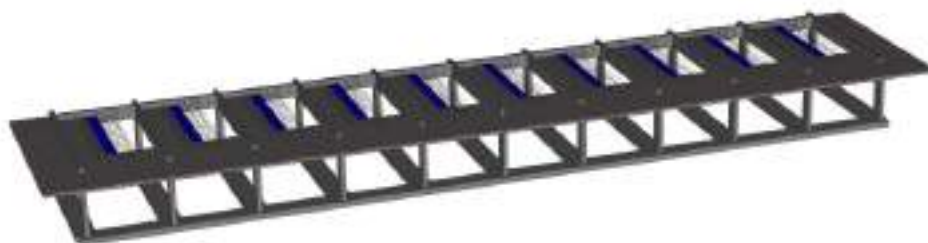


Figura 47: implementazione del carico neve su bordi elementi bidimensionali - $q_k = 1.00 \text{ kPa}$.



Figura 48: implementazione del carico neve su elementi trave - $q_k = 1.00 \text{ kPa}$.

6.2.5 Blocco NH3

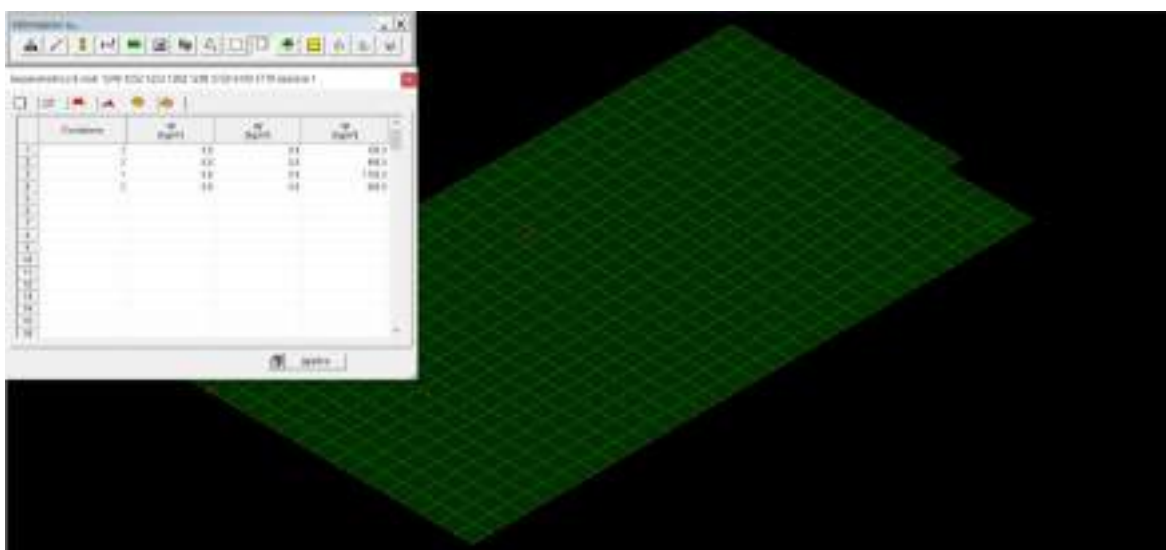
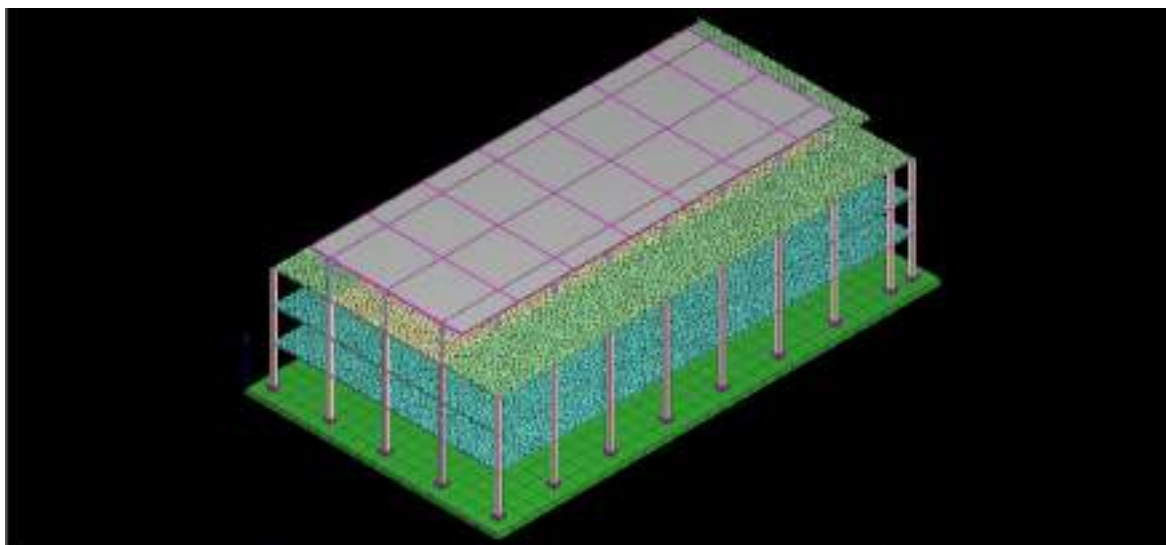


Figura 49: Verde fondazione locali tecnici

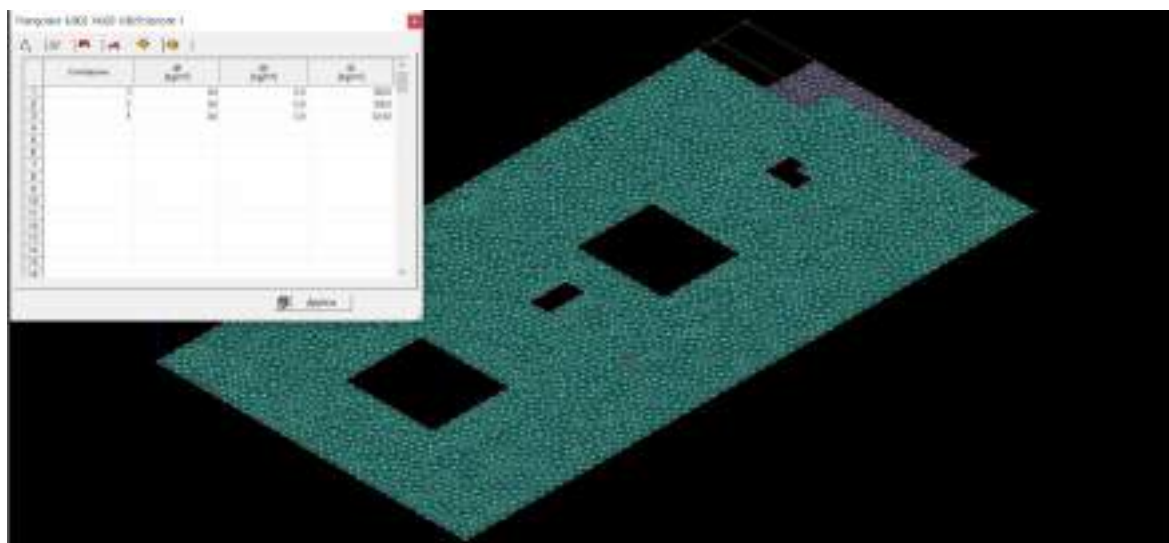


Figura 50: Celeste primo impalcato degenze ecc.

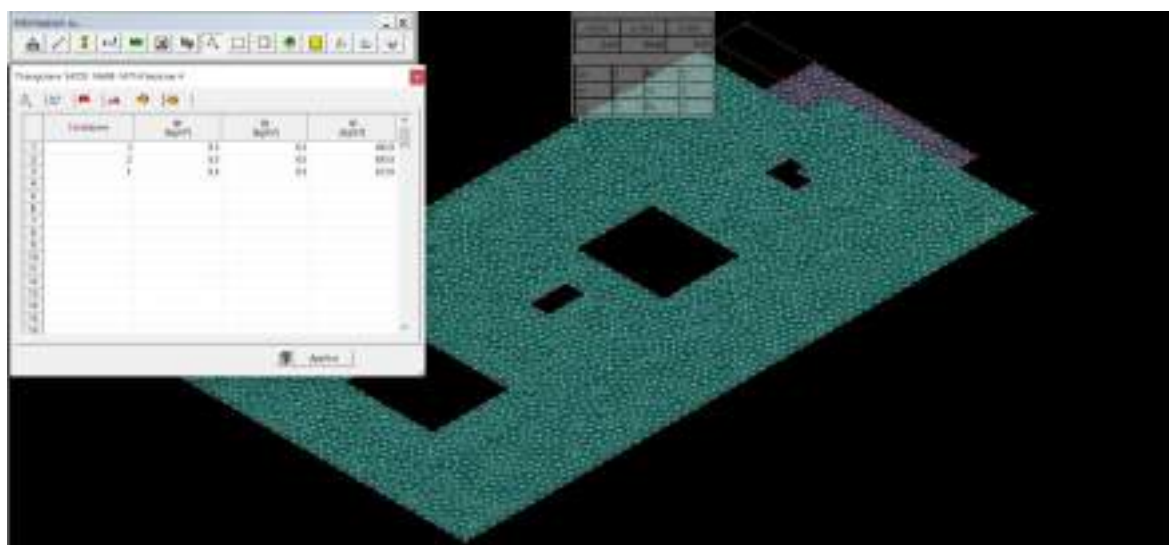


Figura 51: Viola primo impalcato arrivo scale e terrazzo

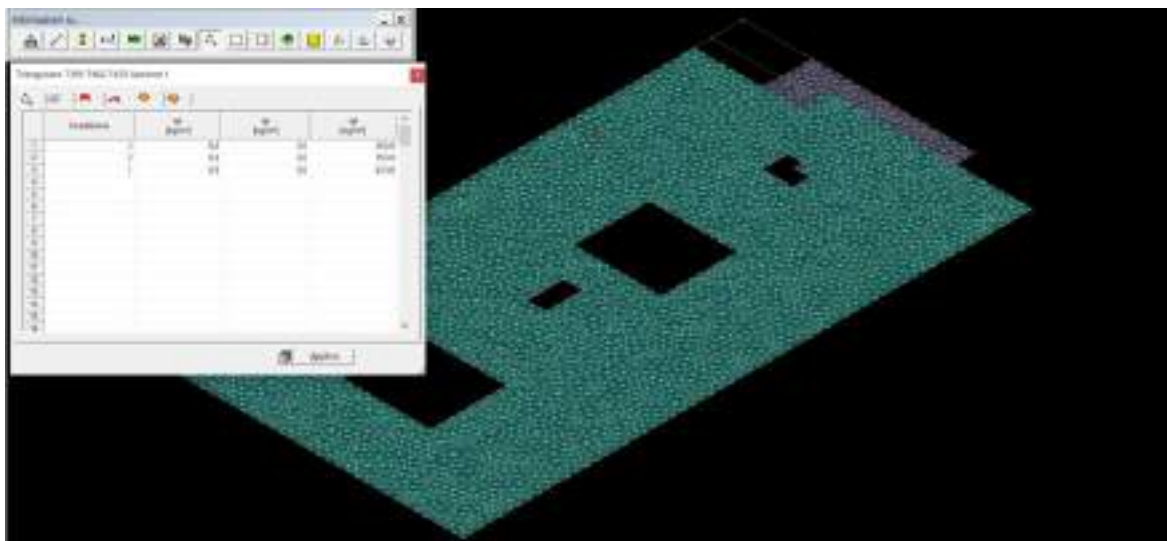


Figura 52: Celeste secondo impalcato degenze ecc.

