

"Il ferro battuto diventa acciaio"

M. Affatato D'Amato, D. Sala, Antichi proverbi cinesi,
Giunti, 2000

STRUTTURA OFFICINE

INDAGINE DIAGNOSTICA

327

Obiettivi

La struttura esistente

Prove diagnostiche

Risultati delle prove sclerometriche

Proprietà residue dei materiali

ANALISI STRUTTURALE

332

Premessa

L'intervento strutturale

Il materiale della nuova struttura

Caratteristiche del sito e parametri di progetto

ANALISI DEI CARICHI

337

Carichi esistenti

Carichi di progetto

Combinazione dei carichi

DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE

Verifiche allo stato limite SLE e SLU

Dimensionamento dei solai

Dimensionamento delle travi secondarie

Dimensionamento delle travi primarie

343

VERIFICHE DELLE STRUTTURE ESISTENTI

Trave di copertura

Pilastro tipo

357

VERIFICHE AI CARICHI ORIZZONTALI

Finalità

Carico da vento

Carico da sisma

361

Indagine diagnostica

Obiettivi

L'**indagine diagnostica** condotta *in situ* e riportata in questo capitolo si configura come un'importante azione strategica da prescriversi ed effettuarsi in tutte le aree di intervento individuate dal progetto territoriale. Essa assume rilevanza fondamentale nello sviluppo di interventi simili in quanto basati tutti su un processo di **recupero di edifici esistenti**¹, in rispetto delle prescrizioni di consumo a suolo zero previste sempre nella strategia territoriale.

Un'adeguata diagnostica permette infatti di sondare e conoscere in maniera approfondita lo **stato di conservazione** delle risorse strutturali esistenti e dunque valutarne il loro ulteriore utilizzo o potenziamento attraverso interventi di consolidamento, da attuarsi, ove necessari, a seguito di approfondite verifiche, al fine anche di contenere o evitare i costi di un eventuale demolizione e ricostruzione in toto.

L'attività di diagnostica rappresenta dunque un ausilio importante per la conseguente **valutazione della sicurezza** delle strutture esistenti e progettazione dei nuovi interventi, in quanto, a seconda del livello di approfondimento, permette di indagare alcuni aspetti non del tutto palesi ed evidenti, quali ad esempio difetti di realizzazione, proprietà meccaniche residue, degradi o modifiche subite rispetto alla situazione originaria².

La struttura esistente

Data la strumentazione reperita³ e la configurazione degli interventi progettuali previsti sugli edifici esistenti nell'area di intervento a Poiatengo, si è deciso di effettuare delle **indagini diagnostiche non distruttive** e la successiva valutazione di sicurezza rispetto allo scheletro strutturale in cemento armato dell'edificio principale costituente le *Officine Spluga*.

Fig. 12.1:
Fotografia scattata durante l'indagine diagnostica *in situ*: prova sclerometrica su un pilastro tipo in calcestruzzo armato

Fig. 12.2:
Foto dell'interno dell'edificio principale dell'area di intervento, in cui è visibile la struttura esistente in cemento armato



¹ Si definisce costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto d'intervento, la struttura completamente realizzata. Si veda: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *C8.1. Oggetto*, in *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*, 2018

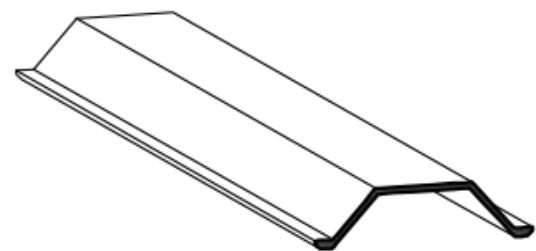
² Si veda: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *C8.2. Criteri generali*, in *op.cit.*

³ La strumentazione a disposizione era costituita da strumenti per il rilievo geometrico degli edifici, uno sclerometro, per lo svolgimento di prove sclerometriche atte a valutare una stima della resistenza meccanica degli elementi strutturali in calcestruzzo, e un pacometro, che permette di rilevare la presenza, la direzione e il diametro delle barre di armatura contenute in elementi in calcestruzzo armato, oltre a dedurre il copriferro e l'interferro fra le barre.

Questa porzione dell'edificato, infatti, secondo quanto definito nelle previsioni progettuali e architettoniche, risulta essere quella che subisce un maggiore cambiamento della sua configurazione attraverso l'impostazione e realizzazione di un **nuovo solaio interpiano** e la **sostituzione della copertura esistente**. Questi interventi, in particolare, hanno inoltre condotto all'introduzione di nuovi elementi strutturali in acciaio, opportunamente dimensionati, in aggiunta a quelli in cemento armato esistenti, costituendo così una **struttura finale di tipo misto**.

La struttura originaria di partenza, in calcestruzzo armato, risulta costituita da una serie di portali composti da 28 pilastri, di varie dimensioni, tra quella più frequente di una sezione quadrata **60x60 cm** alla maggiore pari a 100x100 cm. Quattro di questi pilastri, differentemente dagli altri, non raggiungono la quota di copertura in quanto sono stati progettati al solo fine di sostenere il solaio interpiano esistente, in cemento armato e pannelli precompressi tipo *Celerpan*⁴, presente nella sola prima campata dell'edificio.

A chiusura dei portali sono presenti 4 quattro travi in cemento armato, poggianti ciascuna su 6 pilastri, che reggono dei tavelloni prefabbricati costituenti gli elementi di chiusura della copertura e dei travetti che sorreggono i lucernari⁵.



Prove diagnostiche

Durante alcuni sopralluoghi nell'area di intervento sono state svolte le seguenti indagini diagnostiche non distruttive *in situ*:

- **Rilievo geometrico-strutturale**⁶: riferito alla geometria complessiva dell'edificio e dei suoi elementi costruttivi e le relazioni con le altre strutture limitrofe.
- **Rilievo del degrado**: attuato attraverso verifiche visive al fine di tener conto dello stato di conservazione dei materiali ed elementi. Dalla successiva rielaborazione e schedatura dei degni risultano in atto patologie quali la degradazione differenziale, l'esposizione di alcuni elementi d'armatura dovuta al distacco del copriferro, colature, macchie e patine biologiche. Per un eventuale studio esecutivo più approfondito dell'intervento, si prescrivono ulteriori indagini diagnostiche atte a verificare meglio la presenza, intensità e diffusione di questi degni.
- **Prove sclerometriche**⁷: esse sono state condotte su un numero esiguo di pilastri, in quanto le altre strutture presenti, quali il solaio della prima campata e le travi in copertura, non erano raggiungibili data la sola strumentazione a disposizione. In particolare sono stati indagati **11 pilastri**, cercando di analizzare differenti casistiche a seconda delle loro dimensioni e posizioni all'interno della configurazione globale della struttura. Al fine di effettuare una stima più precisa e che potesse valutare gli eventuali errori grossolani e non, sono state effettuate più prove consecutive su ogni faccia degli elementi analizzati, basate su una griglia **3x3** di punti di battuta distanziati di circa 20 cm ciascuno. I risultati di queste prove sono riportati nella sezione a seguire. Tuttavia, data la suscettibilità di tali indagini alla presenza o meno del fenomeno di carbonatazione, che falsa a rialzo i valori indice di rimbalzo, si prescrivono ulteriori indagini diagnostiche atte a constatarne la presenza, quali ad esempio i carotaggi.

Fig. 12.3: Rappresentazione sezionata di un elemento di tavellone prefabbricato della copertura esistente

Fig. 12.4: Fotografia scattata durante l'indagine diagnostica *in situ*. analisi pacometrica su un pilastro tipo in calcestruzzo armato

Tab. 12.1: Risultati e rielaborazioni dei dati delle prove sclerometriche

- **Analisi pacometriche**⁸: contestualmente alle precedenti prove sono state condotte anche delle indagini sulla configurazione delle armature dei suddetti pilastri mediante l'uso di un pacometro. Queste analisi, tuttavia, non hanno fornito sufficienti e corretti dati in quanto sono state di difficile esecuzione, probabilmente dovuta alla presenza di un copriferro di notevoli dimensioni. Per la configurazione delle armature all'interno delle valutazioni di sicurezza successivamente effettuate, si è fatto dunque riferimento alla documentazione strutturale di progetto reperita.



- **Raccolta della documentazione storica di progetto**: successivamente è stato possibile rintracciare e contattare il progettista che negli anni '90 si è occupato del ripristino del fabbricato e della realizzazione di questa nuova struttura. Si è dunque recuperata la documentazione strutturale dello stato di fatto, per mezzo della quale si sono comprese parzialmente le modifiche subite nel tempo dalla costruzione, e del nuovo progetto.

Risultati delle prove sclerometriche

I differenti dati degli **indici di rimbalzo R**, risultanti da ogni prova effettuata nei diversi punti di battuta sui pilastri, sono stati dapprima rielaborati attraverso una media troncata⁹ dei 9 valori rilevati per ogni indagine. Successivamente si è dunque provveduto alla conversione di tali dati in valori di **resistenza a compressione su cubo medi W_m** tramite le curve di correlazione proprie dello strumento sclerometrico utilizzato nell'indagine. Le curve forniscono inoltre il valore della **dispersione media Δ** con la quale è possibile calcolare la **resistenza a compressione massima W_{max}** e **minima W_{min}** attraverso, rispettivamente, la somma o sottrazione di tale valore alla resistenza media.

Vengono qui di seguito riportati i risultati ottenuti e i calcoli svolti:

| Pilastro* | R [da media] | W_m [MPa] | Δ [MPa] | W_{max} [MPa] | W_{min} [MPa] |
|-----------|--------------|-------------|----------------|-----------------|-----------------|
| 1 | 39 | 39,5 | 6,98 | 46,48 | 32,52 |
| 2 | 51 | 62,8 | 7,82 | 70,62 | 54,98 |
| 3 | 40 | 41,7 | 7,07 | 48,77 | 34,63 |
| 4 | 40 | 41,7 | 7,07 | 48,77 | 34,63 |
| 5 | 43 | 47 | 7,35 | 54,35 | 39,65 |
| 6 | 49 | 58,2 | 7,71 | 65,91 | 50,49 |
| 7 | 46 | 52,7 | 7,56 | 60,26 | 45,14 |
| 8 | 42 | 45 | 7,25 | 52,25 | 37,75 |
| 9 | 41 | 41,7 | 7,07 | 48,77 | 34,63 |
| 10 | 45 | 51 | 7,53 | 58,53 | 43,47 |
| 11 | 45 | 51 | 7,53 | 58,53 | 43,47 |

⁴ L'informazione è stata raccolta dalla documentazione del progetto originale reperita e riportata nell'allegato A4 *Documentazione strutturale storica*

⁵ Per un ulteriore approfondimento della configurazione della struttura e i dettagli dei suoi elementi si rimanda all'allegato A4 *Documentazione strutturale storica*

⁶ Si vedano le tavole A3 di rilievo

⁷ Atte a valutare e stimare l'uniformità e resistenza del calcestruzzo indurito in base alla durezza superficiale degli elementi indagati. La rilevazione è stata effettuata mediante uno sclerometro a rimbalzo del corpo battuto contro la struttura, tarato con una propria curva di correlazione fra gli indici di rimbalzo e la resistenza a compressione.

⁸ Atte a rilevare la presenza e direzione delle armature, stimarne la profondità all'interno della matrice di calcestruzzo e il diametro. Esse sono condotte mediante l'utilizzo di un pacometro, uno strumento che sfrutta campi magnetici variabili a media frequenza. I limiti di queste prove si verificano generalmente nella presenza di armature troppo affiancate una all'altra e in caso di spessori di copriferro elevati.

⁹ La media troncata è una media aritmetica calcolata sui valori centrali di un insieme di valori, che permette di eliminare l'influenza di dati anomali, qui identificati con il valore massimo e minimo fra i risultati delle 9 differenti battute eseguite.

* Per comodità le facce dei pilastri verificati sono state codificate attraverso valori numerici. La correlazione fra i codici e la reale localizzazione delle facce è illustrata nella pianta strutturale riportata nella pagina a seguire.

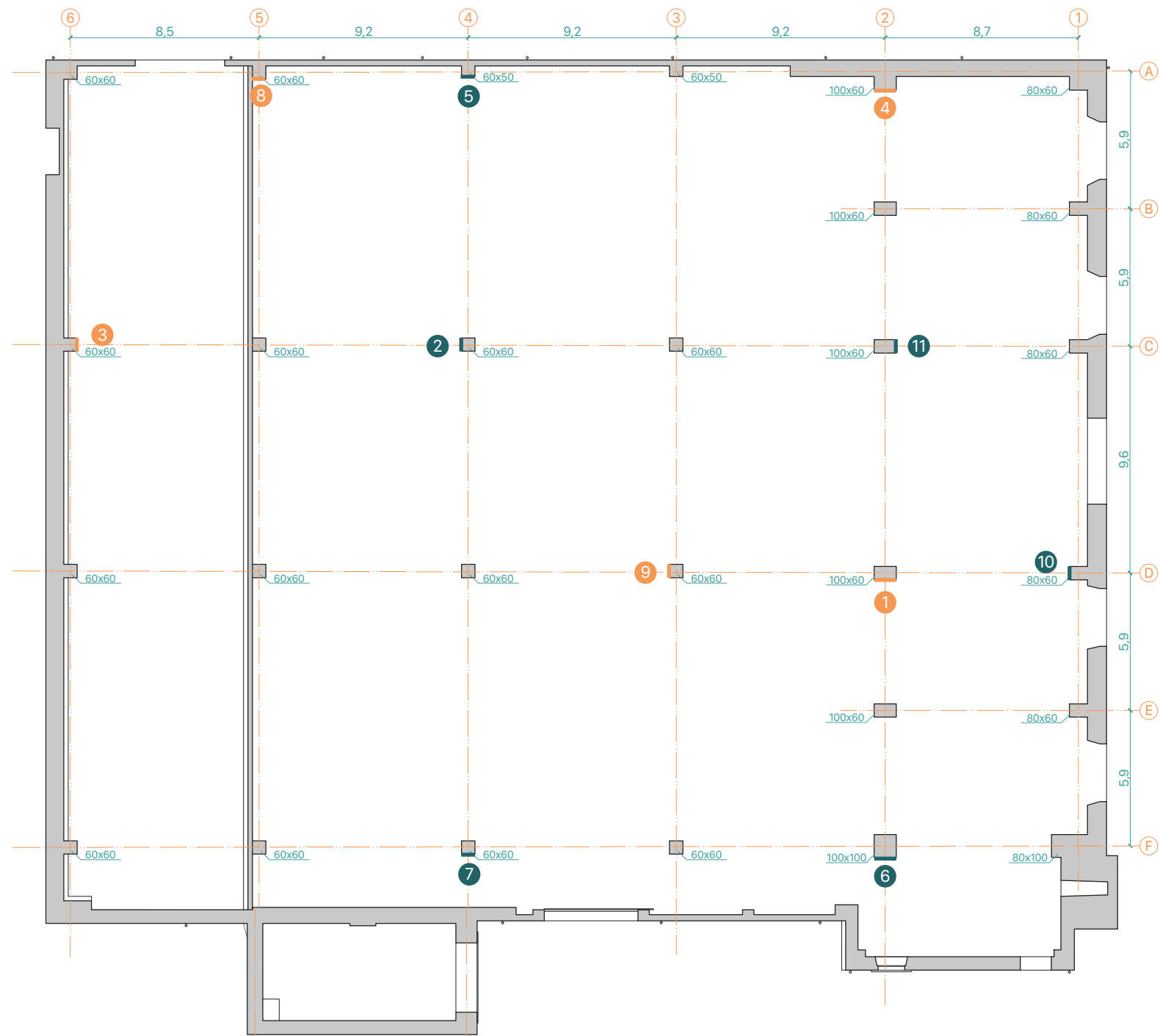


Fig. 12.5:
Rappresentazione grafica su pianta strutturale dei risultati delle prove sclerometriche. Fuori scala

- X Codifica numerica delle prove effettuate, che identifica, insieme alla posizione stessa di questo simbolo, la faccia sulla quale è stata svolta la prova
- X $W_m \geq 47,1$ MPa (valore medio globale)
- X $W_m < 47,1$ MPa (valore medio globale)
- assi strutturali



Tab. 12.2-3:
Proprietà dei materiali delle strutture esistenti

Effettuando una prima media grossolana dei dati precedentemente illustrati si ottiene per le proprietà degli elementi strutturali verticali considerati, nel complesso delle diverse prove effettuate, un **valore medio globale di resistenza a compressione su cubo media W_m pari a 47,1 MPa.**

Questo calcolo è stato effettuato per valutare un primo confronto di questo risultato con gli esiti delle prove di compressione su cubi di calcestruzzo, prelevati nelle fasi di getto in opera dei pilastri, eseguite nel 1994¹¹. Per le due prove storiche effettuate si sono ottenuti dei valori di resistenza a compressione pari a 47,47 MPa e 48,05 MPa. Entrambi i risultati, derivanti dalle indagini diagnostiche e da queste prove storiche, risultano, a distanza di anni, tutto sommato confrontabili, validando i dati ottenuti nelle prove sclerometriche.

Proprietà residue dei materiali

In seguito è stato effettuato un ulteriore confronto dei precedenti dati con quelli di progetto riportati nelle tavole¹², reperite durante la raccolta della documentazione storica riguardante le strutture.

In esse sono riportate le informazioni riguardo i materiali strutturali utilizzati: in particolare, per entrambi gli elementi strutturali successivamente verificati nella valutazione di sicurezza, ovvero i pilastri e le travi di copertura, risulta essere stato impiegato **cemento tipo 425**, con un valore $R'_{bk} \geq 300$ kg/cm², e **acciaio tipo FeB44k**.

Si sono dunque valutate le proprietà meccaniche dei due materiali da utilizzare nelle verifiche di valutazione della sicurezza.

Per il **calcestruzzo armato** sono state fatte le seguenti considerazioni, sulla base del fatto che due sono i dati disponibili per la valutazione delle caratteristiche e capacità odierne del materiale. Stando ai risultati delle prove sclerometriche e sui provini storici, si può considerare un valore di resistenza a compressione su cubo pari a 47 Mpa. Con le dovute conversioni questo valore può essere ricondotto a uno di resistenza a compressione su cilindro pari a 39 MPa¹³, approssimabile cautelativamente ad una classe di resistenza C35/45.

¹¹ Si veda la documentazione relativa alle prove sui materiali riportata nell'allegato A4 *Documentazione strutturale storica*

¹² Si vedano le tavole di progetto nell'allegato A4 *Documentazione strutturale storica*

¹³ Da normativa tecnica la resistenza a compressione su cilindri risulta all'incirca l'83% di quella determinata impiegando provini cubici

Effettuando, invece, calcoli simili rispetto ai dati di progetto, con una resistenza a compressione su cubo pari a 29,4 Mpa e una su cilindro pari a 24,4 MPa, può essere considerata una classe C25/30.

