

RELAZIONE DI CALCOLO – DISTRIBUTORE IDROGENO



PROGETTO DEFINITIVO

REALIZZAZIONE DI UN HUB DI RICERCA, SVILUPPO, PRODUZIONE, STOCCAGGIO, RICONVERSIONE E DISTRIBUZIONE DELL'IDROGENO, ALIMENTATO DA UN IMPIANTO FOTOVOLTAICO DA 8,982 MWp E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA RTN SITO NEL COMUNE DI SAN GIOVANNI IN PERSICETO (BO), LOCALITÀ SAN MATTEO DELLA DECIMA.

Committente:

TOZZIgreen

Tozzi Green S.p.A.
Via Brigata Ebraica, 50
48123 Mezzano (RA)
P.IVA 02132890399
R.E.A. n. RA-174504
Tel. (+39) 0544 525311
pec: tozzi.re@legalmail.it
mail: info@tozzigreen.com
web: www.tozzigreen.com

Progettista:



ArchLivIng s.r.l
Via Monsignor Maverna, 4 - 44122
Ferrara (FE)
Tel: (+39) 0532 733683 - Fax:
(+39) 0532 692608
web: www.archliving.it

Coordinamento di progetto:



ambiente s.p.a.
Via Frassina, 21, 54033
Carrara (MS)

1	24/09/2021	Ing. Pierpaolo Boselli	Ing. Gessica Grossi		Prima emissione
REV.	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DESCRIZIONE
Codice elaborato: P.6.1.4		Titolo elaborato: RELAZIONE DI CALCOLO – DISTRIBUTORE IDROGENO			

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	3
1.1. Individuazione del sito in cui sorge l'opera	3
1.2. Descrizione dell'opera.....	5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
3. MATERIALI UTILIZZATI.....	8
3.1. Acciaio strutturale	8
3.2. Calcestruzzo strutturale	8
3.3. Acciaio per barre di armatura	8
4. INDICAZIONI DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....	9
4.1. Ricostruzione stratigrafica	9
4.2. Risultati indagini sismiche	10
4.2.1. MASW/ESAC	10
4.2.2. HVSR.....	11
4.2.3. Verifica di possibilità di fenomeni di liquefazione	12
5. PROGETTO DELLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE.....	14
5.1. Analisi dei carichi	14
5.1.1. Carichi accidentale	14
5.1.2. Carico neve	15
5.1.3. Carico vento	15
5.1.4. Peso proprio copertura.....	18
5.1.5. Analisi dei carichi solai.....	18
5.2. Definizione dell'azione sismica	18
5.3. Combinazioni delle azioni	22
6. MODELLO STRUTTURALE	24
6.1. Software di calcolo	24
6.2. Modellazione geometrica.....	24
6.3. Implementazione carichi	26

6.4.	Modellazione meccanica.....	28
7.	PROGETTO FONDAZIONE	30
7.1.	Modellazione Geometrica	30
7.2.	Risultati analisi	31
7.3.	Verifica geotecnica platea di fondazione – Carico limite SLU	33
7.4.	Verifica geotecnica platea di fondazione – Scorrimento	37
7.5.	Verifica a flessione della platea	37
7.6.	Verifica a taglio platea	38
7.7.	Verifica a ribaltamento della platea	39
7.8.	Verifica cedimenti SLE platea di fondazione	39
8.	DIEMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE.....	45
8.1.	Risultati dell'analisi dinamica lineare.....	45
8.2.	Verifiche agli stati limite di esercizio	46
8.3.	Verifiche allo stato limite ultimo	47
9.	PROGETTO E VERIFICA DEI COLLEGAMENTI.....	56
9.1.	Collegamenti alla base dei pilastri – Tirafondi	56
9.2.	Squadrette di connessione – Travi.....	58
9.3.	Collegamento flangiato HEA 200 – HEA 200	59
10.	CONCLUSIONI	62
	INDICE DELLE FIGURE.....	63
	INDICE DELLE TABELLE	65

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La presente relazione di calcolo tratta il progetto strutturale della nuova costruzione del distributore di idrogeno di proprietà di Tozzi Green, la cui ubicazione sarà a San Matteo della Decima, frazione di San Giovanni in Persiceto, in provincia di Bologna, territorio è a una quota di circa 21 m s.l.m. in zona sismica III.

1.1. Individuazione del sito in cui sorge l'opera

Il nuovo distributore costruito in provincia di Bologna a San Matteo della Decima frazione di San Giovanni in Persiceto, si affaccia sulla strada provinciale, circa al km 32. Catastralmente è individuato al foglio 22, mappale 15, 143 e 147. La costruzione sorgerà insieme ad un impianto fotovoltaico volto alla produzione dell'idrogeno e un hub di ricerca, incentrato anch'esso sull'idrogeno. Frontalmente ci sarà un altro distributore di carburante anch'esso circondato da campi coltivabili.

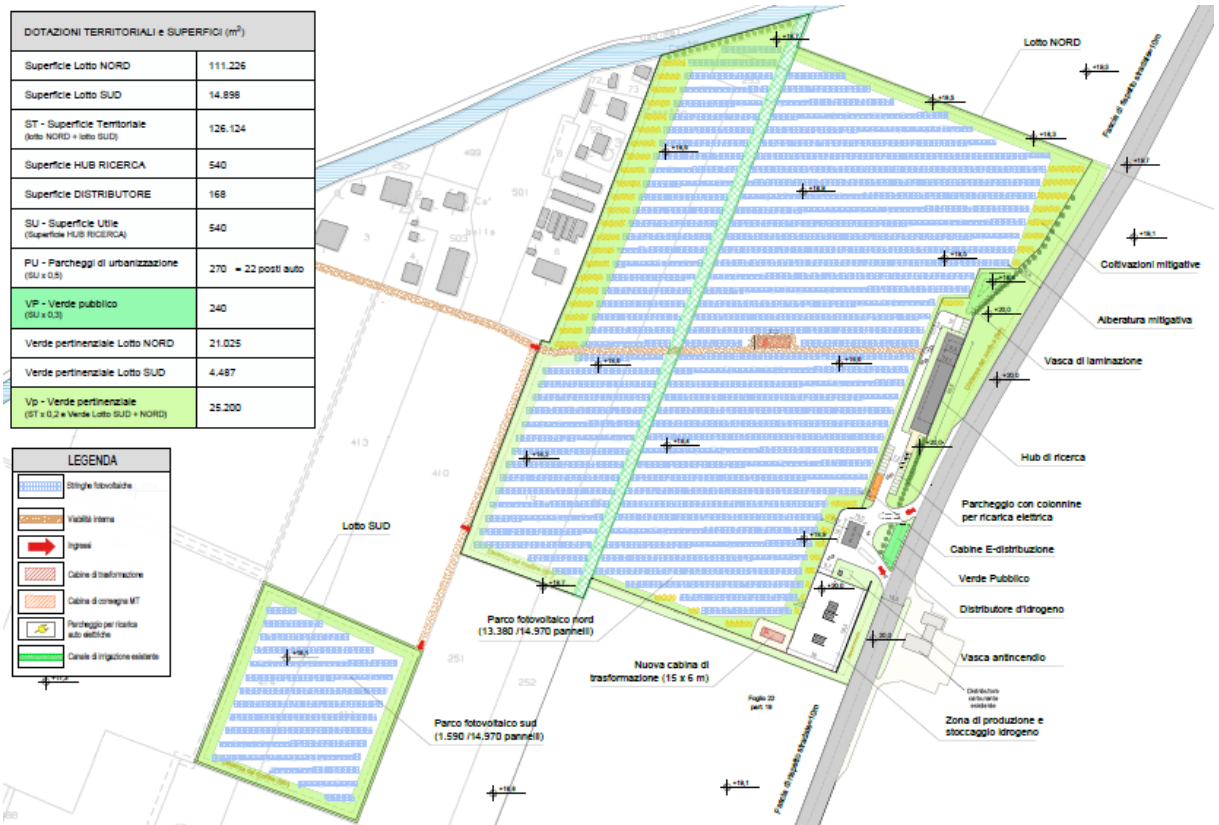


Figura 1. Layout generale

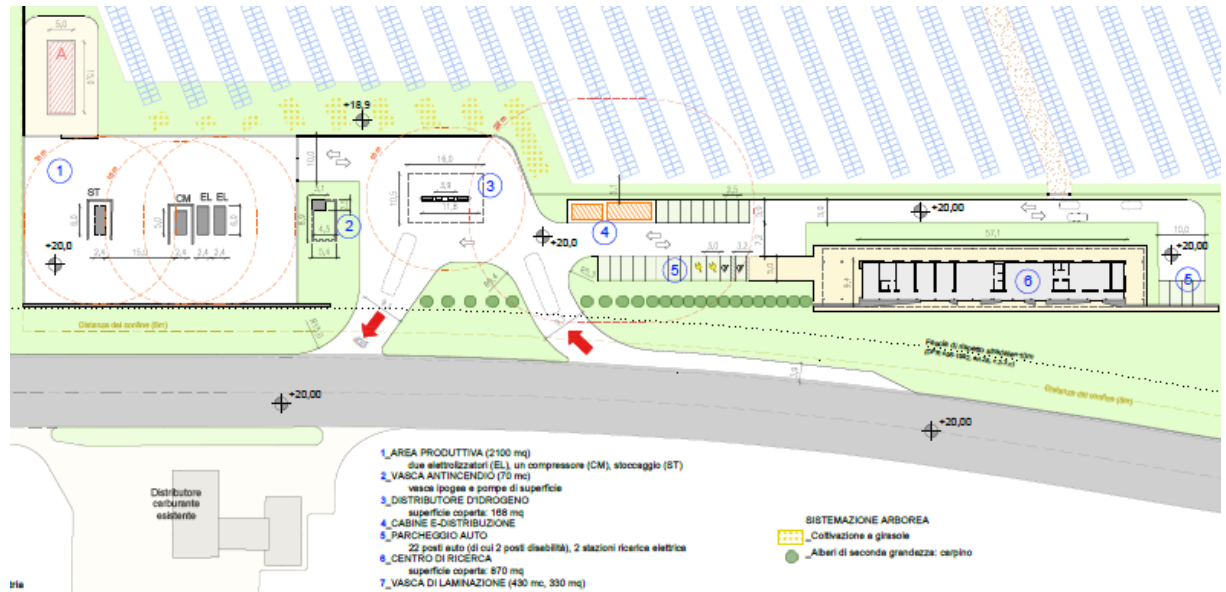


Figura 2. Sistemazione interna



Figura 3. Ortofoto: area dell'intero intervento



Figura 4. Individuazione della posizione della struttura

1.2. Descrizione dell'opera

La costruzione è una tettoia supportata da 4 pilastri centrali, ha una dimensione in pianta di circa 10.50 m per 16.00 m, si eleva di un solo piano fuori terra e si conclude con la copertura piana alla quota di 6.10 m. La tipologia strutturale è in acciaio con un telaio mono piano e il solaio hanno una struttura portante di travi reticolari, che formano un graticcio di travi a sostegno di una lamiera grecata. La fondazione è costituita da una platea di conglomerato cementizio armato, con una sezione di 40 cm.

Si riporta la pianta dell'edificio:

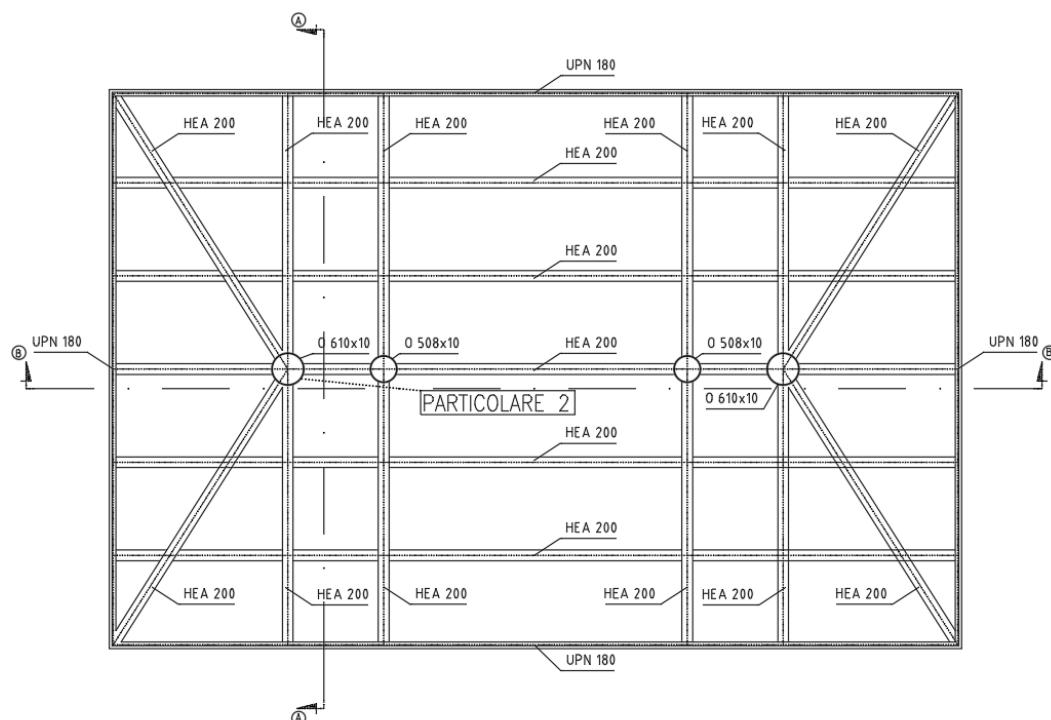


Figura 5. Pianta strutturale – Vista dall'alto

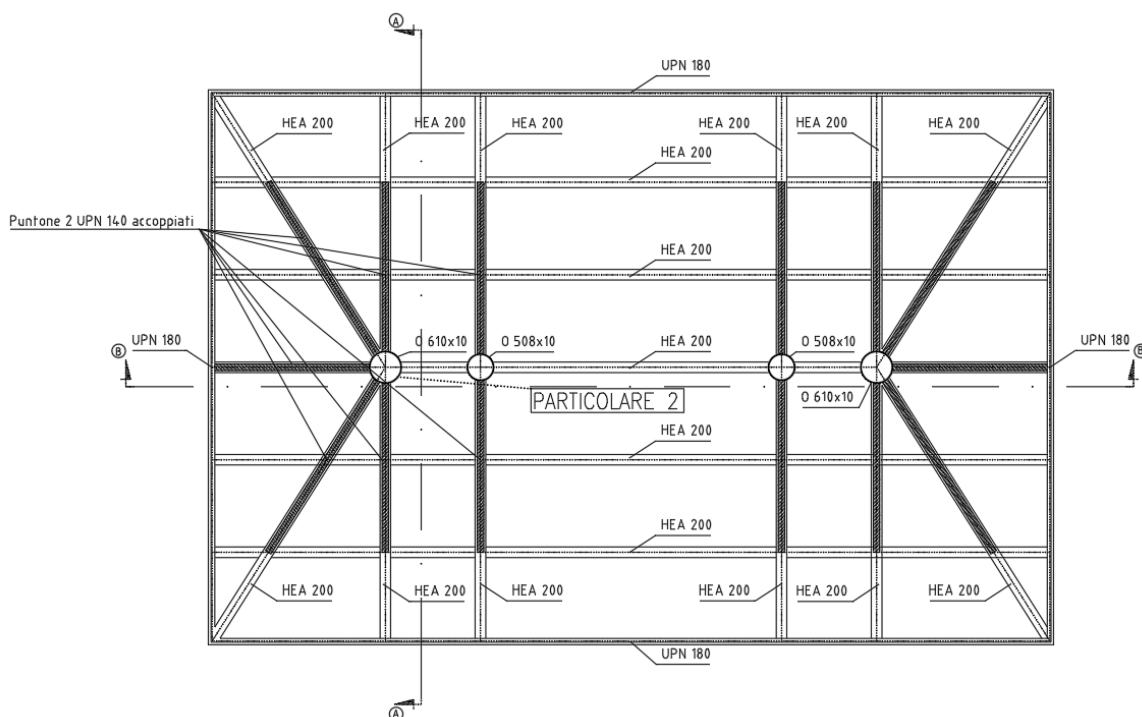


Figura 6. Pianta strutturale – Vista dal basso

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione è basato sul metodo degli stati limite.

- D.M. 17 Gennaio 2018 - "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Circolare 27 Luglio 2018 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"
- UNI-EN 1993-1-1: 2005 Eurocodice 3 – "Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

3. MATERIALI UTILIZZATI

I materiali utilizzati per la relazione delle strutture portanti sono:

3.1. Acciaio strutturale

Acciaio strutturale S275JR ($t \leq 40\text{mm}$) (Travi, Pilastri e connessioni)

• f_{yk} – Tensione di snervamento caratteristica	275 N/mm ²
• f_{tk} – Tensione a rottura caratteristica	430 N/mm ²
• E – Modulo elastico	210000 N/mm ²
• G – Modulo di taglio	81000 N/mm ²
• ν – Coefficiente di Poisson (tratto elastico)	0.3
• J – Energia minima	27 J
• R – Temperatura di prova della resilienza	20° C

Acciaio strutturale S235JR ($t \leq 40\text{mm}$) (Lamiera grecata)

• f_{yk} – Tensione di snervamento caratteristica	235 N/mm ²
• f_{tk} – Tensione a rottura caratteristica	360 N/mm ²
• E – Modulo elastico	210000 N/mm ²
• G – Modulo di taglio	81000 N/mm ²
• ν – Coefficiente di Poisson (tratto elastico)	0.3
• J – Energia minima	27 J
• R – Temperatura di prova della resilienza	20° C

3.2. Calcestruzzo strutturale

Classe di resistenza C30/37 (Platea)

- $F_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 30 / 1.5 = 17 \text{ MPa}$
- $E = 32836 \text{ MPa}$
- Classe di esposizione XC2 per strutture di fondazione
- Copriferro minimo 25mm, dimensione max inerte 16 mm
- Classe di consistenza (slump) S4

3.3. Acciaio per barre di armatura

Tipo FeB450C

- $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ (Valore caratteristico della tensione di snervamento)
- $f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa}$ (Valore della resistenza da utilizzare nel calcolo)
- $E = 200000 \text{ MPa}$ (Modulo elastico)

4. INDICAZIONI DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Ai fini delle caratteristiche geotecniche e sismica dei terreni oggetto di intervento è stata effettuata:

- n. 1 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di 15 m da p.c.;
- n. 1 piezometri per il controllo della soggiacenza della falda sotterranea;
- n.3 prove penetrometriche CPTU spinti a 15,0 m di profondità
- n.1 prova penetrometrica CPTU spinta a 20,0 m di profondità
- n.8 prova penetrometrica CPT spinta a 5,0 m di profondità
- prove di laboratorio geotecnico su 3 campioni di terreno indisturbato (prove edometriche);
- indagine sismica M.A.S.W. e ESARC

L'elaborazione delle informazioni ricavate dalle indagini permette di fornire:

1. la caratterizzazione ai fini geotecnici e sismici della serie litostratigrafica;
2. il calcolo della capacità portante delle fondazioni;
3. la verifica del rischio di liquefazione dei terreni.

