



POLITECNICO
MILANO 1863

Scuola di Architettura Urbanistica Ingegneria delle costruzioni
TESI DI LAUREA MAGISTRALE IN ARCHITETTURA DELLE COSTRUZIONI
A.A. 2022 | 2023

“UNA NUOVA DIALETTICA TRA IL MARE E IL COSTRUITO”

RELAZIONE TECNICA STRUTTURALE

Docente della disciplina tecnica: Vassilis Mpampatsikos

Relatori:

Tomaso Monestiroli
Paolo Oliaro
Fulvio Re Cecconi
Paola Gallo Stampino

Irene Colabianchi
Carlo d'Argenzio
Fabio van der Hart

COMPOSIZIONE

STRUTTURE

TECNOLOGIA

IMPIANTI

LCA

INDICE DEI CONTENUTI	3
1. INTRODUZIONE	5
1.1 Descrizione del progetto	5
1.2 Caratteristiche dell'intervento	5
1.3 Modalità di calcolo	6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
2.1 CONDIZIONI DI CARICO	7
2.1.1 Carichi da neve	7
2.1.2 Carichi da vento	8
2.1.3 Azione sismica	8
3. CRITERI DI CALCOLO	10
4. DEFORMAZIONI	13
5. I MATERIALI	14
6. IL PROGETTO	16
6.1 DISEGNI TECNICI	16
6.2 ELEMENTI ORIZZONTALI	19
6.2.1 SOLAIO BIDIREZIONALE COLLABORATIVO IN COBIAX	19
6.2.1.1 Analisi dei carichi	20
6.2.1.2 Dimensionamento	20
6.2.1.3 Progettazione allo SLU	21
6.2.1.4 Verifica allo SLE	23
6.2.2 SOLAIO BIDIREZIONALE COLLABORATIVO IN COBIAX	25
6.2.2.1 Analisi dei carichi	25
6.2.2.2 Dimensionamento	25
6.2.2.3 Progettazione allo SLU	26
6.2.2.4 Verifica allo SLE	28
6.2.3 TRAVE DI BORDO	30
6.2.3.1 Analisi dei carichi	31
6.2.3.2 Dimensionamento	31
6.2.3.3 Progettazione allo SLU	32
6.2.3.4 Verifica allo SLE	36
6.2.3.5 Verifica a peso proprio	38
6.3 RIEPILOGO ELEMENTI ORIZZONTALI - TRAVI	42

6.4 ELEMENTI VERTICALI	46
6.4.1 SETTI IN CALCESTRUZZO	46
6.4.1.1 Prescrizioni normativa - armatura	46
6.4.1.2 Prescrizioni normativa - zona confinata	46
6.4.1.3 Criterio di armatura	47
6.4.1.4 Dimensionamento	47
6.4.1.4.1 Setto - M01	48
6.4.1.4.2 Setto - M02	49
6.4.1.4.3 Setto - M03	49
6.4.1.4.4 Setto - M08	50
6.4.1.4.5 Setto - M10	51
6.4.2 TRAVE PARAPETTO	52
6.4.2.1 Analisi dei carichi	53
6.4.2.2 Progettazione allo SLU	53
6.4.3 MURO CONTROTERRA	57
6.4.3.1 Predimensionamento muro di gravità	59
6.4.3.2 Verifiche	60
6.4.3.3 Analisi delle sollecitazioni - Spinta della terra	60
6.4.3.4 Verifica a schiacciamento o collasso	60
7 RISULTATI ATTESI DAL MODELLO DI CALCOLO	63
7.1 Considerazioni e precisazioni	63
7.2 Modellazione dei setti	63
7.3 Modellazione delle piastre	64
7.4 Modellazione delle travi	64
7.5 Inserimento dei vincoli	64
7.6 Inserimento dei carichi	65
7.7 Inserimento delle combinazioni di carico	66
7.8 Inserimento del sisma	66
7.8.1 Inserimento del sisma - Spiegazione pratica sul modello di calcolo	67
7.8.2 Spettro di risposta	68
7.9 Risultati ottenuti	69
7.9.1 Risultati in combinazione fondamentale SLU	69
7.9.2 Risultati in combinazione fondamentale SLE	70
7.9.3 Risultati in combinazione sismica	71
7.9.4 Altri risultati	72
8. BIBLIOGRAFIA	81
9. SITOGRAFIA	81

1. INTRODUZIONE

1.1 DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Obiettivo di questa esercitazione è di dimensionare gli elementi strutturali in calcestruzzo di uno degli edifici progettati nell'ambito del Laboratorio di Architettura delle Costruzioni Complesse II.

L'edificio oggetto di questo progetto strutturale è una biblioteca situata nella frazione di Targia, a 6 km dal centro di Siracusa, in Sicilia, facente parte di quello che vuole essere un nuovo polo culturale per l'Università di Siracusa, che comprende un teatro, due accademie, una di ballo ed una di musica, nonché la biblioteca presa in esame contestualmente a queste pagine.

La biblioteca ha una forma cilindrica caratterizzata da 24 setti monumentali che, uscendo dal perimetro del cilindro stesso, scandiscono sia le varie porzioni del prospetto che gli spazi interni. L'impianto della biblioteca è pensato come un nucleo centrale circondato da due anelli concentrici. Il nucleo corrisponde ad un pozzo su cui affacciano i quattro livelli dell'edificio, sormontato da un lucernaio. Il primo anello contiene i servizi, i sistemi di risalita e i cavedi. L'anello più esterno, scandito dai setti, contiene le sale lettura. Gli spazi situati ai piani dispari (1° e 3°) affacciano su quelli situati ai piani pari (Terra e 2°), creando delle celle.

L'edificio è caratterizzato da ampie superfici vetrate, pensate per massimizzare l'apporto di luce naturale all'interno degli spazi studio. La conservazione dei libri avviene, invece, nelle parti più lontane dal perimetro dell'edificio e nel pozzo centrale. La biblioteca dispone di postazioni di studio per 437 persone e può contenere un massimo di 123 mila libri.

1.2 CARATTERISTICHE DELL'INTERVENTO

Regione: Sicilia

Comune: Siracusa

Area: Stabilimento petrolchimico Targia

Dati sulla zona sismica

Zona sismica: 1

$0,25 < a_g \leq 0,35$ g

Vita nominale della struttura: 50 anni, edifici con prestazioni ordinarie

TIPOLOGIA DI INTERVENTO

Tipologia: Nuova costruzione

Tipologia funzionale dell'opera: Biblioteca

Classe d'uso dell'edificio: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.

1.3 MODALITÀ DI CALCOLO

Al fine di comporre il progetto strutturale dell'edificio in esame, viene seguito un iter di passaggi specifico per ogni elemento strutturale. Questo procedimento include sia operazioni svolte a mano e poi verificati con programmi specifici, sia azioni svolte interamente partendo dai programmi specifici e affinate con l'uso della normativa.

Di seguito, vengono schematizzate le due modalità di lavoro/calcolo seguite:

- Elementi orizzontali comprendenti travi e solette collaboranti calcolati preliminarmente con l'ausilio del programma di calcolo Microsoft Excell. I risultati ottenuti sono stati in seguito affinati dall'utilizzo di STRIAN, uno strumento online che consente di studiare lo schema statico di un elemento sottoposto ai diversi carichi, finalizzato ad ottenere le sollecitazioni di progetto. In conclusione, gli elementi sono stati inclusi nella modellazione dell'edificio su MIDAS GEN, al fine di controllare le considerazioni precedentemente fatte.
- Elementi verticali comprendenti travi e pilastri calcolati interamente con l'ausilio di MIDAS GEN, che consente un maggior controllo degli elementi di tipo setto. In seguito alle verifiche, gli elementi sono stati poi armati con le condizioni della normativa.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le verifiche effettuate nella presente relazione sono state effettuate in riferimento alla normativa nazionale vigente; in particolare:

- Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018 ‘Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni’ [NTC 2018]
- Circolare del 2 Febbraio 2009, n. 617 ‘Circolare applicativa delle NTC 2018 D.M. 14.01.2018.

2.1 CONDIZIONI DI CARICO

Le azioni che gravano sulla struttura vengono classificate in relazione alla durata della loro efficacia e variazione nell’arco di tempo e nell’intera vita nominale del progetto. Esse si suddividono in:

- **Carichi permanenti (G):** Si tratta di azioni che possono essere approssimate come costanti nel tempo. Principalmente riguardano il peso proprio degli elementi strutturali portanti e degli elementi portati quali, per esempio, finiture ed elementi di arredo.
- **Carichi variabili (Q):** Si tratta di azioni che agiscono sulla struttura con valori variabili, istantanei e sensibilmente diversi tra loro nel tempo. Sono riconducibili ai sovraccarichi tra i quali segnaliamo l’azione del vento e il carico della neve.
- **Sisma (E):** Si tratta di azioni che derivano dall’azione sismica.

2.1.1 CARICHI DA NEVE

La pressione provocata dalla neve sulle strutture verrà valutata, in conformità con quanto descritto nel paragrafo 3.4 della NTC2018, mediante la seguente espressione:

[NTC 2018] §3.4.1

Per la città di Siracusa, zona III

$$q_s (\text{carico della neve}) = u \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2; μ_i è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3; C_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4; C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5 [NTC 2018]

Il carico che agisce verticalmente sulla superficie di copertura:

q_{sk}	0,6 kN/m ²
u	0,8
C_e	1
C_t	1
q_s	0,48 kN/m ²

2.1.2 CARICHI DA VENTO

In conformità con quanto prescritto nella normativa vigente, vengono di seguito riportati i parametri utilizzati per la valutazione della pressione del vento.

[NTC 2018] §3.3.4

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_r C_e C_p C_d$$

q_r = pressione cinetica di riferimento § 3.3.6; C_e = coefficiente di esposizione § 3.3.7; C_p = coefficiente di pressione § 3.3.8; C_d = coefficiente dinamico § 3.3.9 [NTC 2018]

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

2.1.3 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Zona sismica: 1

$$0,25 < a_g \leq 0,35 \text{ g}$$

- **Categoria sottosuolo:** in assenza di prove e di studi approfonditi sul suolo, e vista la vicinanza con il mare, si assume la categoria di sottosuolo sia la D

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente 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 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>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.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato. Tab. 3.2.II della NTC 2018

- **Categoria topografica:** Si tratta di configurazione superficiale semplice afferente alla categoria T1 della classificazione della Tab. 3.2.III della vigente normativa (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $< 15^\circ$).

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

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T .
Tab. 3.2.V della NTC 2018

3. CRITERI DI CALCOLO

Le verifiche strutturali sono state eseguite secondo il metodo degli stati limite, come previsto dal D. M. del 17 Gennaio 2018. Il metodo degli stati limite prevede di sommare le diverse azioni agenti sulla struttura, applicando dei coefficienti di riduzione o amplificazione ai carichi per simulare la probabilità della loro simultaneità.

SLU

Stato limite ultimo

“Capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera”.

[Da NTC 2018 §2.1]

COMBINAZIONE FONDAMENTALE

$$\gamma_G G_1 + \gamma_G G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} \psi_{01} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

SLV

Stato limite di salvaguardia della vita

“A seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali”.

[Da NTC 2018 §2.1]

COMBINAZIONE SISMICA

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

SLE

Stato limite esercizio

“Capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio”.