In via cautelativa, nonostante i risultati ottenuti dalle prove condotte successivamente alla realizzazione in opera delle strutture, caratterizzate da valori di resistenza maggiori favoriti dal processo di indurimento avvenuto nel tempo, si è ritenuto opportuno considerare, per le successive verifiche, una **classe di resistenza C25/30**, tenendo in conto la possibilità della presenza di fenomeni di carbonatazione che ridurrebbero invece la resistenza.

Alla luce di questa considerazione, per ulteriori studi esecutivi, si prescrivono verifiche di tale fenomeno attraverso prove diagnostiche sulle armature e il loro stato di conservazione.

A seguire vengono riportate le proprietà meccaniche dei materiali costituenti le strutture esistenti in cemento armato:

| Calcestruzzo C25/30 | | N/mm ² |
|--|-----------|-------------------|
| Resistenza caratteristica a compressione | f_{ck} | 25 |
| Resistenza di progetto a compressione | f_{cd} | 14,2 |
| Resistenza media a trazione | f_{ctm} | 2,6 |
| Resistenza di calcolo a trazione | f_{ctd} | 1,19 |
| Modulo elastico | E_{cm} | 31 000 |

| Acciaio FeB44k | | N/mm ² |
|--|----------|-------------------|
| Tensione caratteristica di snervamento | f_{yk} | 430 |
| Tensione di snervamento di progetto | f_{yd} | 373,91 |
| Modulo elastico | E_{cm} | 210 000 |

Analisi strutturale

Premessa

L'intervento di recupero da attuare sull'edificio principale dell'area di Poiatengo, al fine di realizzare un nuovo centro formativo innovativo, prevede innanzitutto un cambio di **destinazione d'uso** della costruzione stessa, adibita in passato a fabbrica e nel periodo recente a solo magazzino.

Tale cambiamento, unito a diversi interventi architettonici rilevanti, quali ad esempio l'introduzione di un nuovo solaio interpiano, comporta una significativa **variazione dei carichi** sia permanenti che variabili, legati alle nuove funzioni insediate, rispetto alla situazione esistente.

Come previsto da normativa tecnica¹⁴, dunque, si procede alla **valutazione della sicurezza** della struttura esistente nella sola porzione di edificio maggiormente interessata dagli interventi di modifica, alla luce anche della necessaria introduzione di nuove strutture, per il supporto del solaio e della nuova copertura prevista nel progetto, che devono essere inoltre correttamente dimensionate.

La normativa prevede inoltre, nel caso della necessità di una valutazione della sicurezza, la predisposizione di una verifica anche del **sistema di fondazione**, che risulta obbligatoria nel caso sussistano le condizioni indicate nella norma¹⁵. Nel caso in esame, suddette verifiche non sono state effettuate in quanto non sono disponibili sufficienti dati, se non quelli geometrici contenuti nelle tavole storiche¹⁶, per la valutazione della presenza o meno di tali condizioni definite da normativa.

Si prescrive dunque, in caso di studio esecutivo del progetto, lo svolgimento di adeguate indagini diagnostiche atte a verificare lo stato e le condizioni geotecniche e del sistema di fondazione.

L'intervento strutturale

Il progetto previsto per le *Officine Spluga* prevede alcune modifiche, per ragioni principalmente architettoniche, che coinvolgono anche la configurazione delle strutture in cemento armato esistenti.

Un primo intervento riguarda il sistema delle fondazioni, che seppur non viene studiato nel dettaglio, per le ragioni precedentemente esposte, viene implementato attraverso l'introduzione di **travi rovesce** a collegamento dei plinti esistenti, al fine di realizzare un graticcio di fondazione che migliori e renda più uniforme il comportamento del sistema stesso.

Un secondo intervento consiste, invece, nell'**abbassamento del piano di calpestio** dell'ultima campata al livello inferiore delle altre: anche in questo caso, si prescrivono ulteriori indagini al fine della effettiva verifica di fattibilità di un intervento simile. In questa trattazione, tuttavia, per ragioni di semplificazione si ipotizza che il piano sia costituito da un semplice rialzo di rinterro e che le fondazioni dell'ultima fila di pilastri siano allo stesso livello altimetrico delle altre.

Un ulteriore intervento riguarda l'**asportazione del solaio**, presente nella prima campata, costituito da cemento armato ed elementi prefabbricati, tramite taglio dello stesso mediante adeguata strumentazione, unitamente ai due pilastri realizzati al solo scopo di sorreggere questa struttura. Si ritiene opportuno attuare una tale azione in quanto si tratta di un elemento incongruo e in contrasto rispetto alle nuove ipotesi di progetto: nella nuova visione architettonica, infatti, si prevede di lasciare a tutta altezza la prima campata, in modo da evitare l'effetto soffocante che si percepisce ad oggi entrando nel fabbricato, e di realizzare un nuovo solaio interpiano nelle due porzioni laterali delle successive campate.

Infine, si prevede anche la **sostituzione della copertura esistente**, in tavelloni prefabbricati, recuperati come arredo urbano, per realizzarne una a verde e un ampio lucernario che favorisca l'ingresso della luce nella navata centrale.

Fig. 12.6:
Confronto fra la sezione dello stato di fatto e quella dello stato di progetto



Date le modifiche apportate alla struttura, visibili per mezzo del confronto delle sezioni architettoniche qui riportate, il nuovo progetto strutturale prevede lo studio e la **verifica di un pilastro tipo**, corrispondente alla dimensione 60x60 cm, ovvero quella più frequente nel sistema dei pilastri, localizzato all'interno della nuova configurazione strutturale in una delle posizioni e condizioni più sfavorevoli, in quanto più sollecitate.

Sul pilastro tipo, infatti, grava da ambo i lati la nuova struttura introdotta a sostegno del solaio interpiano di nuova realizzazione: essa si compone di un **impalcato strutturale a secco**, in lamiera grecata e pannelli OSB, di una struttura secondaria a 4 campate con relative travi di bordo confluenti direttamente sul pilastro e, infine, una struttura primaria, anch'essa vincolata direttamente al pilastro, che ovviamente regge quella secondaria.

L'intera composizione strutturale del solaio è stata dimensionata secondo le prescrizioni e facendo uso delle procedure di calcolo presenti nella **normativa** D.M. 17 gennaio 2018, *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»* e Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del

21 gennaio 2019 N. 7 *Istruzioni per l'applicazione dell'«aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni»* di cui al D.M. precedente.

Similmente è stata dimensionata anche la struttura prevista per il supporto della nuova copertura a verde, che si configura come quella del solaio. Essa, tuttavia, grava attraverso gli elementi strutturali principali sulle travi di copertura esistenti, che a loro volta trasferiscono le sollecitazioni ai pilastri. In particolare, sulle travi della navata centrale converge inoltre la fitta sottostruttura che sorregge il lucernario centrale costituito da pannelli in policarbonato.

Dati i numerosi nuovi elementi strutturali vincolati alla trave esistente si è proceduto anche allo svolgimento della **verifica di resistenza della trave** stessa, oltre a quella del pilastro. Entrambe queste verifiche sono state basate sulle prescrizioni dell'*Eurocodice 2 Progettazione delle strutture in calcestruzzo*.

La nuova struttura, così configurata, costituisce un **telaio di tipo misto** che migliora il comportamento, le prestazioni e risposte della stessa.

¹⁴ La valutazione della sicurezza è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla normativa. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.

Si veda: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *C8.3: Valutazione della sicurezza*, in *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*, 2018

¹⁵ Si veda: *Ibidem*

¹⁶ Si vedano le tavole di progetto nell'allegato A4 *Documentazione strutturale storica*

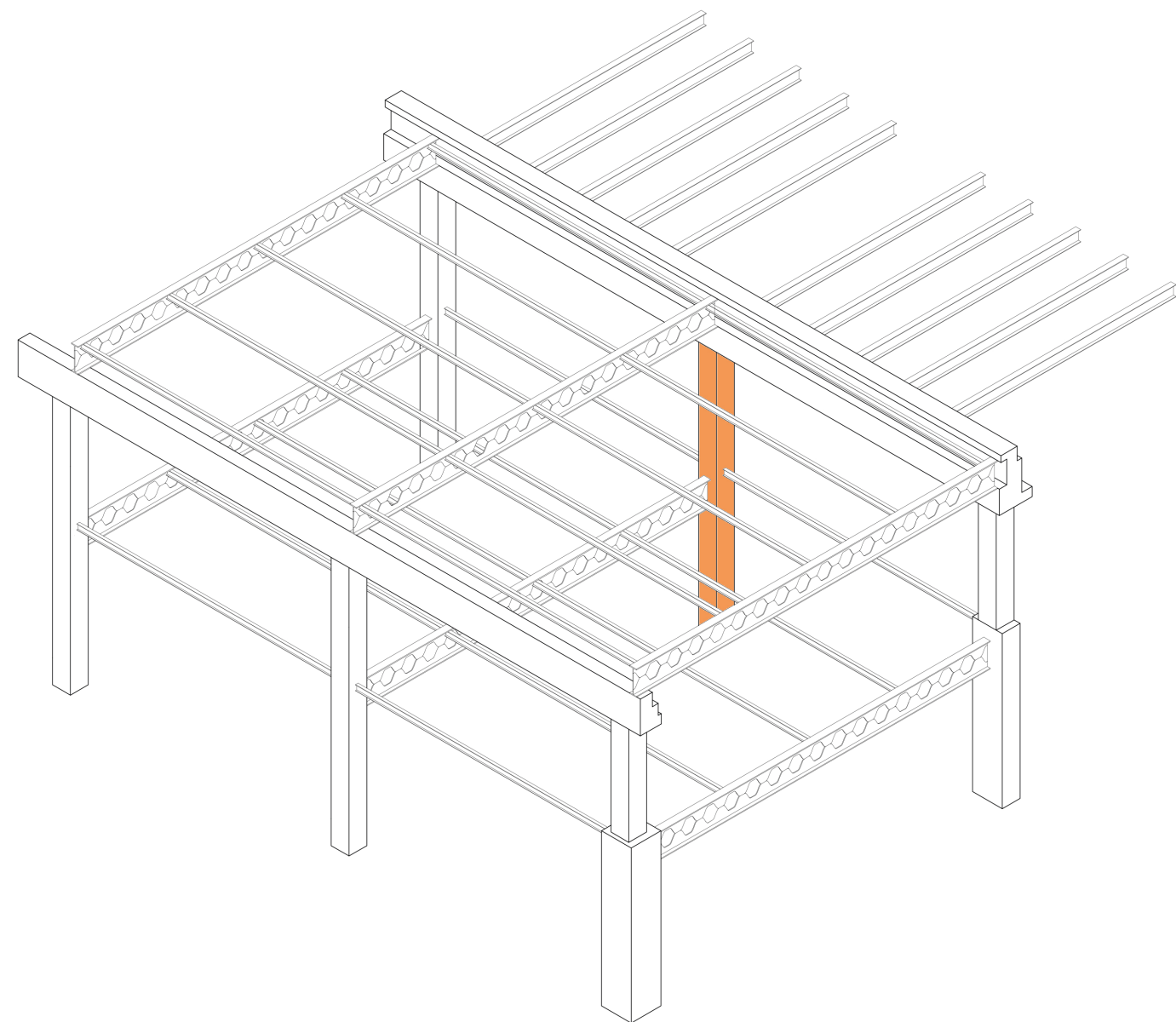


Fig. 12.7:
Vista assonometrica della porzione di struttura analizzata e dimensionata, in cui viene evidenziato il pilastro tipo oggetto di verifica

Tab. 12.4:
Proprietà meccaniche dell'acciaio S275 scelto come materiale strutturale

Tab. 12.5:
Principali caratteristiche del sito di progetto

Il materiale della nuova struttura

Per la **scelta del materiale strutturale** da utilizzare per la realizzazione dei nuovi elementi costituenti il telaio, è stata fatta una valutazione iniziale rispetto ai tre materiali costruttivi principalmente utilizzati a tale scopo: il cemento armato, l'acciaio e il legno.

Date le premesse enunciate nella strategia territoriale, rivolte alla riduzione dell'impatto ambientale in tutti gli aspetti possibili in campo edilizio e il conseguente obiettivo di fare uso di materiali il più possibili ecocompatibili e riutilizzabili o riciclabili, oltre all'intento di adottare sempre, ove possibile, tecnologie a secco, facilmente manutentabili e removibili, si è optato in partenza di escludere dai materiali il cemento armato.

La scelta è stata inoltre dettata anche dalle consistenti dimensioni delle luci da coprire, che avrebbero probabilmente condotto al dimensionamento di una piastra alleggerita in calcestruzzo, in sostituzione alla struttura a telaio ipotizzata.

La scelta si è dunque ridotta ai due materiali, acciaio e legno, più rispondenti e consoni alle premesse suddette e alle caratteristiche dimensionali previste. Per ragioni più formali e architettoniche, si è prediletto l'**acciaio**, in quanto più conforme allo stile industriale che caratterizza l'opera e il fabbricato, dotato in origine, nell'Ottocento, di una struttura metallica in ferro.

Questo materiale permette, inoltre, la realizzazione di elementi alveolari, utilizzati in particolare per la sottostruttura principale degli impalcati, che consentono un'agile integrazione impiantistica, passante fra i diversi ambienti. Non ultimo, infine, date le previsioni architettoniche, la struttura a telaio risulta interamente rivestita e dunque nascosta all'interno di falsi setti e controsoffittature, predisposti per la sua integrazione unitamente a quella impiantistica.

Alla luce di questa considerazione, non è sembrato opportuno l'uso del legno, seppur regga tranquillamente il confronto con l'acciaio rispetto alle prestazioni e dimensionamenti delle travature necessarie, in quanto, una tale azione volta a nascondere gli elementi strutturali, non avrebbe dato dignità a questo materiale, che dato il suo fascino si presta a essere lasciato a vista.

Tuttavia, a confronto l'acciaio, seppur più durevole, una volta in opera risulta avere una peggiore reazione al fuoco, subendo rapidi cali di resistenza meccanica. Per questa ragione si prescrive l'adozione di **misure protettive** adatte, quali ad esempio rivestimenti protettivi mediante l'uso di pitture intumescenti o intonaci spruzzati.

L'acciaio può essere, inoltre, **riciclato** potenzialmente all'infinito senza perdere le sue proprietà originali, evitando così l'ulteriore consumo di petrolio necessario per la produzione e riducendo le emissioni.

Giustificata la scelta effettuata, si riportano qui di seguito le **proprietà meccaniche** del tipo di acciaio selezionato per le travature delle sottostrutture degli impalcati, ovvero l'**acciaio tipo S275**:

| Acciaio S275 | | N/mm ² |
|--|-----------------|-------------------|
| Tensione caratteristica di snervamento | f _{yk} | 275 |
| Tensione di snervamento di progetto | f _{yd} | 239,13 |
| Modulo elastico | E _{cm} | 210 000 |

Caratteristiche del sito e parametri di progetto

L'edificio preso in esame, di carattere pubblico e costituito da due piani fuori terra, rientra nel più ampio progetto di recupero e riqualificazione del complesso dell'ex cotonificio Amman di Poiatengo, area prossima al centro storico di Chiavenna.

La città è classificata in **zona sismica 3**, caratterizzata dunque da una pericolosità sismica bassa e un valore di accelerazione orizzontale a_g compreso fra 0,05 e 0,15 g.

| Comune | Altitudine [m] | Latitudine [°] | Longitudine [°] | Zona sismica | a _{g max} [g] |
|-----------|----------------|----------------|-----------------|--------------|------------------------|
| Chiavenna | 333 m s.l.m. | 46° 19' N | 9° 24' E | 3 | 0,053 |

L'azione sismica è l'azione che si verifica in seguito ad un terremoto. L'azione sismica è un fenomeno transitorio, che si manifesta in un certo numero di punti della struttura, e che si propaga in tutto il volume della stessa.

Ai fini della definizione dell'**azione sismica** di progetto, si rende inoltre necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale. In fase preliminare, in assenza di analisi specifiche, la definizione dell'azione sismica può essere valutata facendo riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'in- dividuazione di categorie di sottosuolo di riferimento assimilabili a quelle oggetto di studio.

Dalla relazione geologica, contenuta all'interno del Piano di Governo del Ter- ritorio, emerge che il lotto analizzato corrisponde ad un'area leggermente di- gradante caratterizzata da un'origine litologica di tipo alluvionale e costituita, a livello geologico, da accumuli di frana caratterizzati da blocchi di differente cubatura privi di matrice fine.

Facendo inoltre riferimento ad un studio di progetto di un'altra area a Chia- venna con caratteristiche affini¹⁷, anche in termini di classe di fattibilità e di pericolosità sismica locale indicati anch'essi nel Piano di Governo del Territo- rio, viene cautelativamente ipotizzata la **categoria di sottosuolo** C corrispon- dente a depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, carat- terizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

La categoria di sottosuolo scelta è da considerarsi preliminare e si rende dunque necessaria un'adeguata campagna geognostica, da condursi even- tualmente nelle fasi iniziali di una futura progettazione, per poter confermare la correttezza della scelta attuata.

Non essendo poi l'area caratterizzata da condizioni topografiche comples- se per le quali sarebbe necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale, per la definizione della sua **categoria topografica** si può far riferimento al sistema di classificazione definito dalle Norme Tecniche. Nel caso analizzato si tratta della categoria T1, corrispondente a superficie pia- neggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media

i
≤

15

∘

18

.

^[1] Si veda: inGeo, Relazione geologica, in Piano di lottizzazione di iniziativa privata (ambito di trasformazione 1.1. via per uggia), Lecco, 2013, pp.4-7

^[2] Si veda: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, C3.2.2: Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche, in op.cit.

^[3] Si veda: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, C2.4.1: Vita nominale di progetto, in op. cit.

^[4] Si veda: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, C2.4.2: Classi d'uso e C2.4.3: Periodo di riferimento per l'azione sismica, in op. cit.

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono inoltre valutate in relazione ad un periodo di riferimento

V

R

, espresso in anni, ricavato dalla moltiplicazione di altri due parametri quali la vita nominale e il coefficiente d'uso.

La **vita nominale**

V

N

 di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per il nuovo sistema strutturale da realizzarsi, essa viene ipotizzata ≥50 anni come definito nel caso di opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale¹⁹.