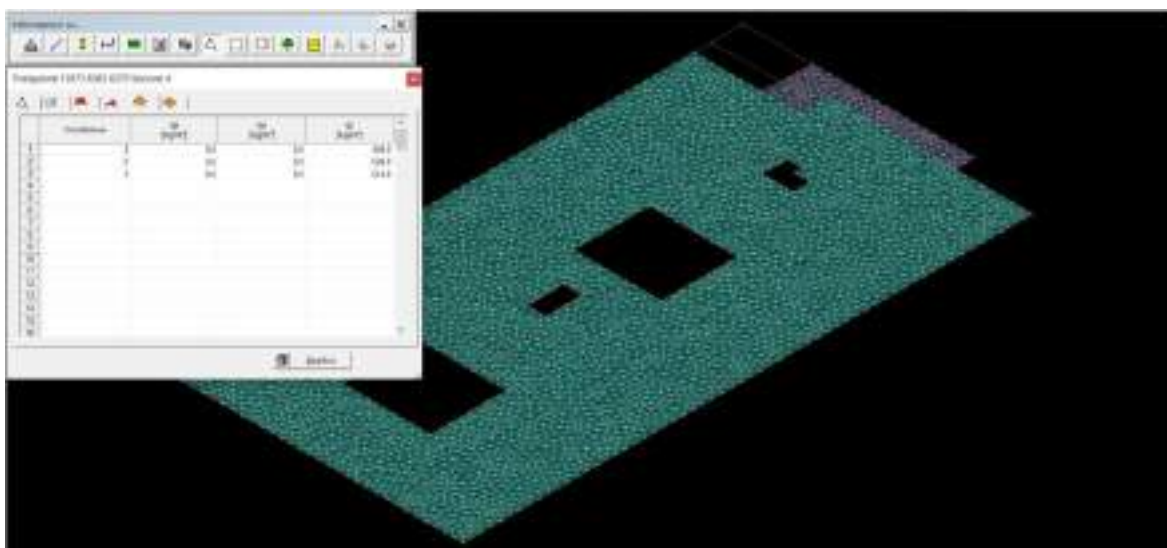


Figura 53: Viola secondo impalcato arrivo scale e terrazzo

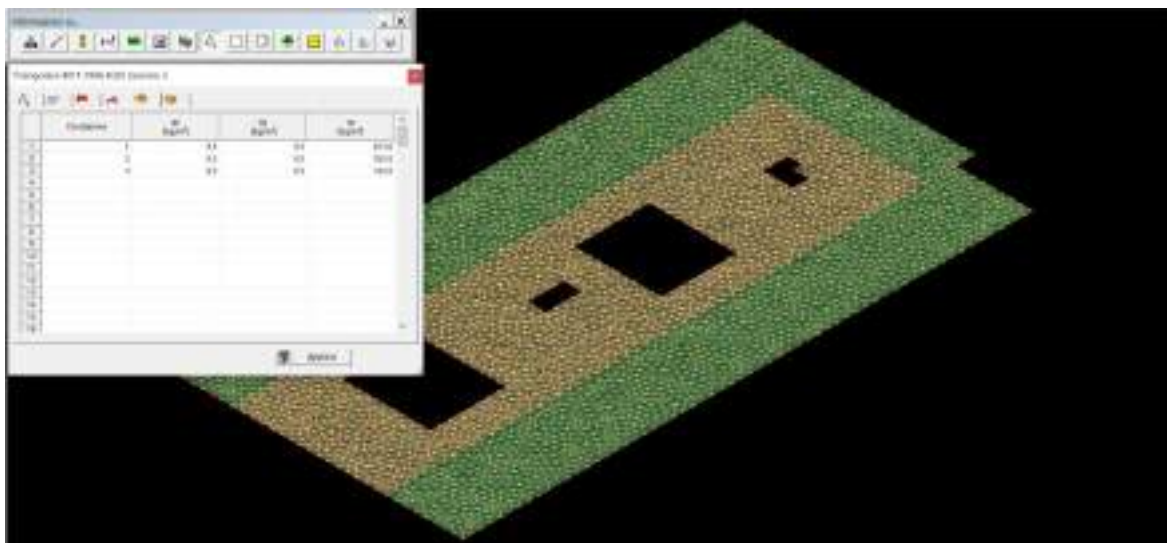


Figura 54: Terzo impalcato verde zona con giaietto zona esterna alle macchine

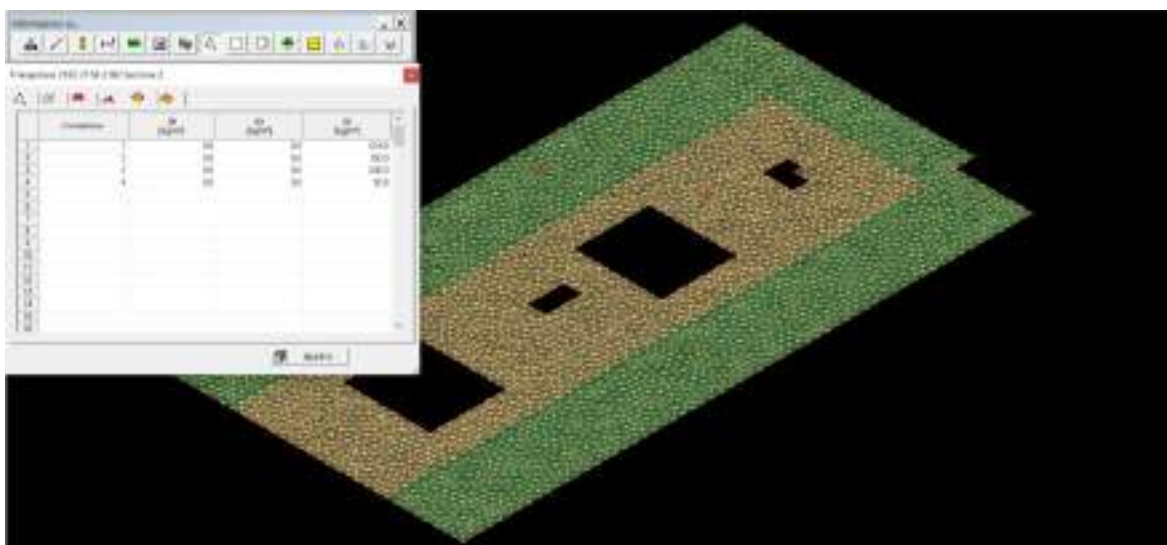


Figura 55: Terzo impalcato giallo zona macchina

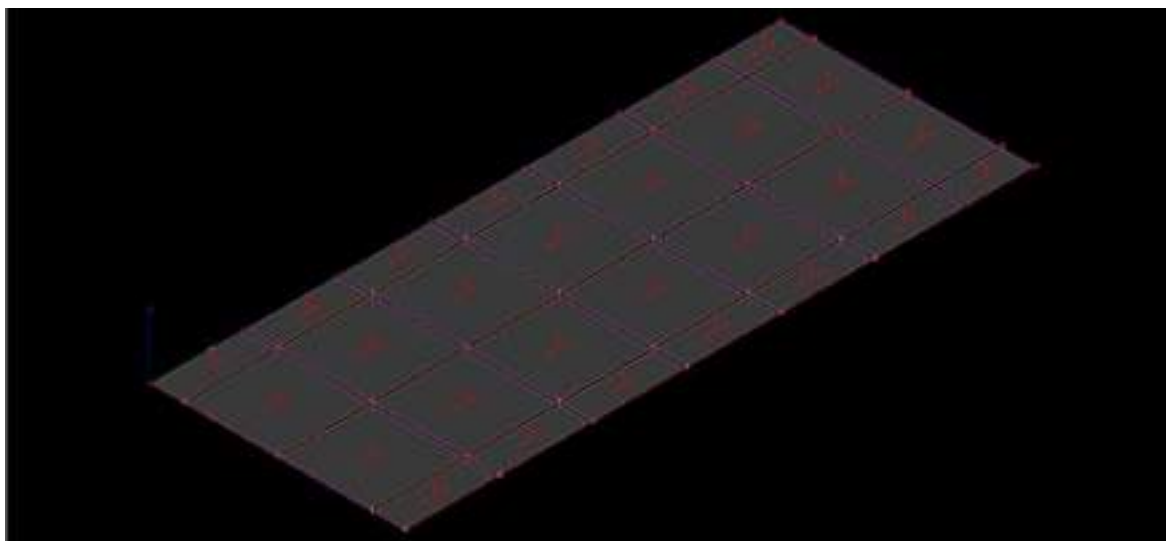


Figura 56: Copertura metallica (area carico) colore grigio

Superficie di carico

Area Numero	Commento	Dir. Orditura [°]	A _x [m ²]	A _y [m ²]	A _z [m ²]	Area [m ²]	Carichi unitari per condizione						Carichi Totali		
							Condizione	q _x [kg/m ²]	q _y [kg/m ²]	q _z [kg/m ²]	Applicato Riferimento	Trasmes so	Q _x [kg]	Q _y [kg]	Q _z [kg]
1	Area 1 FOTOVOLTAICO	0.00	0.0	0.0	1110.9	1110.9	2	0.0	0.0	125.0	Globale	Sulle travi	0.0	0.0	138860.0
							4	0.0	0.0	100.0	Globale	Sulle travi	0.0	0.0	111088.0
		Σ	0.0	0.0	1110.9	1110.9									

Carichi di linea (tamponature esterne) 1000 kg/ml

6.2.6 Blocco NH4

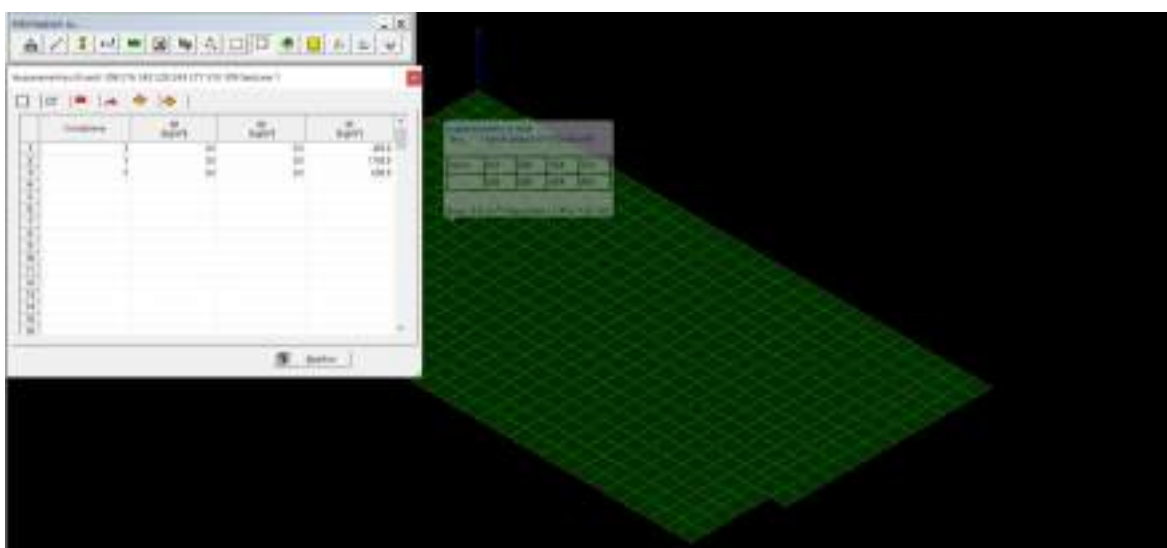
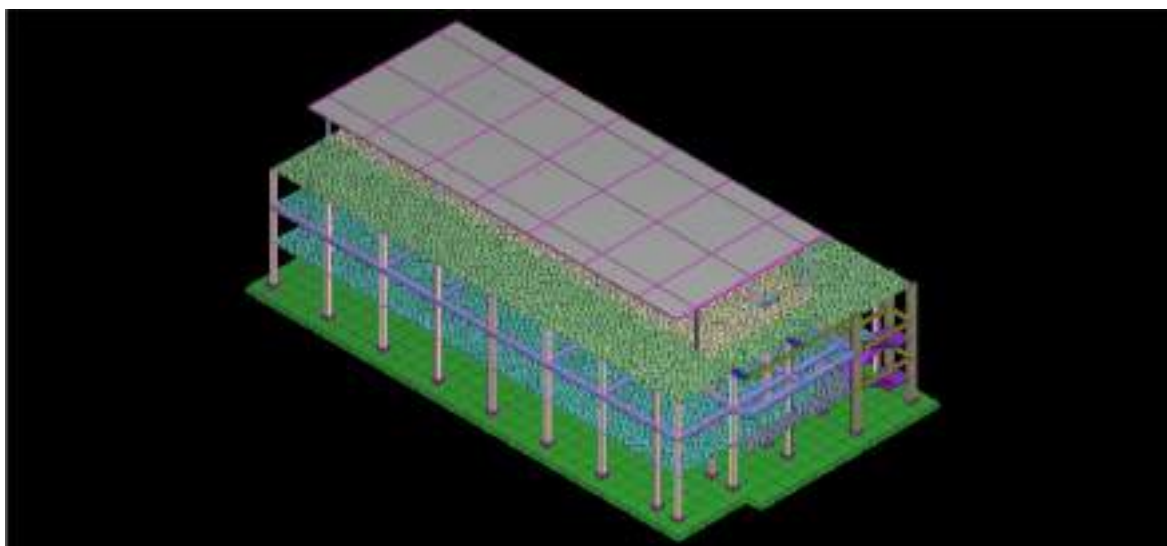


Figura 57: Verde fondazione locali tecnici

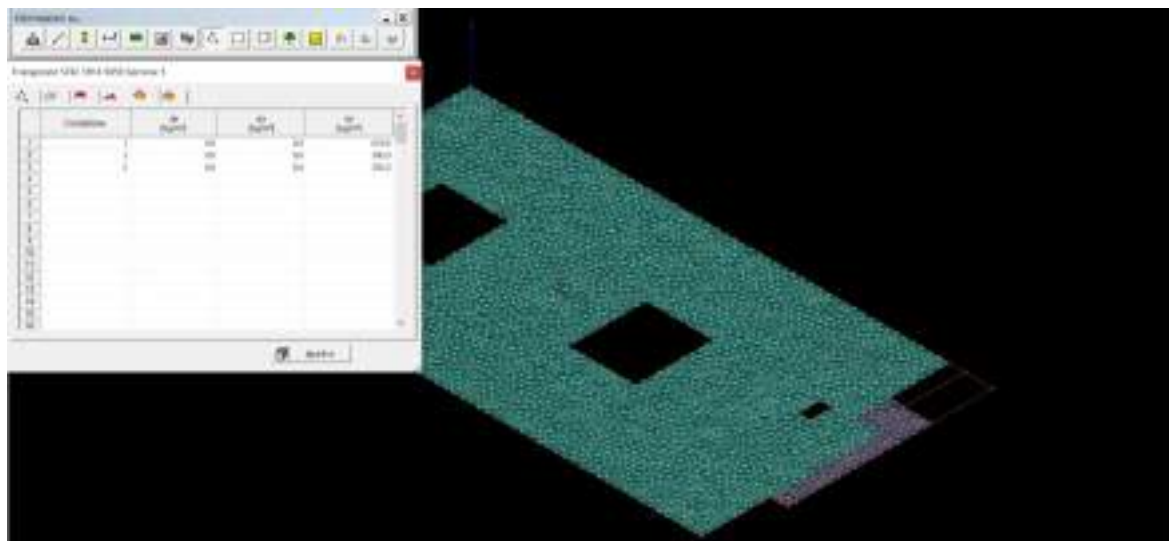


Figura 58: Primo impalcato celeste degenze ecc.

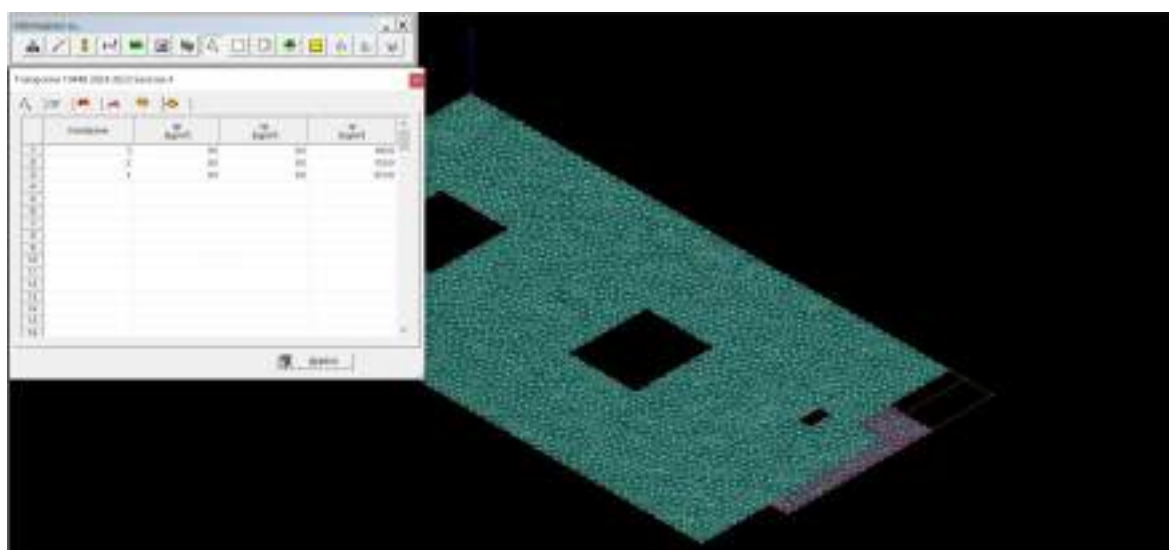


Figura 59: Primo impalcato Viola arrivo scale

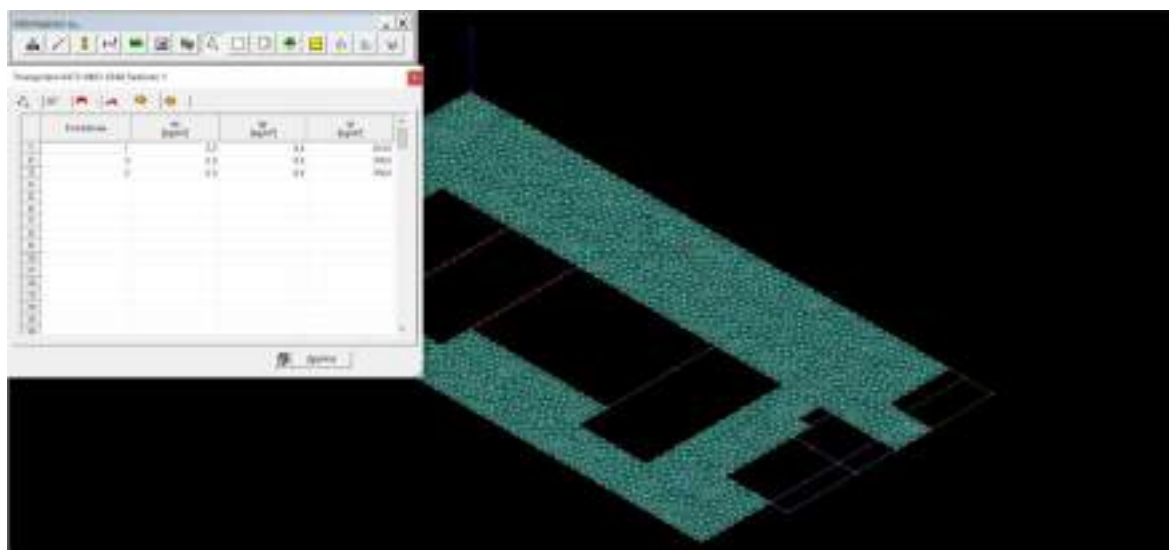


Figura 60: Secondo implacato celeste degenze a ecc.