[Da NTC 2018 §2.1]

RARA

$$G_1+G_2+P+Q_{k1}+\Psi_{02}Q_{k2}+\Psi_{03}Q_{k3}+\dots$$

FREQUENTE

$$G_1+G_2+P+\Psi_{11}Q_{k1}+\Psi_{22}Q_{k2}+\Psi_{33}Q_{k3}+\dots$$

QUASI PERMANENTE

$$G_1+G_2+P+\Psi_{21}Q_{k1}+\Psi_{22}Q_{k2}+\Psi_{23}Q_{k3}+\dots$$

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

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU
Tab. 2.6.1 della NTC 2018

Categoria/Azione variabile	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Valori dei coefficienti di combinazione dei carichi
Tab. 2.5.1 della NTC 2018

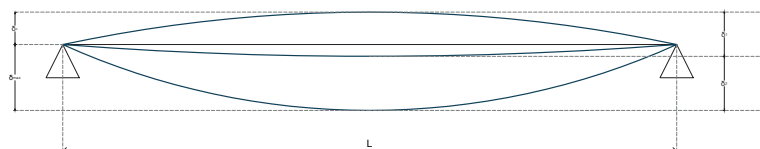
Cat.	Ambienti	Specific Use	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]	H _k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi ai servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali. Scale comuni, balconi, ballatoi	Areas for domestic and residential activities <i>Areas for domestic and residential activities; included rooms and bathrooms in residential buildings, houses and hotels (with the exception of areas susceptible to large crowds)</i>	2,00	2,00	1,00
		<i>Common stairs, terraces and catwalks</i>	4,00	4,00	2,00
B	Uffici Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico Scale comuni, balconi, ballatoi	Office areas <i>Cat B1 Offices not open to the public</i>	2,00	2,00	1,00
		<i>Cat B2 offices open to the public</i>	3,00	2,00	1,00
		<i>Common stairs, terraces and catwalks</i>	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e aule, aule universitarie e aule magne Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad altri di stazioni ferroviarie Cat. C4 aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici Cat. C5 Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie. Scale comuni, balconi, ballatoi	Areas susceptible to significant overcrowding <i>Cat C1 Areas with tables, e.g. areas in schools, cafés, restaurants, dining halls, reading rooms, reception rooms.</i>	3,00	3,00	1,00
		<i>Cat C2 Areas with fixed seats, e.g. areas in churches, theaters or cinemas, conference rooms, lecture halls, assembly halls.</i>	4,00	4,00	2,00
		<i>"Cat C3 Areas without obstacles for moving people e.g. areas in museums, exhibition rooms and access areas in public and administration buildings, hotels, hospitals, railway station forecourts."</i>	5,00	5,00	3,00
		<i>Cat. C4 Areas with possible physical activities, e.g. dance halls, gymnastic rooms, stages.</i>	5,00	5,00	3,00
		<i>Cat. C5 Areas susceptible to large crowds, e.g. in buildings for public events like concert halls, sport halls including stands, terraces and access areas and railway platforms.</i>	5,00	5,00	3,00
		<i>Common stairs, terraces and catwalks</i>	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00
D	Ambienti ad uso commerciale Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini Scale comuni, balconi, ballatoi	Shopping areas <i>Cat D1 Retail shops</i>	4,00	4,00	2,00
		<i>Cat. D2 Department stores, markets, malls</i>	5,00	5,00	2,00
		<i>Common stairs, terraces and catwalks</i>	Secondo la categoria d'uso servita/According to the served category of use		
E	Aree per immagazzinamento, uso commerciale ed uso industriale Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	Areas for storage and industrial use <i>Cat. E1 areas susceptible to accumulation of goods, including access areas, e.g. storage of books and other documents, libraries, file rooms, manufacturing laboratories.</i> <i>Cat E2 environments for industrial use</i>	≥ 6,00	7,00	1,00*
Da valutarsi caso per caso/To be evaluated on a case by case basis					
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti) Cat. F Rimesse, aree per traffico e parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN) Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	Traffic and parking areas in buildings (not including bridges) <i>Cat. F Traffic and parking areas for light vehicles (must not exceed 30 kN gross vehicle weight)</i>	2,50	2x10,00	1,00**
		<i>Cat. G Traffic and parking areas for medium vehicles (in the range of 30 kN to 160 kN gross vehicle weight), e.g. access routes, delivery zones.</i>	Da valutarsi caso per caso e comunque non minori di 1/To be evaluated on a case by case basis and in any case not less than		
			5,00	2x50,00	1,00**
H-I-K	Coperture Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa tra A e D Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti	Roofs <i>Cat. H Roofs not accessible except for normal maintenance and repair</i>	0,50	1,20	1,00
		<i>Cat. I Roofs accessible with occupancy according to categories A to D</i>	Secondo la categoria di appartenenza/According to their specific category		
		<i>Cat. K Roofs accessible for special services, such as landing areas and helicopter.</i>	Da valutarsi caso per caso/To be evaluated on a case by case basis		

Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni
Tab. 3.1.II della NTC 2018

4. DEFORMAZIONI

In conformità con quanto stabilito nella normativa vigente, vengono di seguito riportati i parametri utilizzati per la valutazione dei limiti di deformabilità degli elementi strutturali, suddivisi in spostamenti verticali e spostamenti orizzontali.

Queste verifiche vengono effettuate tenendo in considerazione le condizioni agli stati limite di esercizio.



Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio
Fig. 4.2.60 della NTC 2018

dove L è la luce dell'elemento che, in caso di mensole, va considerato come il doppio dello sbalzo.

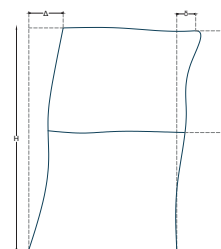
Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

Limiti di deformabilità per gli elementi di interpiano delle costruzioni ordinarie
Tab. 4.2.XII della NTC 2018

Nei calcoli di seguito riportati, sono state considerate le coperture generiche come praticabili, nonostante il progetto preveda che siano accessibili alla sola manutenzione. Questa scelta deriva dal fatto che devono supportare il peso dei pannelli solari.

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carro-ponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali
Tab. 4.2.XIII della NTC 2018



Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio
Fig. 4.2.60 della NTC 2018

5. I MATERIALI

I materiali utilizzati nella progettazione dell'edificio oggetto della presente relazione, rispondono ai requisiti indicati dal capitolo 11 della NTC 2018.

L'edificio è totalmente progettato in calcestruzzo armato.

Elementi Orizzontali

Tipologia di materiale: Conglomerato cementizio armato

Classe di resistenza: C25/30

F_{ck}

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione

$$F_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$$

R_{ck}

Resistenza caratteristica cubica a compressione

$$R_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$$

Elementi Verticali

Tipologia di materiale: Conglomerato cementizio armato

Classe di resistenza: C30/37

F_{ck}

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione

$$F_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$$

R_{ck}

Resistenza caratteristica cubica a compressione

$$R_{ck} = 37,00 \text{ MPa}$$

Tipologia di materiale: Acciaio per armature

Tipologia B450C

F_{yk}

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione

$$F_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

F_{yd}

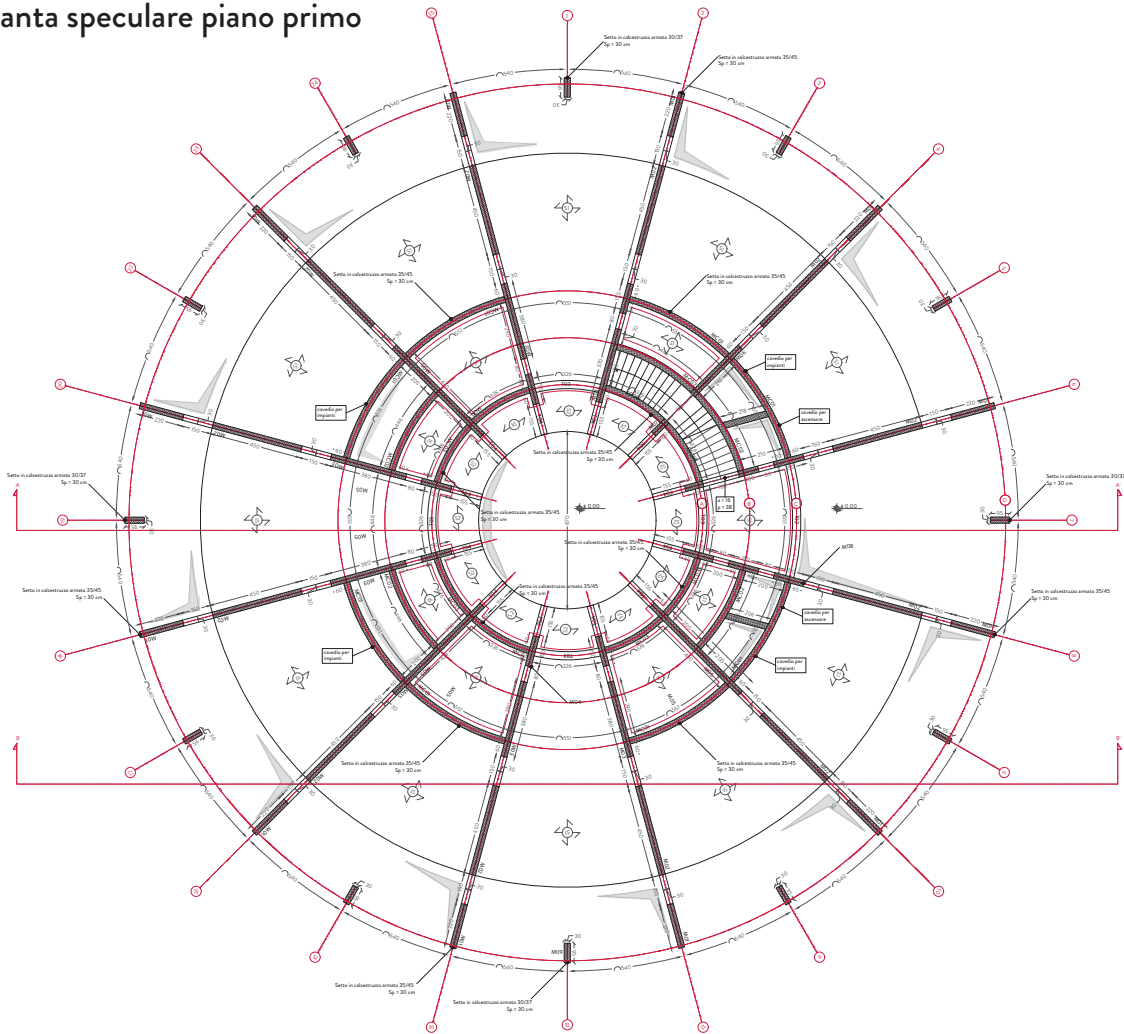
Resistenza caratteristica cubica a compressione