Il **coefficiente d'uso**

C

U

 fa riferimento alla definizione della classe d'uso della costruzione, dipendente dalle conseguenze di una sua interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche. Stando a quanto definito nelle Norme Tecniche, il caso studio rientra nella **classe d'uso** IV, corrispondente a costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità, in quanto prevedibile, dato l'elevato grado di flessibilità sviluppato nel progetto, anche la sua totale riconfigurabilità a scopi emergenziali. A questa classe viene associato un valore di coefficiente d'uso

C

U

 pari a 2²⁰.

Il **periodo di riferimento**

V

R

 dato dalla moltiplicazione di

V

N

 e

C

U

 risulta dunque pari a 100 anni.

| Categoria di sottosuolo | Categoria topografica | V N [anni] | Classe d'uso | C U | V R [anni] |
|-------------------------|-----------------------|---|--------------|--|---|
| C | T1 | ≥50 | IV | 2 | 100 |

Tab. 12.6: Parametri di progetto

Tab. 12.7: Carichi degli elementi prefabbricati della copertura esistente

Tab. 12.8: Carichi degli elementi prefabbricati della copertura esistente

Analisi dei carichi

Tab. 12.9: Carichi degli elementi prefabbricati della copertura esistente

Si è effettuata una prima analisi e **valutazione dei carichi esistenti**, basandoci sui dati contenuti nella documentazione storica reperita, al fine di effettuare un confronto con i nuovi carichi di progetto previsti, calcolati nelle sezioni a seguire.

I carichi esistenti, gravanti sull'attuale struttura in cemento armato costituita dai grandi portali, sono da ricondurre agli **elementi prefabbricati di copertura**, sia quelli pieni, che i travetti che reggono i lucernari, il carico non strutturale del loro rivestimento e manto di copertura pari a 20 kg/m², oltre al sovraccarico variabile di 150 kg/m² riconducibile, con tutta probabilità, al carico da neve²¹.

La valutazione dei carichi costituiti dagli elementi prefabbricati è stata svolta calcolando dapprima il volume di ogni singolo elemento, moltiplicato per la densità del materiale al fine di ottenerne il peso. Si è successivamente desunto, con una verifica incrociata fra i dati di rilievo *in situ* e la documentazione storica, il numero di elementi presenti in ogni navata, moltiplicato per il peso di ogni singolo al fine di ottenere il peso complessivo per navata, diviso infine per la superficie totale della stessa.

A seguire si riporta il risultato di tale calcolo:

| Elementi | Carico | |
|--------------------|--------|-------|
| | kg/m² | kN/m² |
| Tavelloni laterali | 134,15 | 1,32 |
| Tavelloni centrali | 138,97 | 1,36 |
| Lucernari laterali | 375,75 | 3,68 |
| Tavelloni centrali | 376,24 | 3,69 |

^[1] I dati qui riferiti sono stati raccolti nella relazione tecnica di progettazione degli elementi prefabbricati riportata nell'allegato A4 Documentazione strutturale storica

^[2] Si veda: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, C2.5.1.3: Classificazione delle azioni secondo la variazione delle loro intensità nel tempo, in op. cit.

Confrontando questi risultati con i nuovi carichi di progetto, riportati nei successivi paragrafi, questi risultano più gravosi. Anche per questa ragione si sono ritenute opportune le verifiche sull'esistente.

Per quanto riguarda la copertura esistente si è scelto di smontarla e utilizzarne parte degli elementi prefabbricati come elementi di **arredo urbano**, costituenti le sedute della piazza principale situata di fronte all'edificio in esame, in fede ai principi di riuso e riciclo previsti anche nella strategia territoriale.

Tab. 12.10: Carichi degli elementi prefabbricati della copertura esistente

Le azioni agenti sulla struttura vengono classificate nelle Norme Tecniche²² in base alla variazione della loro intensità nel tempo e si dividono in:

- Permanenti (G)**: azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così ridotta e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo. A loro volta vengono differenziate in peso proprio di tutti gli elementi strutturali (

G

1

) e peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (

G

2

)
- Variabili (Q)**: azioni agenti sulla struttura o sul singolo elemento strutturale caratterizzate da valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi tra loro nel corso della vita nominale della struttura. Anche esse a loro volta vengono differenziate in base alla componente temporale distinguendo quelle di lunga durata, agenti con un'intensità significativa per un periodo di tempo non trascurabile (carichi d'esercizio

Q

1

), e quelle di breve durata, agenti per un periodo di tempo limitato rispetto alla vita della struttura (carico da vento

Q

2

 e carico da neve

Q

3

)
- Eccezionali (A)**: azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura, come incendi, esplosioni, urti e impatti
- Sismiche (E)**: azioni derivanti dai terremoti

Carichi permanenti

Poiché lo scopo dell'analisi tecnica è quello di definire le dimensioni geometriche degli elementi strutturali, per la definizione delle azioni agenti sulla porzione di costruzione considerata viene preliminarmente escluso il contributo dei carichi permanenti strutturali G_1 .

Di seguito si procede dunque al calcolo dei **carichi delle componenti non strutturali** G_2 dedotti sulla base dei pacchetti tecnologici progettati.

| PO.01 - Solaio interpiano | | | |
|--|--------------|-------------------------------------|---------------------------|
| Strato tecnologico | Spessore [m] | Peso specifico [kN/m ³] | Peso [kN/m ²] |
| Parquet in legno di larice | 0,02 | 6,00 | 0,12 |
| Feltro anticalpestio in canapa | 0,01 | 0,25 | - |
| Lastre ad alta resistenza in fibra di legno | 0,02 | 1,32 | 0,03 |
| Sottofondo in scaglie di legno mineralizzate | 0,05 | 3,53 | 0,18 |
| Carta antipolvere rivestita | 0,00015 | - | - |
| Pannelli OSB | 0,03 | 6,37 | 0,19 |
| Intercapedine | 0,40 | - | - |
| Isolante flessibile in fibra di legno | 0,04 | 0,49 | 0,02 |
| Doppia orditura metallica di profili a C | 0,04 | - | 0,15 |
| Lastre in fibrocemento | 0,018 | 9,80 | 0,18 |
| Totale | | | 0,87 |

| C.O.03 - Copertura a verde | | | |
|--|--------------|-------------------------------------|---------------------------|
| Strato tecnologico | Spessore [m] | Peso specifico [kN/m ³] | Peso [kN/m ²] |
| Sistema di copertura verde (condizione di saturazione) | - | - | 0,88* |
| Lastre sagomate in alluminio | 0,001 | 27,00 | 0,03 |
| Isolante flessibile in fibra di legno | 0,14 | 0,49 | 0,07 |
| Film in alluminio rivestito in polietilene | 0,00025 | - | - |
| Pannelli OSB | 0,03 | 6,37 | 0,19 |
| Intercapedine | 1,53 | - | - |
| Isolante flessibile in fibra di legno | 0,04 | 0,49 | 0,02 |
| Doppia orditura metallica di profili a C | 0,04 | - | 0,15 |
| Lastre in fibrocemento | 0,018 | 9,80 | 0,18 |
| Totale | | | 1,52 |

| C.O. - Copertura trasparente | | | |
|------------------------------|--------------|-------------------------------------|---------------------------|
| Strato tecnologico | Spessore [m] | Peso specifico [kN/m ³] | Peso [kN/m ²] |
| Lucernari in policarbonato | - | - | 0,06** |
| Totale | | | 0,06 |

Tab. 12.8-12: Calcoli dei carichi permanenti delle componenti non strutturali G_2

Tab. 12.13: Carichi d'esercizio

| PV.03 - Falso setto con arredo integrato | | | |
|--|--------------|-------------------------------------|---------------------------|
| Strato tecnologico | Spessore [m] | Peso specifico [kN/m ³] | Peso [kN/m ²] |
| Lastre in fibrocemento | 0,01 | 17,65 | 0,18 |
| Pannelli OSB | 0,02 | 6,37 | 0,13 |
| Arredo integrato*** | - | - | - |
| Vetrata scorrevole | - | - | 0,13 |
| Arredo integrato*** | - | - | - |
| Pannelli OSB | 0,02 | 6,37 | 0,13 |
| Lastre in fibrocemento | 0,01 | 17,65 | 0,18 |
| Totale Peso [kN/m ²] | | | 0,75 |
| Altezza Parete [m] | | | 4,37 |
| Totale Carico [kN/m] | | | 3,28 |

| PV. - Partizione vetrata | | | |
|----------------------------------|--------------|-------------------------------------|---------------------------|
| Strato tecnologico | Spessore [m] | Peso specifico [kN/m ³] | Peso [kN/m ²] |
| Facciata continua in vetro | - | - | 0,40 |
| Totale Peso [kN/m ²] | | | 0,40 |
| Altezza Parete [m] | | | 4,23 |
| Totale Carico [kN/m] | | | 1,69 |

Le partizioni non vengono equiparate a carichi permanenti uniformemente distribuiti g_2 in quanto allineate, la prima, alla trave principale del solaio interpiano e, la seconda, alla trave di bordo dello stesso, strutture sulle quali grava l'intero loro carico lineare, tenuto in conto per il loro dimensionamento.

*** Considerato rientrante nei carichi di esercizio

26 Si veda: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *C3.1.4: Sovraccarichi*, in op. cit.

Carichi d'esercizio

Fra i carichi variabili sono compresi quelli d'esercizio, ossia legati alla destinazione d'uso dell'opera, suddivisi in:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]
- carichi verticali concentrati Q_k [kN]
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

I valori nominali o caratteristici q_k , Q_k e H_k , comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di risonanza delle strutture, sono indicati nelle Norme Tecniche in base alle diverse categorie d'uso²⁶.

A seguire vengono riportati i soli valori di sovraccarichi rilevanti per la struttura presa in esame:

| Categoria | Ambienti | q_k [kN/m ²] | Q_k [kN] | H_k [kN/m] |
|-----------|--|----------------------------|------------|--------------|
| C2 | Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne | 4,00 | 4,00 | 2,00 |
| H | Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione | 0,50 | 1,20 | 1,00 |

* Fonte: <https://www.kalzip.com/produkte/kalzip-dachaufbauten/kalzip-naturdach>

** Fonte: <https://www.akraplast.com/images/prodotti/it-akraplast-brochure-sun-modul>

Carichi variabili da vento

Il **vento**, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni, come sottolineato dalle Norme Tecniche²⁷, azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Queste ultime, però, possono essere convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti costituite da **pressioni e depressioni**, agenti normalmente alle superfici, definite dalla seguente formula:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento, dipendente dalla velocità di riferimento V_b
- c_e è il coefficiente di esposizione
- c_p è il coefficiente di forma
- c_d è il coefficiente dinamico

La **velocità di riferimento** V_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 metri dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. Essa viene calcolata moltiplicando la velocità base di riferimento, indicata da relativa tabella²⁸ nelle Norme Tecniche in base alla regione in cui è situata l'area di progetto, e da un coefficiente di altitudine c_a , che in questo caso risulta pari a 1. La velocità di riferimento risulta dunque pari alla velocità base di riferimento che per la zona 1, in cui rientra la Lombardia, viene considerata pari a 25 m/s.

La **pressione cinetica di riferimento** q_b , dipendente oltre che dalla velocità di riferimento appena calcolata anche dalla densità dell'aria ρ assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³, viene calcolata attraverso la seguente espressione:

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot V_b^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

²⁷ Si veda: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *C3.3: Azioni del vento*, in op. cit.

²⁸ Si veda: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *C3.3.1: Velocità base di riferimento*, in op. cit.

²⁹ Si veda: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *C3.3.7: Coefficiente di esposizione*, in op. cit. e *C3.3.II: Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione*, in op. cit.

³⁰ Si veda: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *C3.3.10.1: Edifici a pianta rettangolare con coperture piane* [...], in *Circolare n. 617, 2 febbraio 2009*

Il **coefficiente di esposizione** c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano conto della direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è calcolabile attraverso le formule fornite dalle Norme Tecniche. I valori dei parametri k_r , Z_0 o Z_{min} , necessari per il calcolo del coefficiente, sono anch'essi assegnati dalle prescrizioni delle Norme Tecniche²⁹ in funzione della categoria di esposizione del sito.

Il caso analizzato appartiene alla zona 1 e alla classe di rugosità di terreno B, corrispondente a aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive; è situato ad un'altitudine pari a 333 m s.l.m. e a più di 30 km dal mare. Sulla base di queste informazioni si può definire la classe di esposizione dell'area che risulta essere la IV, corrispondente a un valore di k_r pari a 0,22, un valore di Z_0 pari a 0,30 m e Z_{min} pari a 8 m.

Posto generalmente il coefficiente topografico $c_t=1$, l'andamento del coefficiente di esposizione c_e risulta costante e pari a 1,63 per quote inferiori a 8 m, mentre per ogni valore di z superiore assume un andamento esponenziale. Calcolando il valore del coefficiente per la quota della sommità del tetto ($z=10$ m) esso risulta pari a 1,78.

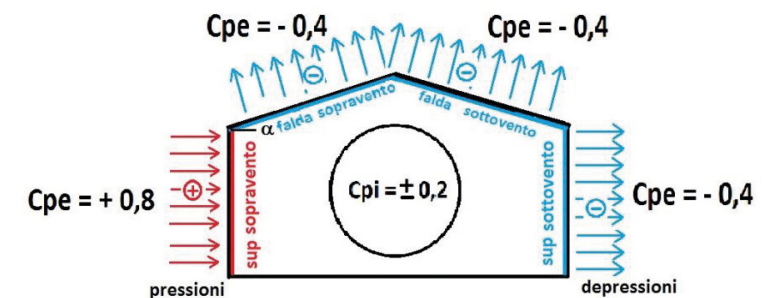
Il **coefficiente dinamico** c_d tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Trattandosi di un recupero di un capannone industriale, esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1, come suggerito dalle Norme Tecniche.

Il **coefficiente di forma** o aerodinamico c_p dipende dalle caratteristiche geometriche del fabbricato e, in particolare, della copertura. Il coefficiente di forma è positivo se associato a pressioni, negativo se associato a depressioni. Seguendo le direttive della Circolare Ministeriale³⁰ allegata alle Norme Tecniche è possibile distinguere un coefficiente c_{pe} esterno e un coefficiente c_{pi} interno, secondo le seguenti modalità:

Fig. 12.8:
Rappresentazione grafica dei coefficienti di forma interni ed esterni
Tratto da: <http://biblus.acca.it/azioni-del-vento-sulle-costruzioni-esempio-calcolo-parte-2/>

- $c_{pe} = +0,80$ per elementi sopravento, ovvero direttamente investiti dal vento, con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$ (pareti verticali)
- $c_{pe} = -0,40$ per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale $0^\circ < \alpha < 20^\circ$, e per elementi sottovento, ovvero quelli non direttamente investiti dal vento o investiti da vento radente
- $c_{pi} = \pm 0,20$ per costruzioni stagne ovvero con pareti con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale; la scelta del segno ricade su quello che dà luogo alla combinazione più sfavorevole

A seguire se ne riporta una rappresentazione grafica illustrativa:



Dopo aver effettuato la valutazione di tutti i parametri da considerare, si possono effettuare i calcoli per ottenere il valore della pressione agente sulle pareti perimentrali:

$$p (z \leq 8 \text{ m}) = 0,39 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,63 \cdot 1 \cdot (0,8 + 0,2) = 0,64 \text{ kN/m}^2$$

$$p (z = 10 \text{ m}) = 0,39 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,78 \cdot 1 \cdot (0,8 + 0,2) = 0,70 \text{ kN/m}^2$$

e della pressione agente sulla copertura piana:

$$p (z = 10 \text{ m}) = 0,39 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,78 \cdot 1 \cdot (-0,4 - 0,2) = -0,42 \text{ kN/m}^2$$

³¹ Si veda: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *C3.4: Azioni della neve*, in op. cit.

³² Si veda: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *C3.4.2: Valore di riferimento del carico della neve al suolo*, in op. cit.

Carichi da neve

Il carico provocato dalla **neve** sulla copertura piana è valutato mediante la seguente espressione³¹:

$$q_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura
- μ_1 è il coefficiente di forma della copertura
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni
- C_E è il coefficiente di esposizione
- C_t è il coefficiente termico

Il **carico della neve al suolo** q_{sk} dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. Nelle Norme Tecniche vengono riportate le formule³² per il calcolo di tale parametro in relazione alla zona climatica e alla provincia di appartenenza dell'area di progetto.

In questo caso, essendo l'area situata nella provincia di Sondrio, essa rientra nella Zona I - Alpina. Tenuto conto dell'altitudine di riferimento a_s , nel caso di Chiavenna corrispondente a 333 m s.l.m., il valore caratteristico minimo del carico della neve al suolo risulta:

$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 = 1,71 \text{ kN/m}^2$$

La definizione del **coefficiente di forma della copertura** μ_1 dipende dalla forma stessa della copertura, dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione. In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, si può far riferimento ai valori nominali forniti dalle Norme Tecniche, dipendenti dall'angolo formato dalla falda con l'orizzontale. Nel caso di coperture piane, come quella in esame, esso risulta pari a 0,8.

Il **coefficiente di esposizione** C_e tiene conto delle caratteristiche specifiche, in termini di classe topografica e d'esposizione, dell'area in cui sorge l'opera. Nel caso in esame, essendo un'area riparata dall'orografia circostante, il coefficiente è assunto pari a 1,1.

Il **coefficiente termico** C_t , che tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, e dipende dunque dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura, come indicato dalle Norme Tecniche, è da assumersi, a favore di sicurezza, pari a 1.

Valutati tutti i parametri ed eseguendo i calcoli si ottiene un valore del carico da neve pari a:

$$q_s = 0,8 \cdot 1,71 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,1 \cdot 1 = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Combinazione dei carichi

Le combinazioni di carico di progetto, definite dalle Norme Tecniche³³, rappresentano le combinazioni delle azioni per le quali la struttura deve essere verificata.

Per le valutazioni e dimensionamenti a seguire, si sono considerate le **combinazioni fondamentali** con neve, con vento e con affollamento prevalente.