4.1. Ricostruzione stratigrafica

Sono stati realizzate prove penetrometriche a varie profondità ed un sondaggio a carotaggio continuo con l'installazione di un piezometro di monitoraggio delle acque sotterranee. Le prove CPTU ed il sondaggio sono state eseguite al di sotto dell'impronta delle nuove strutture di progetto le prove CPT nell'area di installazione dei pannelli fotovoltaici. I risultati delle prove hanno permesso la ricostruzione del modello geologico schematizzato in tabella successiva:

Tabella 1. *stratigrafia e caratteristiche geotecniche*

Profondità M dal p.c.	litologia	Qc Kg/cmq	γ t/mc	Cu _k Kg/cmq	Ø Gradi	Mo Kg/cmq
0,0 ÷ 1,20	Terreno agrario limoso	20	1,92	0,80	28	60
1,20 ÷ 2,80	Limo argilloso poco compatto debolmente sabbioso	7	1,89	0,40	23	32
2,80 ÷ 4,30	Limo argilloso debolmente sabbioso mediamente compatto	12	1,85	0,55	20	38
4,30 ÷ 11,10	Limo argilloso poco compatto	7	1,85	0,40	15	35
11,10 ÷ 13,00	Limo argilloso debolmente sabbioso mediamente compatta	12	1,85	0,66	-	46
13,00 ÷ 15,50	Argilla limosa debolmente sabbiosa compatta	16	1,85	0,80	15	45
15,50 ÷ 20,00	Argilla limosa mediamente compatta	13	1,85	0,65	-	45

I risultati delle prove eseguite indicano la presenza di terreni poco compatti al di sotto del primo strato agrario fino a circa 2,50 metri di profondità per poi aumentare le caratteristiche geomeccaniche fino alla profondità di 4,30 da piano campagna. Oltre fino a 11,00m i risultati indicano terreni con basse caratteristiche geomeccaniche. Al di sotto le caratteristiche migliorano con la presenza di argille da mediamente compatte a compatte.

4.2. Risultati indagini sismiche

4.2.1. MASW/ESAC

La conoscenza dell'andamento nel primo sottosuolo della velocità di propagazione delle onde di taglio è, come noto, importante negli studi di microzonazione sismica dedicati alla stima di possibili effetti di sito, capaci di amplificare il moto del terreno durante un terremoto.

Negli ultimi anni hanno avuto ampio sviluppo tecniche geofisiche basate sull'analisi della propagazione delle onde superficiali e, in particolare, delle onde di Rayleigh. Le proprietà dispersive di tali onde in mezzi stratificati, nonché la stretta relazione esistente tra la loro velocità di propagazione e quella delle onde di taglio, consentono di risalire al profilo di velocità delle onde S.

Il metodo di indagine attivo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è basato su una artificiale energizzazione sismica del suolo e sull'analisi spettrale delle onde superficiali presenti nel segnale (Nazarian e Stokoe, 1984; Park et al., 1999).

La curva di dispersione delle onde di Rayleigh rappresenta la variazione di velocità di fase che tali onde hanno al variare della frequenza. Tali valori di velocità sono intimamente legati alle proprietà meccaniche del mezzo in cui l'onda si propaga (velocità delle onde S, delle onde P e densità). Tuttavia, diversi studi hanno in realtà messo in evidenza che la velocità delle onde P e la densità sono parametri di second'ordine rispetto alle onde S nel determinare la velocità di fase delle onde di Rayleigh. Quindi, dato che le onde superficiali campionano una porzione di sottosuolo che cresce in funzione del periodo dell'onda e che la loro velocità di fase è fortemente condizionata in massima parte dalle velocità delle onde S dello strato campionato, la forma di questa curva è essenzialmente condizionata dalla struttura del sottosuolo ed in particolare dalle variazioni con la profondità delle velocità delle onde S.

Pertanto, utilizzando appositi formalismi è possibile stabilire una relazione (analiticamente complessa ma diretta) fra la forma della curva di dispersione e la velocità delle onde S nel sottosuolo. Tale relazione consente il calcolo di curve di dispersione teoriche a partire da modelli del sottosuolo a strati piano-paralleli.

L'operazione di inversione, quindi, consiste nella minimizzazione, attraverso una procedura iterativa, degli scarti tra i valori di velocità di fase sperimentali delle curve di dispersione e quelli teorici relativi ad una serie di modelli di prova "velocità delle onde S - profondità".

A differenza del MASW, l'ESAC registra i rumori di fondo esistenti in natura: la sorgente in questo caso non è più il martello, ma ogni fonte di vibrazione o rumore. Il vantaggio dell'utilizzo di tale metodologia di indagine è un segnale più ricco e con frequenze più basse, mentre lo svantaggio

consiste nella scarsità della conoscenza circa la direzione da cui provengono le fonti di rumore registrate. Per tale motivo si dispongono i geofoni con array bidimensionale, detto appunto antenna sismica.

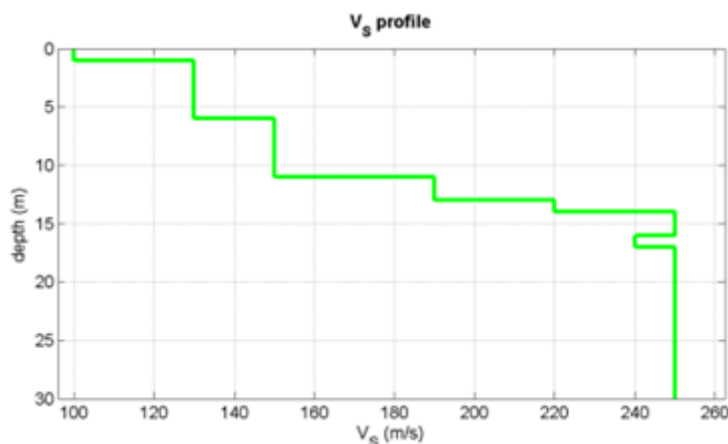


Figura 7. Profilo delle velocità delle onde

Mean model

Vs (m/s): 100, 130, 150, 190, 220, 250, 250, 240, 250, 250, 250

Thickness (m): 1.0, 5.0, 5.0, 2.0, 1.0, 1.0, 1.0, 1.0, 1.0, 1.0

Density (gr/cm3) (approximate values): 1.66 1.74 1.77 1.83 1.87 1.90 1.90 1.86 1.84 1.83 1.83

Seismic/Dynamic Shear modulus (MPa) (approximate values): 17 29 40 66 90 118 118 107 115 114 114

Vs30 (m/s): 186

4.2.2. HVSR

La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica di indagine sismica passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura) è finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito. Esse sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che nell'ammasso roccioso.

Le basi teoriche dell'HVSR sono relativamente semplici in un sistema stratificato in cui i parametri variano solo con la profondità (1-D). Consideriamo un sistema dove gli strati si distinguono per diverse densità e velocità delle onde sismiche (V1 e V2). Un'onda che viaggia nel primo mezzo viene (parzialmente) riflessa dall'orizzonte che separa i due strati. L'onda così riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente (λ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore h del primo strato.

In altre parole la frequenza fondamentale di risonanza (f_r) dello strato 1 relativa alle onde P è pari a :

$$f_r = V_{P1}/(4 h)$$

mentre quella relativa alle onde S è

$$f_r = V_{S1}/(4 h)$$

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSR mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati. Questo, insieme ad una stima delle velocità, è in grado di fornire previsioni sullo spessore h degli strati.

Questa informazione è per lo più contenuta nella componente verticale del moto ma la prassi di usare il rapporto tra gli spettri orizzontali e quello verticale, piuttosto che il solo spettro verticale, deriva dal fatto che il rapporto fornisce un'importante normalizzazione del segnale per a) il contenuto in frequenza, b) la risposta strumentale e c) l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

Dall'analisi sismica acquisita non è stato individuato un substrato sismico (formazione costituita da roccia o terreno molto rigido caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/sec) nei primi 30 m; il valore di V_{Seq} è risultato il seguente:

$$V_{Seq} = V_s 30 = 186 \text{ m/sec.}$$

Dall'analisi sismica effettuata è possibile classificare i terreni nella seguente categoria di sottosuolo:

CATEGORIA D: Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.

4.2.3. Verifica di possibilità di fenomeni di liquefazione

Il D.M. 17 gennaio 2018 (paragrafo 7.11.3.4) e successiva Circolare esplicativa n. 7/2019 (paragrafo C7.11.3.4) impongono che sia valutata la stabilità nei confronti della liquefazione mediante il ricorso a metodologie analitiche o a carattere semi-empirico.

Tali verifiche devono essere condotte tutte le volte che il manufatto in progetto interagisce con terreni saturi a prevalente componente sabbiosa ed in presenza, ovviamente, di sollecitazioni cicliche e dinamiche per le quali il sottosuolo tende a comportarsi come un sistema idraulicamente chiuso, ovvero come un sistema non drenato. Allo stesso tempo, al fine di facilitare le procedure di analisi, al paragrafo 7.11.3.4.2 è ribadito che tali analisi possono essere omesse in presenza di uno dei seguenti casi:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$ ($a < 1 \text{ m/s}^2$);
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove

penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

4. elevata presenza, nel fuso granulometrico, di terreni a componente fine (limi e argille) o di ghiaie.

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.

Per quanto riguarda l'area di intervento, la verifica a liquefazione viene omessa ai sensi del punto 4 in quanto, i terreni indagati risultano avere curve granulometriche esterne a quelle liquefacibili indicate dalle NTC 2018.

5. PROGETTO DELLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE

La struttura portante è realizzata in acciaio S275JR. Tale tipologia strutturale consente una maggior libertà progettuale in quanto la struttura non vincola la forma dell'edificio: è possibile creare grandi luci e limitare al minimo il numero dei pilastri senza porre quindi vincoli al concept architettonico. Inoltre, la struttura risulta più leggere snella rispetto ad una in c.c.a. consentendo di utilizzare fondazioni superficiali meno costose.

Lo schema statico alla base della concezione strutturale è quello del telaio costituito da una componente orizzontale incastrata rigidamente all'elemento verticale. La connessione tra colonna e trave (costituita da una reticolare) consente la trasmissione del momento flettente, avendo uno sbalzo di 5.20m, questa trave sostiene un'altra trave, avente uno sbalzo di 3.30m.

Il solaio di copertura, accessibile solo per manutenzione, è realizzato con lamiera grecata connessa alle travi da pioli di collegamento.

Gli elementi verticali sono vincolati al piede con degli incastri.

5.1. Analisi dei carichi

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il metodo Semi Probabilistico agli Stati Limite (rif. D.M. 2018). I carichi elementari sono cumulati secondo le azioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo SLU (Stato Limite Ultimo) e allo SLE (Stato Limite di Esercizio).

Le azioni elementari considerate ai fini del progetto strutturale sono:

- | | |
|---|----------|
| • Peso proprio degli elementi strutturali | G_{k1} |
| • Carichi permanenti non strutturali | G_{k2} |
| • Carico variabile (rif. alla categoria d'uso della costruzione, NTC § 3.1.4) | Q_{k1} |
| • Carico variabile da vento (NTC § 3.3) | Q_{k2} |
| • Carico variabile da neve (NTC § 3.3) | Q_{k3} |
| • Sisma | E |

5.1.1. Carichi accidentale

Ai fini delle verifiche svolte si fa riferimento, per la definizione dei sovraccarichi variabili, alle NTC 2018.

I sovraccarichi assunti nelle verifiche rispecchiano la destinazione degli ambienti. Per questo tipo di struttura si fa riferimento alla tipologia H – Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione.

La tabella di seguito, estrapolata dalla Tab.3.1.II delle NTC, riepiloga i carichi di progetto.

Tabella 2. Tab. 3.1.II NTC18 - Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	$q_k [kN/m^2]$	$Q_k [kN]$	$H_k [kN/m]$
------	----------	----------------	------------	--------------

H	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0.50	1.20	1.00
---	--	------	------	------

5.1.2. Carico neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione (§ 3.4.1, NTC 2018):

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

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²];

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

La provincia di Bologna si trova in Zona I- Mediterranea , per la quale il valore caratteristico di riferimento del carico

neve al suolo vale:

$$q_{sk} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

essendo la quota del suolo sul livello del mare $a_s = 21 \text{ m s.l.m} < 200 \text{ m}$.

Si hanno quindi i seguenti valori:

quota $a_s = 21 \text{ m s.l.m}$.

carico neve carat. $q_{sk} = 1,5 \text{ kN/m}^2$

coeff. di esposizione $C_E = 1$

coeff. termico $C_t = 1$

coeff. di forma delle falde $\mu_1 = 0,8$

carico neve di progetto $q_s = 1,20 \text{ kN/m}^2$

5.1.3. Carico vento

L'applicazione dell'azione del vento sulla struttura si articola in due fasi:

1. calcolo della pressione Normale e Tangenziale lungo l'altezza dell'edificio;
2. trasformazione delle pressioni in forze (lineari/concentrate) sugli elementi (strutturali/non strutturali) dell'edificio.

2) Emilia Romagna

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
------	-----------------	-----------	-------

RELAZIONE DI CALCOLO – DISTRIBUTORE IDROGENO

2	25	750	0.45
a _s (altitudine sul livello del mare [m])			21
T _R (Tempo di ritorno)			50
v_b = v_{b,0} · C_a C _a = 1 per a _s ≤ a ₀ C _a = 1+k _s (a _s /a ₀ - 1) per a ₀ < a _s ≤ 1500 m			
C _a = 1		v _b [m/s] = 25.000	
v_r = v_b · C_r C _r = 0,75·{1-0,2·ln[-ln(1-1/T _r)]} ^{0,5}			
C _r = 1.00000		v _r [m/s] = 25.000	

<p>p (pressione del vento [N/mq]) = q_r·C_e·C_p·C_d</p> <p>q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])</p> <p>C_e (coefficiente di esposizione)</p> <p>C_p (coefficiente di pressione)</p> <p>C_d (coefficiente dinamico)</p>
--

Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = 1/2 \cdot r \cdot v_r^2 \quad (r = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_r [N/mq]	390.63
--------------	--------

Coefficiente di pressione

Esso dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

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

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innestate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
2	D	21

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

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
II	0.19	0.05	4	1

Il coefficiente di esposizione risulta quindi essere $C_e = 1.801$.

La struttura in esame è riconducibile a una tettoia a falda singola, per cui il carico agente per azione del vento si calcola come indicato al capitolo C3.3.8.2.1 della circolare del 21 gennaio 2019. La formula risulta essere:

$$F = q_p(z)L^2C_F$$

Dove:

- $q_p(z) = q_r C_e = 703 \text{ [N/m}^2\text{]}$ ovvero la pressione del vento;
- L^2 è l'area della tettoia;
- C_F è il coefficiente di forza che dipende dall'inclinazione della falda e dalle ostruzioni presenti. I valori che può assumere sono indicati nella tabella C3.3.XV della circolare sotto riportata.

Tabella 3. Valore del coefficiente di forza C_F

Valori positivi	Tutti i valori di φ	$C_F = +0.2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\varphi = 0$	$C_F = -0.5 - 1.3\alpha/30$
	$\varphi = 1$	$C_F = -1.4$

Il parametro φ indica il grado di bloccaggio, se il valore è pari a 0 non si ha nessun elemento che blocchi il flusso del vento. Si progetta utilizzando la condizione più gravosa, quindi considerando ostacoli.

La forza calcolata agisce in quattro modi, in funzione della direzione e del coefficiente forza:

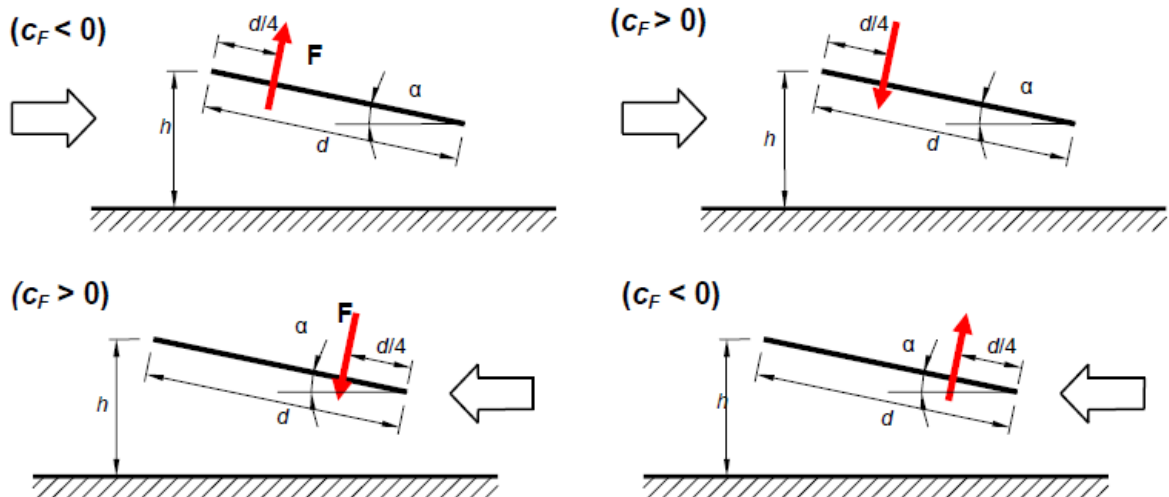


Figura 8. Posizione del punto di applicazione della forza risultante

La forza F risulta essere:

$$C_F > 0: F = 0.703 \cdot 10.5 \cdot 0.2 = 1.48 \text{ kN/m};$$

$$C_F < 0: F = 0.703 \cdot 10.5 \cdot 1.4 = 10.22 \text{ kN/m};$$

$$C_F > 0:$$

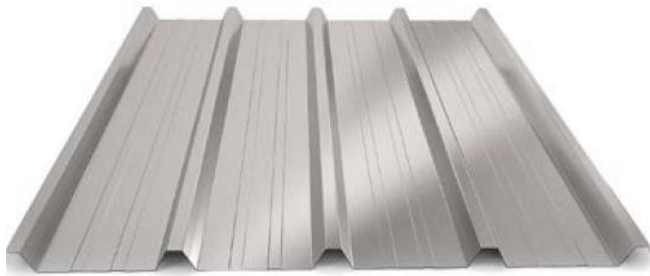
$$C_F < 0:$$

$$F = 0.703 \cdot 16 \cdot 0.2 = 2.25 \text{ kN/m};$$

$$F = 0.703 \cdot 16 \cdot 1.4 = 15.74 \text{ kN/m};$$

5.1.4. Peso proprio copertura

La copertura della tettoia è costituita da una lamiera grecata posata mediante l'uso di distanziali per assegnare la giusta pendenza, si utilizza una tipologia "SAND 40/250" o similare, di spessore 1 mm. Si riporta di seguito il peso proprio delle componenti strutturali estrapolando direttamente dalla scheda tecnica fornitura del costruttore.