$$F_{yd} = 391,30 \text{ MPa}$$

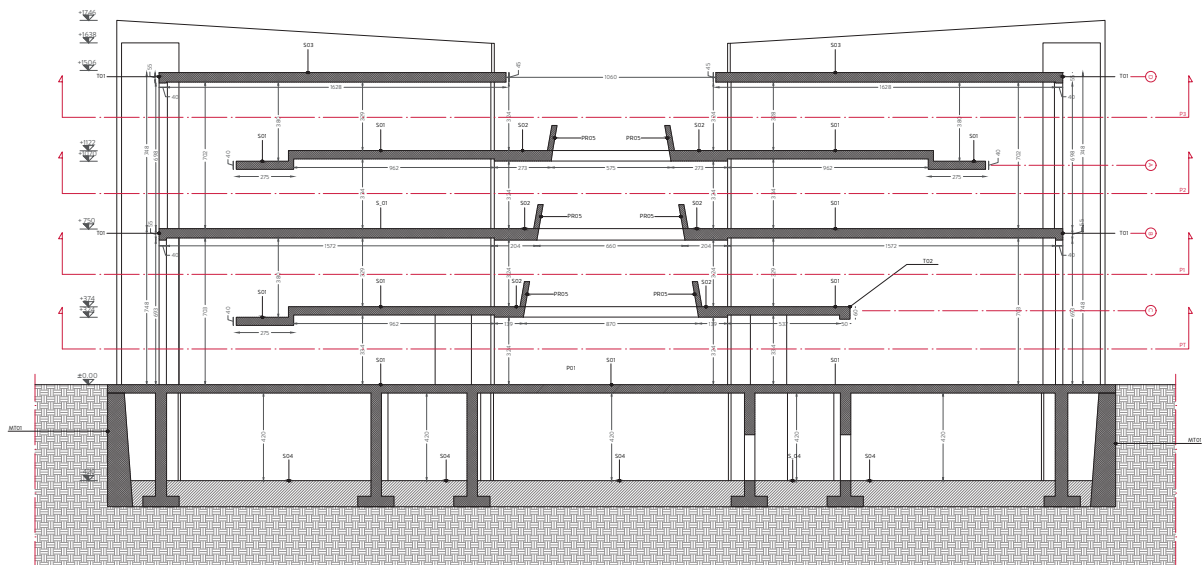
6. IL PROGETTO

6.1 DISEGNI TECNICI

Pianta speculare piano primo

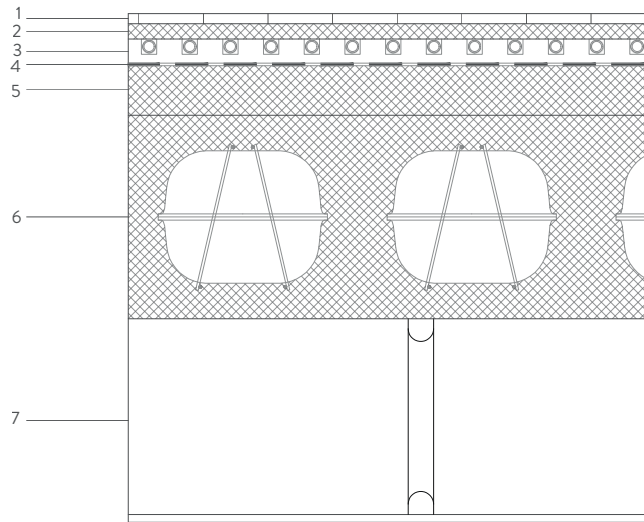


Sezione strutturale



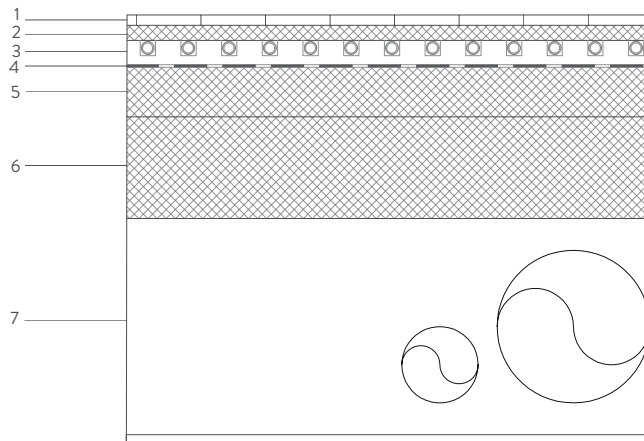
Dettagli tecnologici

SOLAIO INTERPIANO S01



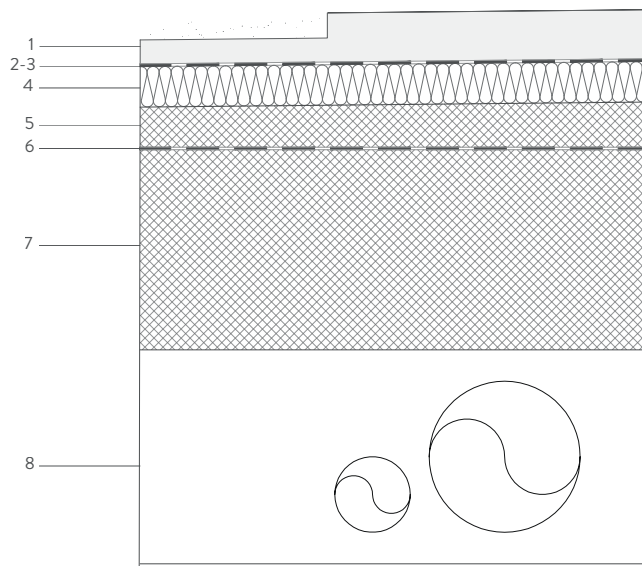
1. Pavimento in linoleum
2. Massetto additivo per impianto radiante
3. Pannello porta tubi per impianto radiante
4. Isolamento acustico
5. Sottofondo in cls
6. Soletta in cls bidirezionale con Cobiax
7. Controsoffitto in cartongesso

SOLAIO INTERPIANO S02



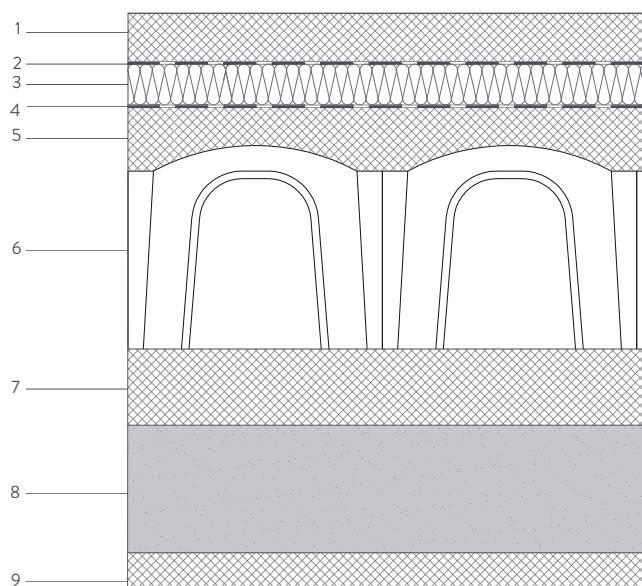
1. Pavimento in linoleum
2. Massetto additivo per impianto radiante
3. Pannello porta tubi per impianto radiante
4. Isolamento acustico
5. Sottofondo in cls
6. Soletta in cls monodirezionale
7. Controsoffitto in cartongesso

SOLAIO DI COPERTURA S03



1. Strato di ripartizione dei carichi
2. Strato di separazione in cellophane
3. Guaina impermeabilizzante in fogli di PVC
4. Isolamento poliuretano espanso
5. Massetto delle pendenze
6. Barriera al vapore in fogli di PET ad alta densità
7. Soletta in cls con Cobiax
8. Controsoffitto in cartongesso

SOLAIO DI FONDAZIONE S04



1. Sottofondo in cls
2. Barriera al vapore in fogli di PET ad alta densità
3. Isolante in EPS
4. Guaina impermeabilizzante in fogli di PVC
5. Strato di ripartizione dei carichi
6. Vespaio aerato con casseri a perdere
7. Sottofondo in cls
8. Ghiaia
9. Magrone di fondazione

6.2 ELEMENTI ORIZZONTALI

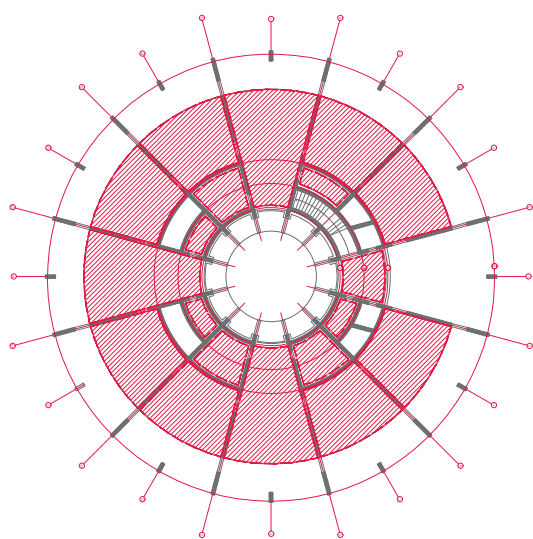
6.2.1 SOLAIO BIDIREZIONALE COLLABORATIVO IN COBIAX

Si tratta di un solaio a piastra, che si compone di una soletta di calcestruzzo monolitica di spessore costante dotata di armature disposta in entrambe le direzioni sia sopra che sotto. La piastra quindi è un elemento dotato di portanza bidirezionale nel quale le travi sono integrate nel solaio stesso.

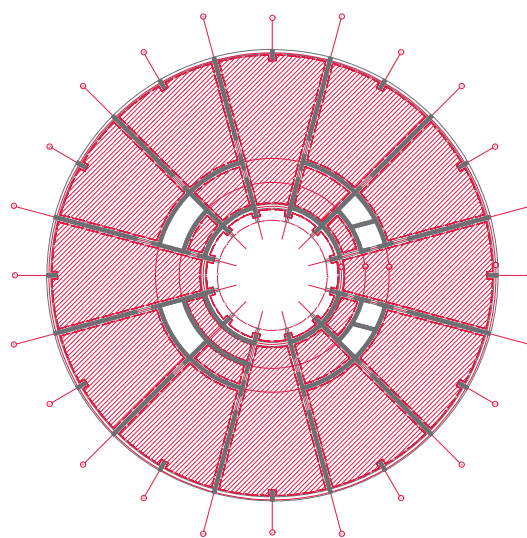
La motivazione nel progettare un solaio a piastra nasce dall'esigenza di comprire discrete luci e di risolvere questioni geometriche generate dalla forma dell'edificio.

Il solaio verrà dimensionato schematizzando la piastra. La scelta è quella di ipotizzare che la piastra sia composta da una serie di travi a doppia T accostate, tra le quali viene inserito il cobiax, un cassero a perdere. Il calcolo verrà effettuato prendendo in considerazione la luce più ampia e una lunghezza di influenza sensibilmente ridotta.

Infine, si considera, ai fini delle verifiche sul modello di calcolo Midas Gen, una soletta piena di 40 cm, che abbia una densità del 67% rispetto ad una piena.



Keyplan Solette interpianto

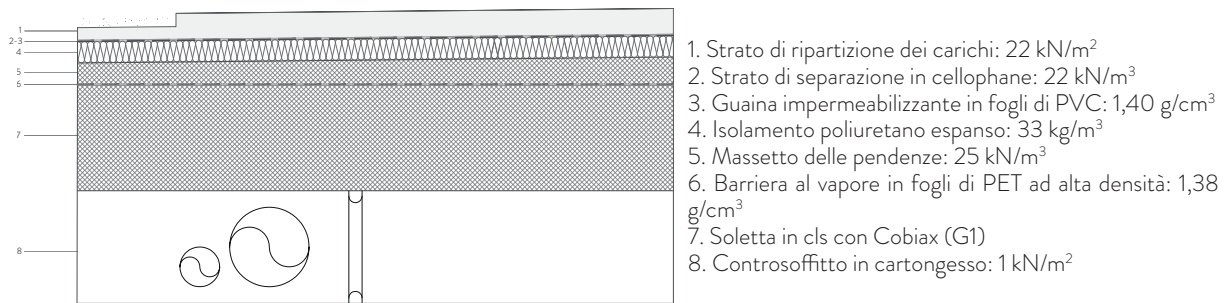


Keyplan Solette copertura

6.2.1.1 ANALISI DEI CARICHI

Per il solaio di copertura, si considerano, preliminarmente, due diversi tipi di carichi

Carichi permanenti non strutturali (G2)



Carichi accidentali (Q)

A vantaggio di sicurezza, malgrado la copertura sia accessibile solo a fini di manutenzione, si sceglie un valore di sovraccarico pari alla categoria d'uso delle costruzioni "E" considerata la presenza dei pannelli solari, che hanno un consistente valore di carico.