La combinazione fondamentale per gli stati limite ultimi (SLU) risulta:

$$V_{G1} \cdot G_1 + V_{G2} \cdot G_2 + V_P \cdot P + V_{Q1} \cdot Q_{k1} + V_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

La combinazione rara, in riferimento agli stati limite di esercizio irreversibili (SLE) risulta invece:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + V_{Q2} \cdot Q_{k2} + V_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

- V_{G1} è il coefficiente parziale di sicurezza per carichi permanenti, pari a 1,3
- G_1 sono i carichi permanenti
- V_{G2} è il coefficiente parziale di sicurezza per carichi permanenti non strutturali, pari a 1,5
- G_2 sono i carichi permanenti non strutturali
- V_P è il coefficiente parziale di sicurezza per carichi permanenti di presollecitazione
- P sono i carichi permanenti di presollecitazione
- V_{Q1} sono i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni variabili, pari a 1,5
- Q_{ki} sono le azioni variabili di diversa natura che possono agire contemporaneamente, con Q_{k1} l'azione variabile prevalente e Q_{k2} , Q_{k3} , ... le azioni variabili d'accompagnamento, che possono agire contemporaneamente a quella prevalente
- Ψ_{ij} sono i coefficienti di combinazione

Nella seguente tabella si riportano i valori dei **coefficienti di combinazione** rilevanti per la struttura in esame, definiti dalle Norme Tecniche³⁴ in base alle categorie d'uso o alle azioni variabili considerate:

| Categoria | Ψ_{0j} | Ψ_{1j} | Ψ_{2j} |
|---|-------------|-------------|-------------|
| C - Ambienti suscettibili di affollamento | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| H - Coperture accessibili per sola manutenzione | 0 | 0 | 0 |
| Vento | 0,6 | 0,2 | 0 |
| Neve (a quota inferiore ai 1000 m s.l.m.) | 0,5 | 0,2 | 0 |

Sulla base di tutte le considerazioni e dei calcoli svolti in precedenza, si possono riassumere, nella tabella riportata qui a seguire, i carichi gravanti sui differenti campi strutturali considerati:

Tab. 12.14:
Coefficienti di combinazione

Tab. 12.15:
Riassunto dei carichi

Tab. 12.16:
Carichi critici SLU e SLE

Tab. 12.17:
Limiti superiori per gli spostamenti verticali degli elementi degli impalcati

| Campo strutturale | G_2 [kN/m ²] | q_k [kN/m ²] | p [kN/m ²] | q_s [kN/m ²] |
|-----------------------|-------------------------------|-------------------------------|---------------------------|-------------------------------|
| Copertura opaca | 1,52 | 0,50 | -0,42 | 1,50 |
| Copertura trasparente | 0,06 | 0,50 | -0,42 | 1,50 |
| Solaio interpiano | 0,87 | 4 | - | - |

Avendo tutti i dati necessari, si possono ora calcolare, attraverso l'applicazione delle combinazioni di carico, i valori di **carico critico SLU e SLE** da utilizzarsi per il dimensionamento degli elementi strutturali dei campi considerati, riportati nella seguente tabella:

| Campo strutturale | Q_{SLE} [kN/m ²] | Q_{SLU} [kN/m ²] |
|-----------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| Copertura opaca | 3,02* | 4,53* |
| Copertura trasparente | 1,56* | 2,34* |
| Solaio interpiano | 4,87 | 7,31 |

Dimensionamento strutturale

Verifiche allo stato limite SLE e SLU

Per la **verifica allo stato limite di esercizio** (SLE) si fa riferimento ai valori limite dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento, comunemente detto anche freccia. Tali valori sono da definirsi in funzione di diversi effetti sulla costruzione, tuttavia, in carenza di più precise indicazioni, si possono adottare i seguenti limiti indicati dalle Norme Tecniche³⁶, che nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento:

| | Limiti superiori per gli spostamenti verticali |
|-----------------------------|--|
| Elementi strutturali | S_{max} / L |
| Coperture in generale | 1/200 |
| Solai in generale | 1/250 |

Per la **verifica allo stato limite ultimo** (SLU) si fa riferimento, invece, alla resistenza di calcolo delle membrature R_{gr} data dalla formula:

$$R_k / \gamma_M$$

dove:

- R_k è il valore caratteristico della resistenza a trazione, compressione, flessione, taglio e torsione della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali
- γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato³⁷.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature si è adottato il **fattore parziale** γ_{M0} pari a 1,05.

* La situazione di carico maggiormente sfavorevole risulta essere quella data dalla combinazione con carico da neve prevalente

³⁶ Si veda: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Tab. 4.2.XI: Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie*, in op. cit.

³⁷ Si veda: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *C. 4.2.4.1: Verifiche agli stati limite ultimi*, in op. cit.

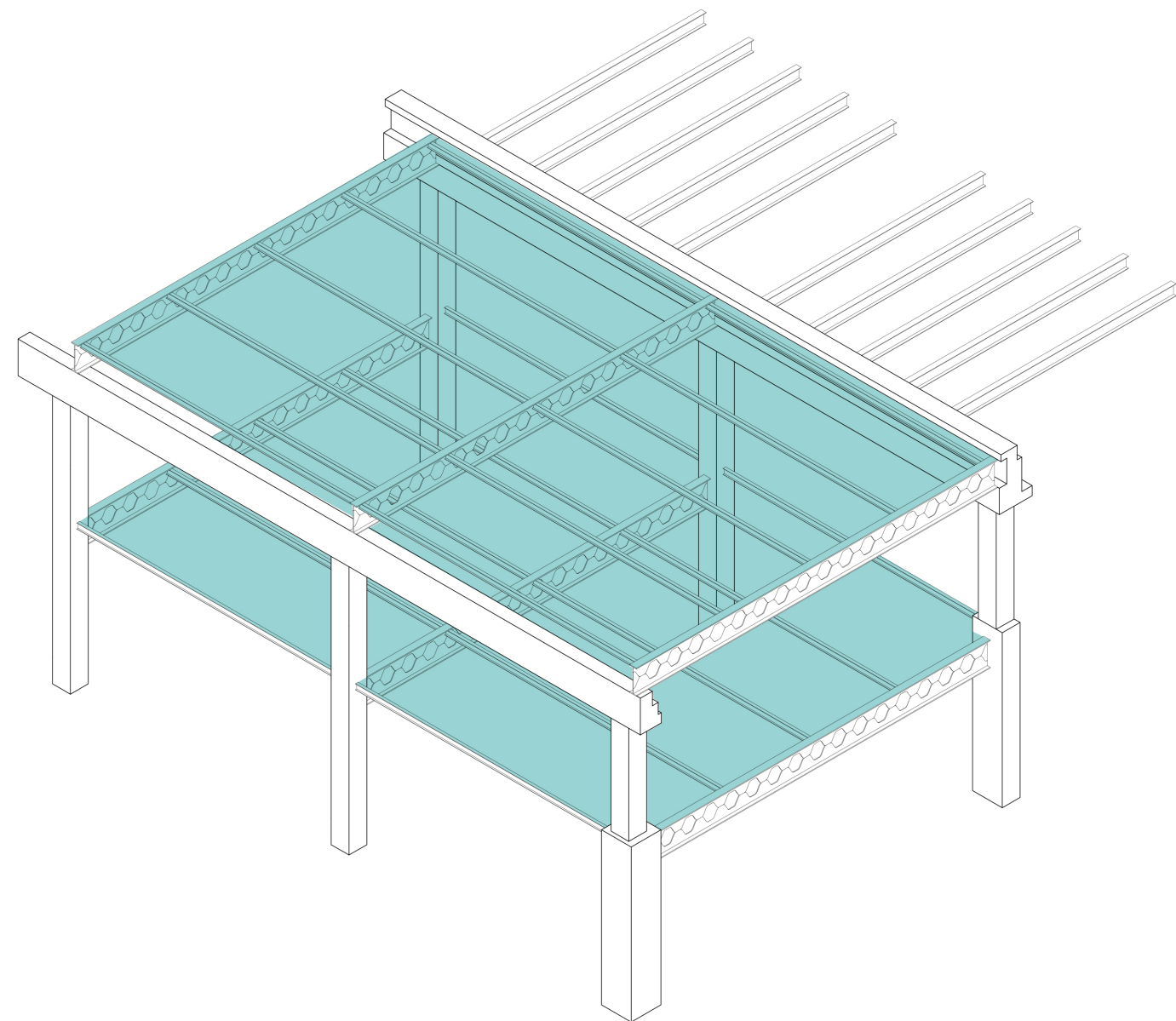


Fig. 12.9:
Vista assometrica della porzione di struttura oggetto di analisi, in cui vengono evidenziati i solai da dimensionarsi

Tab. 12.18:
Valori per il dimensionamento preliminare della lamiera grecata
Tratto da: <https://www.sandrinimetalli.it/lamiere-grecate/sand100>

Tab. 12.19:
Dimensionamenti preliminari delle lamiere grecate

Tab. 12.20:
Verifica SLE delle lamiere grecate

Tab. 12.21:
Verifica SLU delle lamiere grecate

Dimensionamento dei solai

Viene ora valutato un dimensionamento preliminare della **lamiera grecata**, presente nel solaio interpiano e nella copertura opaca, considerando i carichi totali Q'_{SLE} , precedentemente calcolati. Si può procedere al dimensionamento basandosi sulla seguente tabella delle caratteristiche tecniche della lamiera grecata scelta³⁸. Si è scelto di valutare, a favore di sicurezza, lo schema statico a due campate e tre appoggi, caratterizzate da una luce L di 2,95 m.



| Spessore (mm) | Luce (m) | 1,50 | 1,75 | 2,00 | 2,25 | 2,50 | 2,75 | 3,00 | 3,25 | 3,50 |
|---------------|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 0,50 | Portata daN/mq | 455 | 360 | 290 | 240 | 205 | 175 | 150 | 130 | 115 |
| 0,60 | | 615 | 385 | 395 | 330 | 275 | 235 | 205 | 175 | 155 |
| 0,70 | | 795 | 630 | 510 | 425 | 360 | 305 | 265 | 230 | 205 |
| 0,80 | | 960 | 765 | 630 | 525 | 445 | 380 | 330 | 290 | 255 |
| 1,00 | | 1315 | 1050 | 860 | 715 | 610 | 525 | 455 | 405 | 360 |
| 1,20 | | 1700 | 1355 | 1105 | 920 | 780 | 665 | 580 | 520 | 455 |

| Campo strutturale | Lamiera grecata | | |
|-------------------|-----------------|------------------------------|---------------------------|
| | Spessore [mm] | Portata [kN/m ²] | Peso [kN/m ²] |
| Copertura opaca | 0,80 | 3,30 | 0,084 |
| Solaio interpiano | 1,20 | 5,80 | 0,131 |

Per la verifica della lamiera grecata agli **stati limite di esercizio (SLE)** viene calcolata la sua freccia effettiva in fase di esercizio sotto l'effetto dei carichi, che viene comparata al valore limite (f_{max}) dello spostamento verticale ammesso secondo normativa, precedentemente descritto.

La freccia effettiva viene calcolata secondo la seguente formula:

$$f = \frac{2,08 \cdot Q'_{SLE} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

³⁸ Il prodotto scelto è la lamiera grecata SAND 100 prodotta da Sandrini Metalli

dove:

- Q'_{SLE} è il carico critico SLE comprendente il peso della lamiera
- L è la luce, pari a 2,95 m
- E è il modulo elastico dell'acciaio, pari a $2 \cdot 10^{11}$ N/m²
- I è il momento di inerzia della lamiera

Vengono qui di seguito riportate le verifiche svolte:

| Campo strutturale | Q'_{SLE} [kN/m ²] | I [cm ⁴] | f [cm] | f_{max} [cm] |
|-------------------|---------------------------------|----------------------|--------|----------------|
| Copertura opaca | 3,10 | 195,93 | 0,31 | < 1,48 |
| Solaio interpiano | 5,00 | 283,43 | 0,34 | < 1,18 |

Per la verifica della lamiera grecata agli **stati limite ultimi (SLU)** viene calcolato il momento flettente in campata $M_{ed,c}$ e quello in corrispondenza dell'appoggio centrale $M_{ed,a}$ ed entrambi vengono confrontati con il momento resistente $M_{pl,rd}$. A seguire le formule:

$$M_{ed,c} = 0,070 \cdot Q'_{SLU} \cdot L^2 \quad M_{ed,a} = 0,125 \cdot Q'_{SLU} \cdot L^2 \quad M_{pl,rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{m0}$$

dove:

- Q'_{SLU} è il carico critico SLU comprendente il peso della lamiera moltiplicato per il relativo coefficiente correttivo, pari a 1,3
- L è la luce, pari a 2,95 m
- W_{pl} è il modulo resistente plastico della lamiera
- f_{yk} è la tensione di snervamento dell'acciaio, nel caso della lamiera grecata scelta, in acciaio S250GD, risulta pari a 250 N/mm²
- γ_{m0} è il coefficiente di sicurezza pari a 1,05

| Campo strutturale | Q'_{SLU} [kN/m ²] | W_{pl} [cm ³] | $M_{pl,rd}$ [kNm] | $M_{ed,c}$ [kNm] | $M_{ed,a}$ [kNm] |
|-------------------|---------------------------------|-----------------------------|-------------------|------------------|------------------|
| Copertura opaca | 4,66 | 48,53 | 11,55 | > 2,84 | 5,07 |
| Solaio interpiano | 7,51 | 71,35 | 16,99 | > 4,57 | 8,17 |

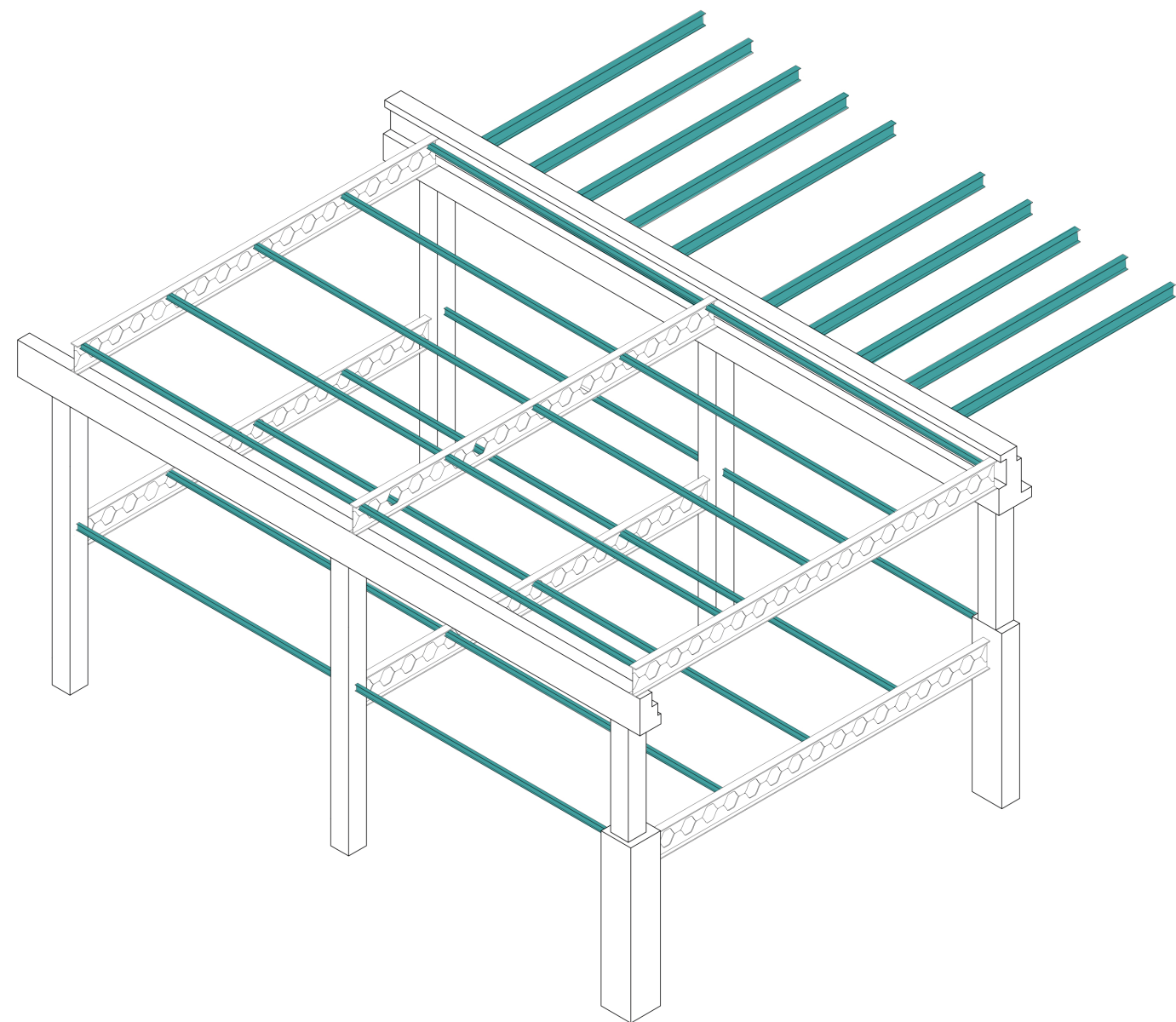


Fig. 12.10:
Vista assometrica della porzione di struttura oggetto di analisi, in cui vengono evidenziate le travi secondarie da dimensionarsi

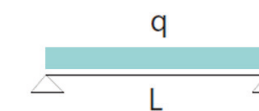
Fig. 12.11:
Schema statico di riferimento per il dimensionamento delle travi secondarie

Tab. 12.22:
Carichi distribuiti SLE per le travi secondarie

Tab. 12.23:
Dimensionamento delle travi secondarie

Dimensionamento delle travi secondarie

Viene ora valutato il dimensionamento preliminare della **strutture secondarie** di tutti e tre i campi strutturali in esame, facendo riferimento allo schema statico riportato a seguire:



svolgendo una prima analisi agli stati limite d'esercizio SLE calcolando dapprima il **carico distribuito** agente sulle strutture in esame attraverso la seguente formula:

$$P_{SLE} = Q'_{SLE} \cdot i \cdot c$$

dove:

- Q'_{SLE} è il carico critico SLE comprendente il peso della lamiera (nei campi ove è presente)
- i è la larghezza di influenza delle travi secondarie
- c è il coefficiente che tiene conto della continuità della lamiera grecata (nei campi ove è presente), pari a 1,25

| Campo strutturale | Q'_{SLE} [kN/m ²] | i [m] | c | P_{SLE} [kN/m] |
|-----------------------|---------------------------------|---------|------|------------------|
| Copertura opaca | 3,10 | 2,95 | 1,25 | 11,45 |
| Copertura trasparente | 1,56 | 1,53 | - | 2,39 |
| Solaio interpiano | 5,00 | 2,95 | 1,25 | 18,44 |

e successivamente calcolando il **momento di inerzia** della trave ideale attraverso la seguente formula, imponendo il valore limite (f_{max}) di spostamento verticale previsto dalla normativa:

$$I' = \frac{5 \cdot P_{SLE} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot f_{max}}$$

dove:

- P_{SLE} è il carico distribuito precedentemente calcolato
- L è la luce delle travi secondarie considerate
- E è il modulo elastico dell'acciaio, pari a $2 \cdot 10^{11}$ N/m²
- f_{max} è lo spostamento verticale limite consentito

Vengono qui riportati i calcoli per il dimensionamento delle travi, basatosi sulla ricerca di un profilo che potesse soddisfare i requisiti del momento di inerzia richiesti:

| Campo strutturale | L [m] | f_{max} [cm] | I' [cm ⁴] | Trave | |
|-----------------------|-------|----------------|-------------------------|---------|-------------|
| | | | | Profilo | Peso [kN/m] |
| Copertura opaca | 9,20 | 4,60 | 11056 | Ipe 330 | 0,48 |
| Copertura trasparente | 9,60 | 2,39 | 2622 | Ipe 240 | 0,30 |
| Solaio interpiano | 9,20 | 3,70 | 22138 | Ipe 400 | 0,65 |

Per la verifica delle travi secondarie agli **stati limite di esercizio (SLE)** viene calcolata la **freccia effettiva** in fase di esercizio sotto l'effetto dei carichi e comparata al valore limite (f_{max}) dello spostamento verticale ammesso secondo normativa.