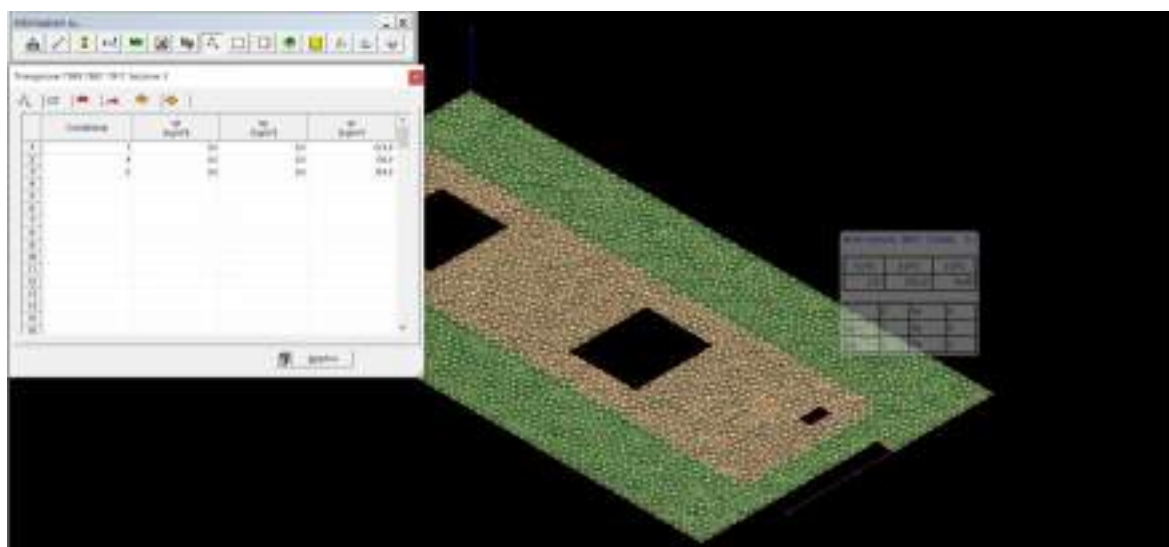


Figura 61: Terzo impalcato copertura colore verde zona ghiaietto esterna alle macchine

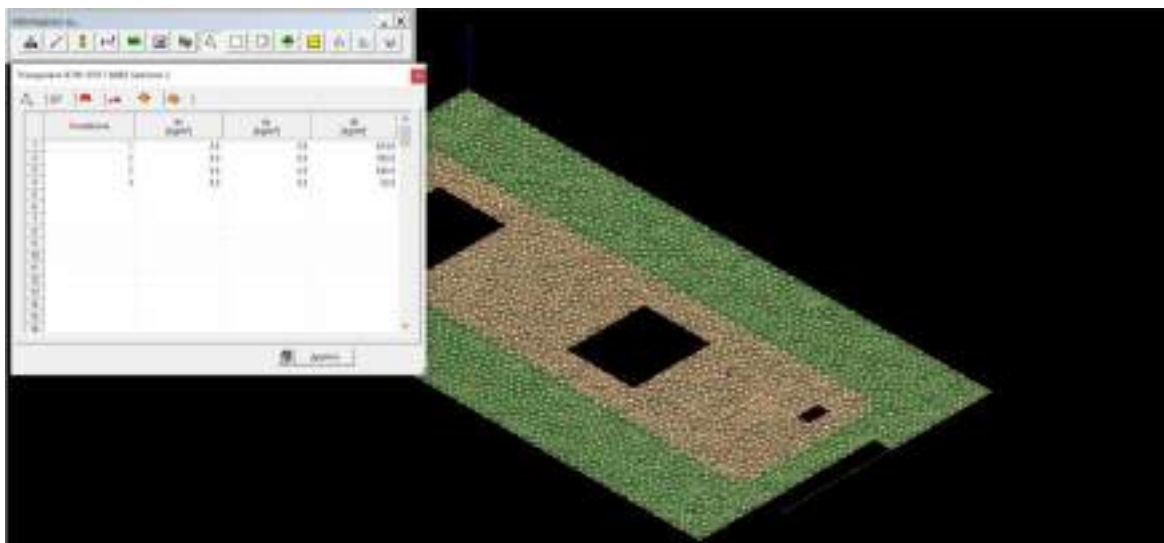


Figura 62: Terzo impalcato colore giallo zona macchine

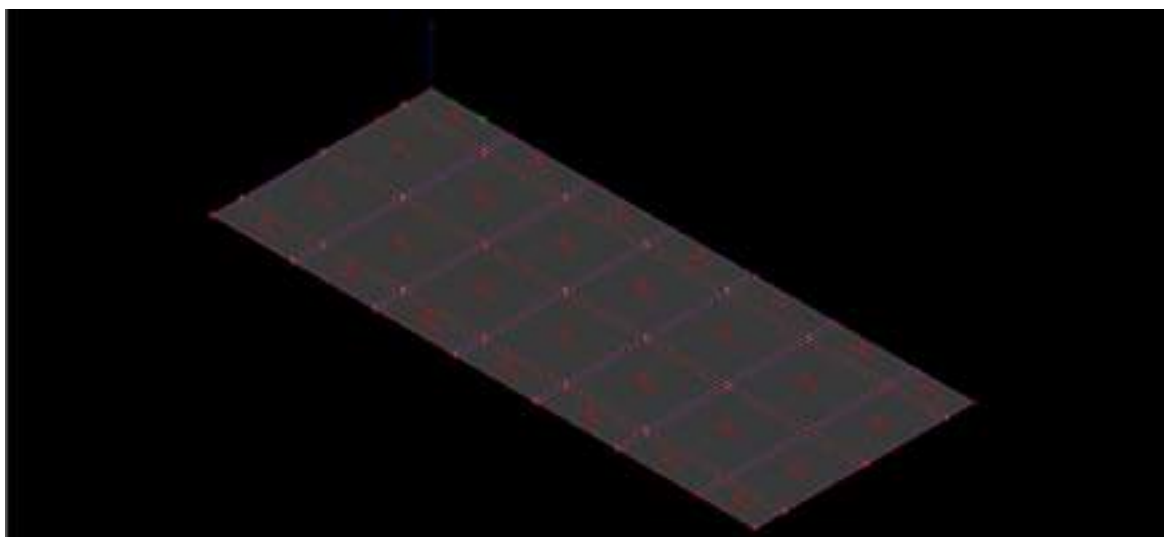


Figura 63: Copertura metallica colore grigio

Superficie di carico

Area Numero	Commento	Dir. Orditura a [°]	A _x [m ²]	A _y [m ²]	A _z [m ²]	Area [m ²]	Carichi unitari per condizione						Carichi Totali		
							Condizione	q _x [kg/m ²]	q _y [kg/m ²]	q _z [kg/m ²]	Applicato Riferimento	Trasmes so	Q _x [kg]	Q _y [kg]	Q _z [kg]
1	Area 1 FOTOVOLTAICO	0.00	0.0	0.0	1110.9	1110.9	2	0.0	0.0	125.0	Globale	Sulle travi	0.0	0.0	138860.0
							4	0.0	0.0	100.0	Globale	Sulle travi	0.0	0.0	111088.0
		Σ	0.0	0.0	1110.9	1110.9									

Carichi di linea (tamponature esterne) 1000 kg/ml

6.2.7 Blocco NH6

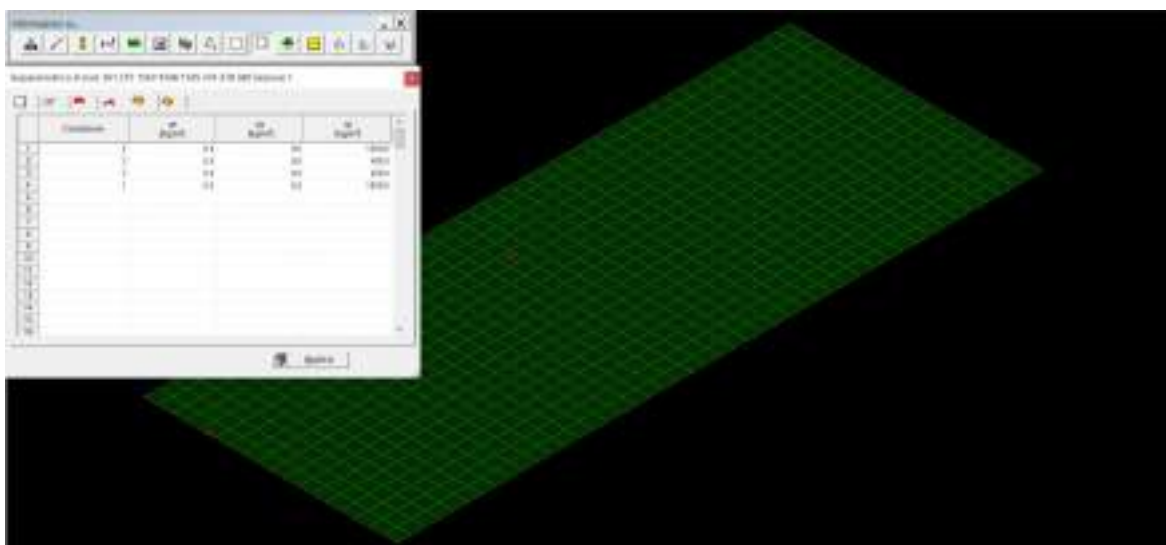
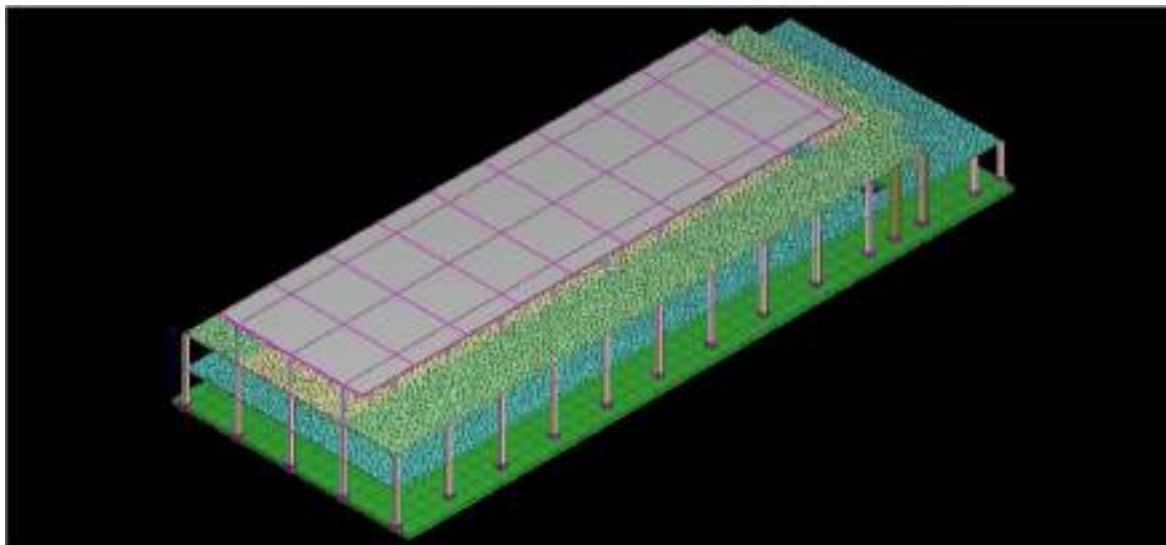


Figura 64: Verde fondazioni sale operatorie diagnostica ecc.