[Tab. 3.1.II della NTC 2018]

$$Q_{\text{pannelli solari}} = 6 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{neve}} = 0,48 \text{ kN/m}^2$$

SOLAIO COPERTURA		
G2	spessore (m)	kN/mq
Strato di ripartizione carichi	0,10	2,2
Strato di separazione cellophane	0,01	0,14
Fogli di PVC	0,01	0,1
Isolante poliuretano espanso	0,1	0,03
Massetto delle pendenze	0,08	2
Barriera al Vapore in PET	0,005	0,01
Controsoffitto	0,01	0,08
Totale		4,56
Q		
Categoria E		6
Neve		0,48
Totale		6

6.2.1.2 DIMENSIONAMENTO

Per il dimensionamento, si considera schematicamente una trave a doppia T.

Di seguito, i dati geometrici utili ai fini del calcolo:

Lunghezza di influenza: 0,40 m

Luce: 9,00 m

Secondo quanto affermano le NTC 2018, vengono definiti i coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza, quali:

- γ_c (concrete) = 1,50
- γ_s (steel) = 1,15

Di seguito, vengono riportati i valori dei materiali utilizzati per il progetto:

CALCESTRUZZO

Classe di calcestruzzo: 25/30

f_{ck} : 25 MPa

R_{ck} : 30 MPa

ACCIAIO

Acciaio B450C

f_{yk} : 450 MPa

f_{yd} : 391 MPa

6.2.1.3 PROGETTAZIONE ALLO SLU

La progettazione allo SLU presuppone l'amplificazione dei valori di carico precedentemente calcolati tramite dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi.

Questi coefficienti sono consultabili nelle NTC 2018 al capitolo 2, paragrafo 2.6.1 tabella 2.6.I.

Della seguente tabella, si prendono in considerazione i coefficienti peggiorativi, ovvero quelli sfavorevoli:

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

Applicando questi coefficienti, il contributo di G_2 e di Q cambieranno

$$G_2 = 4,56 \times 1,5 = 6,84 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 6 \times 1,5 = 9 \text{ kN/m}^2$$

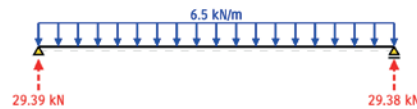
$$[G_2 + Q] = 16,32 \text{ kN/m}^2$$

Il risultato ottenuto, è la somma dei carichi al mq incrementati dei coefficienti di cui sopra. Attualmente, però, i carichi sono puntuali, ma per il calcolo di una trave essi devono essere lineari. Per ottenere tale condizione, è opportuno linearizzare il carico moltiplicandolo per la lunghezza di influenza dell'elemento strutturale.

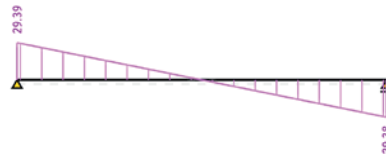
$$[G_2 + Q] \times L_{inf} = [16,32 \text{ kN/m}^2] \times 0,40 \text{ m} = 6,52 \text{ kN/m}$$

Ottenuto il carico linearizzato, si utilizza STRIAN come supporto alla progettazione per un calcolo più attendibile delle reazioni vincolari e delle sollecitazioni principali, quali momento e taglio. Il carico linearizzato, a questo punto del calcolo, verrà applicato su tutta la luce della trave.

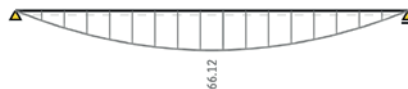
REAZIONI VINCOLARI



TAGLIO



MOMENTO



DIMENSIONAMENTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE

Il dimensionamento dell'armatura rappresenta un passaggio fondamentale per determinare il comportamento della trave.

Per il dimensionamento è necessario considerare il momento flettente, il quale restituisce indicazione sull'area minima di armatura longitudinale necessaria affinché l'elemento preso in esame sopporti la sollecitazione a cui è sottoposto.

Conoscendo l'area minima di armatura, è possibile scegliere il diametro del tondino d'armatura e il numero consono a soddisfare la richiesta di armatura precedentemente calcolata.

Di seguito, il procedimento seguito:

$$\text{Momento flettente} = 66,12 \text{ kNm}$$

$$B = 40 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = 39,10 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{s, \text{ minima}} = (66,12 \times 100) / (0,90 \times 40 \times 39,10) = 5,30 \text{ cm}^2$$

Viene scelto un tondino di diametro $\Phi 16$. Per soddisfare le condizioni minime di armature, si predispongono 3 ferri.

$$N_f = 3$$

$$\text{Diametro} = \Phi 16$$

$$A_{s, \text{ progetto}} = A_{\Phi 16} \times N_f = 2,01 \text{ cm}^2 \times 3 = 6,03 \text{ cm}^2$$

Si dispone la stessa quantità di ferri anche nel lembo inferiore della trave.

VERIFICA ALLO SLU

Si procede con la verifica allo SLU di quanto per ora è stato fatto.

Il motivo di tale verifica deriva dal richiesta di soddisfare la seguente relazione:

$$MRd > MEd$$

dove MRd è il momento resistente e MEd è il momento agente.

Di seguito, i passaggi per la verifica:

$$-0,8 b fcd = -0,80 \times 40 \text{ cm} \times 2,27 \text{ kN/cm}^2 = -72,64$$

$$As fyd - As' Es \epsilon_{cu} = [6,03 \text{ cm}^2 \times 2,27 \text{ kN/cm}^2] - [6,03 \text{ cm}^2 \times (210000/10)] \times 0,0035 = -207,25$$

$$As' Es \epsilon_{cu} d' = [6,03 \text{ cm}^2 \times (210000/10) \times 0,0035 \times 4,5 \text{ cm}] = 1994,42$$

$$yc = [-(-0,8 b fcd) - (\text{rad} \cdot (As fyd - As' Es \epsilon_{cu})^2) - 4 \times ((-0,8 b fcd) \times (As' Es \epsilon_{cu} d'))] / (2 \times (0,8 b fcd)) = 4,93 \text{ cm}$$

$$\epsilon'_s = 0,0011 < \epsilon_{yd} = 0,0019$$

$$\epsilon_s = 0,04 > \epsilon_{yd} = 0,0019$$

$$Cc = yc \times 0,8 b fcd = 358,16 \text{ kN}$$

$$Fs = As fyd = 235,95 \text{ kN}$$

$$Fs' = As' Es \epsilon'_s = 139,29 \text{ kN}$$

$$MRd = [Cc \times (B/2) - (0,4 yc)] + [Fs \times (B/2) - d'] + [Fs' \times (H/2) - d'] / 100 = 122,73 \text{ kNm}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

6.2.1.4 VERIFICA ALLO SLE

La verifica allo SLE presuppone l'adozione di coefficienti differenti rispetto alla verifica allo SLU.

Tutti coefficienti di combinazione sono consultabili al capitolo 2, paragrafo 2.5.2 alla tabella 2.5.I delle NTC2018. Nel caso del progetto preso in esame, verranno tenuti in considerazione i coefficienti per la categoria considerata, quindi "E".

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30 \text{ kN}$)	0,7	0,7	0,6

Le verifiche sono state opportunamente svolte per ogni combinazione delle azioni: rara, frequente e quasi permanente, attribuendo ad ognuna di queste il corretto coefficiente di combinazione.

RARA

$$[G2 + Q] \times L_{inf} = 4,22 \text{ kN/m}$$

FREQUENTE:

$$[(G2 + Q) \times L_{inf}] \times 0,9 = 3,98 \text{ kN/m}$$

QUASI PERMANENTE:

$$[(G2 + Q) \times L_{inf}] \times 0,8 = 3,74 \text{ kN/m}$$

Ogni combinazione, avrà un suo momento flettente.

RARA

$$M = 42,77 \text{ kNm}$$

FREQUENTE:

$$M = 40,34 \text{ kNm}$$

QUASI PERMANENTE:

$$M = 37,91 \text{ kNm}$$

Per comprendere se la sezione può fessurarsi, si considera che la sezione sia completamente reagente.

Di seguito, i passaggi per la verifica:

$$y_c/G = [(H^2/2) \times B + 15 \times (A_s \times d) + (MRd \times d')] / [(B \times H) + 15 \times (A_s + A_s')] = 20,08 \text{ cm}$$

$$I, \text{ fase 1} = 2560000 + 15 \times [A_s \times ((y_c/G) - d)^2 + A_s' \times ((y_c/G) - d')^2] = 2603462 \text{ cm}^4$$

$$M_f = [[(f_{ctk}/10) \times I] / [H - (y_c/G)]] / 100 = 385 \text{ kNm}$$

Se $M_f > M_{Ed, \max}$, rara allora NO FESSURAZIONE

$$\sigma_{c, \max, \text{rara}} = 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c, \text{rara}} = 3,30 \text{ MPa}$$

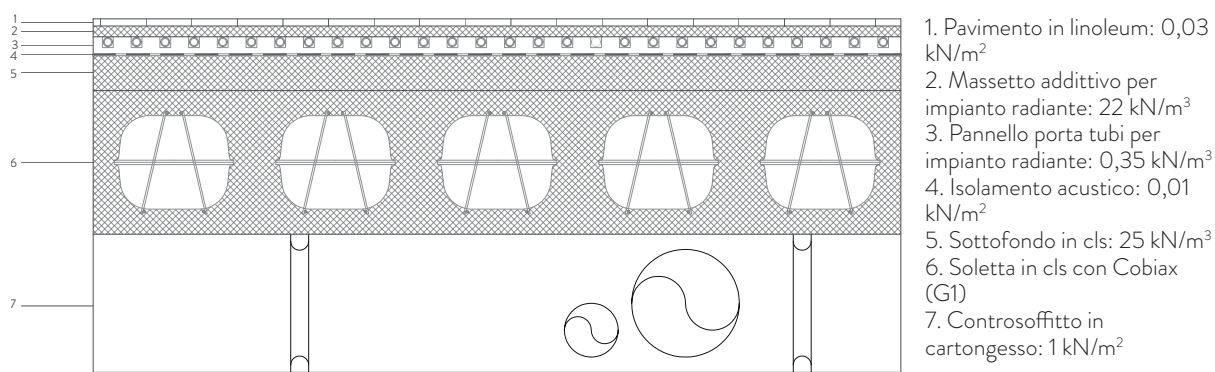
Se $\sigma_{c, \max, \text{rara}} > \sigma_{c, \text{rara}}$ allora VERIFICA SODDISFATTA

6.2.2 SOLAIO BIDIREZIONALE COLLABORATIVO IN COBIAX

6.2.2.1 ANALISI DEI CARICHI

Per il solaio interpiano, si considerano, preliminarmente, due diversi tipi di carichi

Carichi permanenti non strutturali (G2)



Carichi accidentali (Q)

Si considera la categoria di sovraccarico "E".

[Tab. 3.1.II della NTC 2018]

$$Q_k = 6 \text{ kN/m}^2$$

SOLAIO INTERPIANO		
G2	spessore (m)	kN/mq
Pavimento lineloum	0,02	0,03
Massetto impianto radiante	0,03	0,66
Pannello porta tubi	0,05	0,0175
Sottofondo in cls	0,1	2,5
Controsoffitto	0,01	0,08
Impianti		1
Totale		4,29
Q		
Categoria E		6
Totale		6

6.2.2.2 DIMENSIONAMENTO

Per il dimensionamento, si considera schematicamente una trave a doppia T.