DATI STATICI		STATIC DATA		PESO	WEIGHT
Sp. Th. (mm)	Jy (cm ⁴ /m)	We inf (cm ³ /m)	We sup (cm ³ /m)	Steel Kg/m ²	Aluminium Kg/m ²
0,50	10,72	11,71	3,59	4,67	1,61
0,60	12,68	13,83	4,25	5,61	1,93
0,70	14,59	15,88	4,89	6,54	2,25
0,80	16,44	17,85	5,52	7,48	2,57
1,00	19,97	21,60	6,71	9,35	3,21
1,20	23,28	25,09	7,83	11,21	3,86

Figura 9. Peso proprio solaio strutturale

5.1.5. Analisi dei carichi solai

L'analisi dei carichi utilizzata per le verifiche è riportata in seguito sulla base delle diverse tipologie di solaio considerato.

Tabella 4. Stratigrafia della copertura

ANALISI DEI CARICHI COPERTURA HUB			
G1	Lamiera grecata HI-BOND	S=0.7mm	0.10 kN/m ²
		G1	0.10 kN/m ²
G2	Controsoffitto		0.50 kN/m ²
	Impianti di illuminazione		0.50 kN/m ²
		G2	1.00 kN/m ²
	Accidentali	Q	1.20 kN/m ²

5.2. Definizione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata calcolata in riferimento agli spettri di risposta elastici in pseudo-accelerazione orizzontale come definito al punto §3.2 del DM 2018. Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

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

Dove T e S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale, inoltre:

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su suolo rigido, determinata per il sito in cui sorge l'opera, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_S \cdot S_T$, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = 10 / (5 + \xi) \geq 0,55$, dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \cdot T^*_C$ dove T^*_C è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante $T_B = T_C/3$
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D = 4,0 \cdot a_g/g + 1,6$.

La categoria di sottosuolo in oggetto è la "D", come illustrato al § 4.2

I coefficienti S_S e C_C allo SLV valgono, quindi:

$$S_S = 1.785$$

$$C_C = 2.376$$

Al fine di determinare il tempo di ritorno (TR) per il quale viene definito lo spettro di progetto sono stati adottati i seguenti valori di vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento, scelti in accordo a quanto prescritto al § 2.4.3 delle NTC 2018.

- V_N : vita nominale di 50 anni;
- C_U : Classe d'uso II
- V_R : periodo di riferimento pari a 50 anni.

Gli spettri elastici di riferimento sono illustrati Figura 10

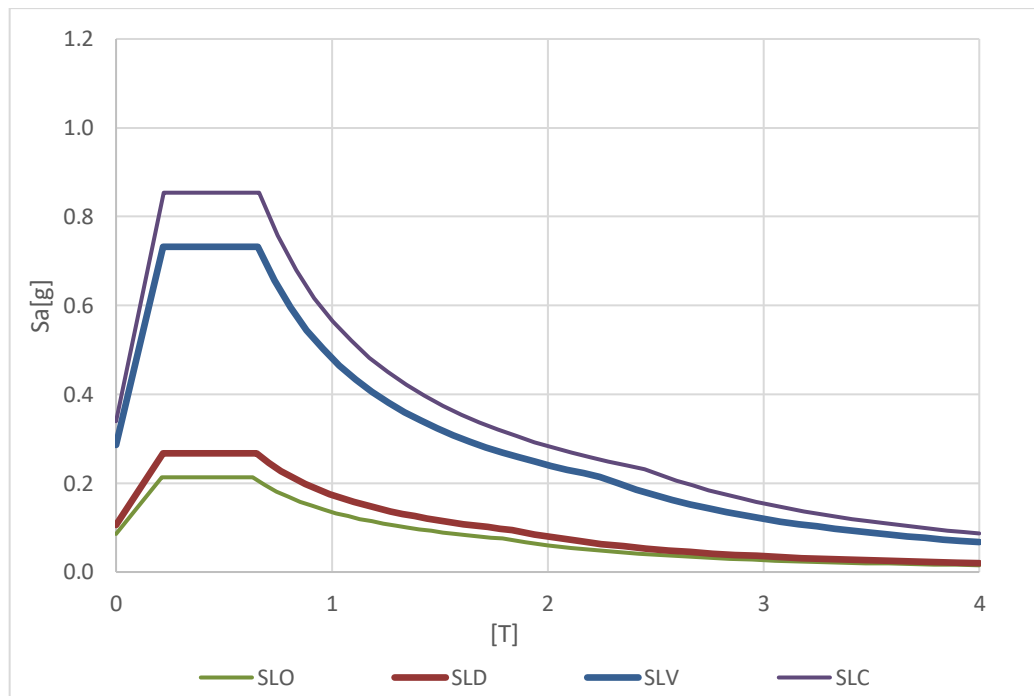


Figura 10. Spettri di risposta elastici ($q=1$) - SLO, SLD, SLV, SLC

Lo spettro di progetto per il dimensionamento e la verifica delle strutture in oggetto è ricavato tramite un approccio non dissipativo, considerando un fattore di comportamento $q=1.5$, come indicato al §7.3 delle NTC.

Cioè equivale a dire che nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico.

Quanto sopra riportato, rende superfluo la verifica di regolarità in pianta e in altezza, dato che infatti:

- Restando in accordo alla normativa, al § 7.3 vengono indicati i metodi di analisi e criteri di verifica. In particolare, alla Tab. 7.3.I, prendiamo atto che per un'analisi lineare, statica o dinamica che sia, il fattore di comportamento, per un criterio di progettazione non dissipativo, utilizzabile allo stato limite di salvaguardia della vita è $q \leq 1.5$.

Inoltre, segue questa specifica: "per le strutture a comportamento non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD "B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = 2/3 q_{CD "B"} \leq 1.5$$

Per entrambi i blocchi strutturali in esame, riferendosi alla tab. 7.3.II delle NTC18 si considera cautelativamente "Strutture con controventi concentrici a V" con $q_{CD"B"} = 2$, questa scelta è stata fatta in quanto gli elementi di controvento lavorano sia a compressione che a trazione, per cui non può essere considerata "Struttura con controventi concentrici a diagonale tesa attiva".

Nello specifico le analisi e le verifiche sono state eseguite, in accordo a quanto prescritto dalla normativa, con un fattore di comportamento pari a 1.5.

Si tiene a precisare che, adottato un criterio non dissipativo, in accordo con la normativa, non si eseguono le verifiche in termini di duttilità e non è necessario rispettare le regole di progetto e i requisiti di gerarchia delle resistenze indicati al §7.5 delle NTC.

Concludendo si riporta lo spettro di progetto calcolato con il fattore di comportamento scelto ($q=1.5$).

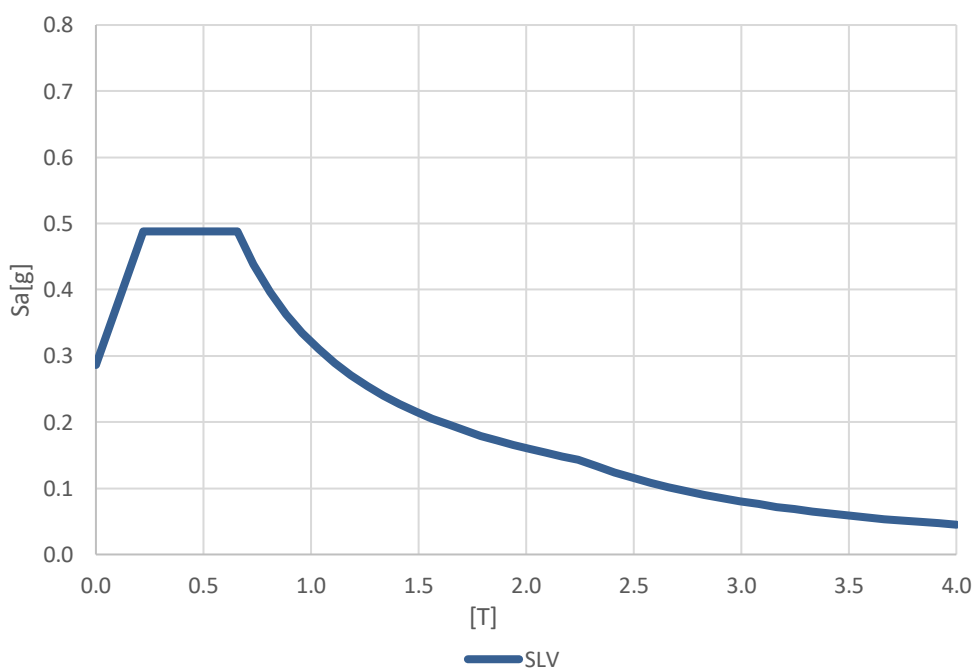


Figura 11. Spettro di progetto ($q=1.50$)

Facendo un'analisi statica lineare è stato calcolato il tagliate sismico alla base utilizzando la formula evidenziata in NTC 2018 al capitolo 7.3.3.2:

$$F_h = S_d(T_1)W\lambda/g$$

Il periodo fondamentale T_1 della struttura è di 0.18 sec.

La forzante risulta essere:

$$F_h = 0.254 \cdot 49.94 = 12.70 \text{ kN}$$

Il valore risultante per l'intero blocco è inferiore a 13 kN, rispetto agli altri carichi in esame risulta quindi trascurabile.

5.3. Combinazioni delle azioni

Combinazione allo STATO LIMITE ULTIMO:

Le verifiche allo SLU vengono condotte considerando la combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Dove il coefficiente di sicurezza γ_G vale generalmente 1,3 per i carichi permanenti e per i carichi permanenti non strutturali ben definiti, mentre il coefficiente di sicurezza per le azioni variabili γ_Q vale 1.5.

Combinazione allo STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA:

Le verifiche allo SLV vengono condotte considerando le combinazioni simiche:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Dove:

- G_1 : rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali, il peso proprio del terreno quando pertinente, le forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno), le forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 : rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P : rappresenta pretensione e precompressione;
- Q_{ki} : rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{2i} : sono coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici;
- E : rappresenta l'azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame.

I valori di riferimento per i coefficienti di combinazione sono rilevati dalla tabella 2.5. I delle NTC 2018:

Tabella 5. NTC 2018: tabella 2.5.I – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Categoria / Azioni variabili	ψ_{01}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione	0.0	0.0	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale

scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- Gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$1.00 \cdot E_X + 0.30 E_Y \quad 0.30 \cdot E_X + 1.00 \cdot E_Y$$

dove:

E_X rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_Y rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura;

6. MODELLO STRUTTURALE

6.1. Software di calcolo

Al fine di eseguire il progetto e la verifica degli elementi strutturali è stato implementato un modello tridimensionale agli elementi finiti mediante il software Midas Gen 2020. Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha conseguito di valutare l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Ad ogni modo i risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli. Il "check" ha compreso il confronto con i risultati dei semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

6.2. Modellazione geometrica

Nelle immagini seguenti vengono riportate alcune viste tridimensionali del modello di calcolo realizzato.

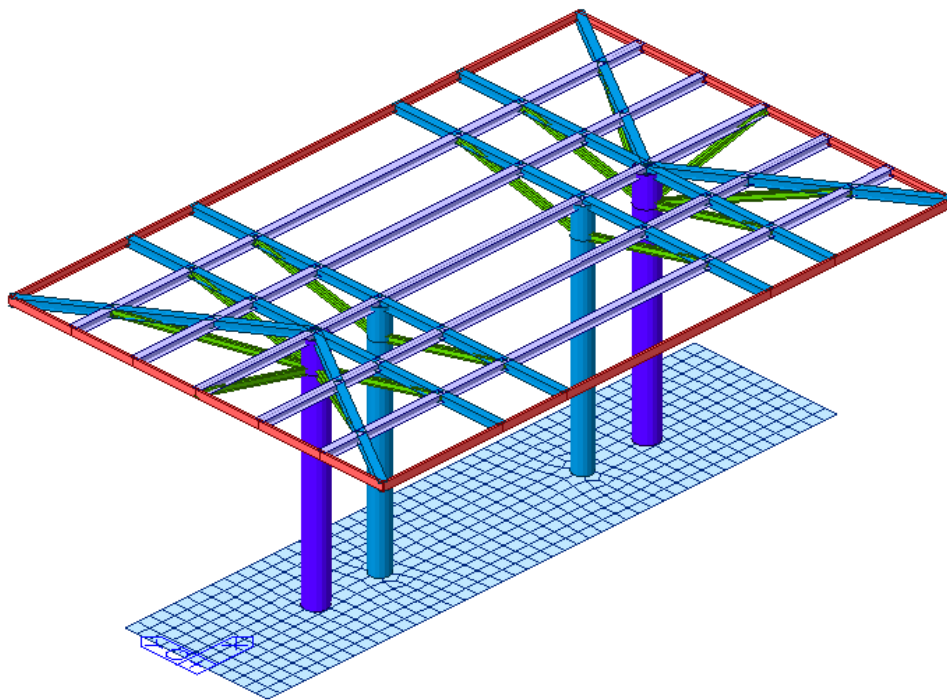


Figura 12. *Modello strutturale completo – Midas*

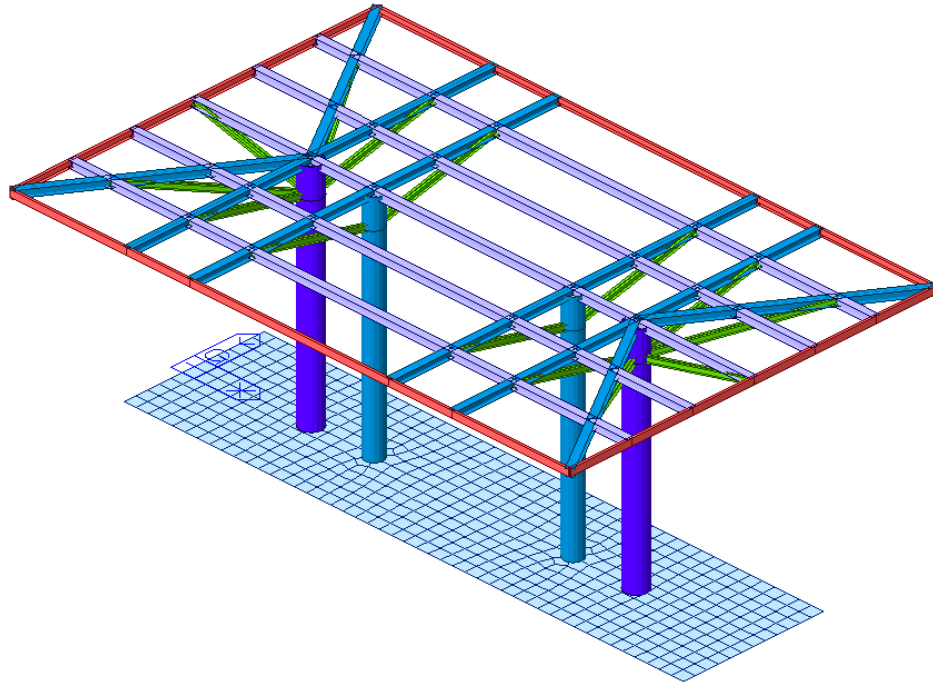


Figura 13. *Modello strutturale completo - Midas*

Nel modello sono state implementate tutte le componenti strutturali in acciaio come colonne, travi e puntoni; inoltre sono state considerati anche gli elementi in calcestruzzo quali platea di fondazione.

In particolare, la platea di fondazione è modellata con elementi di tipo "plate", le travi e le colonne in acciaio sono modellati con elementi di tipo "beam", infine, i puntoni sono stati inseriti come elementi "truss". La fondazione verrà trattata nel capitolo 7 Progetto fondazione.

Più nel dettaglio, le colonne sono state modellate come elementi verticali, aventi profilo tubolare O 508X10 e O 610X10. Le travi in entrambe le direzioni sono elementi beam, posizionate in orizzontale, e di profilo HEA 200. Le travi sono incernierate al pilastro, il vincolo rigido viene quindi creato inserendo un puntone con due profili UPN 140 accoppiati, modellato utilizzando un elemento "truss".

Gli elementi non strutturali non sono direttamente implementati nel modello se non come carichi e masse inerziali che contribuiscono a determinare la sollecitazione tagliente in combinazione sismica.

La copertura è costituita da una lamiera grecata, quindi con rigidità pressoché nulla, viene implementata nel software solo come peso proprio.

I vincoli alla base dei pilastri sono degli incastri perfetti.

6.3. Implementazione carichi

Il peso proprio degli elementi strutturali viene calcolato in automatico dal programma utilizzando il comando "self weight", esso si riferisce agli elementi direttamente modellati come travi, pilastri. Come indicato al capitolo 3.1.2 delle Norme Tecniche, il carico viene calcolato considerando un peso per unità di volume dell'acciaio.