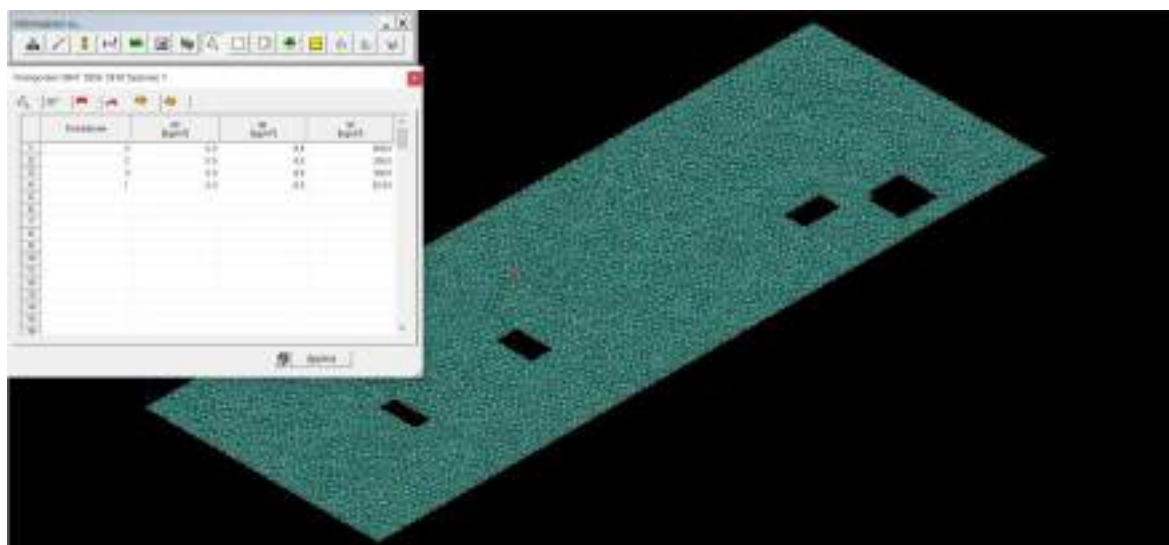


Figura 65: Primo impalcato celeste locali tecnici

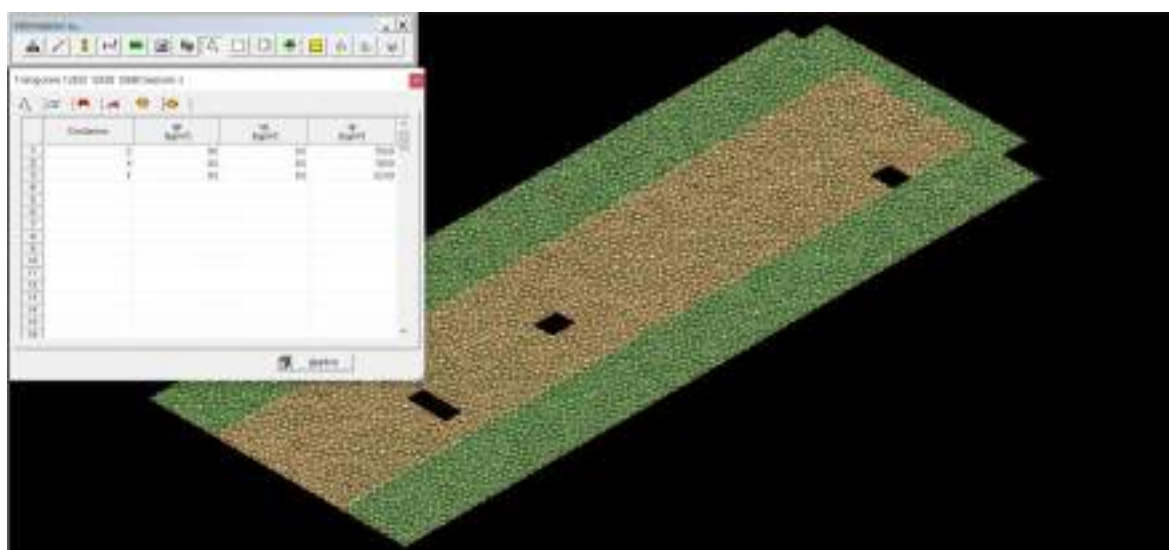


Figura 66: Secondo impalcato verde zona copertura a ghiaietto furi area macchine

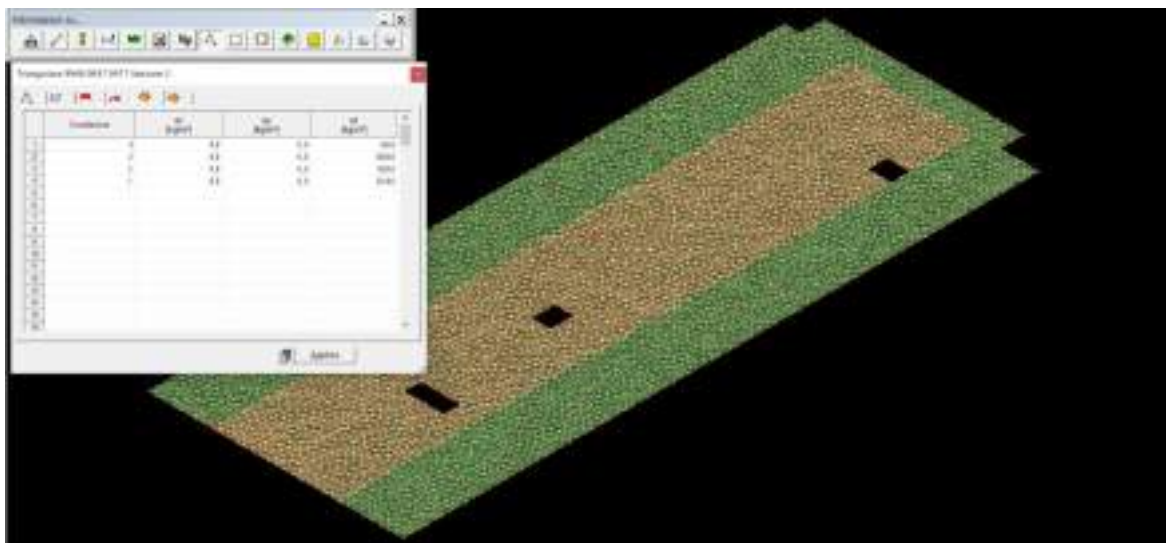


Figura 67: Secondo impalcato colore giallo area macchine

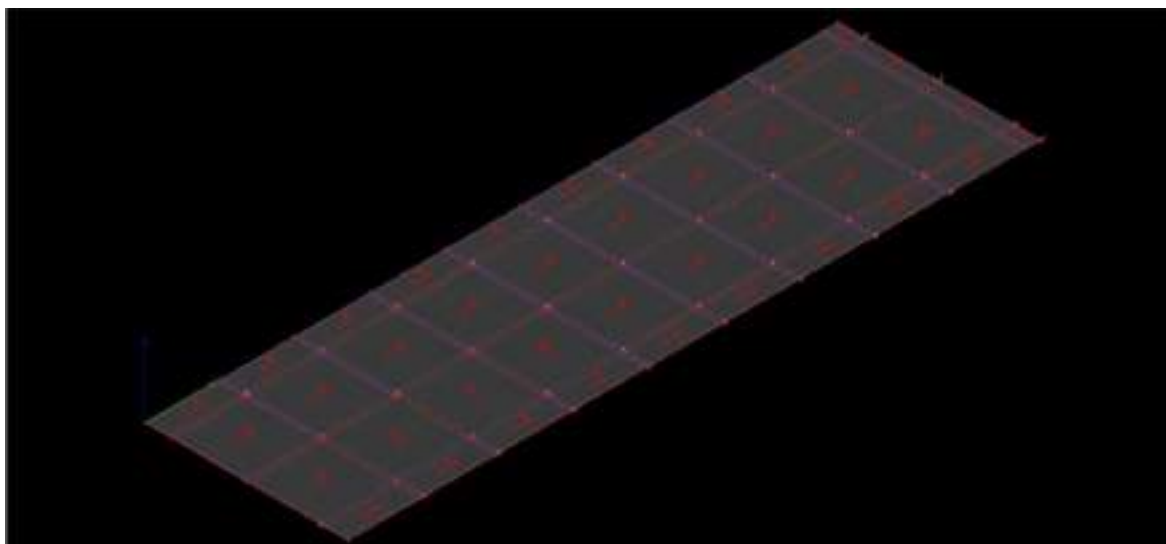


Figura 68: Copertura metallica colore grigio

Superficie di carico

Area Numero	Commento	Dir. Orditura [°]	A _x [m ²]	A _y [m ²]	A _z [m ²]	Area [m ²]	Carichi unitari per condizione						Carichi Totali		
							Condizione	q _x [kg/m ²]	q _y [kg/m ²]	q _z [kg/m ²]	Applicato Riferimento	Trasmes so	Q _x [kg]	Q _y [kg]	Q _z [kg]
1	Area 1 FOTOVOLTAICO	0.00	0.0	0.0	1110.9	1110.9	2	0.0	0.0	125.0	Globale	Sulle travi	0.0	0.0	138860.0
							4	0.0	0.0	100.0	Globale	Sulle travi	0.0	0.0	111088.0
		Σ	0.0	0.0	1110.9	1110.9									

Carichi di linea (tamponature esterne) 1000 kg/ml

6.2.8 Blocco NH8

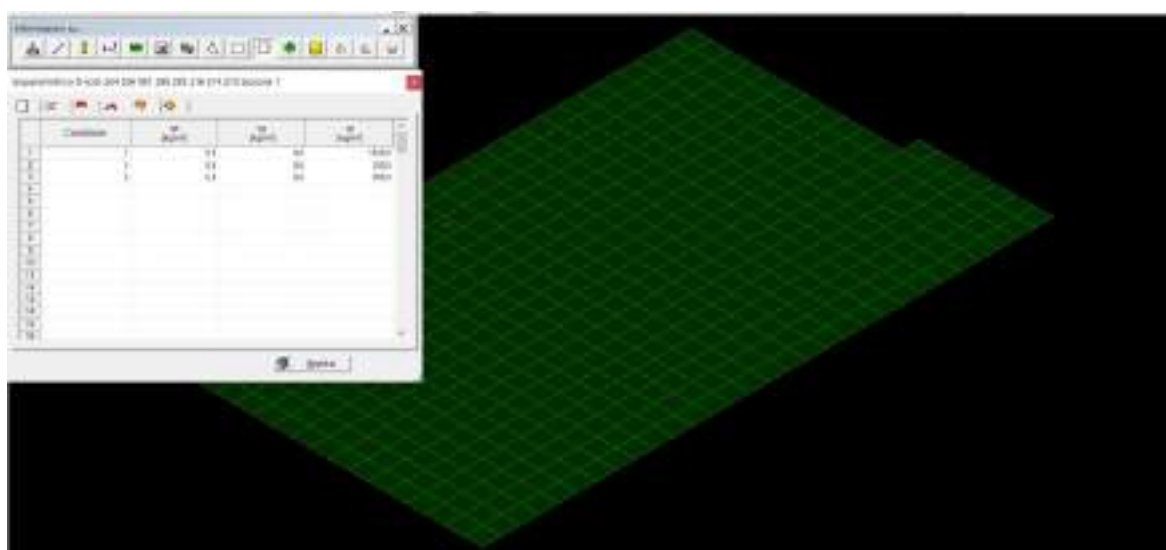
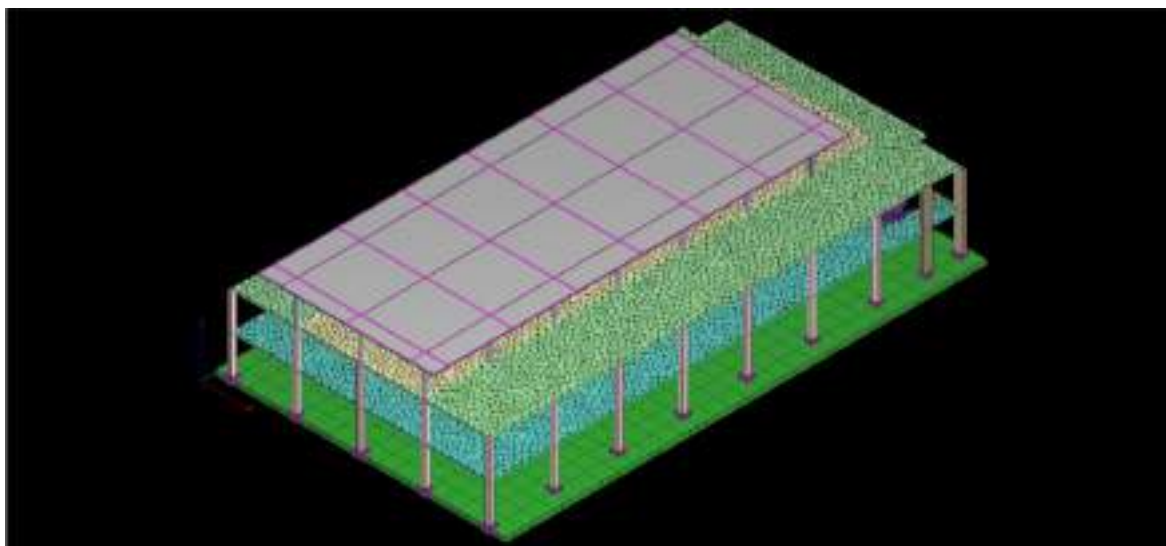


Figura 69: Fondazione colore verde degenze ecc.

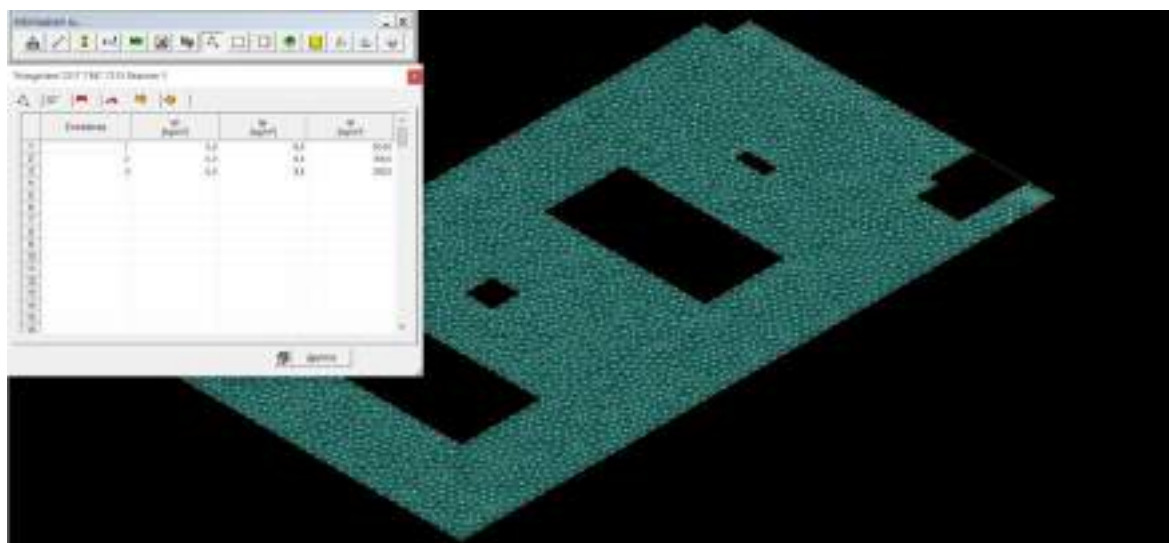


Figura 70: Primo impalcato colore celeste degenze ecc.