Di seguito, i dati geometrici utili ai fini del calcolo:

Lunghezza di influenza: 0,40 m

Luce: 9,00 m

Secondo quanto affermano le NTC 2018, vengono definiti i coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza, quali:

- γ_c (concrete) = 1,50
- γ_s (steel) = 1,15

Di seguito, vengono riportati i valori dei materiali utilizzati per il progetto:

CALCESTRUZZO

Classe di calcestruzzo: 25/30

f_{ck} : 25 MPa

R_{ck} : 30 MPa

ACCIAIO

Acciaio B450C

f_{yk} : 450 MPa

f_{yd} : 391 MPa

6.2.2.3 PROGETTAZIONE ALLO SLU

La progettazione allo SLU presuppone l'amplificazione dei valori di carico precedentemente calcolati tramite dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi.

Questi coefficienti sono consultabili nelle NTC 2018 al capitolo 2, paragrafo 2.6.1 tabella 2.6.I.

Della seguente tabella, si prendono in considerazione i coefficienti peggiorativi, ovvero quelli sfavorevoli:

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli		0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli		0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli	γ_{G2}	1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli		0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli	γ_{Q1}	1,5	1,5	1,3

Applicando questi coefficienti, il contributo di G_2 e di Q cambieranno

$$G_2 = 4,29 \times 1,5 = 6,43 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 6 \times 1,5 = 9 \text{ kN/m}^2$$

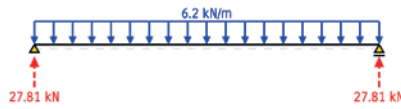
$$[G_2 + Q] = 15,43 \text{ kN/m}^2$$

Il risultato ottenuto, è la somma dei carichi al mq incrementati dei coefficienti di cui sopra. Attualmente, però, i carichi sono puntuali, ma per il calcolo di una trave essi devono essere lineari. Per ottenere tale condizione, è opportuno linearizzare il carico moltiplicandolo per la lunghezza di influenza dell'elemento strutturale.

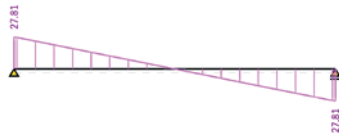
$$[G_2 + Q] \times L_{inf} = [15,43 \text{ kN/m}^2] \times 0,40 \text{ m} = 6,17 \text{ kN/m}$$

Ottenuto il carico linearizzato, si utilizza STRIAN come supporto alla progettazione per un calcolo più attendibile delle reazioni vincolari e delle sollecitazioni principali, quali momento e taglio. Il carico linearizzato, a questo punto del calcolo, verrà applicato su tutta la luce della trave.

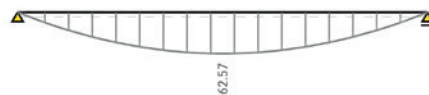
REAZIONI VINCOLARI



TAGLIO



MOMENTO



DIMENSIONAMENTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE

Il dimensionamento dell'armatura rappresenta un passaggio fondamentale per determinare il comportamento della trave.

Per il dimensionamento è necessario considerare il momento flettente, il quale restituisce indicazione sull'area minima di armatura longitudinale necessaria affinché l'elemento preso in esame sopporti la sollecitazione a cui è sottoposto.

Conoscendo l'area minima di armatura, è possibile scegliere il diametro del tondino d'armatura e il numero consono a soddisfare la richiesta di armatura precedentemente calcolata.

Di seguito, il procedimento seguito:

$$\text{Momento flettente} = 62,57 \text{ kNm}$$

$$B = 40 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = 39,10 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{s, \text{ minima}} = (66,12 \times 100) / (0,90 \times 40 \times 39,10) = 5,30 \text{ cm}^2$$

Viene scelto un tondino di diametro $\Phi 16$. Per soddisfare le condizioni minime di armature, si predispongono 3 ferri.

$$N_f = 3$$

$$\text{Diametro} = \Phi 16$$

$$A_{s, \text{ progetto}} = A_{\Phi 16} \times N_f = 2,01 \text{ cm}^2 \times 3 = 6,03 \text{ cm}^2$$

Si dispone la stessa quantità di ferri anche nel lembo inferiore della trave.

VERIFICA ALLO SLU

Si procede con la verifica allo SLU di quanto per ora è stato fatto.

Il motivo di tale verifica deriva dal richiesta di soddisfare la seguente relazione:

$$MRd > MEd$$

dove MRd è il momento resistente e MEd è il momento agente.

Di seguito, i passaggi per la verifica:

$$-0,8 b fcd = -0,80 \times 40 \text{ cm} \times 2,27 \text{ kN/cm}^2 = -72,64$$

$$As fyd - As' Es \epsilon_{cu} = [6,03 \text{ cm}^2 \times 2,27 \text{ kN/cm}^2] - [6,03 \text{ cm}^2 \times (210000/10)] \times 0,0035 = -207,25$$

$$As' Es \epsilon_{cu} d' = [6,03 \text{ cm}^2 \times (210000/10) \times 0,0035 \times 4,5 \text{ cm}] = 1994,42$$

$$y_c = [-(-0,8 b fcd) - (\text{rad} \cdot (As fyd - As' Es \epsilon_{cu})^2) - 4 \times ((-0,8 b fcd) \times (As' Es \epsilon_{cu} d'))] / (2 \times (0,8 b fcd)) = 4,93 \text{ cm}$$

$$\epsilon'_s = 0,0011 < \epsilon_{yd} = 0,0019$$

$$\epsilon_s = 0,04 > \epsilon_{yd} = 0,0019$$

$$C_c = y_c \times 0,8 b fcd = 358,16 \text{ kN}$$

$$F_s = As fyd = 235,95 \text{ kN}$$

$$F'_s = As' Es \epsilon'_s = 139,29 \text{ kN}$$

$$MRd = [C_c \times (B/2) - (0,4 y_c)] + [F_s \times (B/2) - d'] + [F'_s \times (H/2) - d'] / 100 = 122,73 \text{ kNm}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

6.2.2.4 VERIFICA ALLO SLE

La verifica allo SLE presuppone l'adozione di coefficienti differenti rispetto alla verifica allo SLU.

Tutti coefficienti di combinazione sono consultabili al capitolo 2, paragrafo 2.5.2 alla tabella 2.5.I delle NTC2018. Nel caso del progetto preso in esame, verranno tenuti in considerazione i coefficienti per la categoria considerata, quindi "E".

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30 \text{ kN}$)	0,7	0,7	0,6

Le verifiche sono state opportunamente svolte per ogni combinazione delle azioni: rara, frequente e quasi permanente, attribuendo ad ognuna di queste il corretto coefficiente di combinazione.

RARA

$$[G2 + Q] \times L_{inf} = 4,22 \text{ kN/m}$$

FREQUENTE:

$$[(G2 + Q) \times L_{inf}] \times 0,9 = 3,98 \text{ kN/m}$$

QUASI PERMANENTE:

$$[(G2 + Q) \times L_{inf}] \times 0,8 = 3,74 \text{ kN/m}$$

gni combinazione, avrà un suo momento flettente.

RARA

$$M = 42,77 \text{ kNm}$$

FREQUENTE:

$$M = 40,34 \text{ kNm}$$

QUASI PERMANENTE:

$$M = 37,91 \text{ kNm}$$

Per comprendere se la sezione può fessurarsi, si considera che la sezione sia completamente reagente.

Di seguito, i passaggi per la verifica:

$$yc/G = [(H^2/2) \times B + 15 \times (As \times d) + (MRd \times d')] / [(B \times H) + 15 \times (As + As')] = 20,08 \text{ cm}$$

$$I, \text{ fase 1} = 2560000 + 15 \times [As \times ((yc/G) - d)^2 + As' \times ((yc/G) - d')^2] = 2603462 \text{ cm}^4$$

$$Mf = [[(fcfk/10) \times I] / [H - (yc/G)]] / 100 = 385 \text{ kNm}$$

Se $Mf > MEd, \text{ max, rara}$ allora NO FESSURAZIONE

$$\sigma_{c, \text{max, rara}} = 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c, \text{rara}} = 3,30 \text{ MPa}$$

Se $\sigma_{c, \text{max, rara}} > \sigma_{c, \text{rara}}$ allora VERIFICA SODDISFATTA

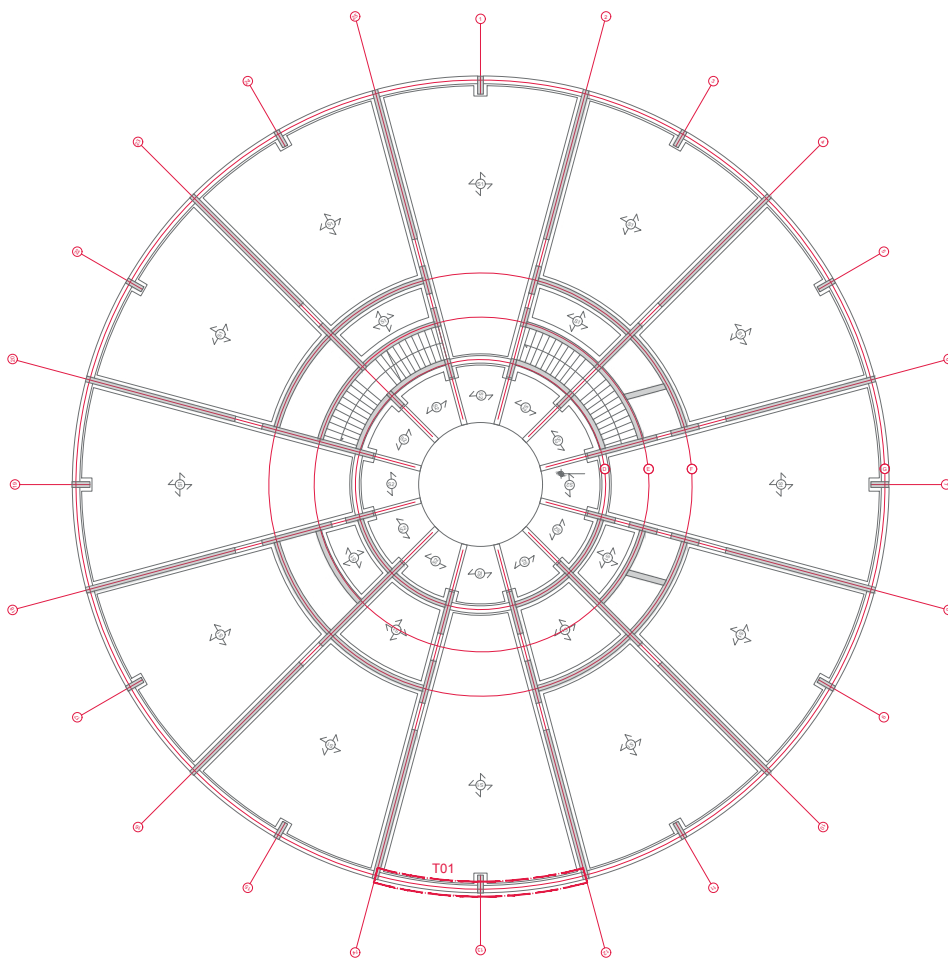
6.2.3 TRAVE DI BORDO

A seguito della definizione dei carichi agenti sulla struttura e il dimensionamento del solaio, è stato eseguito un dimensionamento delle travi.

Il calcolo delle travi è stato effettuato utilizzando l'ausilio dei seguenti programmi: Excel per il calcolo dei carichi e il dimensionamento degli elementi; STRIAN per la determinazione delle sollecitazioni di progetto e il preliminare controllo della deformata; Midas Gen per la verifica.