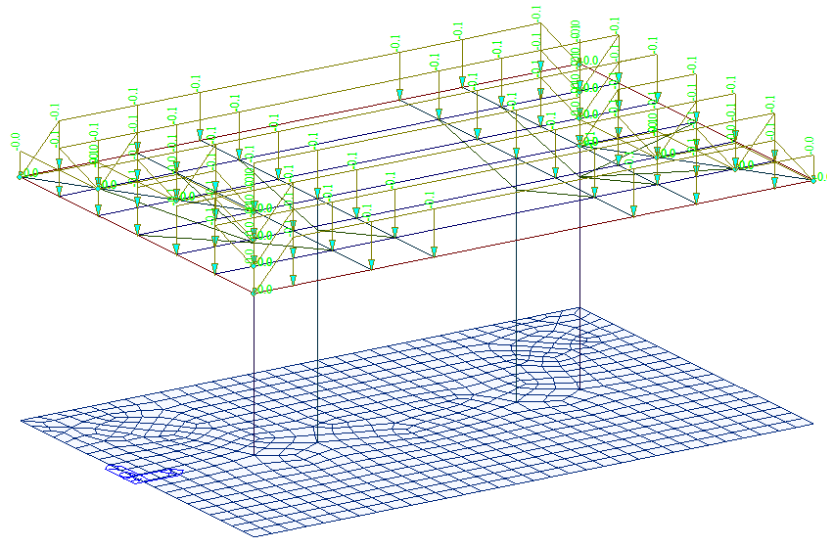


Figura 14. Modellazione del carico G_1

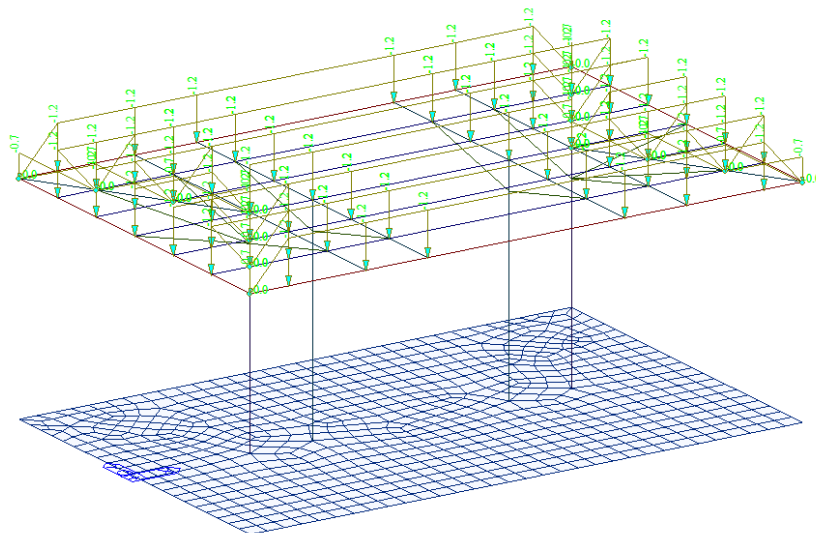


Figura 15. Modellazione del carico G_2

Il carico variabile che agisce sulla copertura nel modo più gravoso è quello dovuto alla neve, anch'esso è stato modellato e grava sulle travi.

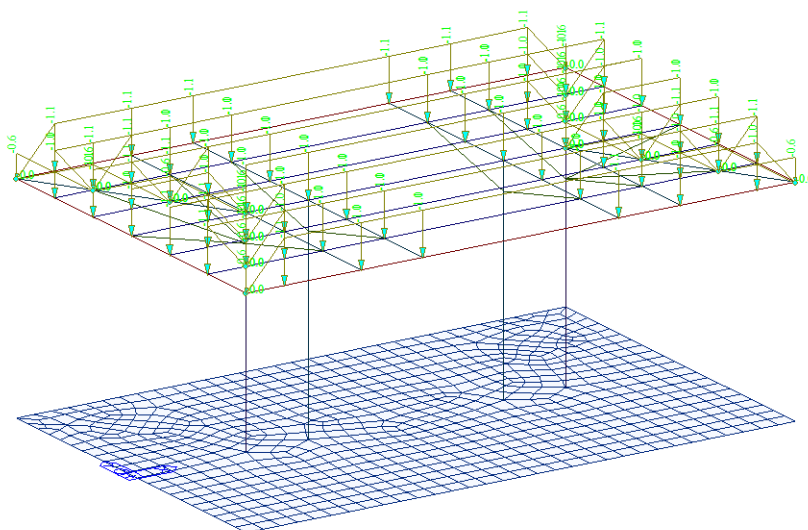


Figura 16. Modellazione del carico Q_n

Inoltre, è stata valutata la neve come carico agente solo in una porzione della copertura, in modo tale da massimizzare il momento flettente sui pilastri.

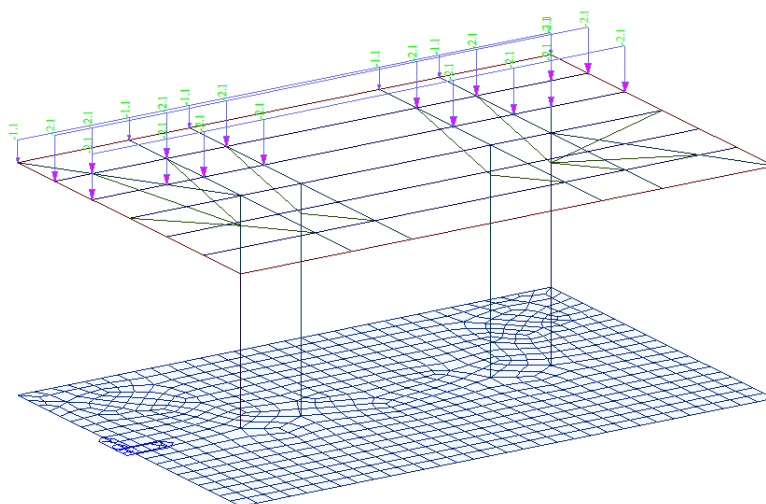


Figura 17. Modellazione del carico Q_n – solo suppla porzione Y+

Il carico vento, come descritto precedentemente agisce sulla tettoia ad altezza $L/4$, per inserirlo nel modello sono stati inseriti dei carichi lineari direttamente sulle travi in modo tale che la risultante sia posta a $L/4$.

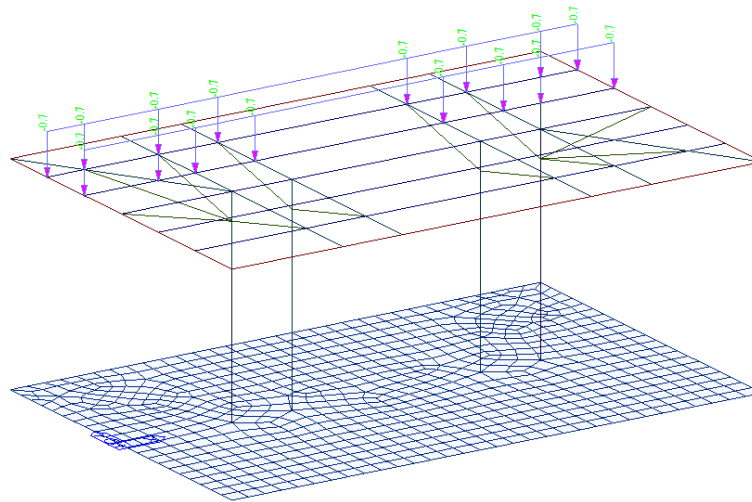


Figura 18. Modellazione del carico da vento con $CF > 0$

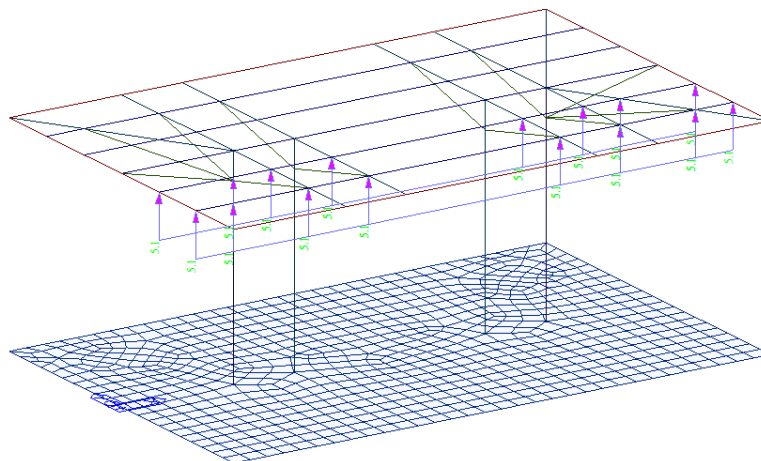


Figura 19. Modellazione del carico da vento con $CF < 0$

6.4. Modellazione meccanica

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i materiali indicati al § **Errore. L**
'origine riferimento non è stata trovata..

Le resistenze di progetto vengono ottenute, a partire dalle resistenze caratteristiche dei materiali, grazie ai coefficienti riduttivi previsti dalle NTC e riportati in seguito.

Tabella 6. 4.2.VII delle NTC2018 – Coefficienti per la resistenza delle membrature

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Per la platea in cemento armato invece, le resistenze di progetto si calcolano nel modo seguente:

4.1.2.1.1.1 *Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo*

Per il calcestruzzo la resistenza di progetto a compressione, f_{cd} , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad [4.1.3]$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari ad 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

4.1.2.1.1.3 *Resistenza di progetto dell'acciaio*

La resistenza di progetto dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad [4.1.5]$$

dove:

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (§ 11.3.2), per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di snervamento data, a seconda del tipo di prodotto, da f_{pyk} (barre), $f_{p(0,1)k}$ (fili), $f_{p(1)k}$ (tre-foili e trecce); si veda in proposito la Tab. 11.3.VIII.

Il coefficiente γ_s assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

7. PROGETTO FONDAZIONE

La scelta della tipologia di fondazione, a valle di tutte le considerazioni della relazione geologica, è ricaduta su una platea. Nello specifico la platea di dimensioni di massima 4.00m x 16.00 m per un'altezza della sezione di 40 cm. La profondità in cui si getterà la fondazione sarà di 1 m rispetto al piano di calpestio della struttura, ovvero alla quota del piano di campagna allo stato di fatto. La struttura di fondazione sarà costruita solo a seguito della rimozione del primo strato di "Terreno agrario limoso", che verrà sostituito con un terreno misto granulare.

I pilastri della struttura vengono costruiti su dei colli di fondazione che non hanno funzione strutturale ma solamente di contenimento del pacchetto non strutturale contro terra.

7.1. Modellazione Geometrica

È stata eseguita una modellazione agli elementi finiti del sistema strutturale, modellando le platee di fondazione tramite elementi "plate" considerando nella modellazione le relative iterazioni con il terreno sottostante mediante dei vincoli elastici caratterizzati da una rigidità estensionale finita funzione della costante di sottofondo k e della larghezza della fondazione.

Tale coefficiente di reazione del terreno k è stato valutato facendo riferimento a test di comprovata validità ("Fondazioni" Prof. Viggiani), secondo il quale non ha alcun senso far riferimento a valori tipici per tipo di terreno. In caso di sottosuolo omogeneo, è lecito ricavare il k di Winkler secondo la seguente espressione di Vesic:

$$K_w = [(E/B)]/(1-\nu^2) = 0.095 \text{ kg/cm}^3$$

in cui:

- E è il modulo medio del terreno pari a 32 kg/cm^2 , considerando il terreno a quota 2,20 dal p.c. e non le caratteristiche del terreno granulare di riporto, di caratteristiche meccaniche migliori;
- B è la larghezza della fondazione;
- ν è il coefficiente di Poisson pari a 0.40.

Nelle immagini seguenti vengono riportate alcune viste tridimensionali dei modelli di calcolo implementati.

Si specifica che la condizione di carico più gravosa per il dimensionamento e la verifica della platea risulta essere quella relativa ai carichi statici (SLU e SLE). Le condizioni sismiche risultano dimensionanti unicamente per la verifica di scorrimento sul piano di posa.

L'analisi strutturale della struttura è stata eseguita mediante un software di modellazione agli elementi finiti certificato (Midas Gen). In particolare, la modellazione delle fondazioni è stata eseguita tramite elementi "plate" tenendo conto della relativa iterazione con il terreno sottostante mediante dei vincoli elastici caratterizzati da una rigidità estensionale finita funzione della costante di sottofondo k e della larghezza della fondazione.

7.2. Risultati analisi

Come precedentemente illustrato, la metodologia di analisi impiegata per lo studio della struttura è l'analisi statica lineare, tramite la quale è possibile analizzare lo stato sollecitativo della struttura ed eseguire le relative verifiche degli elementi strutturali.

Nelle immagini seguenti si riportano gli involuپی delle sollecitazioni delle combinazioni analizzate secondo normativa delle DM 17.01.2018.

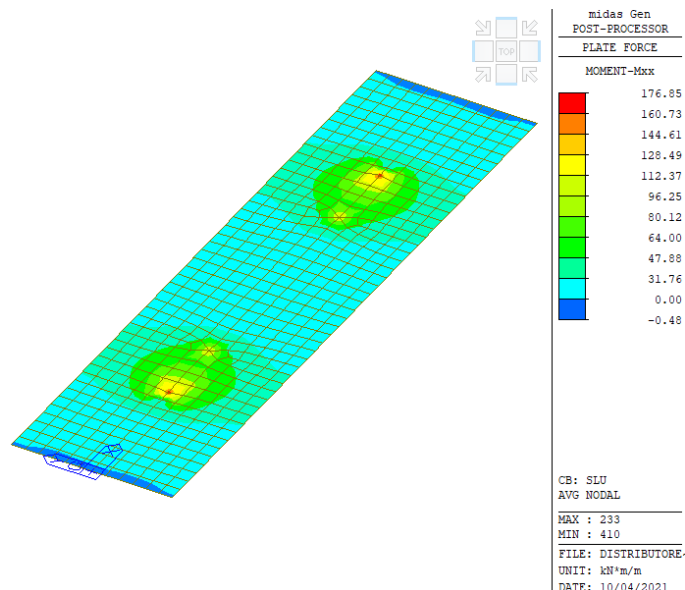


Figura 20. Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni flessionali generalizzate Mxx - SLU

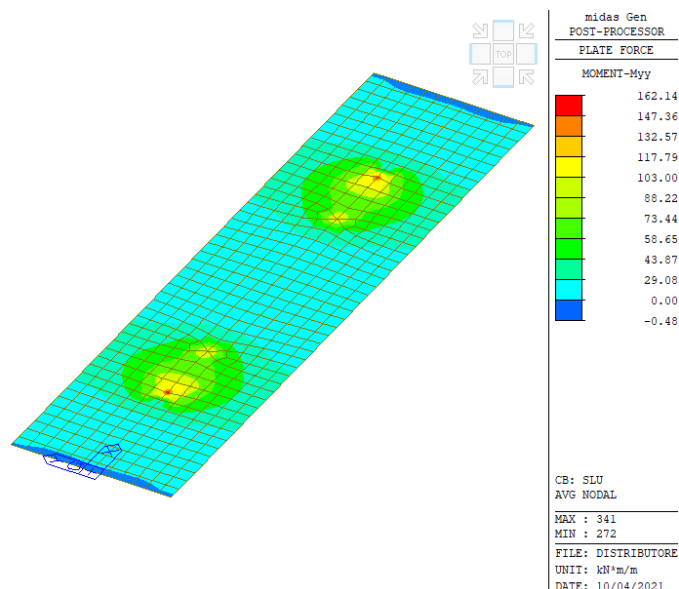


Figura 21. Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni flessionali generalizzate Myy - SLU

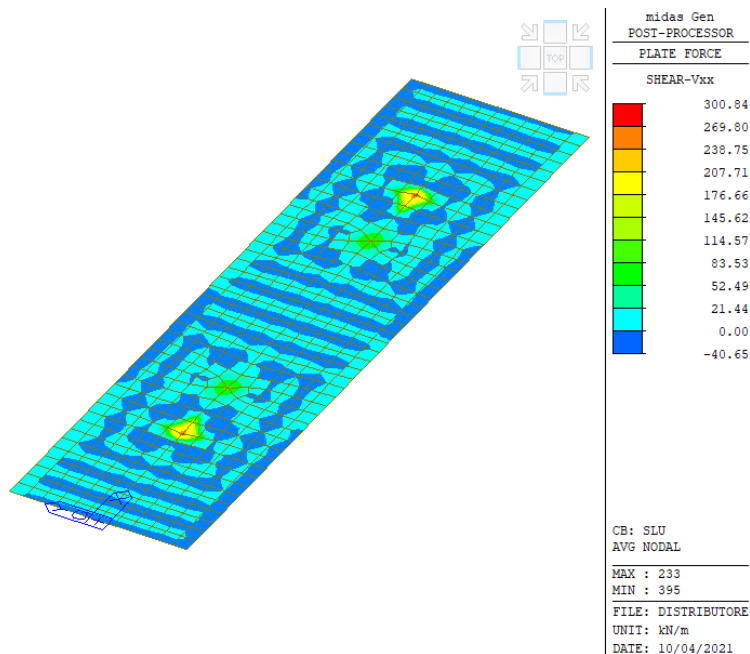


Figura 22. Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni taglianti generalizzate Vxx - SLU

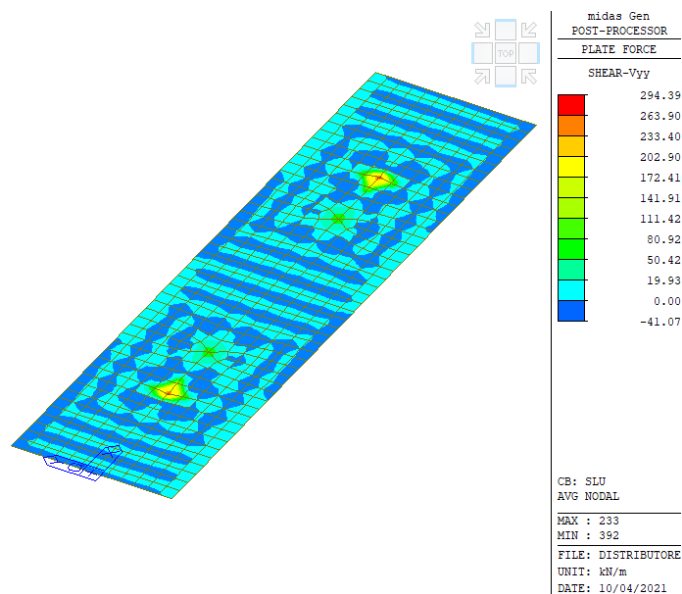


Figura 23. Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni taglianti generalizzate Vyy - SLU

Come si osserva dalle precedenti figure per combinazione allo SLU, si notano delle concentrazioni di sollecitazioni in corrispondenza dei pilastri. La verifica strutturale è stata condotta per le sezioni più sollecitate a momento flettente e taglio.