La freccia effettiva viene calcolata secondo la seguente formula:

$$f = \frac{5 \cdot P'_{SLE} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

dove:

- P'_{SLE} è il carico distribuito comprendente il peso della trave
- L è la luce delle travi secondarie considerate
- E è il modulo elastico dell'acciaio, pari a $2 \cdot 10^{11}$ N/m²
- I è il momento d'inerzia della trave

Vengono qui di seguito riportate le verifiche svolte:

| Campo strutturale | P' _{SLE} [kN/m] | I [cm ⁴] | f [cm] | | f _{max} [cm] |
|-----------------------|--------------------------|----------------------|--------|---|-----------------------|
| Copertura opaca | 11,93 | 11770 | 4,50 | < | 4,60 |
| Copertura trasparente | 2,69 | 3890 | 3,64 | < | 4,80 |
| Solaio interpiano | 19,09 | 23130 | 3,66 | < | 3,70 |

Per la verifica delle travi secondarie agli **stati limite ultimi (SLU)** viene calcolato dapprima il **carico distribuito** agente sulle strutture in esame attraverso la seguente formula:

$$P_{SLU} = Q'_{SLU} \cdot i \cdot c$$

dove:

- Q'_{SLU} è il carico critico SLU comprendente il peso della lamiera (nei campi ove è presente)
- i è la larghezza di influenza delle travi secondarie
- c è il coefficiente che tiene conto della continuità della lamiera grecata (nei campi ove è presente), pari a 1,25

| Campo strutturale | Q' _{SLU} [kN/m ²] | i [m] | c | P _{SLU} [kN/m] |
|-----------------------|--|-------|------|-------------------------|
| Copertura opaca | 4,66 | 2,95 | 1,25 | 17,18 |
| Copertura trasparente | 2,34 | 1,53 | - | 3,58 |
| Solaio interpiano | 7,51 | 2,95 | 1,25 | 27,69 |

e vengono poi comparati il **momento flettente agente** M_{ed} con il **momento resistente** M_{pl,rd} e il **taglio massimo agente** V_{ed} con la **resistenza al taglio** della trave V_{c,rd}. A seguire ne vengono riportate le formule e i calcoli:

$$M_{ed} = 0,125 \cdot P'_{SLU} \cdot L^2 \quad M_{pl,rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{m0}$$

dove:

- P'_{SLU} è il carico distribuito comprendente il peso della trave moltiplicato per il relativo coefficiente correttivo, pari a 1,3
- L è la luce della trave
- W_{pl} è il modulo resistente plastico della trave
- f_{yk} è la tensione di snervamento dell'acciaio, che in questo caso risulta pari a 275 N/mm²
- γ_{m0} è il coefficiente di sicurezza pari a 1,05

| Campo strutturale | P' _{SLU} [kN/m] | W _{pl} [cm ³] | M _{pl,rd} [kNm] | | M _{ed} [kNm] |
|-----------------------|--------------------------|------------------------------------|--------------------------|---|-----------------------|
| Copertura opaca | 17,80 | 804 | 210,57 | > | 188,32 |
| Copertura trasparente | 3,97 | 367 | 96,12 | > | 45,73 |
| Solaio interpiano | 28,54 | 1307 | 342,31 | > | 301,95 |

$$V_{ed} = 0,5 \cdot P'_{SLU} \cdot L \quad V_{c,rd} = A_v \cdot f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}$$

dove:

- P'_{SLU} è il carico distribuito comprendente il peso della trave moltiplicato per il relativo coefficiente correttivo, pari a 1,3
- L è la luce della trave
- A_v è l'area resistente a taglio della trave
- f_{yk} è la tensione di snervamento dell'acciaio, che in questo caso risulta pari a 275 N/mm²
- γ_{m0} è il coefficiente di sicurezza pari a 1,05

La resistenza al taglio della trave V_{c,rd}, come previsto da normativa, viene comparata anche al doppio del valore del taglio massimo agente V_{ed} al fine di trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione della trave stessa.

| Campo strutturale | A _v [cm ²] | V _{c,rd} [kN] | | V _{ed} [kN] | 2·V _{ed} [kN] |
|-----------------------|-----------------------------------|------------------------|---|----------------------|------------------------|
| Copertura opaca | 30,80 | 465,73 | > | 81,88 | 163,76 |
| Copertura trasparente | 19,10 | 288,81 | > | 19,06 | 38,12 |
| Solaio interpiano | 42,70 | 645,67 | > | 131,28 | 262,56 |

Tab. 12.24:
Verifica SLE delle travi secondarie

Tab. 12.25:
Carichi distribuiti SLU per le travi secondarie

Tab. 12.26-27:
Verifiche SLU delle travi secondarie

Tab. 12.28:
Carichi distribuiti SLE per le travi di bordo

Tab. 12.29:
Dimensionamento delle travi di bordo

Tab. 12.30:
Verifica SLE delle travi di bordo

Tab. 12.31:
Carichi distribuiti SLU per le travi di bordo

Tab. 12.32-33:
Verifiche SLU delle travi di bordo

Similmente a quanto appena svolto, si esegue anche il dimensionamento preliminare delle **travi di bordo** del solaio strutturale.

Esse sono caratterizzate da una larghezza di influenza minore rispetto alle travi secondarie interne al campo strutturale, ma sulle quali grava il carico distribuito della partizione vetrata.

Questo carico, precedentemente calcolato e pari a 1,69 kN/m, viene sommato al **carico distribuito** P_{SLE}, di cui se ne riportano i calcoli qui di seguito:

| Elemento strutturale | Q' _{SLE} [kN/m ²] | i [m] | c | P _{SLE} [kN/m] |
|----------------------|--|-------|------|-------------------------|
| Trave di bordo | 5,00 | 1,48 | 1,25 | 10,94 |

viene dunque effettuato il dimensionamento basandosi sulla valutazione del **momento di inerzia** della trave ideale, imponendo il valore limite (f_{max}) di spostamento verticale previsto dalla normativa:

| Elemento strutturale | L [m] | f _{max} [cm] | I' [cm ⁴] | Trave | |
|----------------------|-------|-----------------------|-----------------------|---------|-------------|
| | | | | Profilo | Peso [kN/m] |
| Trave di bordo | 9,20 | 3,70 | 13098 | Ipe 360 | 0,56 |

Per la verifica delle travi di bordo agli **stati limite di esercizio (SLE)** viene calcolata la **freccia effettiva** in fase di esercizio sotto l'effetto dei carichi e comparata al valore limite (f_{max}) dello spostamento verticale ammesso secondo normativa:

| Elemento strutturale | P' _{SLE} [kN/m] | I [cm ⁴] | f [cm] | | f _{max} [cm] |
|----------------------|--------------------------|----------------------|--------|---|-----------------------|
| Trave di bordo | 11,50 | 16270 | 3,13 | < | 3,70 |

Per la verifica delle travi di bordo agli **stati limite ultimi (SLU)** viene calcolato dapprima il **carico distribuito** agente sulle stesse, a cui viene sommato il carico della partizione vetrata, moltiplicato per il relativo coefficiente correttivo 1,5, risultante pari a 2,54 kN/m:

| Elemento strutturale | Q' _{SLU} [kN/m ²] | i [m] | c | P _{SLU} [kN/m] |
|----------------------|--|-------|------|-------------------------|
| Trave di bordo | 7,51 | 1,48 | 1,25 | 16,43 |

e vengono poi comparati il **momento flettente agente** M_{ed} con il **momento resistente** M_{pl,rd} e il **taglio massimo agente** V_{ed} con la **resistenza al taglio** della trave V_{c,rd}. Ne vengono riportati qui i calcoli:

| Elemento strutturale | P' _{SLU} [kN/m] | W _{pl} [cm ³] | M _{pl,rd} [kNm] | | M _{ed} [kNm] |
|----------------------|-----------------------------------|------------------------------------|--------------------------|-------|------------------------|
| Trave di bordo | 17,15 | 1019 | 266,88 | > | 181,13 |
| | A _v [cm ²] | V _{c,rd} [kN] | V _{ed} [kN] | | 2·V _{ed} [kN] |
| | 35,10 | 530,75 | > | 78,75 | 157,50 |

A seguire si riporta uno specchietto riassuntivo dei dimensionamenti effettuati in base ai campi strutturali considerati e alla posizione delle travi:

| Campo o elemento strutturale | Profilo della trave |
|--------------------------------------|---------------------|
| Copertura opaca | Ipe 330 |
| Copertura trasparente | Ipe 240 |
| Solaio interpiano | Ipe 400 |
| Trave di bordo del solaio interpiano | Ipe 360 |

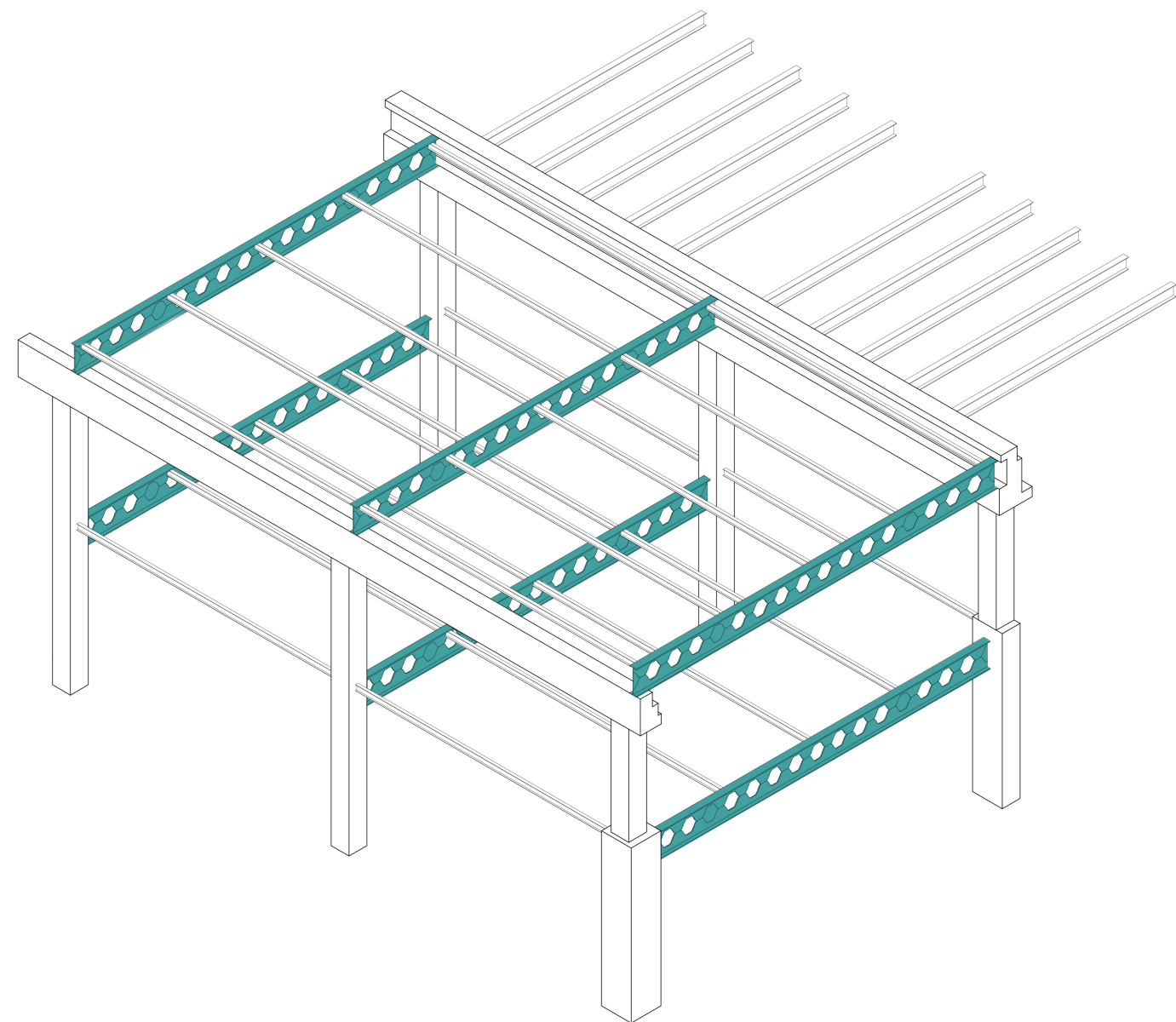


Fig. 12.12:
Vista assometrica della porzione di struttura oggetto di analisi, in cui vengono evidenziate le travi primarie da dimensionarsi

Fig. 12.13:
Schema statico di riferimento per il dimensionamento delle travi primarie di copertura

Fig. 12.14:
Schema statico di riferimento per il dimensionamento delle travi primarie del solaio interpiano

Tab. 12.34:
Calcolo dei momenti di inerzia ideali delle travi primarie

Dimensionamento delle travi primarie

Per il dimensionamento preliminare e la verifica delle **travi primarie**, presenti nella copertura opaca e nel solaio interpiano, si procede similmente a quanto fatto con le travi secondarie, facendo tuttavia riferimento al seguente schema statico per le **travi di copertura**:



Il **carico concentrato** Q deriva dalle travi secondarie che scaricano sulla trave primaria in esame, da entrambi i suoi lati, e risulta dunque pari al doppio del valore del taglio agente agli estremi di una trave secondaria caricata con una combinazione di carichi allo stato limite di esercizio (SLE).

In questo caso, inoltre, il calcolo del **momento di inerzia** della trave ideale è dato dalla seguente formula:

$$I' = \frac{5,10 \cdot Q \cdot L^3}{76,8 \cdot E \cdot f_{max}}$$

dove:

- Q è il carico concentrato precedentemente descritto
- L è la luce delle travi primarie considerate
- E è il modulo elastico dell'acciaio, pari a $2 \cdot 10^{11}$ N/m²
- f_{max} è lo spostamento verticale limite consentito

Per le **travi primarie del solaio interpiano** si fa invece riferimento al seguente schema statico:



Anche in questo caso il **carico concentrato** Q deriva dalle travi secondarie che scaricano sulla trave primaria in esame, da entrambi i suoi lati, e risulta dunque pari al doppio del valore del taglio agente agli estremi delle stesse, mentre il **carico distribuito** q deriva dalla parete a falso setto localizzata esattamente lungo l'asse della trave primaria ed è dunque insistente su di essa.

Il calcolo del **momento di inerzia** della trave ideale è dato dalla seguente formula:

$$I' = \frac{1}{f_{max}} \cdot \left(\frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E} + \frac{3,8 \cdot Q \cdot L^3}{76,8 \cdot E} \right)$$

dove:

- q è il carico distribuito della parete a falso setto calcolato in precedenza tra i carichi permanenti
- Q è il carico concentrato precedentemente descritto
- L è la luce delle travi primarie considerate
- E è il modulo elastico dell'acciaio, pari a $2 \cdot 10^{11}$ N/m²
- f_{max} è lo spostamento verticale limite consentito

Vengono qui riportati i calcoli dei momenti di inerzia ideali al fine di attuare il dimensionamento delle travi:

| Campo strutturale | Q [kN] | q [kN/m] | L [m] | f_{max} [cm] | I' [cm ⁴] |
|-------------------|--------|----------|-------|----------------|-----------------------|
| Copertura opaca | 109,76 | - | 11,80 | 5,90 | 96653 |
| Solaio interpiano | 175,63 | 3,28 | 11,80 | 4,72 | 152399 |

I valori di inerzia ottenuti risultano in entrambi i casi superiori a quelli dei comuni profili IPE standardizzati presenti in commercio. Un tale risultato dipende fortemente dalla luce delle travi, che è consistente.

Per tale motivo si sono svolte delle valutazioni indagando fra i **profili alveolari** in commercio, più indicati per la dimensione di luce in questione, facendo uso dei dati forniti dall'azienda *ArcelorMittal*.

Dapprima si è provato ad effettuare il dimensionamento di travi alveolari a fori circolari, per mezzo del software fornito direttamente dall'azienda, a titolo gratuito³⁹. Tuttavia, i risultati ottenuti hanno portato a dimensioni delle travi abbastanza elevate e di notevole peso, alla luce del fatto che sono presenti delle limitazioni in termini di altezza utile disponibile per l'integrazione delle strutture primarie, in quanto limitata dalla presenza, nei falsi setti in cui esse vengono nascoste, di una partizione vetrata scorrevole di grandi dimensioni.

Si è inoltre tenuto conto del fatto che queste nuove strutture devono essere vincolate ai pilastri esistenti in cemento armato: per questa ragione si è provato ad ottenere migliori ottimizzazioni con altri profili al fine di contenere il peso degli stessi e ridurre così i carichi da essi generati e gravanti sulla struttura esistente. Migliori risultati sono stati infatti ottenuti dal dimensionamento di altri profili commercializzati dall'azienda: i **profili alveolari Angelina**.

Questi elementi prefabbricati sono particolarmente leggeri, capaci di coprire ampie campate, permettendo il risparmio di materiale, influenzando positivamente anche sui costi. Essi vengono prodotti tramite la saldatura di due profili a T ottenuti da un singolo taglio realizzato lungo l'anima di una trave laminata a caldo, raggiungendo un considerevole aumento di altezza rispetto alla trave di partenza. Il prodotto strutturale così ottenuto ha un rapporto aumentato tra il momento d'inerzia e il peso e permette inoltre la massimizzazione dell'interpiano garantendo la realizzazione di sistemi a controsoffitto di altezze contenute.

In essi vi è ampia possibilità di installazione e **integrazione di impianti** meccanici ed elettrici, di tubature e condotti, grazie alla presenza delle aperture nell'anima delle travi alveolari che permette agevolmente il loro passaggio, oltre alle loro eventuali variazioni di configurazione durante la costruzione o la vita utile della struttura data la ripetizione delle perforazioni⁴⁰.