Gli elementi strutturali verranno illustrati nelle seguenti pagine.

Nello specifico, sono stati descritti i passaggi per quanto riguarda la trave di bordo. Per gli altri elementi orizzontali, sono stati eseguiti gli stessi passaggi, pertanto, al fine di rendere la relazione più fluente, si è deciso di raccogliere i risultati ottenuti e impostarli nella tabella predisposta a fine capitolo.

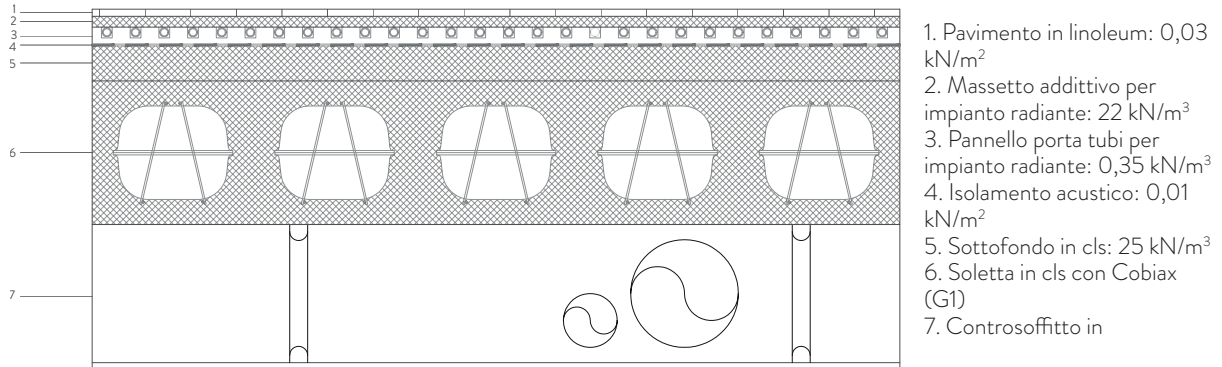


Keyplan Trave di bordo

6.2.3.1 ANALISI DEI CARICHI

Per il solaio interpiano, si considerano, preliminarmente, due diversi tipi di carichi

Carichi permanenti non strutturali (G2)



Carichi accidentali (Q)

A vantaggio di sicurezza, si sceglie un valore di sovraccarico pari alla categoria d'uso delle costruzioni "E".

[Tab. 3.1.II della NTC 2018]

$$Q = 6 \text{ kN/m}^2$$

SOLAIO INTERPIANO		
G2	spessore (m)	kN/mq
Pavimento lineloum	0,02	0,03
Massetto impianto radiante	0,03	0,66
Pannello porta tubi	0,05	0,0175
Sottofondo in cls	0,1	2,5
Controsoffitto	0,01	0,08
Impianti		1
Totale		4,29
Q		
Categoria E		6
Totale		6

6.2.3.2 DIMENSIONAMENTO

Per il dimensionamento, si considera schematicamente una trave a doppia T.

Di seguito, i dati geometrici utili ai fini del calcolo:

Lunghezza di influenza: 2,50 m

Luce: 5,50 m

Secondo quanto affermano le NTC 2018, vengono definiti i coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza, quali:

- γ_c (concrete) = 1,50
- γ_s (steel) = 1,15

Di seguito, vengono riportati i valori dei materiali utilizzati per il progetto:

CALCESTRUZZO

Classe di calcestruzzo: 25/30

f_{ck} : 25 MPa

R_{ck} : 30 MPa

ACCIAIO

Acciaio B450C

f_{yk} : 450 MPa

f_{yd} : 391 MPa

6.2.3.3 PROGETTAZIONE ALLO SLU

La progettazione allo SLU presuppone l'amplificazione dei valori di carico precedentemente calcolati tramite dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi.

Questi coefficienti sono consultabili nelle NTC 2018 al capitolo 2, paragrafo 2.6.1 tabella 2.6.I.

Della seguente tabella, si prendono in considerazione i coefficienti peggiorativi, ovvero quelli sfavorevoli:

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli		0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli		0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli	γ_{G2}	1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli		0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli	γ_{Q1}	1,5	1,5	1,3

Applicando questi coefficienti, il contributo di G_2 e di Q cambieranno

$$G_2 = 4,29 \times 1,5 = 6,43 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 6 \times 1,5 = 9 \text{ kN/m}^2$$

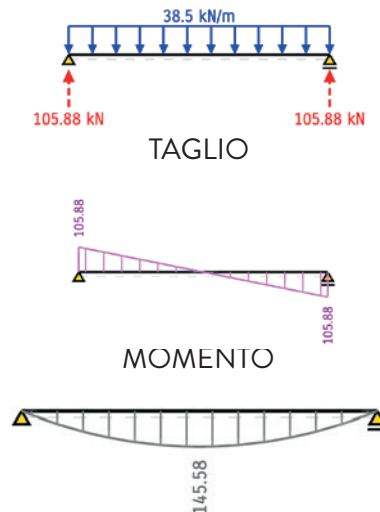
$$[G_2 + Q] = 15,43 \text{ kN/m}^2$$

Il risultato ottenuto, è la somma dei carichi al mq incrementati dei coefficienti di cui sopra. Attualmente, però, i carichi sono puntuali, ma per il calcolo di una trave essi devono essere lineari. Per ottenere tale condizione, è opportuno linearizzare il carico moltiplicandolo per la lunghezza di influenza dell'elemento strutturale.

$$[G_2 + Q] \times L_{inf} = [15,43 \text{ kN/m}^2] \times 2,50 \text{ m} = 38,50 \text{ kN/m}$$

Ottenuto il carico linearizzato, si utilizza STRIAN come supporto alla progettazione per un calcolo più attendibile delle reazioni vincolari e delle sollecitazioni principali, quali momento e taglio. Il carico linearizzato, a questo punto del calcolo, verrà applicato su tutta la luce della trave.

REAZIONI VINCOLARI



DIMENSIONAMENTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE

Il dimensionamento dell'armatura rappresenta un passaggio fondamentale per determinare il comportamento della trave.

Per il dimensionamento è necessario considerare il momento flettente, il quale restituisce indicazione sull'area minima di armatura longitudinale necessaria affinché l'elemento preso in esame sopporti la sollecitazione a cui è sottoposto.

Conoscendo l'area minima di armatura, è possibile scegliere il diametro del tondino d'armatura e il numero consono a soddisfare la richiesta di armatura precedentemente calcolata.

Di seguito, il procedimento seguito:

Momento flettente = 145,58 kNm

B = 40 cm

f_{yd} = 39,10 kN/cm²

$A_{s, minima}$ = $(145,58 \times 100) / (0,90 \times 40 \times 39,10) = 9,09 \text{ cm}^2$

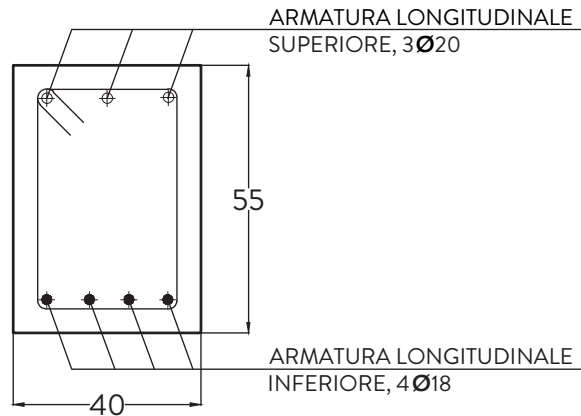
Viene scelto un tondino di diametro $\Phi 20$. Per soddisfare le condizioni minime di armature, si predispongono 3 ferri.

Nf = 3

Diametro = $\Phi 20$

$A_{s, progetto}$ = $A_{\Phi 20} \times Nf = 3,14 \text{ cm}^2 \times 3 = 9,42 \text{ cm}^2$

Si dispongono 4 ferri $\Phi 18$ sul lembo inferiore.



DIMENSIONAMENTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE

Le armature trasversali comunemente utilizzate negli elementi strutturali sono le “staffe”, disposte in direzione ortogonale all'asse di riferimento L'armatura trasversale è incaricata di resistere alle sollecitazioni a taglio.

Si fissa un diametro tra Ø6 e Ø8. In questo caso, si opta per un Ø8, la cui area è pari a 1 cm².

Di seguito, il procedimento seguito:

$$A_{\Phi 8, 2 \text{ bracci}} = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Condizione per } S \text{ (passo)} \leq 25 \text{ cm}$$

$$\eta = (0,025 \cdot d \cdot B \cdot f_{cd}) / V_{Ed} = 8,78$$

$$\cotg\theta = \eta \cdot \text{radq} [(\eta^2) - 1] = 17,50$$

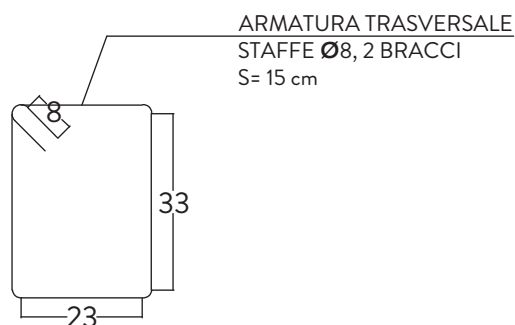
$$\cotg\theta = 3$$

$$A_{sv} / V = V_{Ed} / (\cotg\theta \cdot f_{yd} \cdot d) = 0,02 \text{ cm}$$

$$A_{sv} / V = (0,15 \cdot B) / 100 = 0,06 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = A_{\Phi 8} / 0,06 = 16,67 \text{ cm}$$

Si predispone un passo di 15 cm e 5 cm nella zona di infittimento.



DIMENSIONAMENTO COPRIFERRO

La considerazione successiva da compiere è quella sul copriferro.

Per garantire un adeguato comportamento delle strutture in calcestruzzo armato, in relazione alle diverse classi di esposizione ambientale, occorre calcolare il copriferro di progetto.

La funzione del copriferro è duplice: favorisce l'adesione tra le barre di armatura e il calcestruzzo teso della sezione e costituisce la protezione delle armature dall'innesco dei fenomeni di corrosione.

Il dimensionamento va condotto tenendo conto delle caratteristiche dei materiali adottati, dell'ambiente in cui la struttura deve svolgere la sua funzione e alla vita utile di progetto, che viene fissata a 50 anni.

Classi di esposizione ambientale in accordo con EN 206										
Corrosione										
	Corrosione indotta dalla carbonatazione				Corrosione indotta da ioni cloro			Corrosione indotta da ioni cloro di origine marina		
	XC 1	XC 2	XC 3	XC 4	XD 1	XD 2	XD 3	XS 1	XS 2	XS 3
Classe di resistenza indicativa	C25/30	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37		C35/45
Danni al calcestruzzo										
	Nessun Rischio	Attacco da gelo e disgelo				Attacco Chimico				
	X 0	XF 1	XF 2	XF 3	XA 1	XA 2	XA 3			
Classe di resistenza indicativa	C12/15	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37		C35/45			

prospetto E.1N dell'Eurocodice 2, classi di resistenza indicative dei calcestruzzi da utilizzare per ogni diversa classe di esposizione ambientale in accordo con le classi ambientali EN206.

$$C_{min} = \text{MAX} (C_{min,b} ; C_{min,dur} ; 10 \text{ mm})$$

dove $C_{min,b}$ copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature; $C_{min,dur}$ è il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali (durabilità);

La dimensione minima da assumere per il copriferro in relazione alle condizioni ambientali ($c_{min,dur}$), è funzione della classe strutturale e della classe ambientale e si ricavano dalla tabella 4.4N dell'Eurocodice 2.