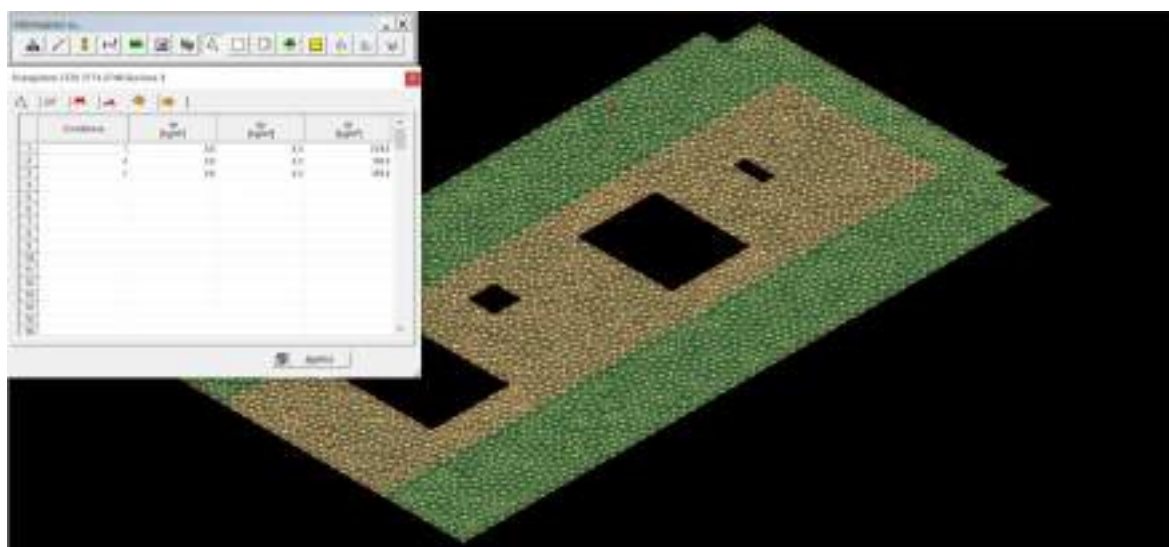


Figura 71: Secondo impalcato color verde zona ghiaietto fuori area macchine

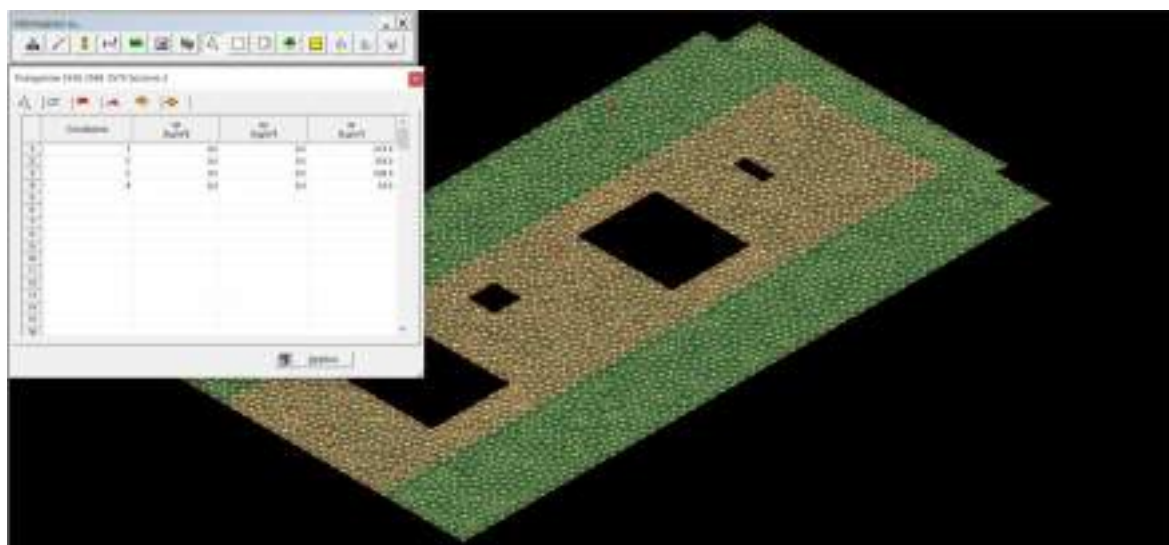


Figura 72: Secondo impalcato colore giallo zona macchine

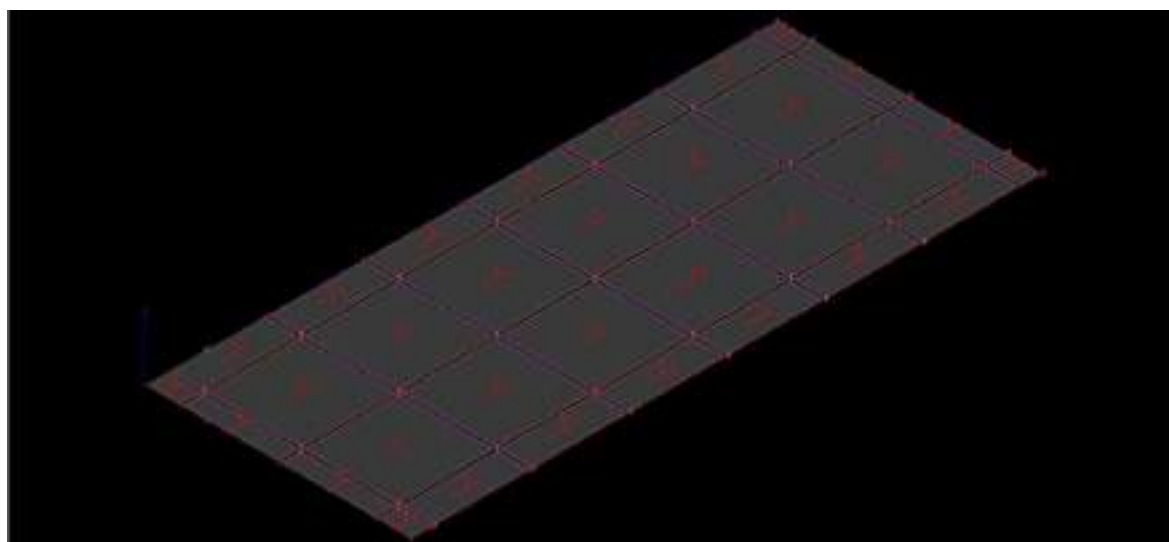


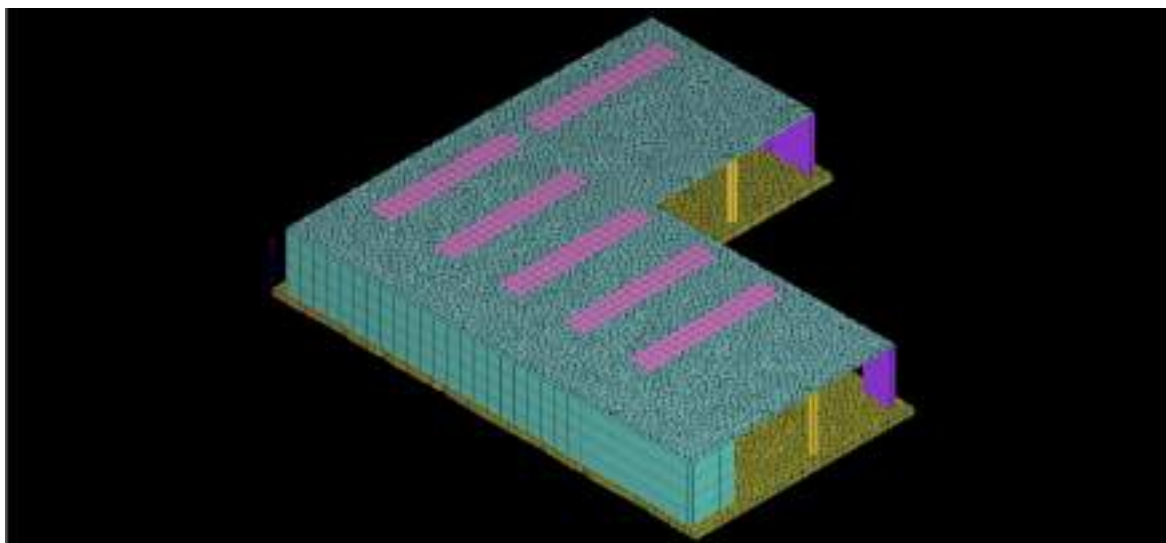
Figura 73: Copertura metallica colore grigio

Superficie di carico

Area Numero	Commento	Dir. Orditura [°]	A _x [m ²]	A _y [m ²]	A _z [m ²]	Area [m ²]	Carichi unitari per condizione					Carichi Totali			
							Condizione	q _x [kg/m ²]	q _y [kg/m ²]	q _z [kg/m ²]	Applicato Riferimento	Trasmesso	Q _x [kg]	Q _y [kg]	Q _z [kg]
1	Area 1 FOTOVOLTAICO	0.00	0.0	0.0	1110.9	1110.9	2	0.0	0.0	125.0	Globale	Sulle travi	0.0	0.0	138860.0
							4	0.0	0.0	100.0	Globale	Sulle travi	0.0	0.0	111088.0
		Σ	0.0	0.0	1110.9	1110.9									

Carichi di linea (tamponature esterne) 1000 kg/ml

6.2.9 Edifici Polo Tecnologico PTC



Blocco PTC vasca accumulo e locali tecnici

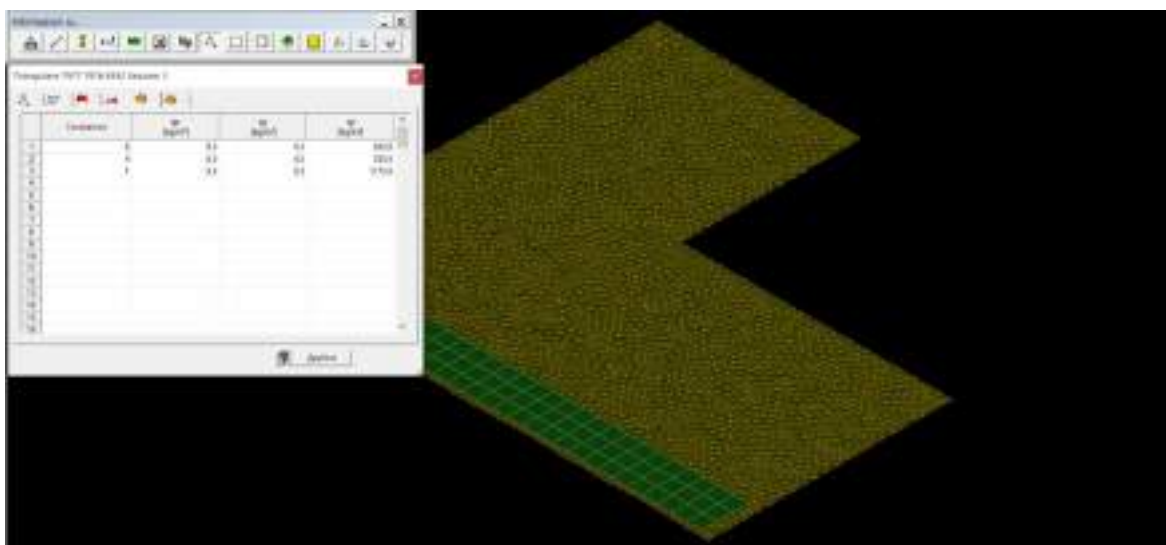


Figura 74: Fondazione colore verde scuro locali tecnici

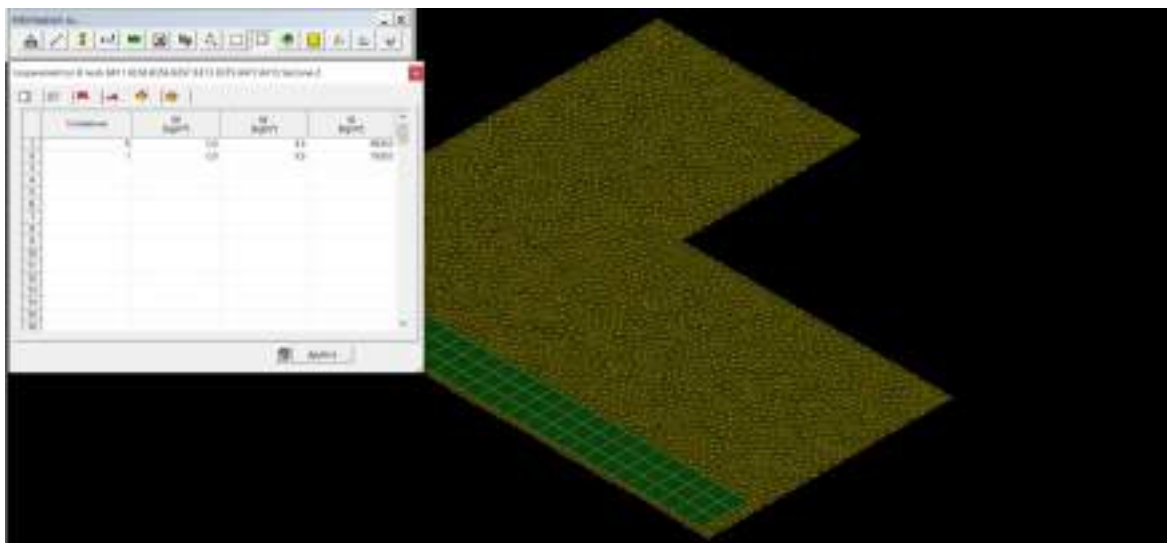


Figura 75: Colore verde vasca accumulo acqua antincendio

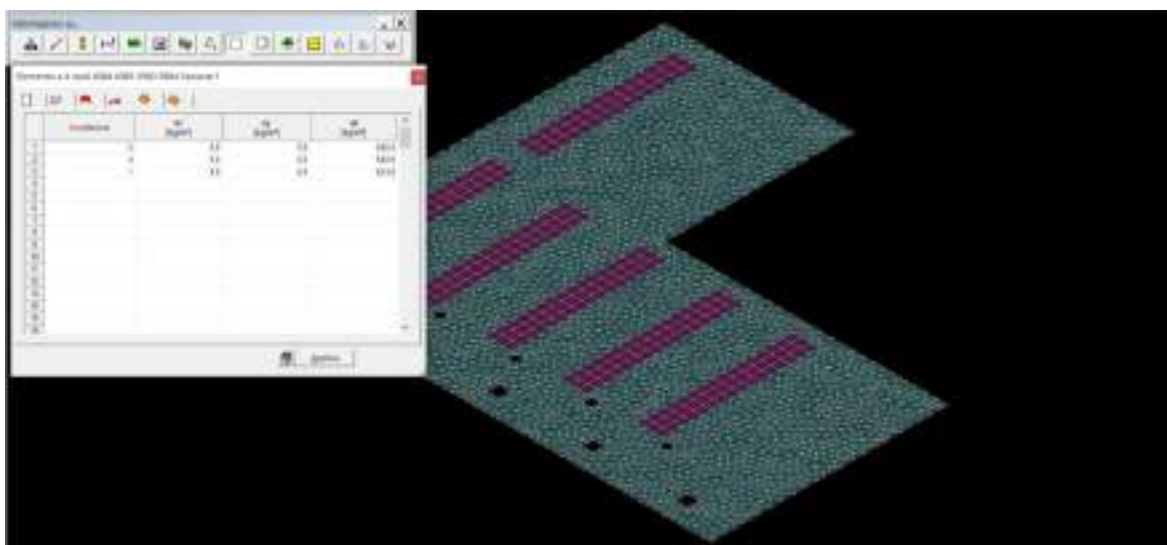


Figura 76: Primo impalcato (copertura) colore rosa scuro macchine con concentrazione carichi maggiori

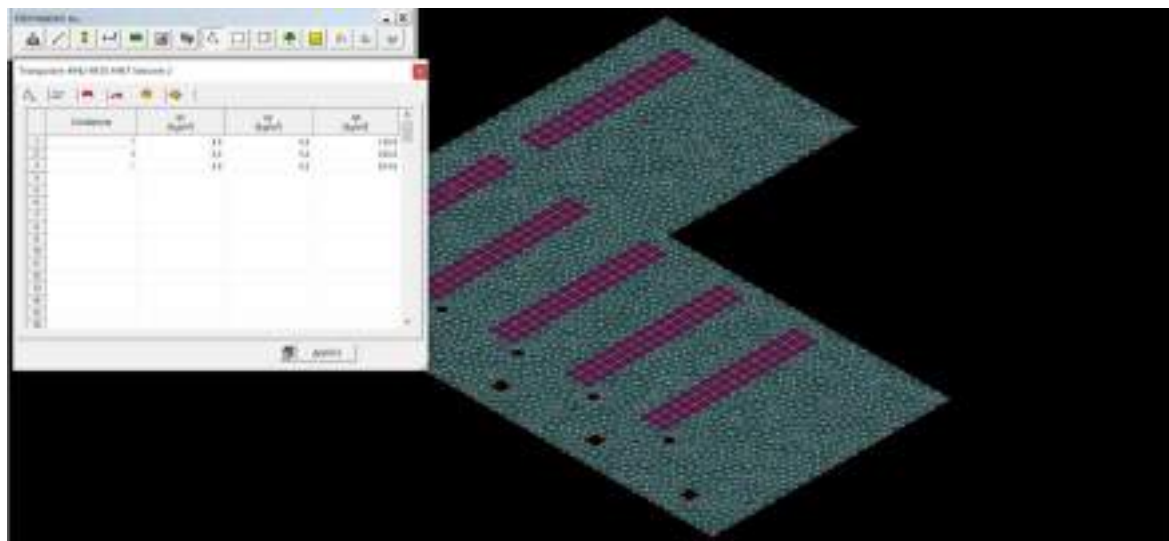
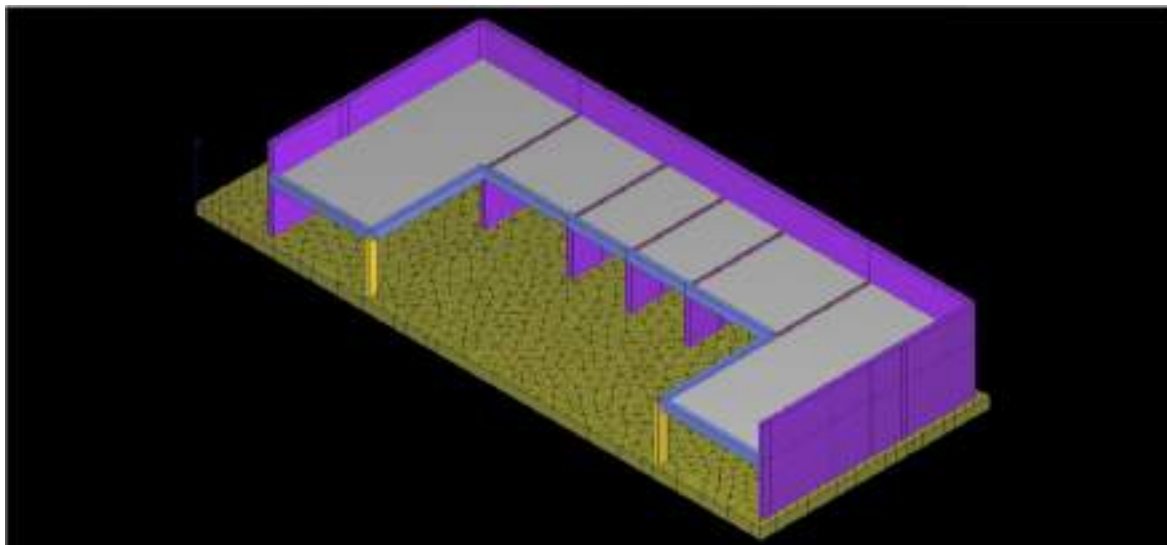