7.3. Verifica geotecnica platea di fondazione – Carico limite SLU

Nell'immagine seguente si riportano i valori, in scala cromatica, delle pressioni di contatto sul terreno, secondo la combinazione SLU:

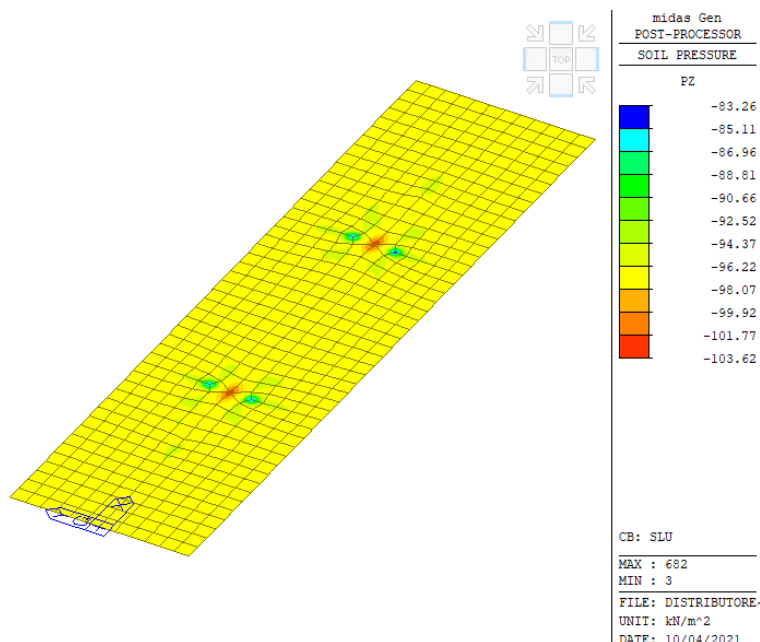


Figura 24. Diagramma di involuppo delle pressioni agenti sul terreno – SLU

Di seguito si riporta la verifica del carico limite del terreno di sottofondazione, eseguita con foglio di calcolo Excel di testata affidabilità. In merito a tale verifica geotecnica (GEO), le norme richiedono che debba essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'**Approccio 2** (combinazione **A1+M1+R3**) sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nei paragrafi precedente

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali γ_F di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2018, che vengono di seguito riportati.

Tabella 7. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti G_2	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole		0,00	0,00

	Sfavorevole	γ_{Qi}	1,50	1,30
--	-------------	---------------	------	------

La resistenza di progetto del complesso fondazione terreno per le **fondazioni superficiali** si ottiene applicando i coefficienti parziali di sicurezza delle caratteristiche geotecniche di resistenza del terreno, desunti dalla seguente tabella.

Tabella 8. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan \varphi_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_i	γ_i	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Tabella 9. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente Parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Data la natura del terreno in questione (Grana fine) e la velocità di applicazione del carico in fondazione, secondo le consuete tempistiche di cantiere, la verifica per carico limite viene eseguita in condizioni a breve termine (Condizione Non Drenata) ed il relativo calcolo viene eseguito in termini di tensioni totali. E' stato calcolato utilizzando la formula di Brinch-Hansen ottenuta dall'elaborazione di quella di Terzaghi. In tal caso, il calcolo della resistenza di progetto R_d (finalizzata al dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione) viene effettuata considerando: carico verticale centrato, base del piano di posa della fondazione non inclinata, terreno laterale non inclinato, e poiché il bulbo d'influenza si sviluppa all'interno di terreni essenzialmente coesivi, si considera un angolo di attrito del terreno nullo. In funzione di ciò la relazione di calcolo che si ottiene è la seguente:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q$$

in cui:

c: coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

q = $\gamma \times D$: pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ : peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

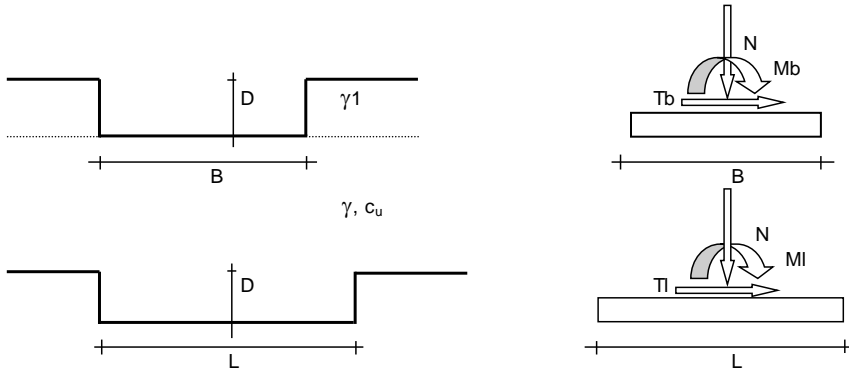
B = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;

L = Lunghezza della fondazione;

γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c , N_q : fattori di capacità portante;

s : coefficienti correttivi che tengono conto della forma della fondazione e fattori di profondità del carico.



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 4.00 (m)
L = 16.00 (m)
D = 1.00 (m)

Peso unità di volume del terreno

γ_1 = 19.00 (kN/mc)
 γ = 19.00 (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

c_u = 40.00 (kN/mq)

e_B = 0.00 (m)

e_L = 0.00 (m)

Valore di progetto

c_u = 40.00 (kN/mq)

B^* = 4.00 (m)

L^* = 16.00 (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 19.00 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 19.00 (kN/mc)

N_c : coefficiente di capacità portante

$N_c = 2 + \pi$

$N_c = 5.14$

s_c : fattori di forma

$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$

$s_c = 1.05$

i_c: fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.80$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.20$$

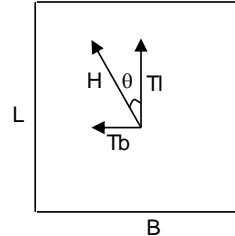
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.80$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e
 $m = (m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u^* N_c))$$

$$i_c = 1.00$$



d_c: fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.10$$

b_c: fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c: fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 256.47 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 0.02 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 111.51$$

Il valore massimo di pressione ottenuto dall'analisi è pari a $q_{Ed} = 103.62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < q_{lim} = 110.41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ pertanto la verifica geotecnica per carico limite è soddisfatta.

7.4. Verifica geotecnica platea di fondazione – Scorrimento

In condizioni sismiche, sul piano di contatto tra la struttura di fondazione ed il terreno sottostante, si sviluppano delle forze di scorrimento. Il problema viene studiato mediante un'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale come riportato al §7 della presente.

La massa della struttura, comprensiva della massa della platea, risulta essere pari a

$$W = 452 \text{ kN/g}$$

In definitiva, l'azione inerziale dovuto al peso sismico delle componenti permanenti strutturali e non, viene applicato, ai fini della verifica di scorrimento, alla base della fondazione ed è pari a:

$$F_h = 0,732g \cdot \frac{452}{g} = 331 \text{ kN}$$

Dato che il terreno di contatto è caratterizzato da argille con valore di coesione non drenata $C_u=40$ kPa, la resistenza di progetto a scorrimento si determina, considerando fattori sui parametri geometrici unitari, mediante il prodotto tra la resistenza a taglio sulla superficie di contatto $\tau=C_u$ per l'area di contatto terreno-platea.

Il valore di resistenza di progetto risulta essere pari a:

$$A_b = (16,00 \times 4,00) = 64,00 \text{ m}^2$$

$$F_{scor,Rd} = \frac{C_u \cdot A_b}{\gamma_R} = \frac{2560}{1,1} = 2327.27 \text{ kN}$$

Si osserva che la resistenza allo scorrimento è maggiore dell'azione indotta dal sisma:

$$F_{scor,Rd} > F_{scor,Ed} \rightarrow 2327.27 \text{ kN} > 331 \text{ kN}$$

7.5. Verifica a flessione della platea

Come indicato precedentemente il momento massimo è di 176.85 kNm/m, La verifica a flessione della platea viene condotta considerando la sezione trasversale maggiormente sollecitata per la combinazione di carico più gravosa, assumendo una porzione di platea di larghezza pari a 1,0 m armata da doppio layer di armatura costituita da barre $\varnothing 14$ passo 20 cm su entrambe le direzioni, si prevede anche dell'armatura aggiuntiva al di sotto dei pilastri pari a 3 $\varnothing 16$ al di sotto dei pilastri.

Si può osservare che i valori di momento generalizzato assume valore massimo all'incirca in corrispondenza della mezzeria della platea. A favore di sicurezza si assume un valore di momento flettente per la fascia di larghezza di 1,0 m il massimo valore letto dall'analisi: $M_{Ed,x} = 176.85 \text{ kNm}$, $M_{Ed,y} = 162.14 \text{ kNm}$. Avendo spessori e quantitativo di armatura analogo si esegue la verifica a flessione per la direzione con valore maggiore.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Platea tipo A

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7,70	5
2	13,73	35

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C30/37	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	17 N/mm²
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	11,5 N/mm²
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,6933
		τ _{c1}	2,029

M_{xRd} 180,4 kNm

σ_c -17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 24,24 ‰
d 35 cm
x 4,416 x/d 0,1262
δ 0,7

Metodo di calcolo S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 25. Verifica della platea di fondazione

La verifica a flessione risulta soddisfatta in quanto $M_{Ed,x} = 172.85 \text{ kNm} < M_{Rd} = 180.4 \text{ kNm}$.

7.6. Verifica a taglio platea

La verifica a taglio della platea viene condotta con riferimento al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018. La resistenza a taglio di progetto è valutata secondo la relazione:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

Di seguito si riportano in forma tabellare i calcoli eseguiti per la verifica a taglio della platea.

Tabella 10. Verifica a taglio platea – SLU

Verifica da NTC2018									
Elementi senza armatura a taglio									
k	ρ ₁	f _{ck} [MPa]	k ₁	σ _{cp} [MPa]	b _w [mm]	d [mm]	v _{min}	V _{Rd} [kN]	V _{Rd} [kN]
1.76	0.00392	17.00	0.15	0.00	1000	350	0.336	138.81	138.81

La verifica risulta soddisfatta ovunque a meno della zona sotto al pilastro, la verifica risulta quindi soddisfatta.

7.7. Verifica a ribaltamento della platea

La verifica a ribaltamento si effettua considerando la possibilità di rotazione attorno a un punto di contatto fra platea e terreno. Considerando il momento massimo alla base dei pilastri, di valore totale pari a 850 kNm, ovvero, il momento ribaltante, dovrà essere confrontato con il momento stabilizzante pari alla massa della struttura per il braccio rispetto al punto di ribaltamento.

Il peso della struttura è di 460 kN più il peso della platea di dimensioni 12x4x0.4m considerando che il calcestruzzo armato pesa 25kN/m³ si raggiunge un carico di 940, moltiplicato per 2.00 m che rappresenta la distanza dall'estremità di fondazione.

Il momento stabilizzante è di 1880 kNm > 850 kNm

La verifica risulta soddisfatta.

7.8. Verifica cedimenti SLE platea di fondazione

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione.

Nel calcolo di seguito riportato vengono stimati i cedimenti prodotti dai carichi trasmessi dalla fondazione e ne è stata valutata l'ammissibilità in condizioni di esercizio.

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono stati valutati mediante le formulazioni di Poulos & Davis 1974 che definiscono lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata P agente normalmente al suo piano limite.

Le formulazioni adoperate fanno riferimento alla teoria di Boussinesq, adoperando però opportune correzioni tenendo conto dell'elevata rigidità della fondazione nei confronti del terreno e della forma. Le formulazioni adoperate, sono le seguenti:

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{\sigma i} = \Sigma \delta \sigma_i = \Sigma (((\Delta\sigma_{zi} - v_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i / E_i)$$

Gli incrementi di tensione sono stati calcolati, per la combinazione di carico allo SLE, al centro di strati elementari (substrati) con cui si è discretizzato il sottosuolo in corrispondenza di ogni verticale di calcolo.

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, considerando il terreno in esame di tipo a grana fine.

Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i$$

La tensione di progetto massima è stata valutata considerando i carichi agenti al piano di fondazione in combinazione SLE.

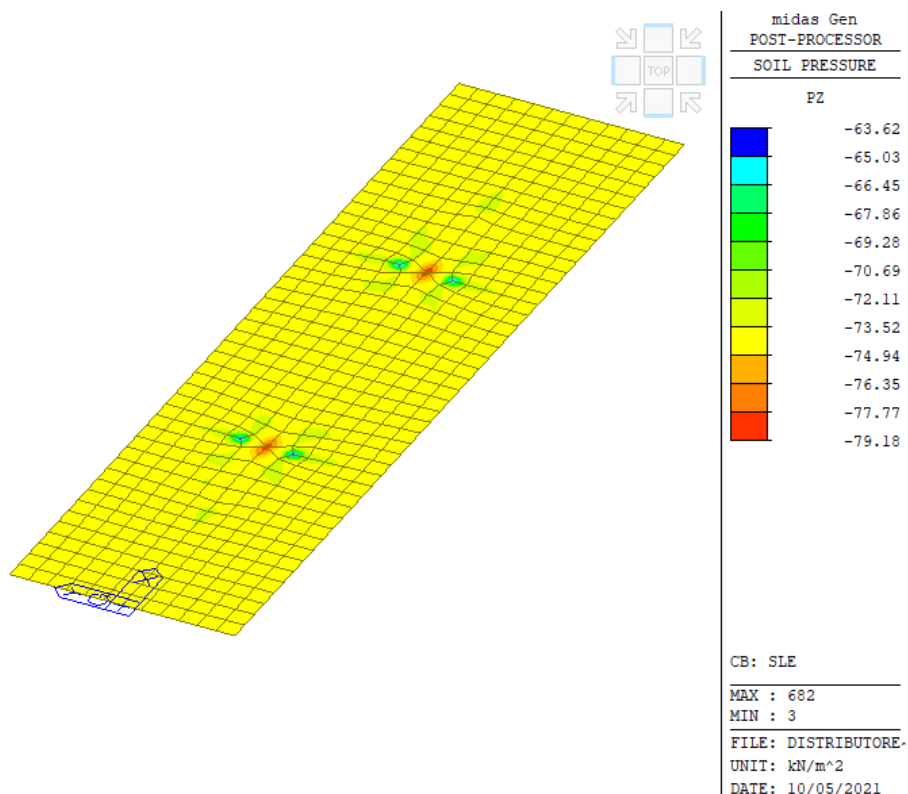


Figura 26. Pressioni di contatto terreno – fondazione – SLE

DATI DI INPUT:

B = 4.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

L = 12.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)

N = 3801 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 79.18 (kN/mq) (Pressione Agente ($q = N/(B \cdot L)$))

ns = 6 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δc_i
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Limo argilloso	1.60	0.0	1.6	0.5	3200	0.40	2.04
2	Limo argilloso	1.50	1.6	3.1	0.5	3800	0.30	1.80
3	Limo argilloso	6.80	3.1	9.9	0.5	3500	0.30	4.24
4	Limo argilloso	1.90	9.9	11.8	0.5	4600	0.30	0.47
5	Argilla limosa	2.50	11.8	14.3	0.5	4500	0.30	0.44
6	Argilla limosa	4.50	14.3	18.8	0.5	4500	0.30	0.5261

$$\delta_{ctot} = 9.51 \quad (\text{cm})$$

Tabella 11. Esiti cedimenti

z	Δzi	Terreno	R1	R2	R3	Δσzi	Δσxi	Δσyi	E	v	δi	Σδi
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	(cm)
0.00	0.5	1							3200	0.40		
0.50	0.5	1	6.01	2.02	6.33	72.72	65.52	60.30	3200	0.40	0.35	0.35
1.00	0.5	1	6.05	2.14	6.37	62.85	10.83	7.42	3200	0.40	0.87	1.22
1.50	0.5	1	6.13	2.36	6.45	56.47	7.28	2.79	3200	0.40	0.82	2.04
2.00	0.5	2	6.25	2.66	6.56	51.24	5.03	0.36	3800	0.30	0.65	2.69
2.50	0.5	2	6.41	3.01	6.71	46.37	3.53	-0.83	3800	0.30	0.60	3.29
3.00	0.5	2	6.60	3.40	6.90	41.84	2.48	-1.35	3800	0.30	0.55	3.84
3.50	0.5	3	6.82	3.82	7.11	37.73	1.72	-1.55	3500	0.30	0.54	4.37
4.00	0.5	3	7.08	4.25	7.35	34.04	1.16	-1.57	3500	0.30	0.49	4.86
4.50	0.5	3	7.35	4.70	7.62	30.77	0.75	-1.51	3500	0.30	0.44	5.30
5.00	0.5	3	7.65	5.15	7.91	27.86	0.44	-1.42	3500	0.30	0.40	5.71
5.50	0.5	3	7.97	5.62	8.22	25.28	0.22	-1.32	3500	0.30	0.37	6.07
6.00	0.5	3	8.31	6.09	8.55	22.99	0.06	-1.21	3500	0.30	0.33	6.41
6.50	0.5	3	8.66	6.56	8.89	20.96	-0.06	-1.11	3500	0.30	0.30	6.71
7.00	0.5	3	9.03	7.04	9.25	19.15	-0.15	-1.02	3500	0.30	0.28	6.99
7.50	0.5	3	9.41	7.52	9.62	17.53	-0.21	-0.93	3500	0.30	0.26	7.24
8.00	0.5	3	9.80	8.00	10.00	16.09	-0.25	-0.86	3500	0.30	0.23	7.48
8.50	0.5	3	10.20	8.49	10.40	14.80	-0.27	-0.79	3500	0.30	0.22	7.69
9.00	0.5	3	10.61	8.98	10.80	13.64	-0.29	-0.72	3500	0.30	0.20	7.89
9.50	0.5	3	11.03	9.46	11.21	12.60	-0.30	-0.67	3500	0.30	0.18	8.08
10.00	0.5	4	11.45	9.95	11.62	11.66	-0.30	-0.61	4600	0.30	0.13	8.21
10.50	0.5	4	11.88	10.44	12.04	10.82	-0.30	-0.57	4600	0.30	0.12	8.33
11.00	0.5	4	12.31	10.93	12.47	10.05	-0.30	-0.53	4600	0.30	0.11	8.44
11.50	0.5	4	12.75	11.43	12.91	9.36	-0.29	-0.49	4600	0.30	0.10	8.54
12.00	0.5	5	13.19	11.92	13.34	8.74	-0.28	-0.46	4500	0.30	0.10	8.64
12.50	0.5	5	13.64	12.41	13.79	8.17	-0.27	-0.42	4500	0.30	0.09	8.74
13.00	0.5	5	14.09	12.91	14.23	7.65	-0.27	-0.40	4500	0.30	0.09	8.82
13.50	0.5	5	14.55	13.40	14.68	7.17	-0.26	-0.37	4500	0.30	0.08	8.91
14.00	0.5	5	15.00	13.89	15.13	6.74	-0.25	-0.35	4500	0.30	0.08	8.98
14.50	0.5	6	15.46	14.39	15.59	6.34	-0.24	-0.33	4500	0.30	0.07	9.06
15.00	0.5	6	15.92	14.88	16.05	5.98	-0.23	-0.31	4500	0.30	0.07	9.12
15.50	0.5	6	16.39	15.38	16.51	5.64	-0.22	-0.29	4500	0.30	0.06	9.19
16.00	0.5	6	16.85	15.88	16.97	5.33	-0.21	-0.27	4500	0.30	0.06	9.25
16.50	0.5	6	17.32	16.37	17.44	5.05	-0.20	-0.26	4500	0.30	0.06	9.31
17.00	0.5	6	17.79	16.87	17.90	4.78	-0.19	-0.25	4500	0.30	0.05	9.36
17.50	0.5	6	18.26	17.37	18.37	4.54	-0.19	-0.23	4500	0.30	0.05	9.41
18.00	0.5	6	18.74	17.86	18.84	4.31	-0.18	-0.22	4500	0.30	0.05	9.46
18.50	0.5	6	19.21	18.36	19.31	4.10	-0.17	-0.21	4500	0.30	0.05	9.51

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$w_c = \beta \cdot w_{ed}$$

I valori del coefficiente β sono riportati in grafici in funzione della rigidezza della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A" (vedi figura sottostante).