Nel caso del progetto, si sceglie un copriferro di 4.5 cm.

VERIFICA ALLO SLU

Si procede con la verifica allo SLU di quanto per ora è stato fatto.

Il motivo di tale verifica deriva dal richiesta di soddisfare le seguenti relazioni:

$$MRd > MEd$$

$$VRd > VEd$$

dove MRd è il momento resistente e MEd è il momento agente; VRd è il taglio resistente e VEd è il taglio agente.

Di seguito, i passaggi per la verifica a momento resistente:

$$-0,8 b fcd = -0,80 \times 40 \text{ cm} \times 2,27 \text{ kN/cm}^2 = -72,64$$

$$As' f_{yd} - As' Es \epsilon_{cu} = [9,42 \text{ cm}^2 \times 2,27 \text{ kN/cm}^2] - [6,03 \text{ cm}^2 \times (210000/10)] \times 0,0035 = -200,90$$

$$As' Es \epsilon_{cu} d' = [6,03 \text{ cm}^2 \times (210000/10) \times 0,0035 \times 4,5 \text{ cm}] = 3115,66$$

$$y_c = [-(-0,8 b fcd) - (\text{rad} \cdot (As' f_{yd} - As' Es \epsilon_{cu})^2) - 4 \times ((-0,8 b fcd) \times (As' Es \epsilon_{cu} d'))] / (2 \times (0,8 b fcd)) \\ = 6,19 \text{ cm}$$

$$\epsilon'_s = 0,0011 < \epsilon_{yd} = 0,0019$$

$$\epsilon_s = 0,04 > \epsilon_{yd} = 0,0019$$

$$C_c = y_c \times 0,8 b fcd = 449,90 \text{ kN}$$

$$F_s = As' f_{yd} = 491,47 \text{ kN}$$

$$F'_s = As' Es \epsilon'_s = 217,60 \text{ kN}$$

$$MRd = [C_c \times (B/2) - (0,4 y_c)] + [F_s \times (B/2) - d'] + [F'_s \times (H/2) - d'] / 100 = 200 \text{ kNm}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

Di seguito, i passaggi per la verifica a taglio resistente:

$$\mu = (A \Phi 8 f_{yd}) / (0,5 B fcd S) = 0,06$$

$$\cotg\theta = \text{rad}q [(1/\mu) - 1] = 4,05$$

$$\cotg\theta = 3$$

$$V_{c, Rd} = 0,45 B d fcd [\cotg\theta / (1 + (\cotg\theta)^2)] = 627,46 \text{ kN}$$

$$V_{s, Rd} = 0,9 d f_{yd} (As_v/V) \cotg\theta = 288,43 \text{ kN}$$

$$VRd = 288,43 \text{ kN}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

6.2.3.4 VERIFICA ALLO SLE

La verifica allo SLE presuppone l'adozione di coefficienti differenti rispetto alla verifica allo SLU.

Tutti coefficienti di combinazione sono consultabili al capitolo 2, paragrafo 2.5.2 alla tabella 2.5.I delle NTC2018. Nel caso del progetto preso in esame, verranno tenuti in considerazione i coefficienti per la categoria considerata, quindi "E".

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Le verifiche sono state opportunamente svolte per ogni combinazione delle azioni: rara, frequente e quasi permanente, attribuendo ad ognuna di queste il corretto coefficiente di combinazione.

RARA

$$[G2 + Q] \times L_{inf} = 25,73 \text{ kN/m}$$

FREQUENTE:

$$[(G2 + Q) \times L_{inf}] \times 0,9 = 24,23 \text{ kN/m}$$

QUASI PERMANENTE:

$$[(G2 + Q) \times L_{inf}] \times 0,8 = 22,73 \text{ kN/m}$$

Ogni combinazione, avrà un suo momento flettente.

RARA

$$M = 97,27 \text{ kNm}$$

FREQUENTE:

$$M = 91,60 \text{ kNm}$$

QUASI PERMANENTE:

$$M = 85,93 \text{ kNm}$$

Per comprendere se la sezione può fessurarsi, si considera che la sezione sia completamente reagente.

Di seguito, i passaggi per la verifica:

$$y_c/G = [(H^2/2) \times B + 15 \times (A_s \times d) + (MRd \times d')] / [(B \times H) + 15 \times (A_s + A_s')] = 25,14 \text{ cm}$$

$$I, \text{ fase 1} = 2560000 + 15 \times [A_s \times ((y_c/G) - d)^2 + A_s' \times ((y_c/G) - d')^2] = 2698289,74 \text{ cm}^4$$

$$M_f = [[(f_{ck}/10) \times I] / [H - (y_c/G)]] / 100 = 320,21 \text{ kNm}$$

Se $M_f > M_{Ed, \text{max}}$, rara allora NO FESSURAZIONE

$$\sigma_{c,max,rara} = 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,rara} = 9,10 \text{ MPa}$$

Se $\sigma_{c,max,rara} > \sigma_{c,rara}$ allora VERIFICA SODDISFATTA

6.2.3.5 VERIFICA A PESO PROPRIO

La verifica finale effettuata per l'elemento orizzontale quale trave è quella relativa al peso proprio. Si controlla, quindi, che la trave non solo sopporti i carichi G2 e Q, ossia quelli permanenti non strutturali e quelli relativi ai carichi accidentali, ma anche al suo stesso peso.

Si calcola quindi il peso proprio di una trave in calcestruzzo con i seguenti dati:

$$B = 40 \text{ cm}$$

$$H = 55 \text{ cm}$$

$$A_{sezione} = 2200 \text{ cm}^2$$

$$\text{Densità calcestruzzo} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Peso per un metro di trave} = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,40 \text{ m} \times 0,55 \text{ m} = 5,5 \text{ kN/m}$$

A questo punto, vengono ricalcolate le sollecitazioni con il peso proprio, al fine di verificare che non solo sia abbastanza la geometria della trave, ma anche l'armatura.

Sollecitazioni con peso proprio		
Denominazione	Valore	U.M
Reazioni agli appoggi	125	kN
T _{max}	125,78	kN
M _{max}	172,94	kN/m

Armatura longitudinale

Di seguito, il procedimento seguito:

$$\text{Momento flettente} = 172,94 \text{ kNm}$$

$$B = 40 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = 39,10 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s, \text{ minima} = (172,94 \times 100) / (0,90 \times 40 \times 39,10) = 9,20 \text{ cm}^2$$

Viene scelto un tondino di diametro $\Phi 20$. Per soddisfare le condizioni minime di armature, si predispongono 3 ferri.

$$N_f = 3$$

$$\text{Diametro} = \Phi 20$$

$$A_s, \text{ progetto} = A_{\Phi 20} \times N_f = 3,14 \text{ cm}^2 \times 3 = 9,42 \text{ cm}^2$$

Si dispongono 4 ferri $\Phi 18$ sul lembo inferiore.

Armatura trasversale

Di seguito, il procedimento seguito:

$$A_{\Phi 8, 2 \text{ bracci}} = 1 \text{ cm}^2$$

Condizione per S (passo) $\leq 25 \text{ cm}$

$$\eta = (0,025 d B f_{cd}) / V_{Ed} = 7,39$$

$$\cotg\theta = \eta \operatorname{rad}q [(\eta^2)-1] = 14,71$$

$$\cotg\theta = 3$$

$$A_{sv} / V = V_{Ed} / (\cotg\theta f_{yd} d) = 0,02 \text{ cm}$$

$$A_{sv} / V = (0,15 B) / 100 = 0,06 \text{ cm}$$

$$S_{max} = A_{\Phi 8} / 0,06 = 16,67 \text{ cm}$$

Si predispone un passo di 15 cm e 5 cm nella zona di infittimento.

VERIFICA ALLO SLU

Si procede con la verifica allo SLU di quanto per ora è stato fatto.

Il motivo di tale verifica deriva dal richiesta di soddisfare le seguenti relazioni:

$$MR_d > ME_d$$

$$VR_d > VE_d$$

dove MR_d è il momento resistente e ME_d è il momento agente; VR_d è il taglio resistente e VE_d è il taglio agente.

Di seguito, i passaggi per la verifica a momento resistente:

$$-0,8 b f_{cd} = -0,80 \times 40 \text{ cm} \times 2,27 \text{ kN/cm}^2 = -72,64$$

$$A_s f_{yd} - A_s' E_s \epsilon_{cu} = [6,03 \text{ cm}^2 \times 2,27 \text{ kN/cm}^2] - [6,03 \text{ cm}^2 \times (210000/10)] \times 0,0035 = -200,90$$

$$A_s' E_s \epsilon_{cu} d' = [6,03 \text{ cm}^2 \times (210000/10) \times 0,0035 \times 4,5 \text{ cm}] = 3115,66$$

$$y_c = [-(-0,8 b f_{cd}) - (\operatorname{rad} \cdot (A_s f_{yd} - A_s' E_s \epsilon_{cu})^2) - 4 \times ((-0,8 b f_{cd}) \times (A_s' E_s \epsilon_{cu} d'))] / (2 \times (0,8 b f_{cd})) \\ = 6,19 \text{ cm}$$

$$\epsilon'_s = 0,0011 < \epsilon_{yd} = 0,0019$$

$$\epsilon_s = 0,04 > \epsilon_{yd} = 0,0019$$

$$C_c = y_c \times 0,8 b f_{cd} = 449,90 \text{ kN}$$

$$F_s = A_s f_{yd} = 491,47 \text{ kN}$$

$$F_s' = A_s' E_s \epsilon'_s = 217,60 \text{ kN}$$

$$MR_d = [C_c \times (B/2) - (0,4 y_c)] + [F_s \times (B/2) - d'] + [F_s' \times (H/2) - d'] / 100 = 200 \text{ kNm}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

Di seguito, i passaggi per la verifica a taglio resistente:

$$\mu = (A \Phi 8 f_{yd}) / (0,5 B f_{cd} S) = 0,06$$

$$\cotg\theta = \text{radq} [(1/\mu) - 1] = 4,05$$

$$\cotg\theta = 3$$

$$V_{c, Rd} = 0,45 B d f_{cd} [\cotg\theta / (1 + (\cotg\theta)^2)] = 557,74 \text{ kN}$$

$$V_{s, Rd} = 0,9 d f_{yd} (A_{sv}/V) \cotg\theta = 288,43 \text{ kN}$$

$$VRd = 288,43 \text{ kN}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

VERIFICA ALLO SLE

Le verifiche sono state opportunamente svolte per ogni combinazione delle azioni: rara, frequente e quasi permanente, attribuendo ad ognuna di queste il corretto coefficiente di combinazione, tenendo conto del peso proprio.

RARA

$$[G2 + Q] \times L_{inf} = 31,23 \text{ kN/m}$$

FREQUENTE:

$$[(G2 + Q) \times L_{inf}] \times 0,9 = 29,73 \text{ kN/m}$$

QUASI PERMANENTE:

$$[(G2 + Q) \times L_{inf}] \times 0,8 = 28,23 \text{ kN/m}$$

Ogni combinazione, avrà un suo momento flettente.

RARA

$$M = 118,07 \text{ kNm}$$

FREQUENTE:

$$M = 112,40 \text{ kNm}$$

QUASI PERMANENTE:

$$M = 106,73 \text{ kNm}$$

Per comprendere se la sezione può fessurarsi, si considera che la sezione sia completamente reagente.