Figura 77: Primo impalcato (copertura) colore celeste



Blocco gas medicali e serbatoi

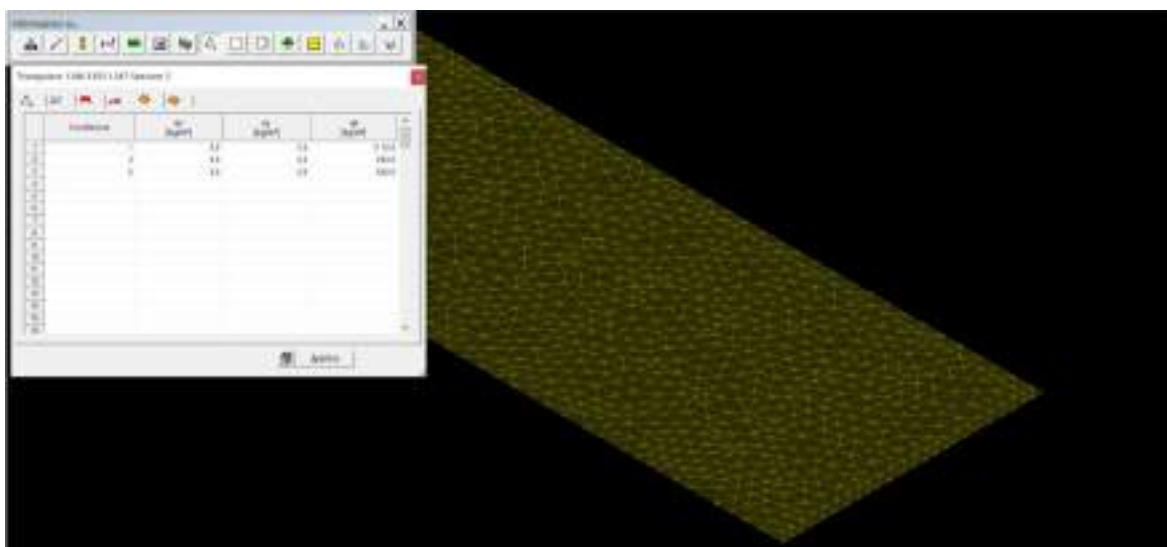


Figura 78: Verde scuro fondazione zona serbatoi e gas medicali

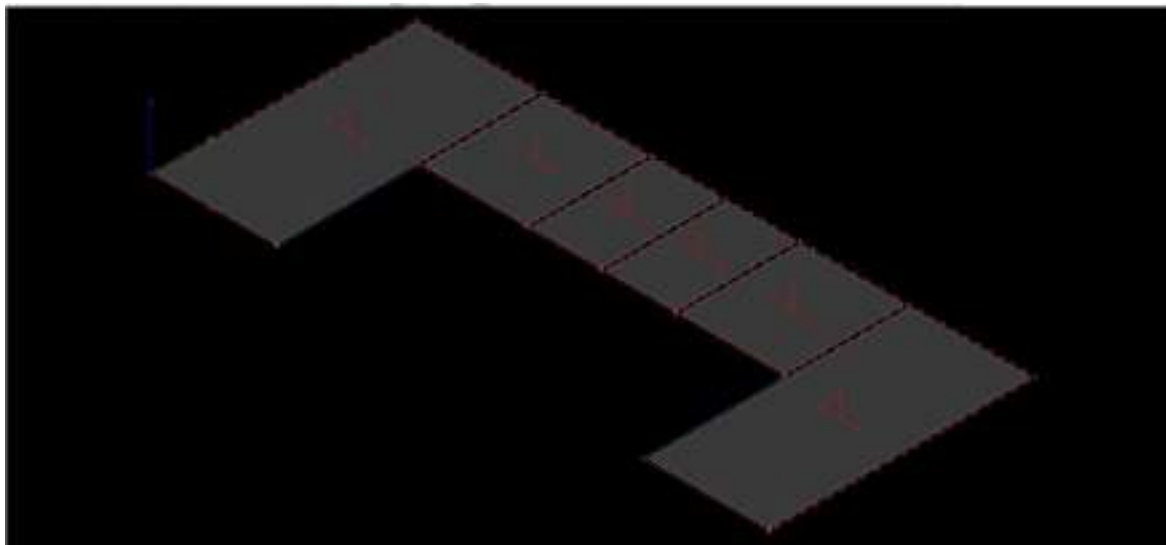


Figura 79: Colore grigio copertura leggera con struttura metallica

Superficie di carico

Area Numero	Commento	Dir. Orditura [°]	Ax [m²]	Ay [m²]	Az [m²]	Area [m²]	Carichi unitari per condizione						Carichi Totali		
							Condizione	qx [kg/m²]	qy [kg/m²]	qz [kg/m²]	Applicato Riferimento	Trasmesso	Qx [kg]	Qy [kg]	Qz [kg]
1	Area 1 copertura	0.00	0.0	0.0	238. 7	238. 7	1	0.0	0.0	25.0	Globale	Sulle travi	0.0	0.0	5967.5
							5	0.0	0.0	100.0	Globale	Sulle travi	0.0	0.0	23870. 0
		Σ	0.0	0.0	238. 7	238. 7									

6.3 Neve

Normativa : D.M. 17/01/2018 (NTC 2018, Circolare 21/01/2019, n.7)

Il carico provocato dalla presenza della neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale delle superfici di copertura. Esso è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

- Provincia: Bari
- Zona: II
- Altitudine: 0 m s.l.m.



- Valore caratteristico neve al suolo: $q_{sk} = 1 \text{ kN/m}^2$
- Carico della neve al suolo riferito ad un tempo di ritorno di 100 anni: $q_{sn} = 1.13 \text{ kN/m}^2$
- Coefficiente di esposizione C_E : 1 (Normale)
- Coefficiente termico C_t : 1

La valutazione del carico neve per le varie parti d'opera è riportata nelle pertinenti relazioni specifiche.

6.4 Vento

I carichi aerodinamici associati all'azione del vento sono ricondotti a pressioni equivalenti di natura statica, la cui intensità è valutata secondo l'espressione seguente:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

- Provincia: Bari
- Zona: 3
- Altitudine: 0 m s.l.m
- Tempo di ritorno T_r : 100 anni;
- Velocità di riferimento $v_r(T_r)$: 28.06 m/s
- Pressione cinetica di riferimento q_r : 492.08 N/m²
- Altezza della costruzione z : 20.0 m (z_{min} : 4m)
- Distanza dalla costa: Terra, entro 10 km dalla costa
- Classe di rugosità del terreno: D
- Categoria di esposizione del sito: II
- Coefficiente topografico c_t : 1
- Coefficiente dinamico c_d : 1
- Coefficiente di esposizione $c_e(z)$:
- $c_e(z_{min} = 4m)$: 1.8
- $c_e(z = 20.0)$: 2.81



Il calcolo degli specifici coefficienti di pressione e delle rispettive azioni aerodinamiche equivalenti, dove significativo, è riportato nelle relazioni di calcolo delle specifiche parti d'opera.

6.4.1 **Nota sui carichi da vento**

Per le opere oggetto del presente PFTE, i carichi da vento rivestono in generale un ruolo di scarsa rilevanza nel dimensionamento strutturale: ciò è dovuto da un lato alle caratteristiche intrinseche dei manufatti (di modesta altezza), dall'altro al fatto che le sollecitazioni dovute ai carichi aerodinamici sono ampiamente inferiori a quelle associate agli scenari sismici di progetto. L'interesse all'analisi dei carichi in questione, quindi, si riduce alle sole verifiche locali delle tamponature, degli infissi e degli elementi di facciata e per tale ragione essi sono stati stralciati dall'analisi globale delle strutture. Fanno eccezione, a tale riguardo, le sole parti d'opera in carpenteria metallica posizionate sulle coperture per alloggiare gli impianti: soltanto per queste, le azioni in esame sono state considerate nell'analisi globale delle strutture.

6.5 Azioni sismiche

6.5.1 Caratterizzazione del sito

Si riportano di seguito le caratteristiche e il posizionamento geografico dell'area interessata dalla costruzione.

- Comune: Bisceglie (BT)
- Zona Sismica: 3 (Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 28 aprile 2006 n. 3519), $0.05 \cdot g < a_g \leq 0.15 \cdot g$

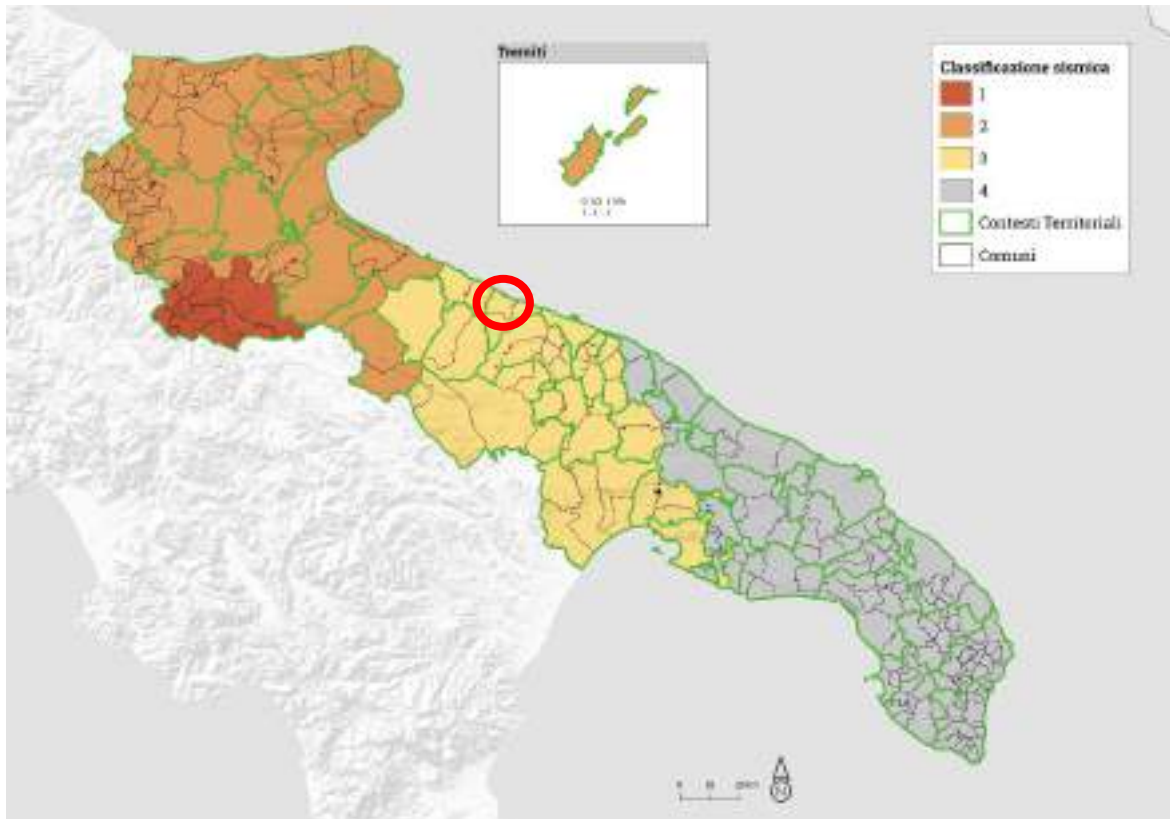


Figura 80: mappa di classificazione sismica della Regione Puglia. Il sito d'interesse si trova in zona classificata 3.

- Latitudine: **41.221386°**
- Longitudine: **16.535430°**
- Tipo di terreno: **A (B solo per stendimento MASW 2)**

La categoria del sottosuolo valutata in base a indagini sismiche a rifrazione, stendimenti MASW, prova down-hole e misure di microtremori in campo libero HVSR, da cui risulta $V_{s,eq} \geq 800$ m/s ovunque tranne che in corrispondenza dello stendimento MASW2, per il quale si ha $V_{s,eq} = 525$ m/s, quest'ultimo dato ha scarsa rilevanza progettuale perché riguarda una zona non interessata da edificazione.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	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.

Figura 81: definizione delle classi di terreno "A" e "B" – NTC 2018

- Categoria topografica: T1 Superficie pianeggiante.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

6.5.2 Caratterizzazione della struttura

Si riportano di seguito le caratteristiche della struttura associate alla vita utile ed ai tempi di ritorno dei sismi di progetto.

Tipo di costruzione: **3** “Costruzioni con livelli di prestazione elevati” (NTC2018, §2.4.1)

Vita nominale di progetto V_N : **100 anni**

Classe d'uso: **IV**

“Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.” (NTC2018, §2.4.2)

Coefficiente di uso C_u : **2.0**

Vita di riferimento V_r : **200 anni** (NTC2018, §2.4.3)

6.5.3 Caratterizzazione della tipologia strutturale e definizione del fattore di struttura

Per la determinazione della tipologia strutturale e la definizione del fattore di struttura pertinente si rimanda alle relazioni specifiche relative ai singoli fabbricati.

Si precisa tuttavia che tutte le strutture oggetto del presente PFTE sono state dimensionate e verificate facendo riferimento a un **comportamento strutturale non dissipativo** (NTC2018, §7.2.2).

“Per comportamento strutturale non dissipativo, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico (v. § 7.2.6)”.

Per le strutture a comportamento non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} ridotto, secondo l'espressione $1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} \cdot q_{CD} \cdot B^* \leq 1.5$ (NTC 2018, [7.3.2])

6.5.4 Definizione delle grandezze caratteristiche e degli spettri di progetto

La valutazione delle azioni sismiche e delle conseguenti sollecitazioni sulle strutture in esame è stata effettuata mediante analisi dinamiche modali con spettro di risposta, svolte considerando un numero di modi di vibrare sufficiente ad eccitare più del 90% delle masse strutturali e permanenti portate nelle due direzioni principali orizzontali e in direzione verticale (dove pertinente).

La determinazione delle ordinate spettrali in funzione del periodo di vibrazione è stata effettuata in base ai dati riassunti nei paragrafi precedenti, specializzandola agli stati limite di collasso (SLC), salvaguardia della vita (SLV), di danno (SLD) e di operatività (SLO).

Per le sole strutture del CNC sono state considerate anche le azioni sismiche in direzione verticale, data la presenza di orizzontamenti parzialmente appesi alle travature di copertura (solaio del mezzanino a livello L1) – cfr NTC 2018, §7.2.2.

7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza, resistenza e duttilità nei confronti delle due componenti orizzontali delle azioni sismiche, tra loro ortogonali.

I sistemi strutturali sono composti di elementi strutturali primari ed eventuali elementi strutturali secondari. Agli elementi strutturali primari è affidata l'intera capacità antisismica del sistema; gli elementi strutturali secondari sono progettati per resistere ai soli carichi verticali (v. § 7.2.3).

La componente verticale deve essere considerata, in aggiunta a quanto indicato al § 3.2.3.1, anche in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2.

Figura 82: stralcio del punto 7.2.2, NTC 2018 – per le strutture del CNC è richiesto di considerare anche la componente verticale del moto sismico.

Le formule proposte dalla normativa per la costruzione degli spettri di risposta sono le seguenti:

Spettri elastici

Orizzontale

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

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

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

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

Verticale

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

Spettri di progetto

In base alle indicazioni contenute al punto 3.2.3.5 delle NTC 2018, gli spettri di risposta di progetto da utilizzare per gli stati limite di danno (SLD), di salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso (SLC) si ottengono dai corrispondenti spettri elastici, riducendo le ordinate spettrale secondo un fattore $1/q$, dove q è il fattore di comportamento.

Per quanto attiene allo stato limite di operatività (SLO), lo spettro di risposta da utilizzare sia per le componenti orizzontali sia per la componente verticale è quello elastico corrispondente (cfr. NTC 2018, §3.2.3.4).