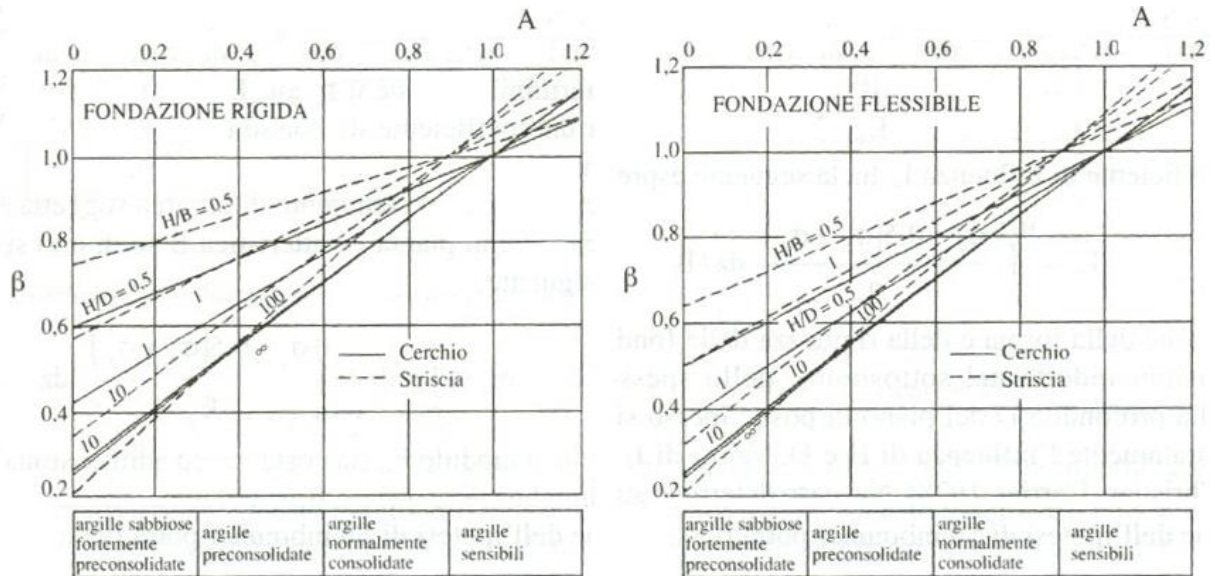


Figura 27. Grafici di Skempton

Il coefficiente "A" di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidazione del terreno come indicato nella seguente tabella.

Grado di consolidazione del terreno	A _{Skempton}
basso	0,75 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 0,25

Il terreno si presenta in generale molto sovraconsolidato. A tale indice si può associare un coefficiente di Skempton a favore di sicurezza pari a A=0,5, si ottiene un valore del coefficiente β pari a 0,70.

Il cedimento iniziale w_0 è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

$$w_0 = \frac{q \cdot B}{E_u} \cdot I_w$$

in cui:

- E_u è il modulo di elasticità NON drenato;
- q è il carico (medio ripartito) sulla fondazione;
- B è la larghezza caratteristica della fondazione,
- I_w è il coefficiente di influenza.

$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0.5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz / B$$

n cui H è lo spessore dello strato deformabile e le σ_x e σ_y sono calcolate con un coefficiente di Poisson che, in condizioni NON drenate, è assunto pari a 0.5.

Il cedimento finale è pari a:

$$w_f = w_o + w_c.$$

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile infine calcolare le distorsioni angolari come:

$$\beta_{ij} = \frac{\Delta w_{ij}}{L_{ij}}$$

dove:

Δw_{ij} è il cedimento differenziale tra i punti i e j;

L_{ij} è la distanza tra la coppia di punti i e j.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dei valori di calcolo dei cedimenti

CONDIZIONI DI CARICO	w_{ED} (cm)	w_o (cm)	w_c (cm)	w_f (cm)	B_{ij}
SLE	9.51	4.9	6.65	11.55	0,0092

I cedimenti e le distorsioni attese risultano essere compatibili con le funzionalità delle strutture all'estradosso della platea di fondazione in quanto i valori calcolati rientrano nei target di ammissibilità. A tal proposito, si riportano di seguito alcune tabelle di riferimento (Holtz 1991) in cui vengono indicati i cedimenti assoluti e differenziali ammissibili per vari tipi di struttura.

8. DIEMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE

Nel capitolo in oggetto si riportano il dimensionamento e le successive verifiche degli elementi strutturali principali.

8.1. Risultati dell'analisi dinamica lineare

Il metodo di analisi utilizzato è l'analisi dinamica lineare con spettro di progetto ottenuto utilizzando un fattore di comportamento pari a 1.5.

Si riporta, di seguito, una tabella riepilogativa nella quale sono evidenziati i modi principali di vibrare della struttura.

Tabella 12. Modi di vibrare

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	58.2745	58.2745	
2	0.0000	0.0000	99.9374	99.9375	0.0000	0.0000	99.9374	99.9375	0.0000	0.0000	0.0005	58.2749	
3	0.0000	0.0000	0.0007	99.9382	0.0000	0.0000	0.0007	99.9382	0.0000	0.0000	41.2505	99.5254	
4	99.6225	99.6225	0.0000	99.9382	0.0000	0.0000	0.0000	99.9382	99.6225	99.6225	0.0000	99.5254	
5	0.0000	99.6225	0.0615	99.9997	0.0000	0.0000	0.0615	99.9997	0.0000	99.6225	0.0003	99.5258	
6	0.0000	99.6225	0.0000	99.9997	0.0000	0.0000	0.0000	99.9997	0.0000	99.6225	0.4636	99.9894	
7	0.0000	99.6225	0.0000	99.9997	0.0000	0.0000	0.0000	99.9997	0.0000	99.6225	0.0099	99.9993	
8	0.3655	99.9880	0.0000	99.9997	0.0000	0.0000	0.0000	99.9997	0.3655	99.9880	0.0000	99.9993	
9	0.0015	99.9896	0.0000	99.9997	0.0000	0.0000	0.0000	99.9997	0.0015	99.9896	0.0000	99.9993	
10	0.0000	99.9896	0.0000	99.9997	0.0000	0.0000	0.0000	99.9997	0.0000	99.9896	0.0000	99.9993	
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	501.5924	501.5924	
2	0.0000	0.0000	25.6825	25.6825	0.0000	0.0000	20.4813	20.4813	0.0000	0.0000	0.0041	501.5965	
3	0.0000	0.0000	0.0002	25.6827	0.0000	0.0000	0.0001	20.4815	0.0000	0.0000	355.0602	856.6567	
4	25.6016	25.6016	0.0000	25.6827	0.0000	0.0000	0.0000	20.4815	20.4168	20.4168	0.0000	856.6567	
5	0.0000	25.6016	0.0158	25.6985	0.0000	0.0000	0.0126	20.4941	0.0000	20.4168	0.0029	856.6596	
6	0.0000	25.6016	0.0000	25.6985	0.0000	0.0000	0.0000	20.4941	0.0000	20.4168	3.9905	860.6501	
7	0.0000	25.6016	0.0000	25.6985	0.0000	0.0000	0.0000	20.4941	0.0000	20.4168	0.0850	860.7351	
8	0.0939	25.6955	0.0000	25.6985	0.0000	0.0000	0.0000	20.4941	0.0749	20.4917	0.0000	860.7351	
9	0.0004	25.6959	0.0000	25.6985	0.0000	0.0000	0.0000	20.4941	0.0003	20.4920	0.0000	860.7351	
10	0.0000	25.6959	0.0000	25.6985	0.0000	0.0000	0.0000	20.4941	0.0000	20.4920	0.0004	860.7355	

Si riportano i grafici:

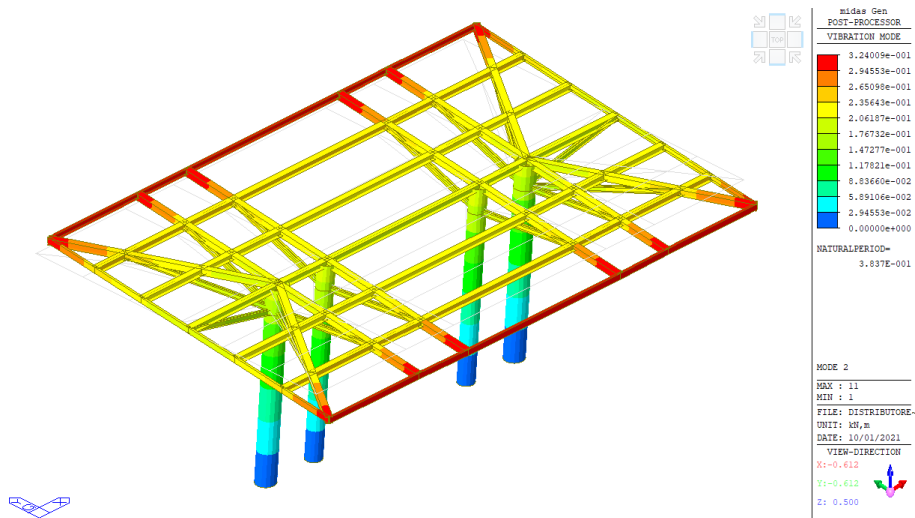


Figura 28. Modo 2 in direzione Y

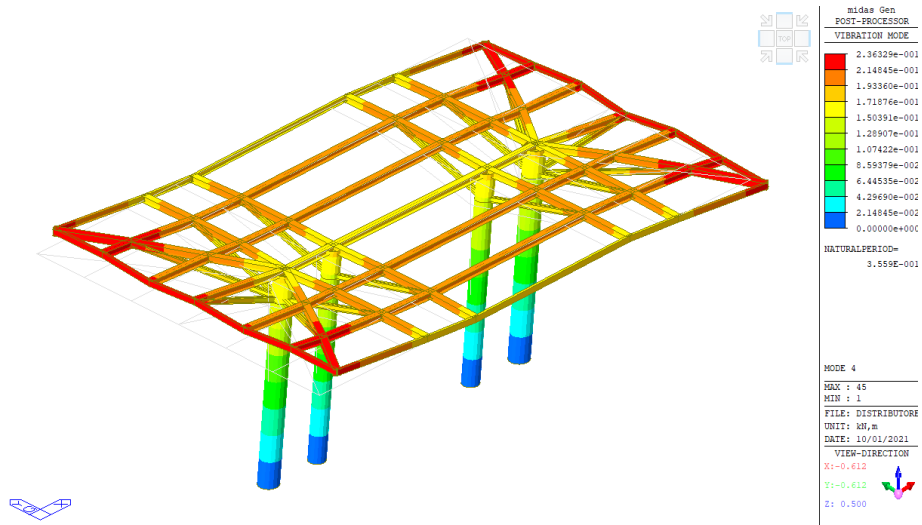


Figura 29. Modo 4 in direzione X

8.2. Verifiche agli stati limite di esercizio

Di seguito si riportano le configurazioni deformate della struttura allo stato limite di esercizio, rispettivamente in direzione x, y e z. Lo spostamento massimo sul piano orizzontale avviene in direzione Y, dove lo schema statico è riconducibile a quello di una mensola, mentre in direzione X vi è un telaio, e vale, considerando l'involuppo di tutte le combinazioni inferiore a 2.0 cm.

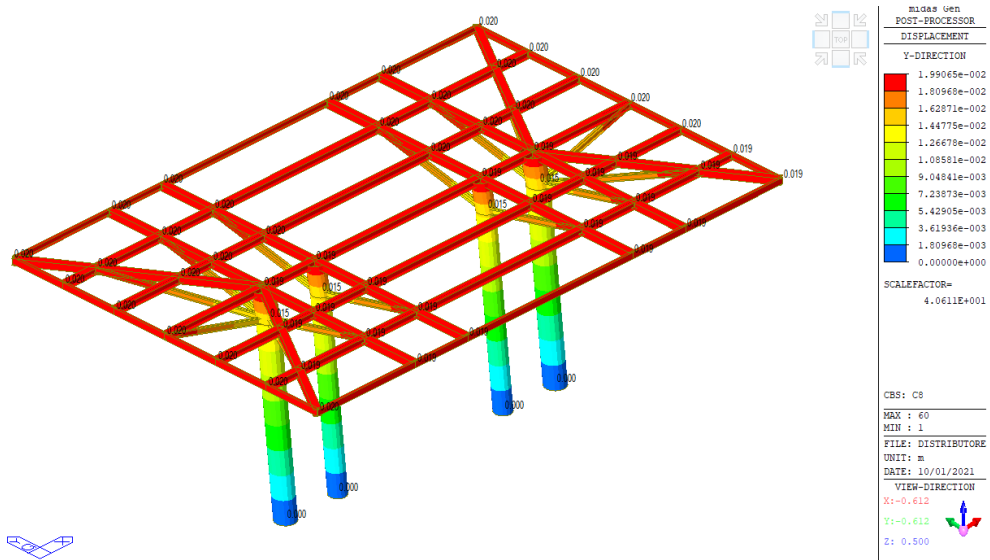


Figura 30. Spostamento sul piano orizzontale – combinazione 8 (SLE) - Dy

Per quanto riguarda le deformate verticali in direzione dz, si ha uno spostamento massimo di 4.3 cm, come si vede nella seguente immagine.

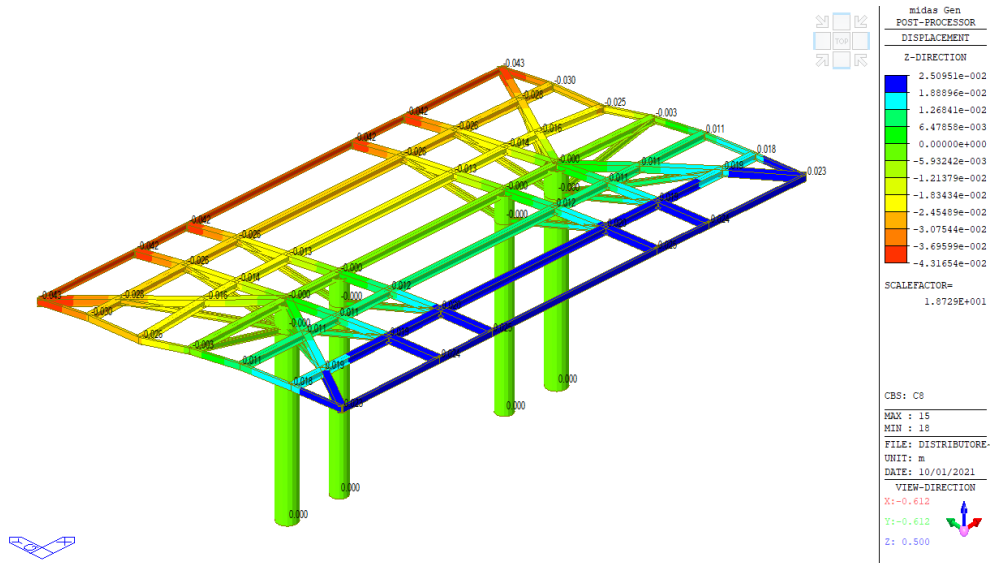


Figura 31. Spostamento sul piano verticale – combinazione 8 (SLE) - Dz

La verifica risulta soddisfatta se risultano verificati i singoli elementi.

8.3. Verifiche allo stato limite ultimo

Si esplicitano di seguito le sollecitazioni agenti nelle combinazioni SLU.