³⁹ Software di pre-progetto ACB+, scaricabile dal sito: <https://constructalia.arcelormittal.com/it/prodotti/acb>

⁴⁰ Si veda: <https://constructalia.arcelormittal.com/it/prodotti/angelina>

⁴¹ Software di pre-progetto Trusses+, scaricabile dal sito: <https://constructalia.arcelormittal.com/it/1724/software>

⁴² Software di pre-progetto Angelina, scaricabile dal sito: <https://constructalia.arcelormittal.com/it/prodotti/angelina>



Fig. 12.15:
Vista di una trave alveolare *Angelina*
Tratto da: <https://constructalia.arcelormittal.com/it/prodotti/angelina>

Tab. 12.35:
Proprietà e dati geometrici delle travi alveolari primarie

Una terza valutazione è stata comunque condotta indagando anche il dimensionamento di **travi reticolari**, facendo uso di un software messo sempre a disposizione dalla medesima azienda⁴¹. Tuttavia, anche in questo caso si sono avuti dei risultati e delle soluzioni, cercando di ottimizzare il più possibile il peso di queste strutture, di dimensioni maggiori in altezza rispetto a quelle ottenute con le travi alveolari *Angelina*, in contrasto con le altezze utili a disposizione.

Si riconosce, però, che l'uso di travi reticolari, prefabbricabili a pezzi e assemblabili poi in cantiere, potrebbe apportare vantaggi in termini di trasporto e movimentazione di queste strutture primarie, di notevole luce.

Sulla base delle valutazioni si è dunque scelto di dimensionare le travi principali usando profili alveolari Angelina, calcolate mediante l'uso del software fornito dall'azienda⁴².

A seguire si riportano le proprietà e i dati geometrici principali, delle travi dimensionate per i due diversi campi strutturali:

| Campo strutturale | Profilo di base | Acciaio tipo | Altezza h_{tot} [cm] | Larghezza flangia [cm] |
|-------------------|-----------------|--------------|------------------------|------------------------|
| Copertura opaca | Ipe 550 | S355 | 76 | 21 |
| Solaio interpiano | Ipe v 550 | S355 | 79,6 | 21,6 |

Tab. 12.36:
Caratteristiche di inerzia delle travi alveolari primarie

Tab. 12.37:
Verifica SLE per le travi alveolari primarie

Tab. 12.38-40:
Verifiche SLU per le travi principali

| Campo strutturale | Inerzia I_{yy} [cm ⁴] | |
|-------------------|-------------------------------------|----------------|
| | Sezione piena | Sezione forata |
| Copertura opaca | 141316 | 134467 |
| Solaio interpiano | 227831 | 213875 |

Inserendo i carichi di progetto all'interno dell'opzione predisposta nel software è stato possibile effettuare in automatico anche le verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE) e ultimo (SLU) per le travi principali.

Per la verifica agli **stati limite d'esercizio** (SLE) si riportano qui di seguito i valori di freccia, lo spostamento verticale, ottenuti:

| Campo strutturale | f [cm] | Rapporto |
|-------------------|----------|----------|
| Copertura opaca | 3,91 | L/301 |
| Solaio interpiano | 3,75 | L/315 |

Per la valutazione agli **stati limite ultimi** (SLU) si riportano, invece, nelle seguenti tabelle le differenti verifiche effettuate in automatico dal software sulle varie sezioni critiche delle travi considerate.

I risultati vengono forniti in rapporto e confronto con i valori massimi di resistenza corrispondenti e sono dunque da leggersi come verificati nel caso in cui siano inferiori a 1.

| Verifiche su sezioni forate | Campo strutturale | |
|----------------------------------|-------------------|--------|
| | Copertura | Solaio |
| Resistenza al taglio | 0,26 | 0,31 |
| Resistenza all'interazione M+N | 0,86 | 0,87 |
| Resistenza all'interazione M+N+V | 0,86 | 0,87 |

⁴³ Per l'approfondimento della sua configurazione si veda invece la tavola strutturale in formato A3 n.86 contenente le piante e l'abaco degli elementi strutturali

| Verifiche su sezioni piene | Campo strutturale | |
|----------------------------|-------------------|--------|
| | Copertura | Solaio |
| Resistenza alla flessione | 0,73 | 0,72 |
| Resistenza al taglio | 0,22 | 0,15 |

Si constata che tutte queste valutazioni risultano verificate. Tuttavia, si riscontrano anche dei risultati non totalmente verificati per quanto riguarda il rischio allo **svergolamento torsionale laterale** delle travi primarie:

| Campo strutturale | Verifica svergolamento torsionale laterale |
|-------------------|--|
| Copertura opaca | 1,14 |
| Solaio interpiano | 1,12 |

I valori risultano leggermente superiori a 1 e dunque a quelli massimi di resistenza ammissibili. Tuttavia, si ritiene di poter considerare positiva anche questa verifica in quanto nel software è stato possibile impostare il contributo di vincolo alla torsione fornito dalle travi secondarie che convergono verso le primarie, oggetto di analisi, nei rispettivi punti di vincolo, ma non è stato invece possibile inserire il contributo che fornisce il solaio a secco costituito da lamiera grecata e pannelli OSB. Questo piano continuo contribuisce in realtà in maniera positiva al confinamento delle travi primarie, ostacolando la torsione delle stesse.

Si ritiene dunque possibile che un'ulteriore verifica dello svergolamento torsionale laterale, che tenga in conto anche il contributo del solaio a secco, possa in realtà risultare verificata.

Nelle pagine a seguire viene riportata la porzione di struttura esaminata, insieme al riassunto degli elementi strutturali dimensionati fino ad ora, e una vista assonometrica globale della nuova struttura⁴³ prevista per l'intervento delle *Officine Spluga*.

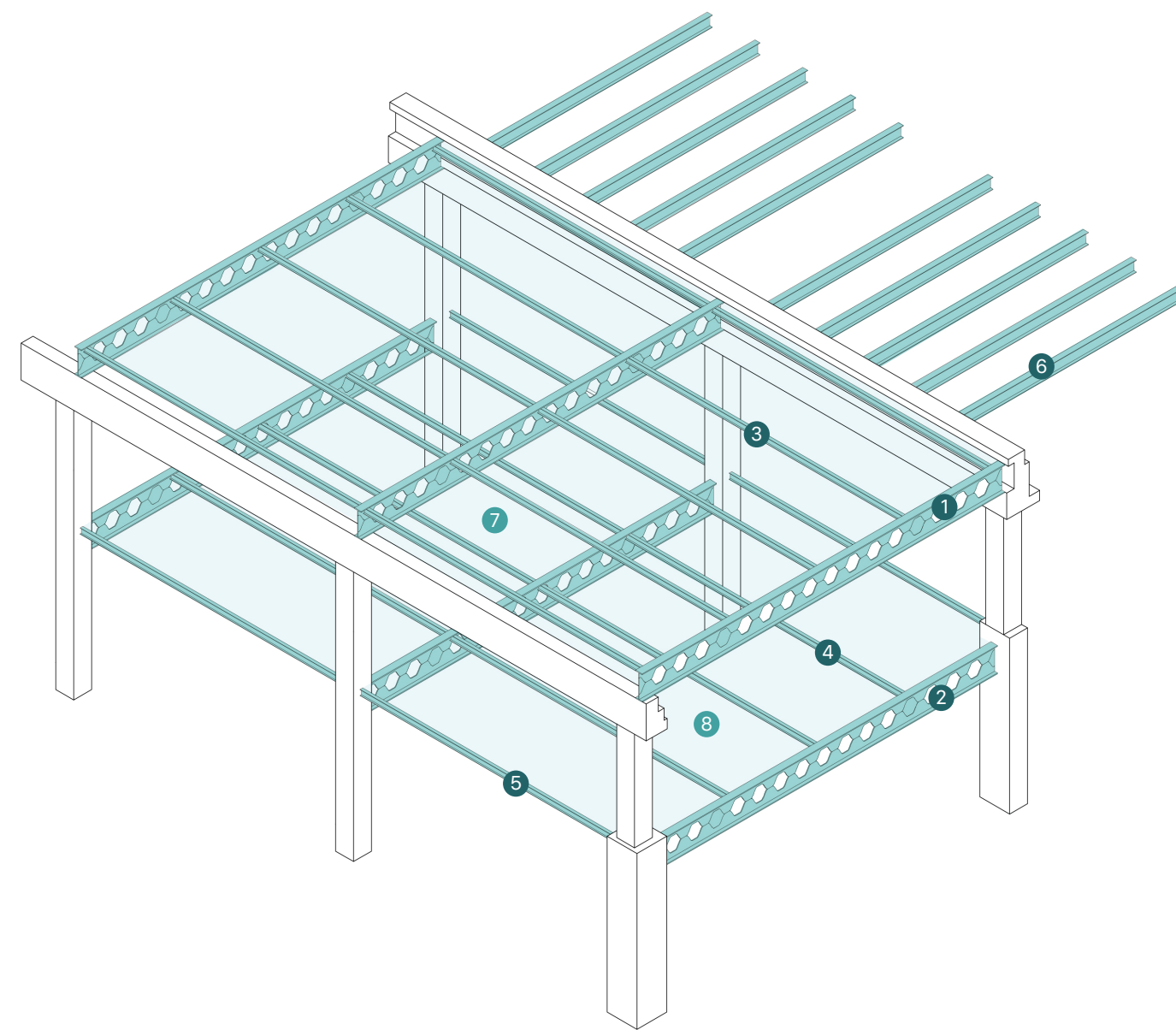
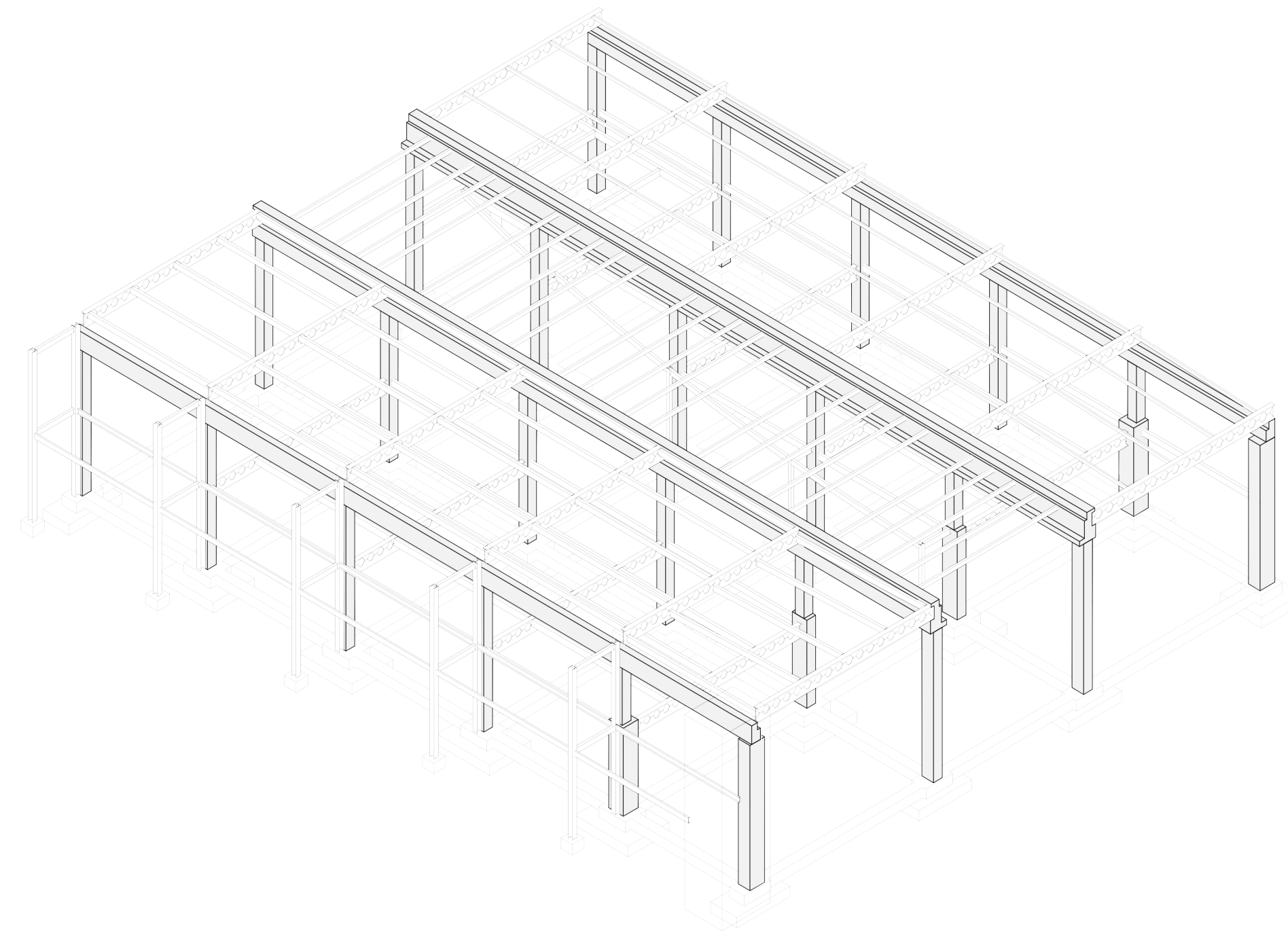


Fig. 12.17 (a destra):
Assonometria globale della nuova struttura

Fig. 12.16:
Rappresentazione grafica (fuori scala) della
porzione di struttura esaminata, in cui sono
evidenziati gli elementi strutturali dimensionati

Abaco degli elementi strutturali

- 1 Travi primarie della copertura opaca: profili alveolari *Angelina*, h. 76 cm
- 2 Travi primarie del solaio interpiano: profili alveolari *Angelina*, h. 79,6 cm
- 3 Travi secondarie della copertura opaca: profili IPE 330
- 4 Travi secondarie interne del solaio interpiano: profili IPE 400
- 5 Travi secondarie di bordo del solaio interpiano: profili IPE 360
- 6 Travi secondarie della copertura trasparente in policarbonato: profili IPE 240
- 7 Solaio strutturale a secco della copertura opaca: lamiera grecata, h. 10 cm, sp. 0,8 mm
- 8 Solaio strutturale a secco del solaio interpiano: lamiera grecata, h. 10 cm, sp. 1,2 mm



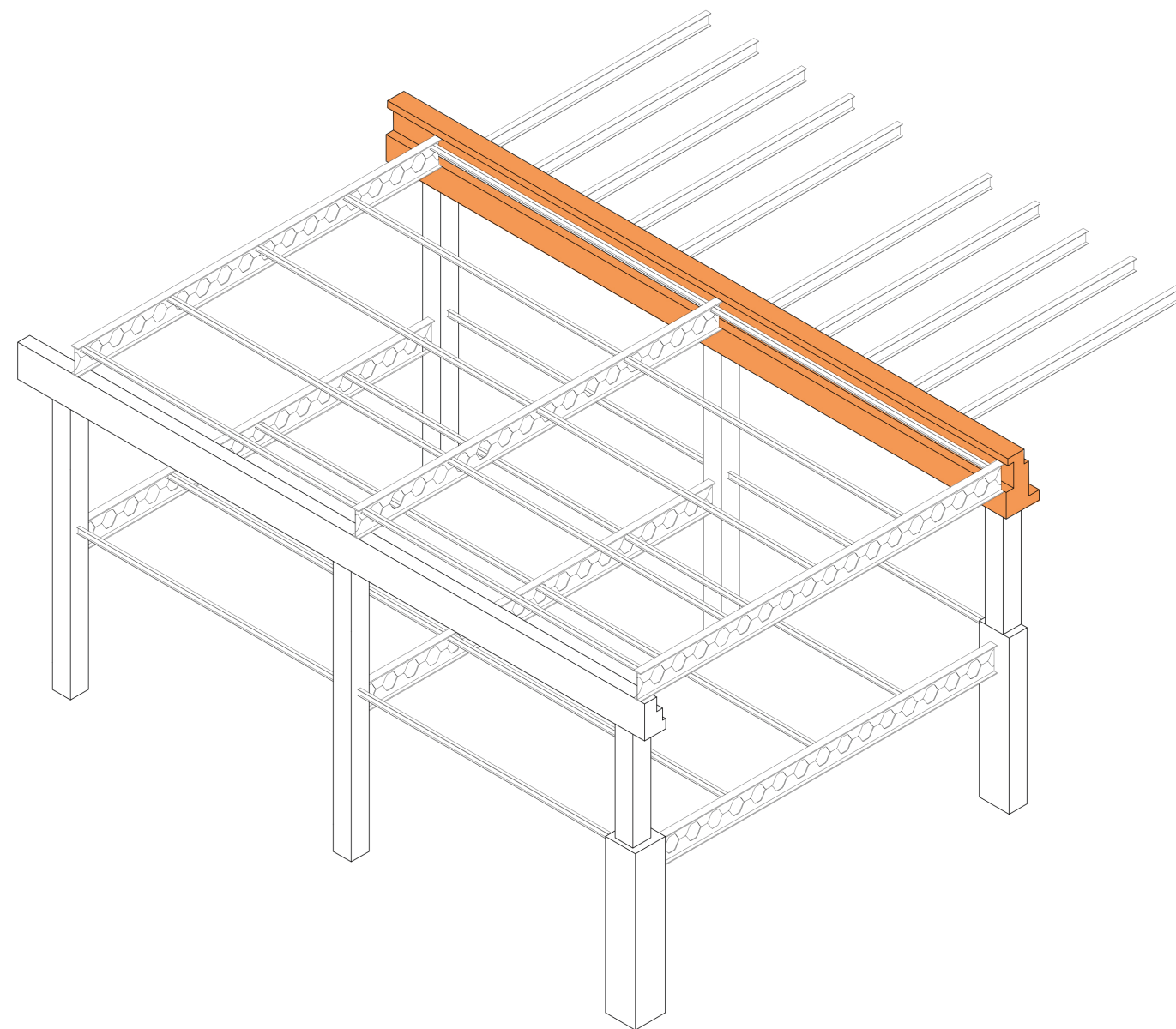


Fig. 12.18:
Vista assonometrica della porzione di struttura analizzata e dimensionata, in cui viene evidenziata la trave di copertura in cemento armato oggetto di verifica

Fig. 12.19:
Schema statico di riferimento per la verifica della trave di copertura esistente in cemento armato

Tab. 12.41:
Carichi critici SLU e SLE per la trave di copertura esistente in cemento armato

Verifiche delle strutture esistenti

In questa sezione si riportano le verifiche di resistenza delle strutture esistenti svolte al fine della **valutazione di sicurezza** della nuova configurazione strutturale prevista nel progetto di intervento. Esse riguardano le travi di copertura ai lati della navata centrale in cemento armato e un pilastro tipo, anch'esso in cemento armato, tra i più sollecitati all'interno della struttura del telaio misto progettato.