6.5.5 Spettri di Normativa – parametri di base

6.5.5.1 Spettri SLC

- | | |
|--|------------------------------|
| • Vita nominale costruzione: | 100 anni |
| • Classe d'uso costruzione: | IV |
| • Vita di riferimento: | 200 anni |
| • Spettro di risposta: | Stato limite di collasso SLC |
| • Probabilità di superamento nel periodo di riferimento: | 5% |
| • Tempo di ritorno del sisma: | 2475 anni |
| • Località: | Bisceglie (BT) |
| • a_g/g : | 0.2888 |
| • F_0 : | 2.371 |

- Tc: 0.399
- Categoria del suolo: A
- Fattore topografico: 1.0

6.5.5.2 Spettri SLV

- Vita nominale costruzione: 100 anni
- Classe d'uso costruzione: IV
- Vita di riferimento: 200 anni
- Spettro di risposta: Stato limite di salvaguardia della vita SLV
- Probabilità di superamento nel periodo di riferimento: 10%
- Tempo di ritorno del sisma: 1898 anni
- Località: Bisceglie (BT)
- a_g/g : 0.2539
- F_0 : 2.404
- Tc: 0.396
- Categoria del suolo: A
- Fattore topografico: 1.0

6.5.5.3 Spettri SLD

- Vita nominale costruzione: 100 anni
- Classe d'uso costruzione: IV
- Vita di riferimento: 200 anni
- Spettro di risposta: Stato limite di salvaguardia della vita SLV
- Probabilità di superamento nel periodo di riferimento: 63%
- Tempo di ritorno del sisma: 201 anni
- Località: Bisceglie (BT)
- a_g/g : 0.0828
- F_0 : 2.538
- Tc: 0.356
- Categoria del suolo: A
- Fattore topografico: 1.0

6.5.5.4 Spettri SLV

- Vita nominale costruzione: 100 anni
- Classe d'uso costruzione: IV
- Vita di riferimento: 200 anni
- Spettro di risposta: Stato limite di salvaguardia della vita SLV
- Probabilità di superamento nel periodo di riferimento: 10%
- Tempo di ritorno del sisma: 1898 anni
- Località: Bisceglie (BT)
- a_g/g : 0.2539
- F_0 : 2.404
- Tc: 0.396
- Categoria del suolo: A
- Fattore topografico: 1.0

6.5.5.5 Spettri SLD

• Vita nominale costruzione:	100 anni
• Classe d'uso costruzione:	IV
• Vita di riferimento:	200 anni
• Spettro di risposta:	Stato limite di salvaguardia della vita SLV
• Probabilità di superamento nel periodo di riferimento:	63%
• Tempo di ritorno del sisma:	201 anni
• Località:	Bisceglie (BT)
• a_g/g :	0.0828
• F_0 :	2.538
• T_c :	0.356
• Categoria del suolo:	A
• Fattore topografico:	1.0

6.5.5.6 Spettri SLO

• Vita nominale costruzione:	100 anni
• Classe d'uso costruzione:	IV
• Vita di riferimento:	200 anni
• Spettro di risposta:	Stato limite di salvaguardia della vita SLV
• Probabilità di superamento nel periodo di riferimento:	81%
• Tempo di ritorno del sisma:	120 anni
• Località:	Bisceglie (BT)
• a_g/g :	0.0645
• F_0 :	2.525
• T_c :	0.343
• Categoria del suolo:	A
• Fattore topografico:	1.0

6.5.6 **Spettri derivanti dall'analisi RSL**

Per le opere in esame sono state svolte delle specifiche analisi di Risposta Sismica Locale (che hanno portato alla definizione di spettri di risposta specifici per il sito negli scenari SLV e SLD – direzioni orizzontali del moto (per i dettagli delle analisi di RSL si rimanda agli specifici elaborati a corredo del presente PFTE),

Nell'analisi e dimensionamento delle strutture si è cautelativamente fatto riferimento all'involuppo degli spettri così ricavati con quelli di normativa, considerando come input sismico quanto sintetizzato nei grafici a seguire (linee verdi spesse). Si precisa che in questo documento ci si riferisce agli spettri di risposta elastici: per la definizione dei fattori di struttura e dei conseguenti spettri di progetto si rimanda alle relazioni di calcolo delle distinte parti d'opera.

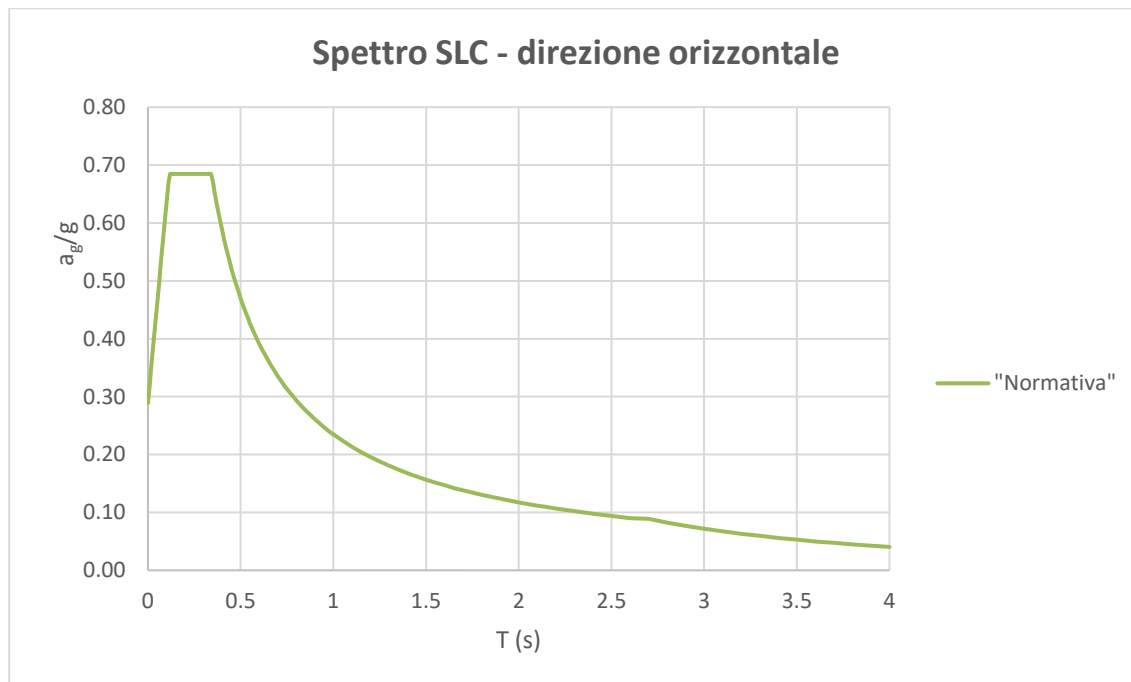


Figura 83: spettro di risposta SLC – direzione orizzontale.

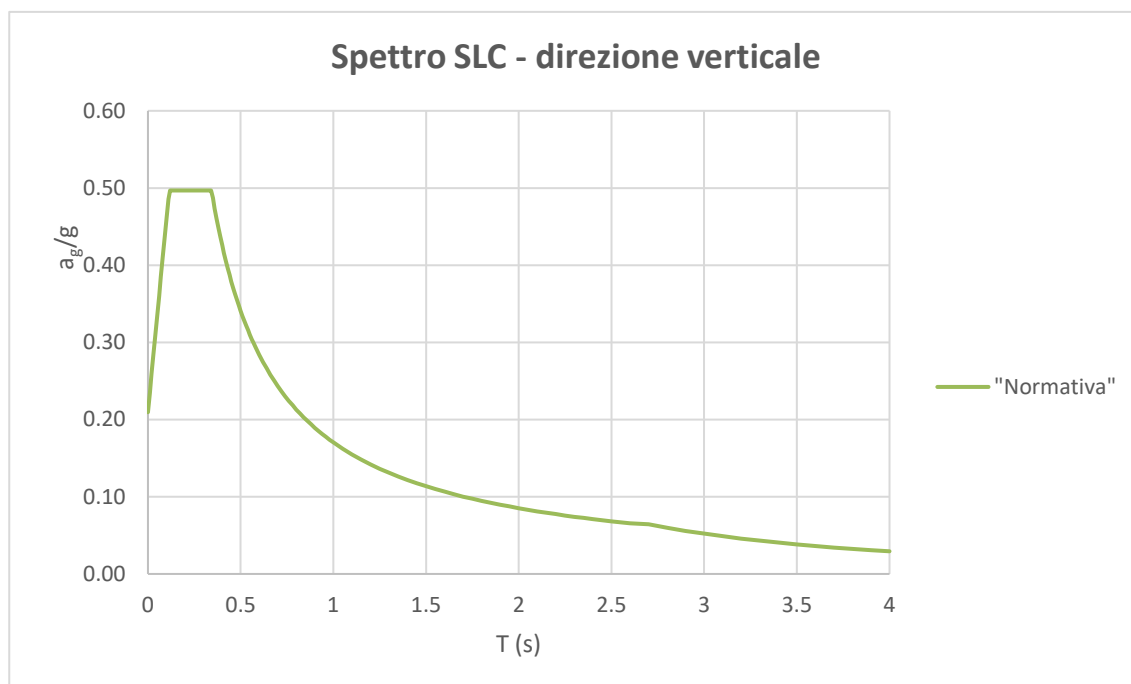


Figura 84: spettro di risposta SLC – direzione verticale.

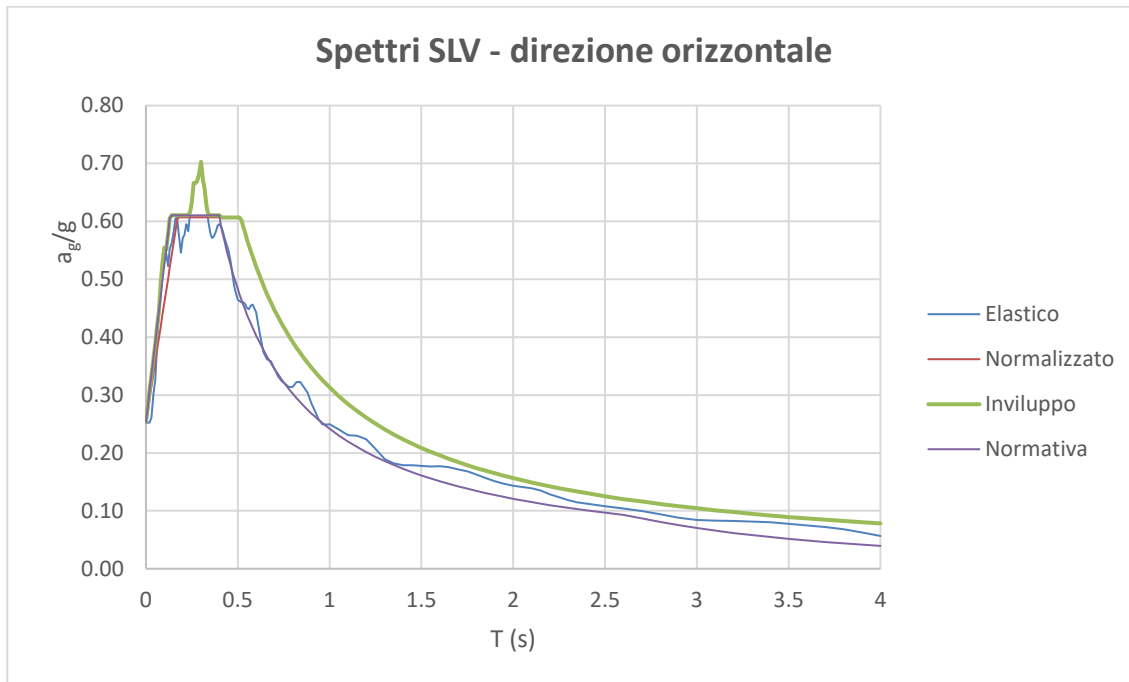


Figura 85: spettri di risposta SLV – direzione orizzontale.

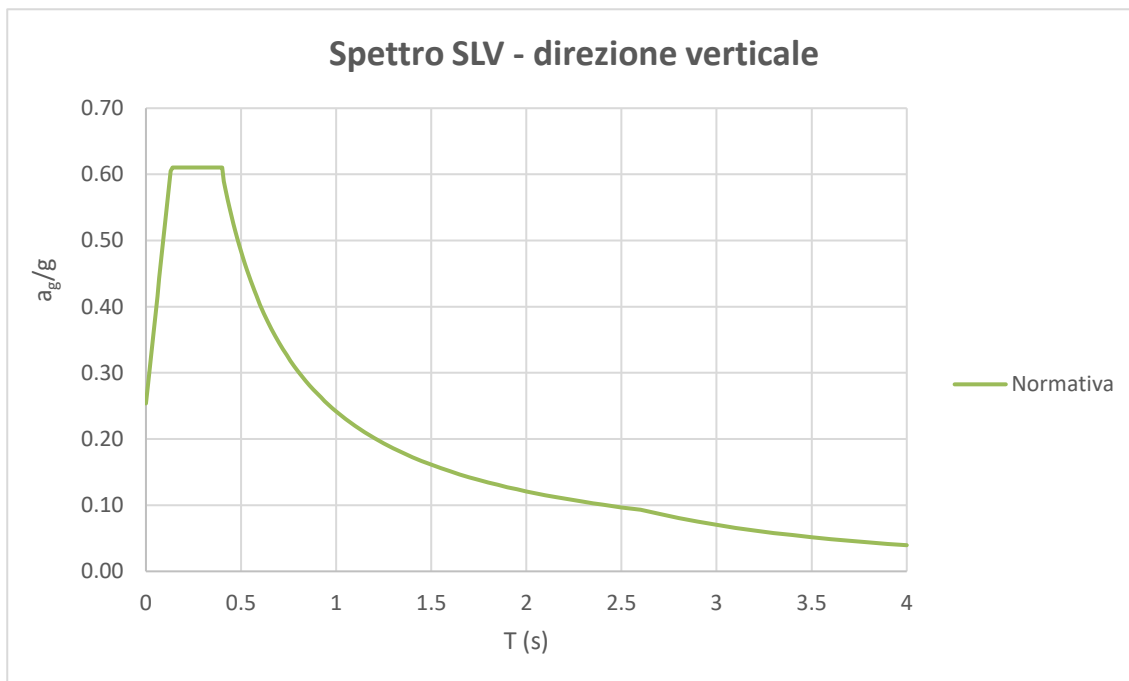


Figura 86: spettro di risposta SLV – direzione verticale.

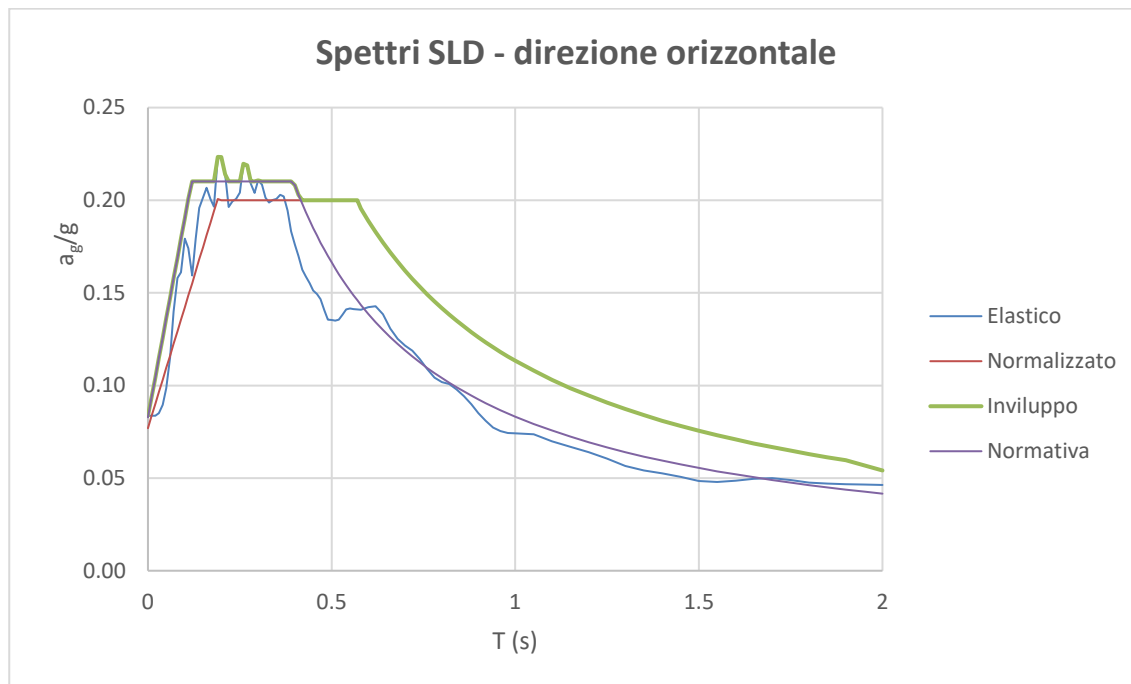


Figura 87: spettri di risposta SLD – direzione orizzontale.