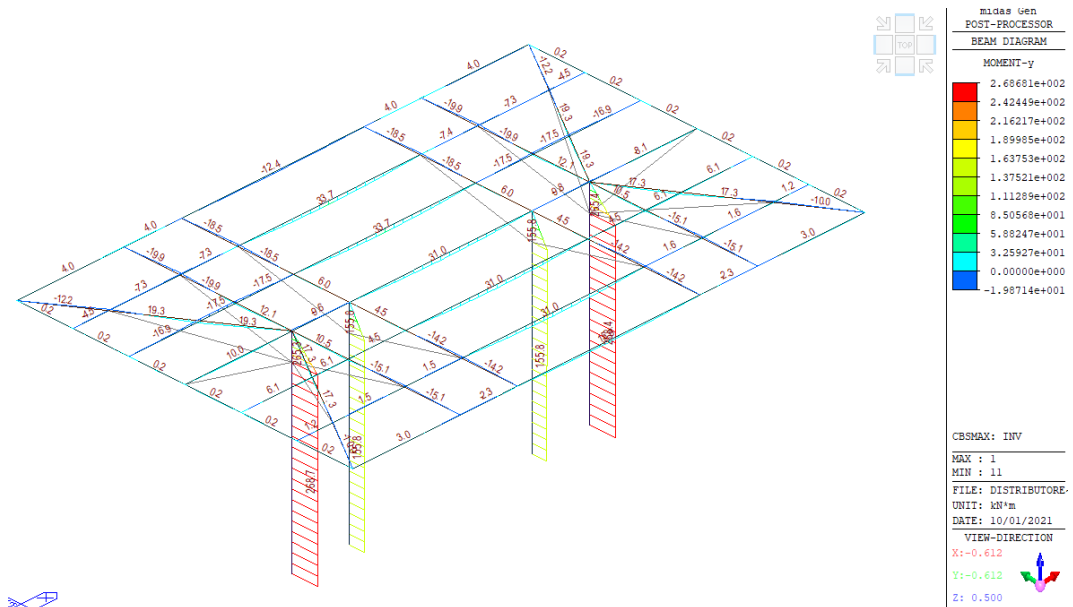


Figura 32. Sollecitazione My – involucro SLU

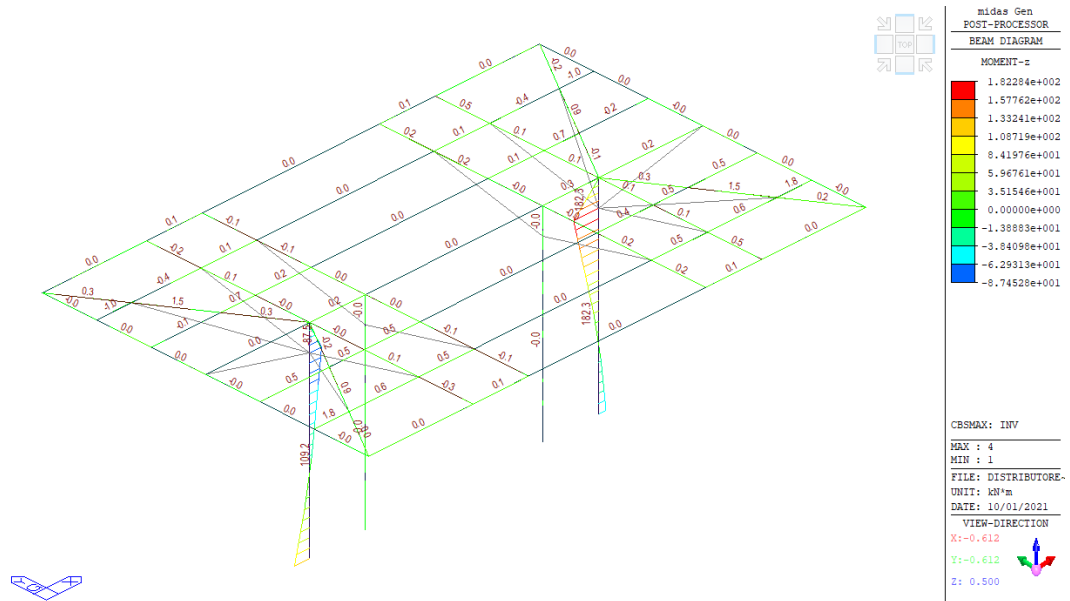


Figura 33. Sollecitazione M_z – involucro SLU

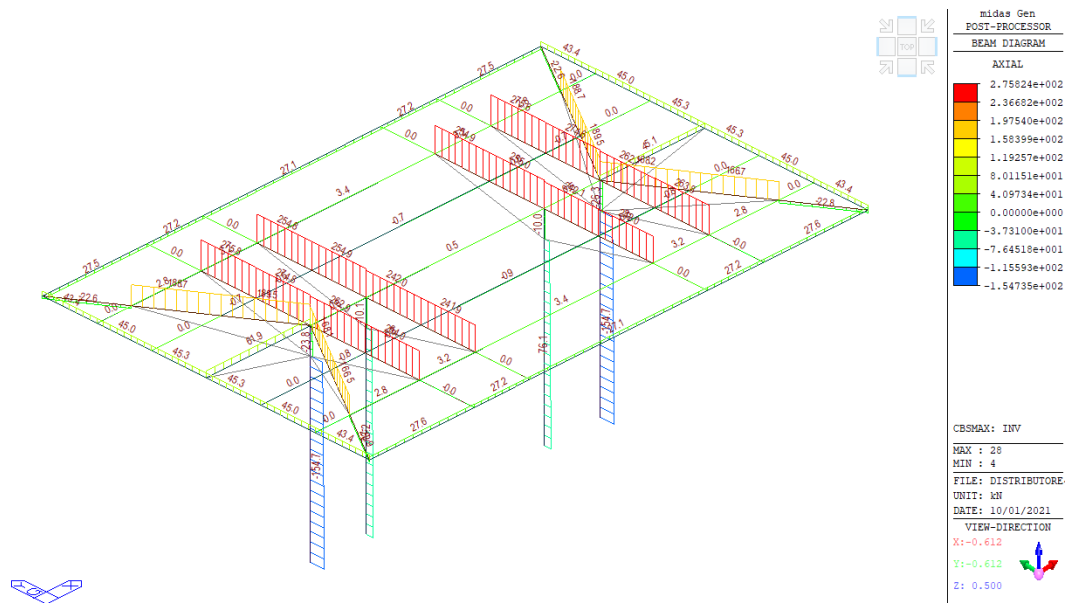


Figura 34. Sollecitazione F_x (sforzo normale) – involucro SLU

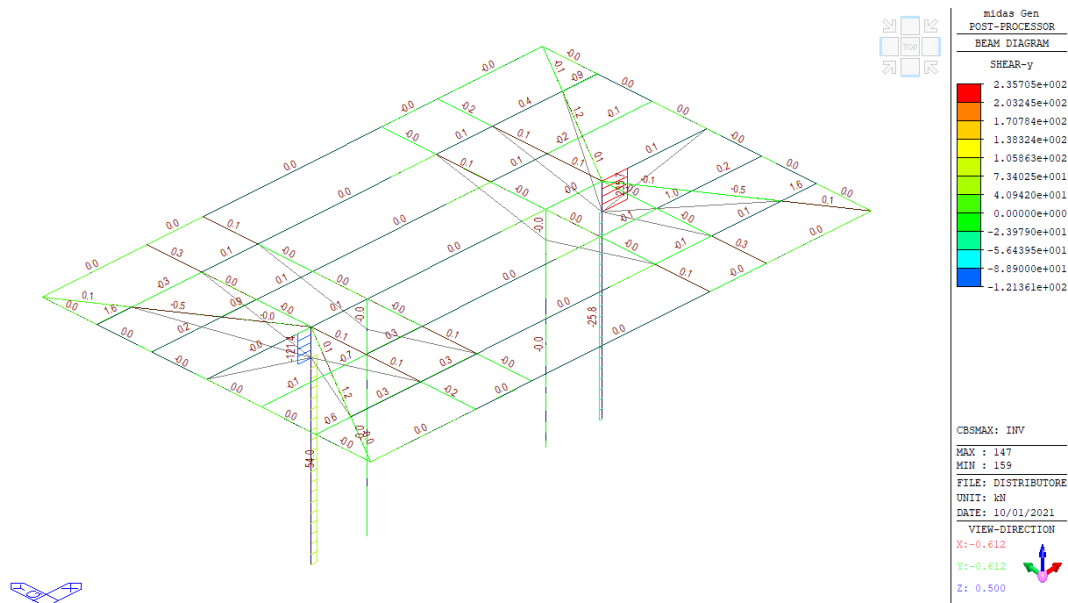


Figura 35. Sollecitazione F_y (taglio) – involucro SLU

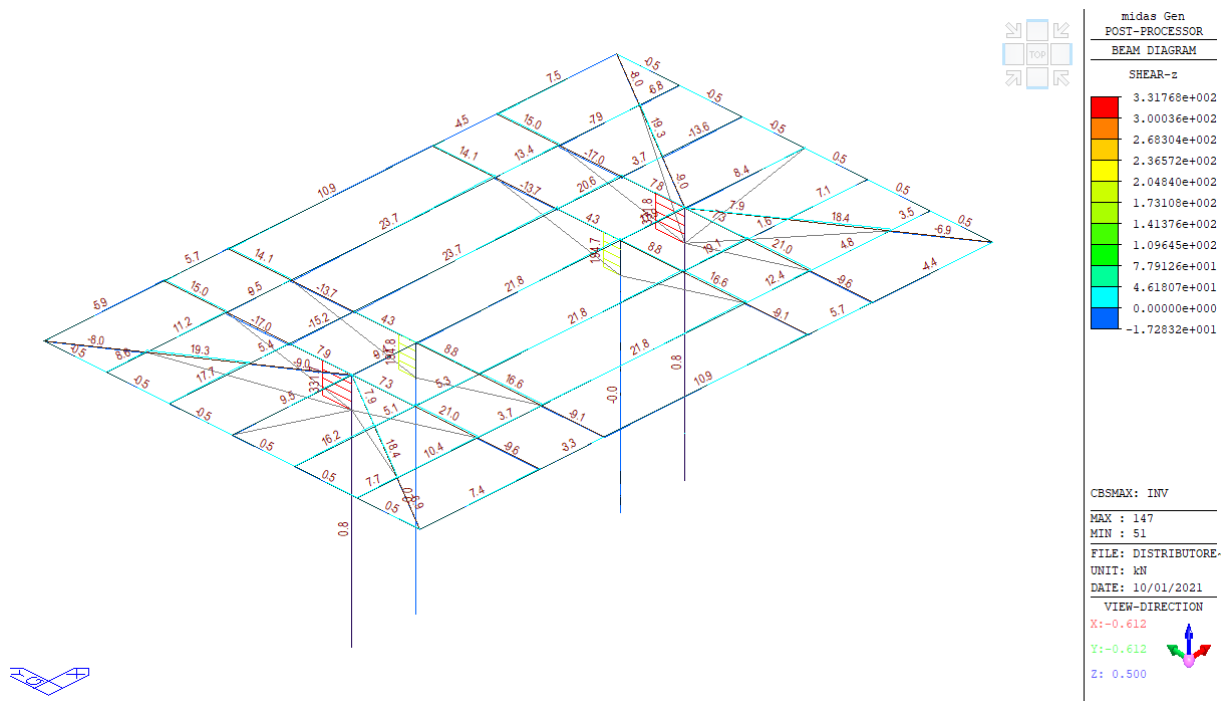


Figura 36. Sollecitazione F_z (taglio) – involucro SLU

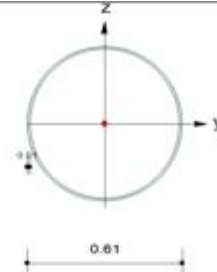
Nella tabella seguente si riportano le verifiche condotte, per ciascuna tipologia di sezione, per l'elemento maggiormente sollecitato. Come si evince tutte le verifiche risultano soddisfatte.

In allegato si riportano tutti i tabulati di calcolo per ogni elemento strutturale.

Pilastro O 610X10

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 1
 Material S275 (No:1)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name Pilastri Tubolari 610 (No:1)
 (Rolled : Pilastri Tubolari 610).
 Member Length : 6.20000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -191.08 (LCB: 3, POS:3/4)
 Bending Moments My = 246.281, Mz = -90.928
 End Moments Myi = 250.191, Myj = 245.651 (for Lb)
 Myi = 250.191, Myj = 245.651 (for Ly)
 Mzi = 69.9401, Mzj = -116.87 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -252.35 (LCB: 1, POS:J)
 Fzz = 331.651 (LCB: 4, POS:J)

	Outer Dia. 0.61000	Wall Thick 0.01000
Area	0.01885	Asz 0.00942
Qyb	0.09002	Qzb 0.09002
Iyy	0.00085	Izz 0.00085
Ybar	0.30500	Zbar 0.30500
Wely	0.00278	Welz 0.00278
ry	0.21216	rz 0.21216

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 5.40000, Lz = 5.40000, Lb = 5.40000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 25.5 < 200.0$ (Memb:1, LCB: 3)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 191.08/4936.79 = 0.039 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 246.281/728.581 = 0.338 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 90.928/728.581 = 0.125 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c,LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b,LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ely} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{elz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{c,LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b,LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ely} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{elz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R_{byN} + R_{byM}, MAX(R_{c,LT1} + R_{b,LT1}, R_{c,LT2} + R_{b,LT2})] = 0.502 < 1.000$... O.K

Torsion Strength

$T_{Ed}/T_{Rd} = 0.194/841.293 = 0.000 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.139 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.183 < 1.000$ O.K

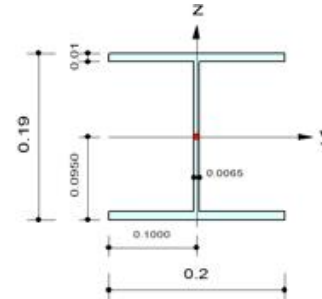
5. Deflection Checking Results

$L/300.0 = 0.0207 > 0.0194$ (Memb:1, LCB: 8, Dir-Y)..... O.K

Travi Principali HEA 200

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	28
Material	S275 (No:1) ($F_y = 275000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	Travi P HEA200 (No:2) (Rolled : HEA200).
Member Length	: 1.75000



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 275.824$ (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments	$M_y = -24.603$, $M_z = -0.0698$
End Moments	$M_{yi} = -24.603$, $M_{yj} = 12.0653$ (for Lb) $M_{yi} = -24.603$, $M_{yj} = 12.0653$ (for Ly) $M_{zi} = -0.0698$, $M_{zj} = 0.08964$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{yy} = -0.0997$ (LCB: 3, POS:1/2) $F_{zz} = -21.896$ (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.19000	Web Thick	0.00650
Top F Width	0.20000	Top F Thick	0.01000
Bot.F Width	0.20000	Bot.F Thick	0.01000
Area	0.00538	Asz	0.00124
Qyb	0.03130	Qzb	0.00500
Iyy	0.00004	Izz	0.00001
Ybar	0.10000	Zbar	0.09500
Wely	0.00039	Welz	0.00013
ry	0.08280	rz	0.04980

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 1.75000$, $L_z = 1.75000$, $L_b = 1.75000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$KL/r = 41.7 < 200.0 \text{ (Memb:108, LCB: 2)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 275.82/1409.05 = 0.196 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 24.603/112.619 = 0.218 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0698/52.8512 = 0.001 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{\beta}$$

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.416 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.080 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

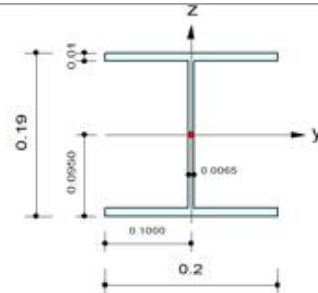
5. Deflection Checking Results

$$L/250.0 = 0.0083 > 0.0006 \text{ (Memb:106, LCB: 5, POS: 1.2m, Dir-Z)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Trave secondaria HEA 200

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 51
Material S275 (No:1)
($F_y = 275000$, $E_s = 210000000$)
Section Name Travi S HEA200 (No:3)
(Rolled : HEA200).
Member Length : 5.70000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -1.8302$ (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments $M_y = 33.7299$, $M_z = 0.00000$
End Moments $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Lb)
 $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Ly)
 $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 3, POS:1/2)
 $F_{zz} = 23.6701$ (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.19000	Web Thick	0.00650
Top F Width	0.20000	Top F Thick	0.01000
Bot.F Width	0.20000	Bot.F Thick	0.01000
Area	0.00538	Asz	0.00124
Qyb	0.03130	Qzb	0.00500
Iyy	0.00004	Izz	0.00001
Ybar	0.10000	Zbar	0.09500
Wely	0.00039	Welz	0.00013
ry	0.08280	rz	0.04980

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 5.70000$, $L_z = 5.70000$, $L_b = 5.70000$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 114.5 < 200.0$ (Memb:51, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/\min[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 1.83/1409.05 = 0.001 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 33.7299/82.2482 = 0.410 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/52.8512 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = \max[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c,LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b,LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{c,LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b,LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = \max[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM}), \max(R_{c,LT1} + R_{b,LT1}, R_{c,LT2} + R_{b,LT2})] = 0.412 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.087 < 1.000$ O.K

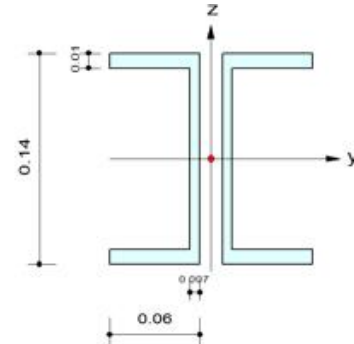
5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0228 > 0.0109$ (Memb:51, LCB: 5, POS: 2.9m, Dir-Z)..... O.K

Puntone in UPN 140 accoppiati

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 149
Material S275 (No:1)
($F_y = 275000$, $E_s = 210000000$)
Section Name Puntoni HEA140 (No:4)
(Rolled : Puntoni HEA140).
Member Length : 4.22821



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -238.02$ (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments $M_y = 0.00000$, $M_z = 0.00000$
End Moments $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Lb)
 $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Ly)
 $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 3, POS:J)
 $F_{zz} = 0.00000$ (LCB: 3, POS:J)

Depth	0.14000	Web Thick	0.00700
Flg Width	0.06000	Flg Thick	0.01000
BTB Spacing	0.01500		
Area	0.00408	Asz	0.00196
Qyb	0.00737	Qzb	0.00180
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.06750	Zbar	0.07000
Wely	0.00017	Welz	0.00006
ry	0.05463	rz	0.03248

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 4.22821$, $L_z = 4.22821$, $L_b = 4.22821$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 130.2 < 200.0$ (Mem:149, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/\min[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 238.021/336.332 = 0.708 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.0000/54.0571 = 0.000 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/28.4114 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = \max[M_{Edy}/M_{Ny,Rd}, M_{Edz}/M_{Nz,Rd}]$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c,LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b,LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{c,LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b,LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = \max[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM}), \max(R_{c,LT1} + R_{b,LT1}, R_{c,LT2} + R_{b,LT2})] = 0.708 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

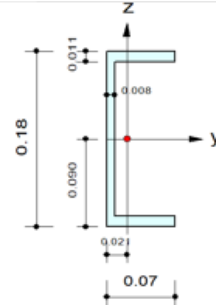
$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