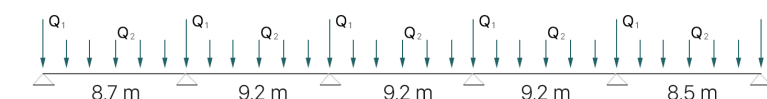
Le proprietà e i dati dimensionali, riferiti alle strutture esistenti, usati nelle verifiche sono stati desunti dalla documentazione storica raccolta in fase di diagnostica⁴⁴, in particolare la disposizione delle armature, e dal rilievo strutturale effettuato.

Trave di copertura

La trave continua di copertura, di cui se ne mostra qui a fianco una porzione su due campate, costituisce l'elemento di chiusura di un portale a cinque campate che si sviluppa per tutta la dimensione di profondità del fabbricato.

Si è svolta un'**analisi delle sollecitazioni** a cui è sottoposta, alla luce dei nuovi carichi che gravano su di essa, trasferiti dalle nuove strutture vincolate alla stessa, per effettuare le dovute e opportune verifiche di resistenza sulle sue sezioni più sollecitate.

Nel seguente schema statico vengono illustrate le sue caratteristiche dimensionali e i carichi a cui è sottoposta:



⁴⁴ Si veda l'allegato A4 *Documentazione strutturale storica*

⁴⁵ RFEM è un programma 3D di calcolo a elementi finiti prodotto da Dlubal

In dettaglio, il **carico concentrato** Q_1 deriva dalle travi primarie alveolari della copertura opaca e risulta pari al valore del taglio agente agli estremi delle stesse. I **carichi concentrati** Q_2 derivano, invece, dalle travi secondarie IPE 240, cinque per campata, che reggono la copertura trasparente in polycarbonato e risultano anch'essi pari al valore del taglio agente agli estremi delle suddette travi.

A seguire vengono riportati i valori dei carichi critici SLE e SLU per Q_1 e Q_2 :

| Trave | Carico concentrato | SLE [kN] | SLU [kN] |
|-----------|--------------------|----------|----------|
| Alveolare | Q_1 | 280,97 | 417,81 |
| IPE 240 | Q_2 | 12,91 | 19,06 |

Data la complessità della geometria della trave continua e della configurazione dei carichi concentrati gravanti sulla stessa, si è svolta l'analisi delle sollecitazioni flettenti e di taglio a cui è sottoposta mediante l'uso del **software RFEM**⁴⁵.

Per lo studio delle sollecitazioni è stata modellata una configurazione dei carichi uniformemente distribuita lungo tutta la lunghezza della trave, come quella presentata nello schema statico, e non sono state prese dunque in considerazione delle variazioni della stessa o casistiche di carico differenti in base alla campata considerata.

Non sono stati dunque realizzati neanche dei grafici di involuppo in quanto si è preferito svolgere una simulazione semplificata, data la mancanza di sufficienti dati riguardo la realizzazione dei nodi strutturali.

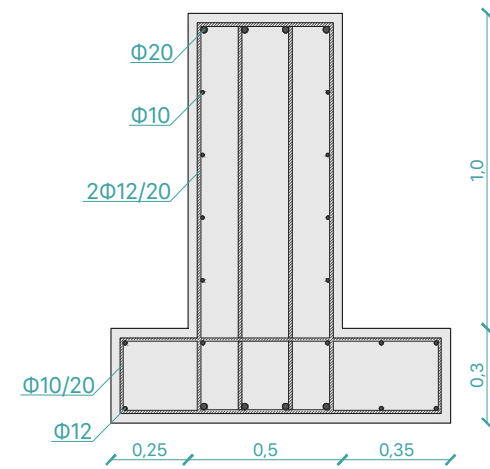
Per questo motivo si prescrivono ulteriori verifiche e simulazioni prevedendo differenti configurazioni di carico per le diverse campate. A ragione di questa semplificazione si è ragionevolmente considerato, inoltre, il contributo distributivo uniforme dei carichi dato dal solaio di copertura.

Tuttavia, è stata però svolta una **seconda simulazione** con una variazione agli estremi della trave continua dove, in sostituzione del vincolo di appoggio, sono stati modellati i pilastri, con la loro sezione reale e metà della loro altezza, al fine di considerare quei vincoli come incastri imperfetti, capaci dunque di ruotare.

In questo modo si è potuta analizzare la componente di momento flettente che si genera agli estremi, risultata comunque contenuta date le dimensioni consistenti della sezione della trave e la relativa sua inerzia.

I risultati ottenuti dalla simulazione sono stati poi confrontati con i valori massimi di resistenza della sezione calcolati tramite l'utilizzo del **software EC2**⁴⁶. La sezione modellata è stata in parte semplificata rispetto a quella reale riportata nelle tavole del progetto storico⁴⁷, date anche alcune limitazioni nelle funzioni di disegno disponibili nel software.

A seguire si riporta la **sezione modellata**:



Vengono qui riportati, invece, i **risultati delle sollecitazioni** ottenuti (V_{ed} e M_{ed}) unitamente ai **valori di resistenza** (V_{rd} e M_{rd}); per il taglio:

⁴⁶ EC2 è un software, sviluppato dal professor Aurelio Ghersi, al fine di effettuare verifiche di sezioni in cemento armato alle tensioni ammissibili e allo stato limite ultimo SLU, basate sulla normativa italiana e l'Eurocodice 2

⁴⁷ Si veda l'allegato A4 *Documentazione strutturale storica*

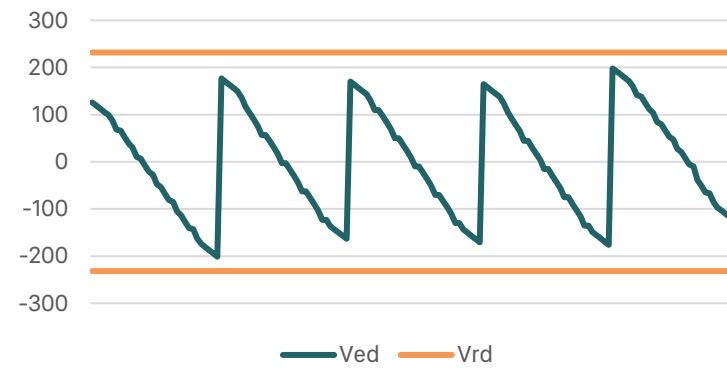
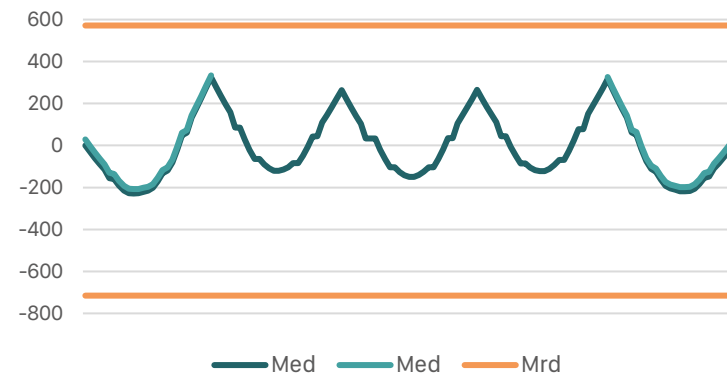


Fig. 12.20:
Rappresentazione grafica della sezione della trave continua esistente in cemento armato

Fig. 12.21-22:
Grafici di verifica della resistenza della sezione della trave continua di copertura

Nel **grafico del momento flettente** sono stati riportati, per le campate ai due estremi, anche i risultati ottenuti nella seconda simulazione che teneva conto del vincolo di incastro imperfetto, nel sistema complessivo a portale, fra la trave continua e i pilastri agli estremi:



La verifica della trave continua esistente risulta **positiva** come visibile anche nei grafici che mettono a diretto confronto le sollecitazioni agenti con le capacità di resistenza dell'elemento strutturale.

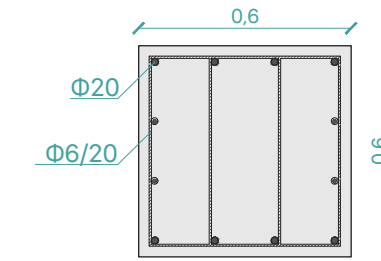
Pilastro tipo

La **verifica di resistenza** degli elementi verticali esistenti è stata effettuata su un **pilastro tipo**, tra quelli più sollecitati, collocato, nella simulazione svolta, in corrispondenza del secondo appoggio della trave precedentemente analizzata.

Dalla simulazione della stessa è stato infatti ricavato, dai risultati delle reazioni vincolari, il valore dell'azione assiale agente sulla sezione sommitale del pilastro, la prima presa in esame durante la verifica.

La seconda sezione verificata, quella inferiore, è collocata di poco al di sotto dell'innesto del solaio interpiano che risulta sollecitata dai contributi forniti dalle diverse travi, una primaria e due secondarie di bordo, che costituiscono la sottostruttura portante del solaio.

A seguire si riporta sia la configurazione della **sezione del pilastro tipo** modellata in EC2:

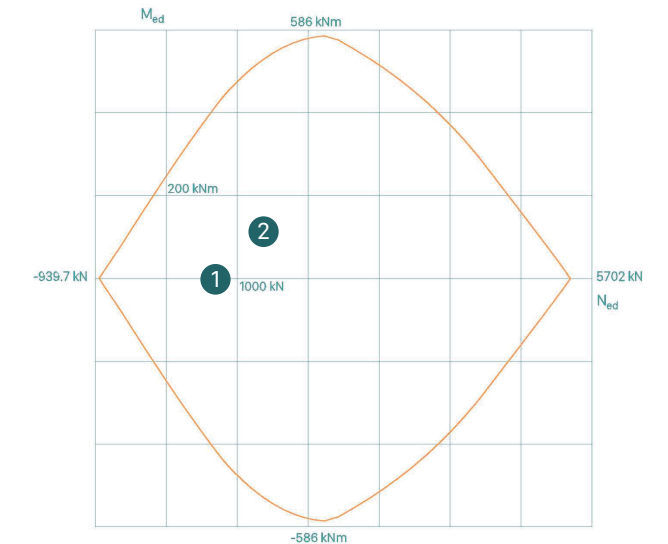


Nella seguenti tabelle vengono invece riportati i **valori delle sollecitazioni agenti** sulle due diverse sezioni del pilastro considerate:

| Elemento strutturale | Sezione sommitale (1) | |
|---|-----------------------|--------|
| | Sollecitazione | Valore |
| Trave di copertura (reazione vincolare) | N_{ed} [kN] | 754,76 |

| Elemento strutturale | Sezione inferiore (2) | |
|---|--|----------------|
| | Sollecitazione | Valore |
| Trave primaria del solaio interpiano | M_{ed} [kNm] | 152,92 |
| | N_{ed} [kN] | 436,90 |
| Travi di bordo del solaio | N_{ed} [kN] | 157,50 |
| Trave di copertura (reazione vincolare) | N_{ed} [kN] | 754,76 |
| | Totale N_{ed} [kN] | 1349,16 |

Per la verifica, risultata **positiva**, sono poi stati inseriti i valori delle sollecitazioni nel dominio M-N del pilastro, calcolato tramite EC2:



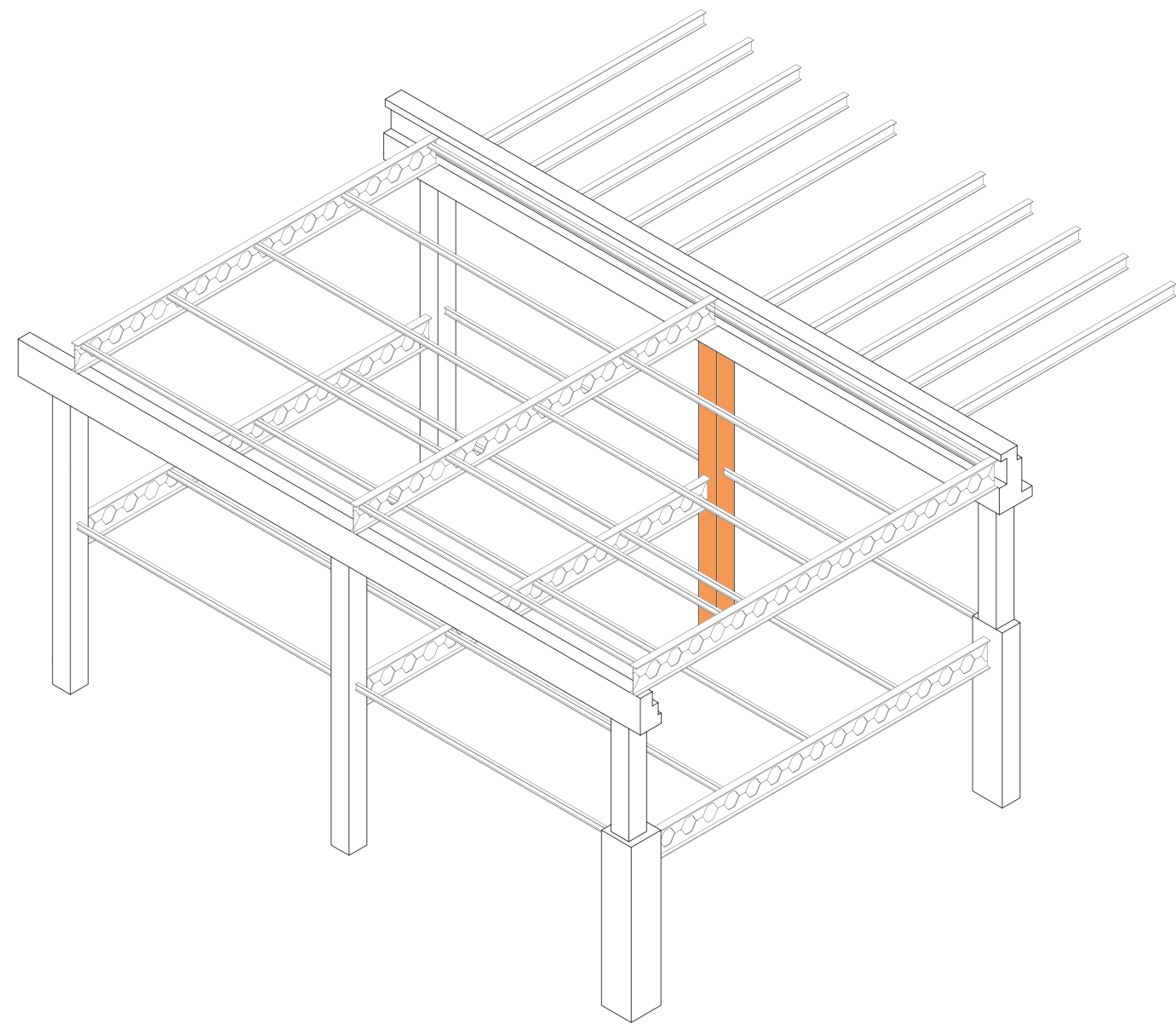


Fig. 12.25:
Vista assonometrica della porzione di struttura analizzata e dimensionata, in cui viene evidenziata il pilastro tipo oggetto di verifica

Verifiche ai carichi orizzontali

Finalità

In questa sezione si affrontano le verifiche di differenti sezioni del pilastro tipo ai **carichi orizzontali**. A tale scopo si sono volute svolgere, infatti, delle **simulazioni dinamiche**, tramite l'uso del software Rfem, sull'intera struttura. Essa è stata tuttavia semplificata attraverso la sola modellazione della struttura esistente dei portali in cemento armato e degli impalcati orizzontali dei solai interpiano e di copertura.

Nel modello non sono stati integrati nè la serra, rivolta a nord e dotata di una struttura indipendente svincolata da quella del telaio misto per mezzo di giunti strutturali, nè i setti di muratura in testa e in coda alla porzione principale dell'edificio, oggetto d'esame e di sviluppo del progetto strutturale, in quanto non si conoscono con un sufficiente grado di dettaglio e approfondimento le condizioni di relazione e vincolo fra le due strutture. Per queste ragioni si prescrivono ulteriori indagini atte a constatare date condizioni e poter dunque effettuare tutte le verifiche del caso, tenendo conto anche delle strutture adiacenti a quella in esame.

Le simulazioni condotte sul modello così configurato sono state svolte al fine di valutare il **comportamento globale** della struttura alle sollecitazioni indotte da carichi orizzontali, quali il vento e il sisma, che sono stati oggetti di queste indagini.

Dai risultati globali ottenuti sono stati poi estrapolati i valori di sollecitazione al taglio e presso-flessione agenti su un pilastro tipo, in tutto per tutto simile a quello precedentemente studiato, per poterne effettuare la verifica di resistenza ai suddetti carichi orizzontali.

Questa analisi è stata resa necessaria dal fatto di non aver previsto **controventature** verticali, ma solo orizzontali fra le sottostrutture degli impalcati dei solai interpiano e della copertura, demandando così il compito di congrua risposta e resistenza alle sollecitazioni ai carichi orizzontali alla struttura in cemento armato esistente e in particolare ai pilastri.

⁴⁸ Si veda: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *C.3.1.3.: Carichi permanenti non strutturali*, in op. cit.

Carico da vento

Nel **modello** impostato per la simulazione sotto carichi da vento, i solai sono stati modellati come piani infinitamente rigidi e, dove necessario, sono state modellate anche alcune aste rigide a simulare le travi costituenti gli impalcati. Poichè non è stata dunque considerata la rigidità reale di tali piani, si è provveduto a gravare sugli stessi tutti i diversi carichi agenti, recuperandone i valori dalle valutazioni precedentemente fatte durante lo studio dei dimensionamenti strutturali. Tra di essi vi sono anche i carichi permanenti strutturali G_1 delle diverse travi predisposte da progetto, di cui sono stati calcolati i pesi lineari poi uniformemente distribuiti in base alle relative aree di influenza.

Le numerose travi secondarie che supportano la copertura trasparente della navata centrale sono state invece modellate singolarmente, incernierandole agli estremi con le travi in cemento armato di copertura, e sono state gravate dal loro reale peso lineare, tramite la funzione di calcolo del peso proprio integrata nel software.

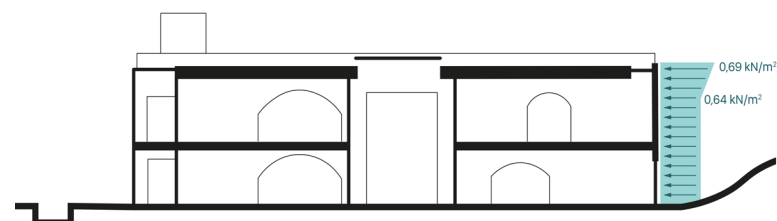
Un secondo carico assegnato è riconducibile a quelli permanenti non strutturali G_2 , compresi quelli degli elementi divisorii verticali che sono stati opportunamente convertiti, in base a quanto definito dalla normativa⁴⁸, in carichi distribuiti pari a $1,60 \text{ kN/m}^2$ per le pareti a falso setto e pari a $0,8 \text{ kN/m}^2$ per le partizioni vetrate. Gli altri carichi inseriti sono quelli d'esercizio, oltre a quelli derivanti dagli agenti esterni quali neve e vento.