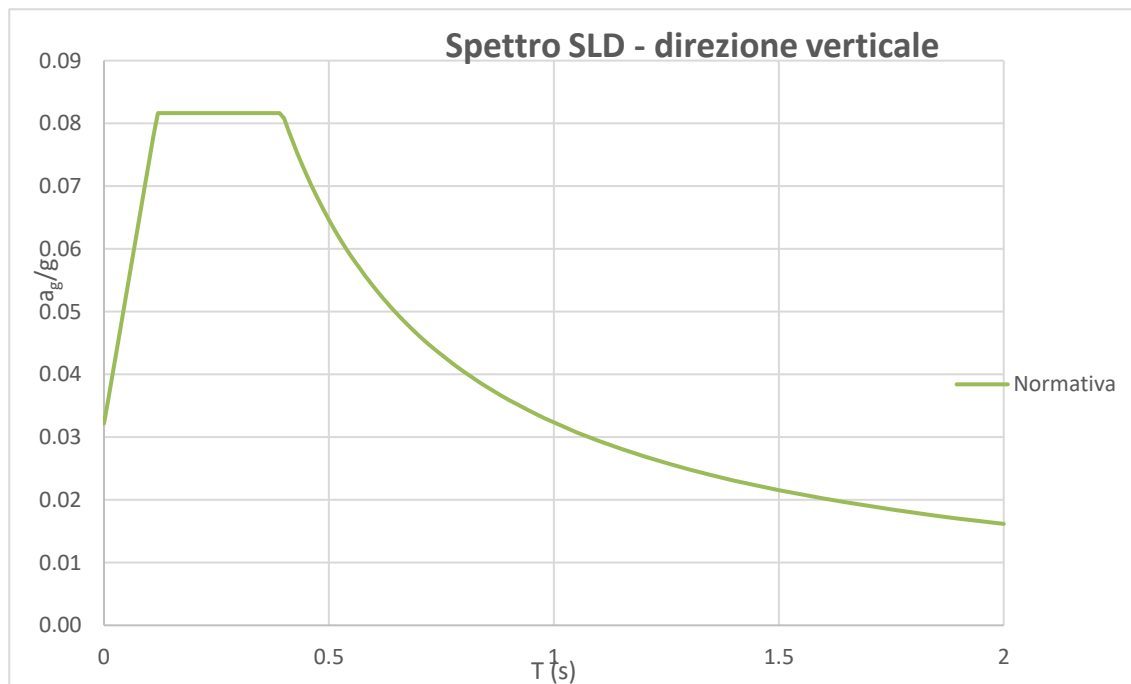


Figura 88: spettro di risposta SLD – direzione verticale.

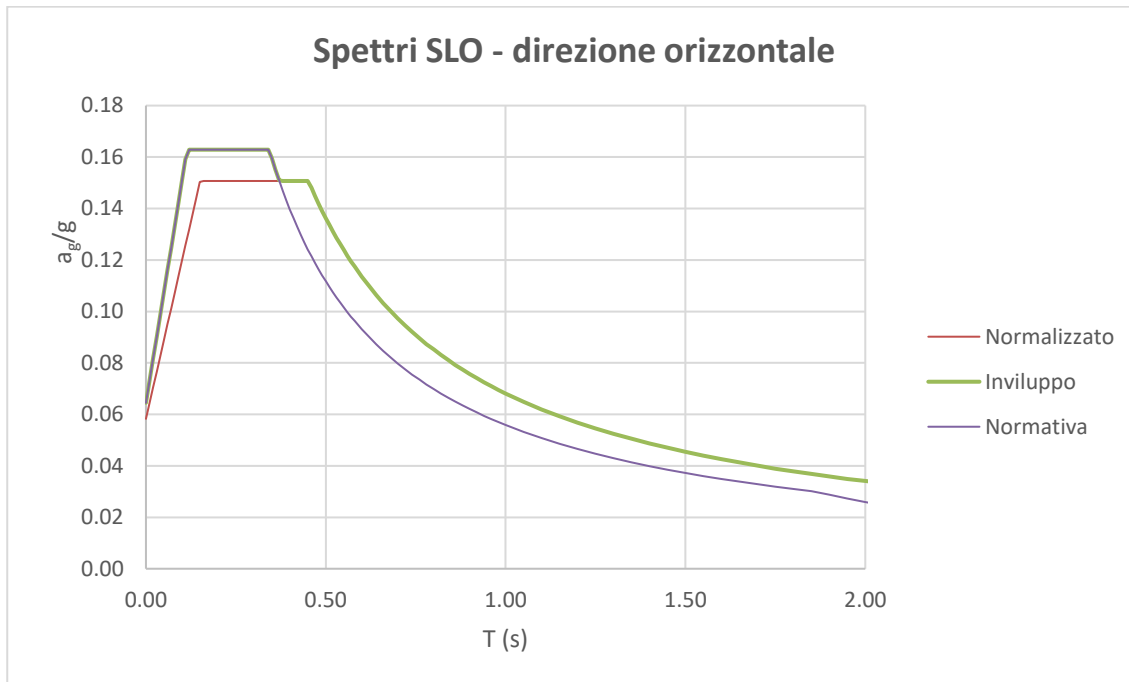


Figura 89: spettri di risposta SLO – direzione orizzontale.

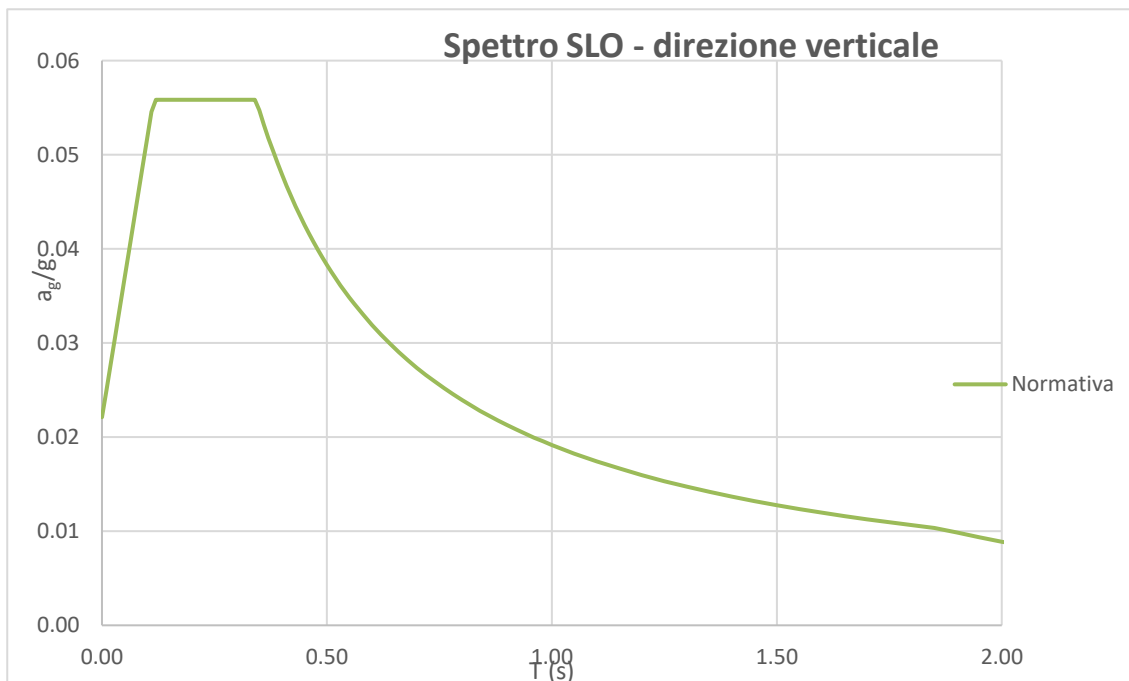


Figura 90: spettro di risposta SLO – direzione verticale.

6.5.7 Massa sismica

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

$$W = G_k + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

in cui G_k rappresenta i carichi e sovraccarichi permanenti, Q_{ki} il valore caratteristico delle azioni variabili dovute al carico accidentale massimo, mentre i coefficienti Ψ_{2i} , definiti in funzione della destinazione d'uso della specifica parte d'opera, sono riportati nella seguente tabella.

Tabella 4: fattori di riduzione della massa sismica

Id. carico	Categoria	Tipo di locale	Ψ_{2i}
q _{1E}	E2	Ambienti ad uso industriale – locali tecnici livello B1 (tutti i corpi) e livello L1 di NH6.	0.8
q _{1E}	E2	Ambienti ad uso industriale – locali tecnici livello copertura.	0.8
q _{1E}	E2	Ambienti ad uso industriale – sale con macchinari per diagnostica – NH6 e NH7 livello L0.	0.8
q _{1c}	C1	Stanze e altri ambienti di degenza – da NH1 a NH6, tutti i livelli coperti, eccetto NH6 e NH7 livello L0, NH6 livello L1.	0.6
q _{1c}	C2	Scale, balconi, ballatoi, spazi comuni, aree esterne in generale – CNC, tutti i livelli; atrio ingresso EST.	0.6
q _{1H}	H1	Copertura accessibile per sola manutenzione – coperture e sottotetti di tutti i corpi.	0.0

Si precisa che nel caso di specie le masse associate agli impianti sono considerate come sovraccarichi permanenti, quindi con coefficienti di combinazione unitari.

6.6 Azioni termiche

Per le strutture in esame i carichi termici costituiscono indubbiamente “azioni non fondamentali per la sicurezza o l'efficienza strutturale” (cfr. NTC 2018, §3.5.5): si considera pertanto la sola componente ΔT_u , di seguito esplicitata:

$\Delta T_u = \pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$ strutture in c.a. protette

$\Delta T_u = \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$ strutture in c.a. esposte

$\Delta T_u = \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$ strutture in acciaio protette

$\Delta T_u = \pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$ strutture in acciaio esposte

Per quanto attiene alle strutture in c.a. protette, considerazioni analoghe a quelle rappresentate nel paragrafo successivo, unitamente alla natura propria dei fabbricati in esame (dotati di efficienti sistemi di isolamento dell'involucro e di climatizzazione controllata invernale/estiva in tutti gli ambienti), portano a ritenere trascurabile l'effetto delle azioni termiche nel dimensionamento strutturale; nel caso di specie le azioni in narrativa sono state pertanto stralciate dall'analisi.

6.7 Ritiro

Nel dimensionamento delle strutture in esame le azioni da ritiro impedito per iperstaticità non sono state esplicitamente inserite nei modelli di calcolo. Tale scelta è motivata da una serie di fattori:

- La disposizione di giunti strutturali è stata studiata in modo da regolarizzare la sagoma e la distribuzione delle rigidezze dei vari blocchi, contenendone le dimensioni complessive.
- Nel caso di specie, il dimensionamento delle strutture è fortemente condizionato dai carichi sismici, che sulla base delle indicazioni normative non devono essere combinate con le azioni da ritiro impedito (destinate, queste ultime, ad abbattersi nel momento in cui gli elementi strutturali si fessurano).
- La realizzazione degli orizzontamenti in calcestruzzo avverrà seguendo dettagliate procedure operative che

prevedano

- L'esecuzione dei getti a scacchiera;
- L'adozione di tecniche di stagionatura secondo la regola dell'arte (mantenimento dell'umidità dei getti, protezione dall'irraggiamento, etc.);
- La realizzazione di fasi intermedie in cui siano lasciate non gettate strisce di solaio opportunamente disposte e dimensionate, in modo da consentire la libera deformazione degli impalcati nelle fasi iniziali della stagionatura; tali zone saranno realizzate in un momento successivo, dopo adeguato lasso temporale, utilizzando calcestruzzi additivati con agenti antiritiro o espansivi.

6.8 Spinta del terreno sulle parti contro terra

Come affermato in premessa, lungo alcuni lati degli ambienti situati al livello inferiore (CNC e NH4) è presente un muro di contenimento che avrà la funzione di sostenere le spinte del terreno e dei sovraccarichi su di esso agenti.

Le indagini geologiche svolte mostrano che l'intero complesso è impostato su un substrato di roccia fratturata, dotato di elevate caratteristiche meccaniche, dunque debolmente spingente.

Il dimensionamento e l'analisi delle opere di contenimento del terreno sono quindi svolti facendo cautelativamente riferimento alle proprietà del riempimento che sarà disposto immediatamente a tergo dei muri, costituito da materiale incoerente arido accuratamente selezionato e con granulometria calibrata, per il quale si assumono i seguenti valori caratteristici:

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso specifico
 $\phi' = 35^\circ$ angolo d'attrito
 $k_0 = 0.426$ coefficiente di spinta a riposo

6.8.1 Spinte in condizioni statiche

Ad una generica profondità z , la pressione orizzontale sulle strutture interrato $\sigma_0(z)$ è data dall'espressione seguente:

$$\sigma_0(z) = K_0 \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z)$$

Essendo la falda assente nel caso in esame (profondità ampiamente superiore alla quota d'imposta delle opere), si ha quindi

$$\sigma_0(z) = K_0 \cdot \sigma_v(z)$$

Data la sostanziale indeformabilità delle strutture in esame, per la valutazione delle spinte in condizioni sismiche si fa riferimento alla teoria di Wood (1973).

L'incremento dinamico in fase sismica è quindi calcolato come segue:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g/g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Tale spinta è applicata con distribuzione uniforme sull'altezza h_{tot} .

Nel caso di spece, si ha

$S = 1.0$ fattore di amplificazione stratigrafica e topografica
 $a_g/g = 0.2539$ accelerazione di picco al suolo (SLV)
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso per unità di volume assunto per il terreno

Quindi

$$\Delta P_{d,s} = 5.08 \cdot h_{tot}^2 \text{ [kN/m]} \quad \text{incremento dinamico di spinta indotto dal sisma}$$

$$\Delta \sigma_{d,s} = 5.08 \cdot h_{tot} \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \text{incremento dinamico di pressione indotto dal sisma}$$

6.8.2 Sovraccarichi sul terreno a ridosso del muro di contenimento

Come già descritto, per una parte della sua stensione il muro in esame funge anche da sostegno di un'aliquota dei carichi verticali trasferiti dagli adiacenti edifici NH, caratterizzati da due livelli fuori terra + sovrastruttura metallica che ospita installazioni impiantistiche.

Ai fini del dimensionamento strutturale, occorre quindi determinare la pressione media che tali edifici scaricano al di sotto delle proprie fondazioni.

Si fa riferimento, a tale scopo, ai risultati dei modelli di calcolo utilizzati per il dimensionamento degli edifici NH; con opportune semplificazioni, si può ritenere che il sovraccarico in esame sia uniformemente ripartito sull'area d'impronta dei fabbricati e abbia intensità pari a

$\Delta\sigma_{v,g} = 40 \text{ kPa}$ pressione aggiuntiva verticale dovuta ai pesi propri strutturali e ai sovraccarichi permanenti.

$\Delta\sigma_{v,q} = 10 \text{ kPa}$ pressione aggiuntiva verticale dovuta ai sovraccarichi accidentali.