Trave perimetrale UPN 180

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 20
Material S275 (No:1)
($F_y = 275000$, $E_s = 210000000$)
Section Name UPN180 (No:5)
(Rolled : UPN180).
Member Length : 5.70000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = 27.1259$ (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments $M_y = 15.6020$, $M_z = 0.00000$
End Moments $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Lb)
 $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Ly)
 $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 3, POS:1/2)
 $F_{zz} = 10.9487$ (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.18000	Web Thick	0.00800
Top F Width	0.07000	Top F Thick	0.01100
Bot.F Width	0.07000	Bot.F Thick	0.01100
Area	0.00280	Asz	0.00144
Qyb	0.01125	Qzb	0.00120
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.02103	Zbar	0.09000
Wely	0.00015	Welz	0.00002
ry	0.06950	rz	0.02020

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 5.70000$, $L_z = 5.70000$, $L_b = 5.70000$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$L/r = 282.2 < 300.0 \text{ (Memb:20, LCB: 1)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{tRd} = 27.126/733.333 = 0.037 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 15.6020/46.9333 = 0.332 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/12.5808 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R.byM = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R.MNRd, (R.byN + R.byM)] = 0.369 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

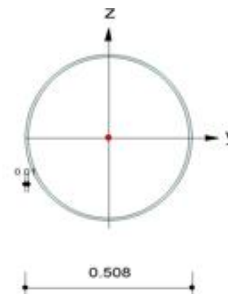
$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.049 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Pilastro O 508X10

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 2
Material S275 (No:1)
($F_y = 275000$, $E_s = 210000000$)
Section Name Pilastrini Int Tub 508 (No:6)
(Rolled : Pilastrini Int Tub 508).
Member Length : 6.20000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -61.630$ (LCB: 4, POS:3/4)
Bending Moments $M_y = 155.378$, $M_z = -0.0010$
End Moments $M_{yi} = 152.474$, $M_{yj} = -0.0006$ (for Lb)
 $M_{yi} = 152.474$, $M_{yj} = 155.846$ (for Ly)
 $M_{zi} = -0.0573$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = -0.0092$ (LCB: 4, POS:1/2)
 $F_{zz} = 194.809$ (LCB: 4, POS:J)

	Outer Dia.	0.50800	Wall Thick	0.01000
Area	0.01565		Asz	0.00782
Qyb	0.06203		Qzb	0.06203
Iyy	0.00049		Izz	0.00049
Ybar	0.25400		Zbar	0.25400
Wely	0.00191		Welz	0.00191
ry	0.17611		rz	0.17611

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 5.40000$, $L_z = 6.20000$, $L_b = 6.20000$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 0.85$, $C_{mz} = 0.85$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 35.2 < 200.0$ (Memb:2, LCB: 4)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c_Rd}, N_{b_Rd}] = 61.63/4097.53 = 0.015 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 155.378/649.622 = 0.239 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.001/649.622 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$

$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{\beta}$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.254 < 1.000$.. O.K

Torsion Strength

$T_{Ed}/T_{Rd} = 0.000/577.700 = 0.000 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.129 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/300.0 = 0.0207 > 0.0194$ (Memb:3, LCB: 8, Dir-Y)..... O.K

9. PROGETTO E VERIFICA DEI COLLEGAMENTI

In questo capitolo vengo riportate le verifiche dei collegamenti bullonati e saldati, per ogni tipologia di collegamento sono stati considerati gli sforzi massimi determinati dal modello, è stata effettuato il progetto ed esteso a tutte le connessioni simili.

Questi sforzi sono stati moltiplicati per il fattore di sicurezza previsto dalle NTC18 per i collegamenti bullonati e saldati:

Tabella 13. Coefficienti di sicurezza per le verifiche – NTC18 paragrafo 4.2.8

Tab. 4.2. XIV - Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento: per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bullone ad alta resistenza con serraggio controllato con serraggio non controllato	$\gamma_{M7} = 1,0$ $\gamma_{M7} = 1,10$

9.1. Collegamenti alla base dei pilastri – Tirafondi

Gli sforzi sono stati determinati prendendo il massimo per entrambe le tipologie dei pilastri e sono i seguenti:

- Sforzo normale $N = 23.71 \text{ kN}$
- Momento flettente $M_y = 265.31 \text{ kNm}$; $M_z = 87.45 \text{ kNm}$
- Taglio $V_y = 121.36 \text{ kN}$; $V_z = 331.65 \text{ kN}$

Sono state svolte le verifiche a flessione, utilizzando il software VcaSLU, le verifiche sono svolte in campo elastico mediante la funzione "Metodo n".

Il calcestruzzo della platea è di classe C30/70 e vengono utilizzato 4 barre M27 di classe 8.8 per connetterla al pilastro. La piastra alla base a contatto con la fondazione in C.A. è spessa 12 mm con una geometria quadrata di 700x700 mm.

Si riporta l'esito della verifica:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Tirafondi

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : Tirafondi

N° Vertici 4 Zoom N° barre 4 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	70
3	70	70
4	70	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	6,94	8	8
2	6,94	62	8
3	6,94	62	62
4	6,94	8	62

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 23,71 kN
M_{Ed} 0 331,6 kNm
M_{yEd} 0 109,31

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Materiali

CI 8,8 C30/37

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 512 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 2,56 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11,5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

σ_c -14,14 N/mm²
 σ_s 480,6 N/mm²
 ϵ_s 2,403 ‰
d 75,23 cm
x 23,04 x/d 0,3062
 δ 0,8228

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Figura 37. Verifica a flessione del collegamento

È stata svolta anche la verifica a taglio dei bulloni e a rifollamento della piastra utilizzando il software "profili_V6", una volta calcolata l'azione su ogni tirafondo è stata confrontata con la resistenza dell'elemento e anche della piastra.

Considerando il taglio alla base pari a 414.5 kN, si ha un'azione sul singolo bullone di circa 103.64 kN.

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8.8 diametro d: 33 f_{yb}: 640 f_{ub}: 800 N/mm²

Sezione filettata
Sezione lorda

Area: 694,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd}: 266,5 kN

Resistenza a trazione F_{t,Rd}: 399,7 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5(5)

F_{v,Sd}: 103 F_{t,Sd}: 0 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.386 + 0 = 0.386$$

OK

Rifollamento

Acciaio: S275 (Fe430) f_u: 430 N/mm²

spessore t: 12 mm

diametro foro d_o: 36 mm

distanze bordo e₁: 80 e₂: 54

passo p₁: 135 p₂: 108

α: 0.741

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd}: 252,3 kN

Osservazioni

Figura 38. Verifica a taglio e rifollamento

Come si vede le verifiche risultano soddisfatte.

9.2. Squadrette di connessione – Travi

In questa struttura è il collegamento più diffuso, il progetto riguarda sia le connessioni fra travi che quelle fra trave e colonna, a meno degli sbalzi in direzione X.

Questo tipo di connessione simula una cerniera, per cui deve essere verificato solamente il taglio dei bulloni. Anche in questo caso è stato preso lo sforzo massimo agente sulle travi e la stessa connessione è stata applicata a tutte le altre.

Gli sforzi massimi sono:

- Sforzo normale N = 283 kN (nei puntoni)
- Taglio V = 23.67 kN (nelle travi)

Questo collegamento viene effettuato utilizzando 4 bulloni M12 di classe 8.8 e una piastra in acciaio S274 di spessore 5mm.

Lo sforzo agente sul singolo bullone è di 30kN diviso il numero di bulloni moltiplicati per i piani di taglio quindi 3.70 kN. Per quanto riguarda invece i puntoni si ha una sola piastra che connette i 2 UPN con uno spessore di 15mm, lo sforzo sul singolo bullone è 44.21 kN. Si riporta l'esito delle verifiche eseguite su "profili_V6":

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8.8 diametro d: 12 f_{yb}: 640 f_{ub}: 800 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorde

Area: 84,3 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio): F_{v,Rd}: 32,37 kN

Resistenza a trazione: F_{t,Rd}: 48,56 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd}: 3,7 F_{t,Sd}: 0 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,114 + 0 = 0,114$$

OK

Rifollamento

Acciaio: S275 (Fe430) f_u: 430 N/mm²

spessore t: 5 mm

diametro foro d_o: 13 mm

distanze bordo e₁: 39 e₂: 19,5

passo p₁: 48,75 p₂: 39

α: 1

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd}: 51,6 kN Osservazioni

Figura 39. Resistenza a taglio e rifollamento per travi

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8.8 diametro d: 16 f_{yb}: 640 f_{ub}: 800 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorde

Area: 157,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio): F_{v,Rd}: 60,29 kN

Resistenza a trazione: F_{t,Rd}: 90,43 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd}: 44,21 F_{t,Sd}: 0 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,733 + 0 = 0,733$$

OK

Rifollamento

Acciaio: S275 (Fe430) f_u: 430 N/mm²

spessore t: 15 mm

diametro foro d_o: 18 mm

distanze bordo e₁: 54 e₂: 27

passo p₁: 67,5 p₂: 54

α: 1

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd}: 206,4 kN Osservazioni

Figura 40. Resistenza a taglio e rifollamento per puntoni

I collegamenti risultano diversi fra travi e puntoni, ma entrambi verificati.

9.3. Collegamento flangiato HEA 200 – HEA 200

Questo collegamento prevede la creazione di un nodo rigido in grado di trasmettere anche il momento flettente.

Per creare questo nodo sono state saldate delle flange alla trave principale e successivamente è stata bullonata l'altra trave HEA, posizionate sulle due ali (superiore e inferiore) e su entrambi i lati dell'anima.

Anche in questo caso sono stati considerati gli sforzi massimi agenti sul nodo e sono state effettuate le dovute verifiche.

- Sforzo normale $N = 275.82 \text{ kN}$
- Momento flettente $M = 24.6 \text{ kNm}$
- Taglio $V = 21.9 \text{ kN}$

Le piastre e i bulloni sulle ali superiori e inferiori resistono a momento flettente mentre quelle sull'anima sono progettate per resistere a taglio.

Partendo dalla verifica sulle ali:

Lo sforzo viene moltiplicato per il valore di sovra resistenza, $M = 30.75 \text{ kNm}$, moltiplicandolo poi per l'altezza della sezione, ovvero, 200 mm si ha il taglio che agisce sui bulloni superiori e inferiori, pari a 153.75 kN diviso 6 bulloni si ha uno sforzo pari a 25.62 kN per singolo bullone.

I bulloni sono degli M12 classe 8.8 e la piastra è in S275 di spessore 10 mm il momento resistente risulta quindi:

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8,8 diametro d: 12 f_{yb} : 640 f_{ub} : 800 N/mm²

☒ Sezione filettata ☐ Sezione lorde

Area: 84,3 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$: 32,37 kN

Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$: 48,56 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$: 25,62 $F_{t,Sd}$: 0 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,791 + 0 = 0,791$ OK

Rifollamento

Acciaio: S275 (Fe430) f_u : 430 N/mm²

spessore t: 5 mm

diametro foro d_o : 13 mm

distanze bordo e_1 : 39 e_2 : 19,5

passo p_1 : 48,75 p_2 : 39

α : 1

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$: 51,6 kN Osservazioni

Diagramma: p_1, e_1, e_2, p_2, d_o , direzione carico

Figura 41. Resistenza a taglio e rifollamento dovuta al momento

Per la resistenza a taglio si agisce come descritto precedentemente.

Il taglio di progetto è di $V = 27.37 \text{ kN}$, mentre lo sforzo assiale è di 344.77 kN . anche in questo caso sono stati utilizzati 6 bulloni M12 e la medesima piastra da 10 mm , il taglio per il singolo bullone risulta $V = 3.6 \text{ kN}$.

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8.8 diametro d: 12 f_{yb}: 640 f_{ub}: 800 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorda

Area: 84,3 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio): F_{v,Rd}: 32,37 kN

Resistenza a trazione: F_{t,Rd}: 48,56 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd}: 3,6 F_{t,Sd}: 0 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,111 + 0 = 0,111$$

OK

Rifollamento

Acciaio: S275 (Fe430) f_u: 430 N/mm²

spessore t: 5 mm

diametro foro d_o: 13 mm

distanze bordo e₁: 39 e₂: 19,5

passo p₁: 48,75 p₂: 39

α: 1

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd}: 51,6 kN Osservazioni

Figura 42. Resistenza a taglio dei bulloni e rifollamento della piastra

Le verifiche risultano soddisfatte.

10. CONCLUSIONI

Il progetto completo della struttura per la creazione della tettoia per la distribuzione dell'idrogeno di dimensioni 16.00 x 10.50 m avente altezza pari a 6.00 m risulta conforme alle NTC 18.

Sono stati considerati i carichi dovuti all'azione del vento, della neve e del sisma, oltre che i pesi permanenti strutturali e non strutturali, tutti questi sono stati combinati fra loro seguendo le indicazioni delle NTC18. Le verifiche sono state svolte ai sensi delle norme vigenti, mediante i software di calcolo Midas Gen, Profili_V6 e VcaSLU.

I coefficienti di sicurezza di ogni elemento strutturale sono qui riportati:

- | | |
|--------------------|------------|
| • Pilastri O610x10 | CS = 0.502 |
| • Pilastri O508x10 | CS = 0.254 |
| • Travi HEA 200 | CS = 0.416 |
| • Travi UPN 180 | CS = 0.369 |
| • Puntoni 2UPN 140 | CS = 0.708 |

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

INDICE DELLE FIGURE

FIGURA 1. LAYOUT GENERALE.....	3
FIGURA 2. SISTEMAZIONE INTERNA	4
FIGURA 3. ORTOFOTO: AREA DELL'INTERO INTERVENTO.....	4
FIGURA 4. INDIVIDUAZIONE DELLA POSIZIONE DELLA STRUTTURA	5
FIGURA 5. PIANTA STRUTTURALE – VISTA DALL'ALTO.....	6
FIGURA 6. PIANTA STRUTTURALE – VISTA DAL BASSO	6
FIGURA 7. PROFILO DELLE VELOCITÀ DELLE ONDE	11
FIGURA 8. POSIZIONE DEL PUNTO DI APPLICAZIONE DELLA FORZA RISULTANTE	17
FIGURA 9. PESO PROPRIO SOLAIO STRUTTURALE	18
FIGURA 10.SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI (Q=1) – SLO, SLD, SLV, SLC.....	20
FIGURA 11.SPETTRO DI PROGETTO (Q=1.50)	21
FIGURA 12.MODELLO STRUTTURALE COMPLETO – MIDAS.....	24
FIGURA 13.MODELLO STRUTTURALE COMPLETO - MIDAS	25
FIGURA 14.MODELLAZIONE DEL CARICO G_1	26
FIGURA 15.MODELLAZIONE DEL CARICO G_2	26
FIGURA 16.MODELLAZIONE DEL CARICO Q_N.....	27
FIGURA 17.MODELLAZIONE DEL CARICO Q_N – SOLO SUPPLA PORZIONE Y+	27
FIGURA 18.MODELLAZIONE DEL CARICO DA VENTO CON $CF>0$.....	28
FIGURA 19.MODELLAZIONE DEL CARICO DA VENTO CON $CF<0$.....	28
FIGURA 20.DIAGRAMMI DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MXX - SLU	31
FIGURA 21.DIAGRAMMI DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MYY – SLU.....	31
FIGURA 22.DIAGRAMMI DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI GENERALIZZATE VXX - SLU.....	32

FIGURA 23. DIAGRAMMI DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI GENERALIZZATE VXX – SLU	32
FIGURA 24. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE PRESSIONI AGENTI SUL TERRENO – SLU	33
FIGURA 25. VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE	38
FIGURA 26. PRESSIONI DI CONTATTO TERRENO – FONDAZIONE – SLE	41
FIGURA 27. GRAFICI DI SKEMPTON	43
FIGURA 28. MODO 2 IN DIREZIONE Y	45
FIGURA 29. MODO 4 IN DIREZIONE X	46
FIGURA 30. SPOSTAMENTO SUL PIANO ORIZZONTALE – COMBINAZIONE 8 (SLE) - DY	46
FIGURA 31. SPOSTAMENTO SUL PIANO VERTICALE – COMBINAZIONE 8 (SLE) - DZ	47
FIGURA 32. SOLLECITAZIONE MY – INVILUPPO SLU	47
FIGURA 33. SOLLECITAZIONE MZ – INVILUPPO SLU	48
FIGURA 34. SOLLECITAZIONE FX (SFORZO NORMALE) – INVILUPPO SLU	48
FIGURA 35. SOLLECITAZIONE FY (TAGLIO) – INVILUPPO SLU	49
FIGURA 36. SOLLECITAZIONE FZ (TAGLIO) – INVILUPPO SLU	49
FIGURA 37. VERIFICA A FLESSIONE DEL COLLEGAMENTO	57
FIGURA 38. VERIFICA A TAGLIO E RIFOLLAMENTO	58
FIGURA 39. RESISTENZA A TAGLIO E RIFOLLAMENTO PER TAVI	59
FIGURA 40. RESISTENZA A TAGLIO E RIFOLLAMENTO PER PUNTONI	59
FIGURA 41. RESISTENZA A TAGLIO E RIFOLLAMENTO DOVUTA AL MOMENTO ..	60
FIGURA 42. RESISTENZA A TAGLIO DEI BULLONI E RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA	61

INDICE DELLE TABELLE

TABELLA 1. STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	9
TABELLA 2. TAB. 3.1.II NTC18 - VALORI DEI CARICHI D'ESERCIZIO PER LE DIVERSE CATEGORIE DI EDIFICI.....	14
TABELLA 3. VALORE DEL COEFFICIENTE DI FORZA C_F.....	17
TABELLA 4. STRATIGRAFIA DELLA COPERTURA	18
TABELLA 5. NTC 2018: TABELLA 2.5.I – VALORI DEI CARICHI D'ESERCIZIO PER LE DIVERSE CATEGORIE DI EDIFICI	22
TABELLA 6. 4.2.VII DELLE NTC2018 – COEFFICIENTI PER LA RESISTENZA DELLE MEMBRATURE 28	
TABELLA 7. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI [CFR. D.M. 2018]	33
TABELLA 8. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO [CFR. D.M. 2018]	34
TABELLA 9. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI.	34
TABELLA 10. VERIFICA A TAGLIO PLATEA – SLU.....	38
TABELLA 11. ESITI CEDIMENTI.....	42
TABELLA 12. MODI DI VIBRARE.....	45
TABELLA 13. COEFFICIENTI DI SICUREZZA PER LE VERIFICHE – NTC18 PARAGRAFO 4.2.8.....	56