In particolare, per questi ultimi, data la simulazione da effettuarsi, sono state valutate le differenti casistiche rispetto alla direzione e ai coefficienti aerodinamici.

Dati i criteri utilizzati nella modellazione, fino ad ora descritti, per quanto riguarda la **direzione del vento** si è valutato di simularla solo come proveniente da sud-est.

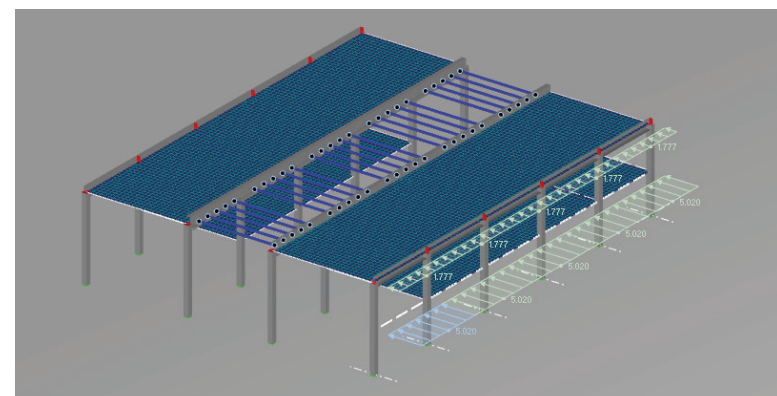
In caso di ulteriori sviluppi del progetto in fase esecutiva, si suggerisce la verifica anche della direzione del vento proveniente da sud-ovest, che investirebbe direttamente la facciata principale del fabbricato.

Per quanto riguarda la valutazione del **coefficiente di forma**, già affrontata all'inizio di questa trattazione nella sezione dei carichi variabili da vento, si è considerata, per semplificazione, solo quella che dà origine alla pressione maggiore contro la facciata considerata; ne viene riportata qui la rappresentazione grafica:



La verifica in caso di depressioni create sulla medesima facciata e in copertura vengono dunque, invece, rimandate ad eventuali indagini in corso di progettazione esecutiva.

All'interno del software l'**inserimento del carico da vento** è stato effettuato tramite l'opzione di *Load patch*, ovvero la redistribuzione di un carico applicato ad una superficie a determinati elementi strutturali in base alle loro aree di influenza. In questo caso il carico precedentemente illustrato è stato trasferito dalla superficie della facciata alle travi di bordo del solaio interpiano, con un contributo pari a 5,02 kN/m, e alla trave di copertura in cemento armato per un valore di 1,77 kN/m, come visibile nell'immagine:



In seguito, dalle combinazioni dei carichi fornite direttamente dal software è stata selezionata la seguente **combinazione agli stati limite ultimi** SLU con **vento prevalente**, al fine di ottenere, tramite la simulazione, le corrette sollecitazioni per la verifica del pilastro:

$$V_{G1} \cdot G_1 + V_{G2} \cdot G_2 + V_{Q_{vento}} \cdot Q_{vento} + V_Q \cdot \Psi_0 \cdot Q_{esercizio} + V_Q \cdot \Psi_0 \cdot Q_{neve}$$

Una volta lanciato il calcolo della simulazione, dai risultati ottenuti tramite l'uso del modello è stato possibile svolgere le verifiche di resistenza sulle quattro **sezioni critiche del pilastro tipo**, aventi le stesse caratteristiche dimensionali e di configurazione delle armature precedentemente viste nella verifica delle strutture esistenti.

Esse vengono individuate e rappresentate nella sezione qui a seguire:

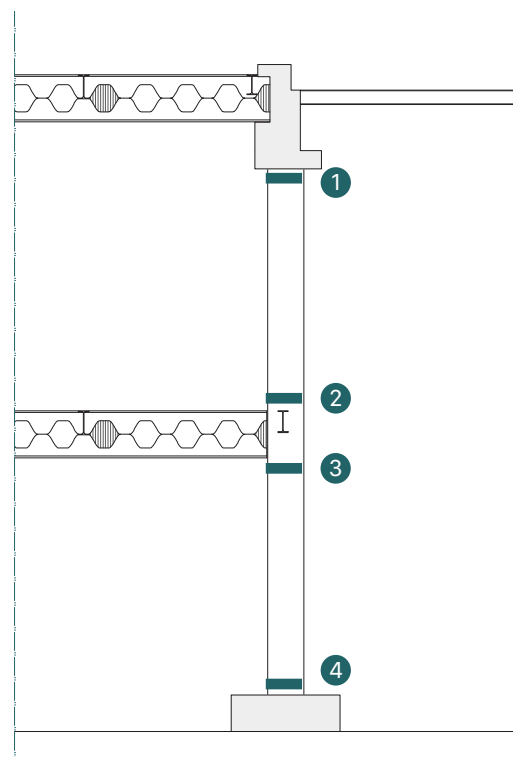


Fig. 12.26: Rappresentazione grafica del carico da vento simulato

Fig. 12.27: Simulazione in Rfem dell'applicazione del carico da vento

Fig. 12.28: Vista della porzione di struttura in cui vengono rappresentate le sezioni del pilastro tipo verificate

Tab. 12.44: Sollecitazioni a cui sono soggette le sezioni del pilastro tipo

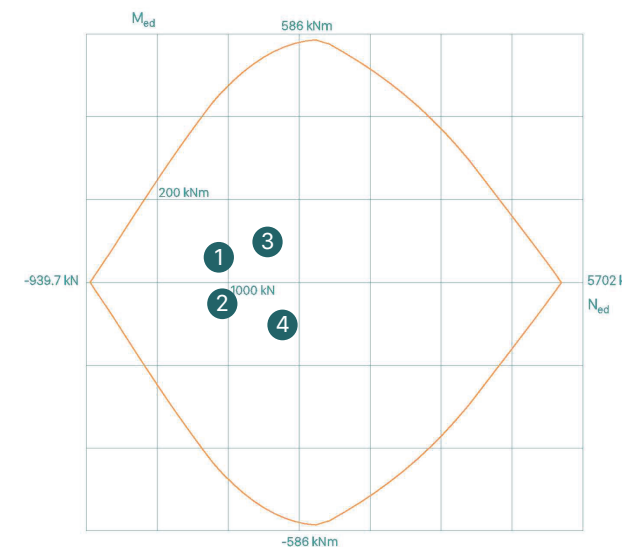
Fig. 12.29: Dominio M-N del pilastro tipo e relative verifiche svolte sulle sezioni

Tab. 12.45: Calcolo del carico critico euleriano

Nelle seguenti tabelle vengono raccolti i **valori delle sollecitazioni** a cui sono sottoposte le diverse sezioni: taglio, compressione e momento flettente. Le sollecitazioni di taglio vengono poste già a confronto con il valore resistente V_{Rd} , calcolato tramite l'uso del programma EC2 e risultato pari a 134 kN.

| Sezione | V_{ed} [kN] | V_{Rd} [kN] | N_{ed} [kN] | M_{ed} [kNm] |
|---------|---------------|---------------|---------------|----------------|
| 1 | 8,89 | < 134 | 857,34 | 24,36 |
| 2 | 8,91 | < 134 | 914,96 | -21,75 |
| 3 | 35,81 | < 134 | 1585 | 88,35 |
| 4 | 35,88 | < 134 | 1640 | -81,71 |

Sempre mediante l'uso del software EC2 è stato ricavato il dominio M-N con il quale sono state effettuate le verifiche, risultate tutte **positive**, di pressoflessione per le sezioni considerate, inserendo la combinazione dei valori appena descritti e individuando così i punti nel seguente grafico:



⁴⁹ Si tratta di un fenomeno che può condurre a un'inflessione laterale dell'asta snella considerata se sottoposta ad un carico di compressione rilevante

Infine, è stata inoltre svolta una **verifica di instabilità**⁴⁹ a carico di punta per le travi snelle IPE 240 che sorreggono la copertura trasparente in policarbonato. Per questa valutazione ci si avvale della formula di calcolo del **carico critico euleriano** N_{cr} in funzione della snellezza:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A}{\lambda_{max}^2}$$

dove:

- E è il modulo elastico dell'acciaio, pari a $2 \cdot 10^{11}$ N/m²
- A è l'area della sezione della trave
- λ_{max} è il valore limite della snellezza della trave dato dal rapporto fra L_0 e ρ_{min}
- L_0 è la lunghezza di libera inflessione per sbandamento intorno all'asse considerato, pari alla distanza fra due punti di flesso della configurazione deformata e dipendente dalle condizioni di vincolo all'estremità della trave; essa è data dalla moltiplicazione di L, luce della trave, per β , coefficiente di vincolo per l'inflessione, che in questo caso risulta pari a 1, in quando sono stati predisposti dei vincoli a cerniera
- ρ_{min} è il raggio di inerzia minimo

Vengono qui riportati i dati, appena descritti, relativi alla **sezione delle travi IPE 240** considerata, insieme al risultato del calcolo:

| Sezione | A [cm ²] | L_0 [m] | ρ_{min} [cm] | λ_{max} | N_{cr} [kN] |
|---------|----------------------|-----------|-------------------|-----------------|---------------|
| IPE 240 | 39,12 | 9,60 | 2,69 | 356,88 | 63,60 |

Dalla simulazione effettuata con il software Rfem mediante il modello realizzato, risulta che l'azione di compressione massima $N_{ed,max}$ agente nelle travi secondarie della copertura trasparente sia pari a 4,88 kN e sia dunque inferiore al carico critico euleriano appena calcolato, validando così la verifica che ha dunque **esito positivo**.

Carico da sisma

Simili analisi sono state condotte su un secondo modello in cui sono state simulate le sollecitazioni ai carichi orizzontali derivanti da un possibile **sisma**. Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Per questa valutazione si è effettuata una verifica agli **stati limite ultimi di salvaguardia della vita** SLV, per i quali a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali, seppur 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.

L'azione sismica è caratterizzata da tre componenti, due orizzontali e una verticale, da considerare tra di loro indipendenti. Per quanto riguarda il caso in analisi, la componente verticale viene trascurata come concesso da normativa⁵⁰.

Gli effetti delle azioni sismiche, sia di sistemi dissipativi e non, possono essere valutati attraverso un'analisi lineare. Per il fabbricato, oggetto d'esame, si è scelto di considerare un **comportamento strutturale non dissipativo**, e senza dunque tener conto delle non linearità di comportamento di materiali e geometriche, se non rilevanti.

Per ragioni di semplificazione si è inoltre scelto di effettuare un'analisi **lineare statica**, che consiste nell'applicazione al modello di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia **regolare in altezza**. Si prescrive, però, in fase di studio esecutivo del progetto, l'esecuzione di analisi modali al fine di trovare il primo modo di vibrare caratteristico della struttura.

Per le costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo la stessa, il **periodo del modo di vibrare principale** T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente, derivata empiricamente:

$$T_1 = c_1 \cdot H^{3/4}$$

dove:

- c_1 è un coefficiente dipendente dalla natura della struttura, nel caso in esame risulta pari a 0,05
- H è l'altezza della costruzione dal piano di fondazione, pari a 10 m

Il periodo del modo di vibrare principale T_1 , così calcolato, risulta pari a 0,28 s. Conoscendo questo valore, tramite il grafico rappresentante gli **spettri di risposta**, qui riportato, ricavabile dal foglio di calcolo *Spettri-NTC⁵¹*, intercettando la curva dello spettro di progetto della componente orizzontale, si ricava il corrispondente $S_{do}(T_1)$.

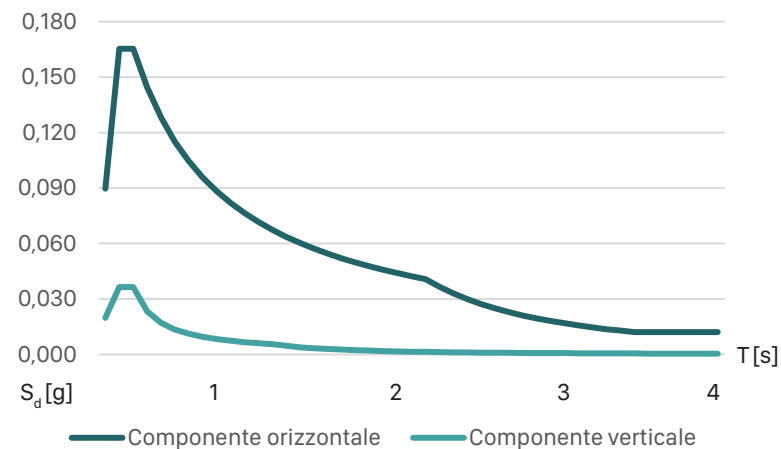


Fig. 12.30: Grafico degli spettri di risposta

Tab. 12.46: Masse degli impalcati modellati per la valutazione ai carichi orizzontali da sisma

Fig. 12.31: Simulazione in Rfem riguardante le deformazioni subite dalla struttura sotto carichi orizzontali da sisma

Tab. 12.47: Sollecitazioni a cui sono soggette le sezioni del pilastro tipo

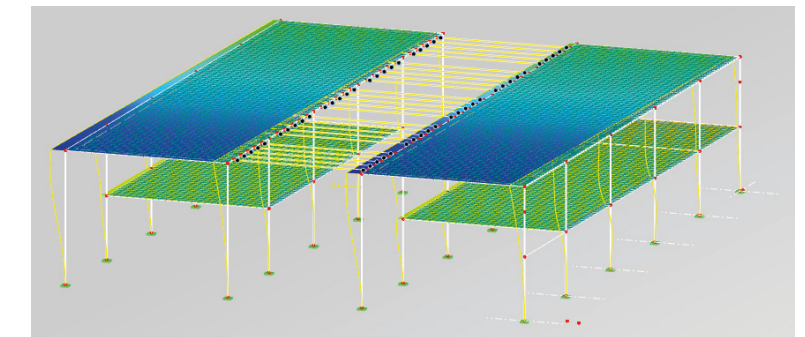
Fig. 12.32: Dominio M-N del pilastro tipo e relative verifiche svolte sulle sezioni

Il valore $S_{do}(T_1)$ risultante si trova sul **plateau**, corrispondente con il valore massimo prevedibile, pari a 0,165 g, ovvero un'accelerazione di 1,62 m/s². All'interno del **modello** in Rfem, questa accelerazione è stata applicata alle masse dei solai modellati attraverso la funzione di generazione del carico attraverso il moto. In particolare, è stato definito un vettore di accelerazione risultante dalla combinazione in una direzione del totale contributo di questo valore e in quella ortogonale del solo 30%.

Differentemente da quanto modellato per la valutazione ai carichi da vento, in questo modello i solai sono stati descritti da superfici *standard*, dotate di una propria rigidità e massa. Quest'ultima è stata corretta rispetto alle condizioni reali, mutando, a parità di spessore uguale per tutti i solai, il peso specifico del materiale, per approssimare il più possibile le seguenti masse, calcolate per i diversi impalcati tenendo conto di tutti i carichi permanenti, strutturali e non, oltre a quelli di esercizio, moltiplicati per il coefficiente ψ_2 uguale a 0,6 per i solai e nullo per la copertura:

| | Copertura | Solaio destro | Solaio sinistro |
|------------------|-----------|---------------|-----------------|
| Peso [kg] | 105535 | 335759 | 154569 |

Attraverso la simulazione si sono ricavati gli **spostamenti generalizzati** e le relative **deformazioni**, che risultano verificate rispetto ai limiti imposti da normativa⁵²; a seguire la loro rappresentazione:

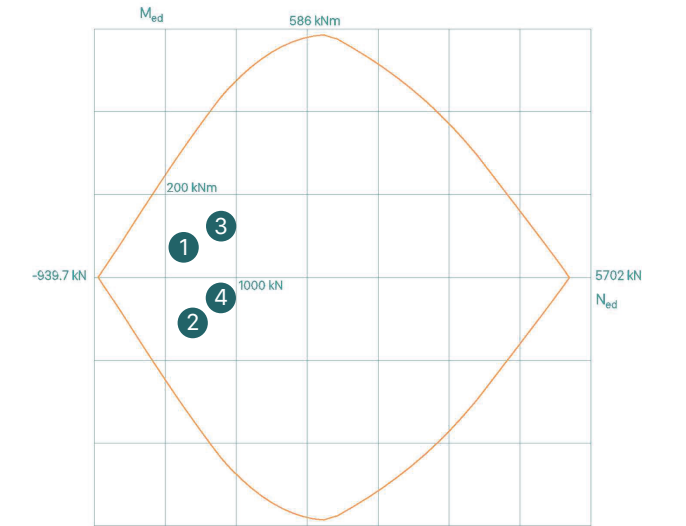


⁵² Si veda: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Tab.4.2.13.: Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali*, in op. cit.

Si riportano i valori delle verifiche delle sezioni descritte precedentemente, rispetto alle sollecitazioni di taglio, azione assiale e momento flettente:

| Sezione | V_{ed} [kN] | V_{Rd} [kN] | N_{ed} [kN] | M_{ed} [kNm] |
|---------|---------------|---------------|---------------|----------------|
| 1 | 56,39 | < 134 | 308,34 | 123,39 |
| 2 | 56,26 | < 134 | 352,68 | -167,35 |
| 3 | 54,10 | < 134 | 849,91 | 158,91 |
| 4 | 54,24 | < 134 | 892,19 | -96,42 |

Riportando i valori all'interno del dominio M-N, calcolato con il programma EC2, si effettuano le verifiche delle sezioni che risultano avere **esito positivo**:



Infine, anche il valore dell'azione di compressione massima $N_{ed,max}$ agente nei profili IPE 240, pari a 3,84 kN, risulta inferiore al carico critico euleriano, precedentemente calcolato, di valore 63,60 kN.

⁵⁰ Si vedano: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *C.3.2.3.: Valutazione dell'azione sismica e C.7.2.1.: Caratteristiche generali delle costruzioni*, in op. cit.

⁵¹ Inserendo nel foglio di calcolo excel i dati relativi alla localizzazione dell'area di intervento, i parametri della vita nominale della costruzione V_n e il coefficiente d'uso C_u , pari in questo caso rispettivamente a 50 anni e 2, la categoria di sottosuolo e quella topografica, oltre al fattore di struttura q_w , pari a 1,5, è possibile generare gli spettri di risposta al sisma in base alla verifica da effettuarsi