Di seguito, i passaggi per la verifica:

$$y_c/G = [(H^2/2) \times B + 15 \times (A_s \times d) + (MRd \times d')] / [(B \times H) + 15 \times (A_s + A_s')] = 25,14 \text{ cm}$$

$$I, \text{ fase 1} = 2560000 + 15 \times [A_s \times ((y_c/G) - d)^2 + A_s' \times ((y_c/G) - d')^2] = 2698289,74 \text{ cm}^4$$

$$M_f = [[(f_{ctk}/10) \times I] / [H - (y_c/G)]] / 100 = 320,21 \text{ kNm}$$

Se $M_f > M_{Ed, \text{max}}$, rara allora NO FESSURAZIONE

$\sigma_{c,max,rara} = 24 \text{ MPa}$

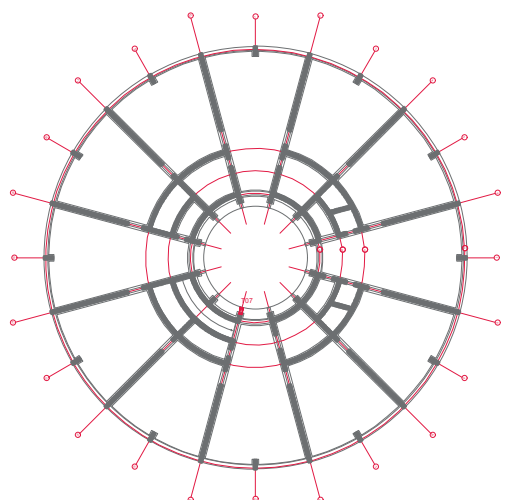
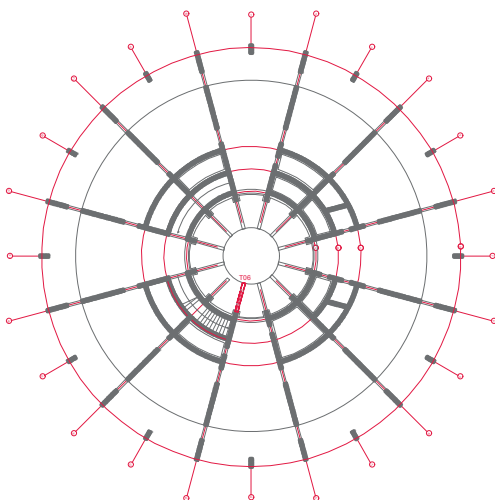
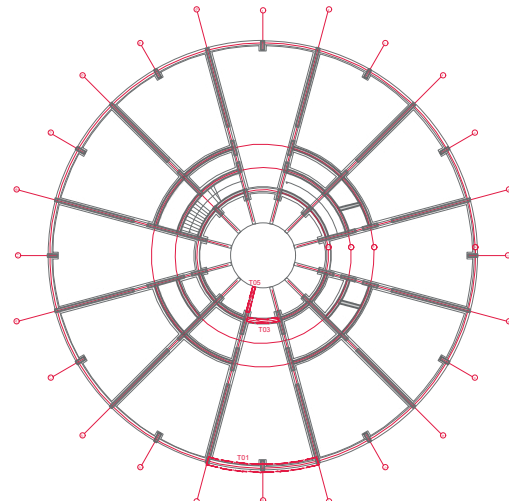
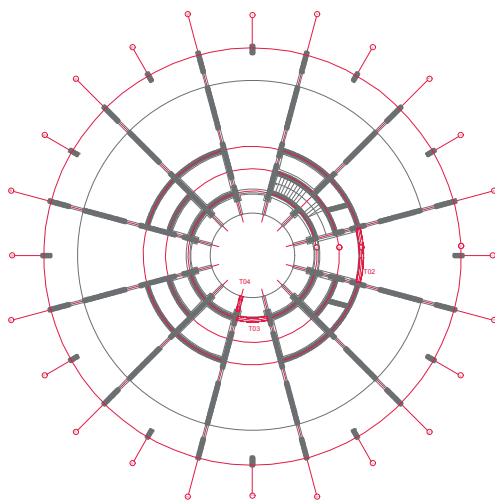
$\sigma_{c,rara} = 11 \text{ MPa}$

Se $\sigma_{c,max,rara} > \sigma_{c,rara}$ allora VERIFICA SODDISFATTA

6.3 RIEPILOGO ELEMENTI ORIZZONTALI - TRAVI

Di seguito, una tabella degli elementi orizzontali quali travi, con le rispettive dimensioni geometriche, le armature longitudinali e quelle trasversali.

ABACO DEGLI ELEMENTI ORIZZONTALI - TRAVI		
Denominazione	Dimensioni	U.M
T01	40x55	cm
T02	55x60	cm
T03	35x45	cm
T04	30x30	cm
T05	30x35	cm
T06	30x35	cm
T07	30x30	cm
T08	40X45	cm



Keyplan Travi

☑ All Section ○ Both End & Center ○ Each End & Center

Rebar		All Section	
m a i n	Top	1	3 P20
		2	0 P20
	Bot	2	0 P18
		1	4 P18
Stirrup		P8	2 @ 150
Skin			0

Concrete Face to Center of Rebar(dT, dB): 45 , 45 mm

☐ Detail Figure

End(I)

Center

End(J)

T01

☑ All Section ○ Both End & Center ○ Each End & Center

Rebar		All Section	
m a i n	Top	1	5 P18
		2	0 P18
	Bot	2	0 P18
		1	7 P18
Stirrup		P8	2 @ 100
Skin			0

Concrete Face to Center of Rebar(dT, dB): 45 , 45 mm

☐ Detail Figure

End(I)

Center

End(J)

T02

☑ All Section ○ Both End & Center ○ Each End & Center

Rebar		All Section	
m a i n	Top	1	2 P20
		2	0 P20
	Bot	2	0 P20
		1	2 P20
Stirrup		P8	2 @ 150
Skin			0

Concrete Face to Center of Rebar(dT, dB): 45 , 45 mm

☐ Detail Figure

End(I)

Center

End(J)

T03

☑ All Section ○ Both End & Center ○ Each End & Center

Rebar		All Section	
m a i n	Top	1	2 P16
		2	0 P16
	Bot	2	0 P16
		1	2 P16
Stirrup		P8	2 @ 200
Skin			0

Concrete Face to Center of Rebar(dT, dB): 45 , 45 mm

☐ Detail Figure

End(I)

Center

End(J)

T04

All Section
 Both End & Center
 Each End & Center

Rebar		All Section	
m a i n	Top	1	2 P16
		2	0 P16
	Bot	2	0 P16
		1	2 P16
Stirrup		P8	2 @ 150
Skin			0

Concrete Face to Center of Rebar(dT, dB): 45, 45 mm

Detail Figure

End(I)

Center

End(J)

T05

All Section
 Both End & Center
 Each End & Center

Rebar		All Section	
m a i n	Top	1	2 P18
		2	0 P18
	Bot	2	0 P18
		1	2 P18
Stirrup		P8	2 @ 150
Skin			0

Concrete Face to Center of Rebar(dT, dB): 45, 45 mm

Detail Figure

End(I)

Center

End(J)

Same Main Rebar Size at Top and Bottom

T06

All Section
 Both End & Center
 Each End & Center

Rebar		All Section	
m a i n	Top	1	2 P16
		2	0 P16
	Bot	2	0 P16
		1	2 P16
Stirrup		P8	2 @ 200
Skin			0

Concrete Face to Center of Rebar(dT, dB): 45, 45 mm

Detail Figure

End(I)

Center

End(J)

Same Main Rebar Size at Top and Bottom

T07

6.4 ELEMENTI VERTICALI

6.4.1 SETTI IN CALCESTRUZZO ARMATO

I setti sono l'elemento principale della struttura.

Essi si occupano principalmente di contrastare le azioni orizzontali del sisma, infatti la loro funzione principale è quella di controventamento, oltre che a quella, più compositiva, di separazione degli ambienti.

Il dimensionamento dei setti è stato effettuato principalmente con l'ausilio di Midas. Il criterio è stato quello di usare, preliminarmente una tale misura come spessore per controllare se l'edificio, data anche la presenza di piastre bidirezionali come solai, fosse troppo rigido. Verificata la misura ausiliaria (preliminarmente uno spessore di 50 cm, per una classe di calcestruzzo 40/50), si constata che l'edificio è troppo rigido e non viene alterato in modo significativo dal sisma.

Si procede, quindi, diminuendo lo spessore del setto fino a 30 cm e scendendo di classe, fissandone una nuova, ossia 30/37.

Dal momento che i setti hanno tutti lunghezza differente, seppur spessore coincidente, di ogni elemento sono state calcolate le armature verticali e le staffe, nonché le legature, e la percentuale di armatura sulla base di prescrizioni normative.

6.4.1.1 PRESCRIZIONI NORMATIVE - ARMATURA

Le armature devono essere disposte:

- sia orizzontalmente che verticalmente;
- su entrambe le facce della parete;
- con un passo non superiore a 30 cm;
- con barre longitudinali $8 \text{ mm} \leq \Phi_{\text{long}} \leq 1/10$ dello spessore della parete (max $\Phi=14$ per pareti di spessore pari a 15 cm);
- con barre trasversali $\Phi_t \geq 5 \text{ mm}$;
- collegate con legature, almeno nove ogni metro quadrato (ganci o staffe ogni 33 cm minimo);
- sia in pianta ed in altezza un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio;

6.4.1.2 PRESCRIZIONE NORMATIVA - ZONA CONFINATA

Si definisce una zona "confinata" costituita dallo spessore della parete b_0 e da una lunghezza "confinata" l_c pari al 20% della lunghezza in pianta l_w della parete stessa. In tale zona il rapporto geometrico ρ dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso tra i seguenti limiti: $1\% < \rho < 4\%$.

Nelle zone confinate l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre verticali non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

6.4.1.3 CRITERIO DI ARMATURA

ARMATURA VERTICALE - TONDINI

La normativa impone che il passo non sia superiore a 30 cm, quindi si compie uno “studio di geometria”. Il limite è dovuto alla corretta messa in opera e compattazione del calcestruzzo soddisfacenti e da garantire lo sviluppo di adeguata aderenza.

ARMATURA ORIZZONTALE - STAFFE

Esse devono avere diametro maggiore di 5 mm. Nel progetto, si predispone un diametro di 10 mm. La normativa prevede che ce ne siano nove ogni metro quadrato, o comunque minimo ogni 33 cm.

ARMATURA ORIZZONTALE - LEGATURE

Le legature devono trovarsi ad almeno 33 cm l'una dall'altra.

Il testo raccomanda, inoltre, che le barre verticali non fissate debbano trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

6.4.1.4 DIMENSIONAMENTO

Da normativa, lo spessore minimo dell'anima del setto in calcestruzzo deve essere pari alla seguente condizione:

$$b_0 \geq [150 \text{ mm}; hs/20]$$

dove hs è l'altezza netta dell'interpiano.

Siccome i setti, secondo il progetto, sono elementi che si estendono da cielo a terra per 15.00 metri, allora la condizione sarà pari a:

$$b_0 \geq [150 \text{ mm}; 15000/20] = [150 \text{ mm}; 750 \text{ mm}] = [15 \text{ cm}; 75 \text{ cm}]$$

Si sceglie 30 cm di spessore.

Per la classe di calcestruzzo, si predilige una classe 30/37.

Fck

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione

$$F_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$$

Rck

Resistenza caratteristica cubica a compressione

$$R_{ck} = 37,00 \text{ MPa}$$

Nelle pagine successive, verranno individuati su una keyplan di progetto i setti che sono stati dimensionati con l'ausilio di Midas e l'armatura dedotta dalla normativa. Non verranno illustrati tutti gli elementi, solo quelli ritenuti principali.

Nomenclatura	Lunghezza	U.M	Lconfinata	U.M
--------------	-----------	-----	------------	-----

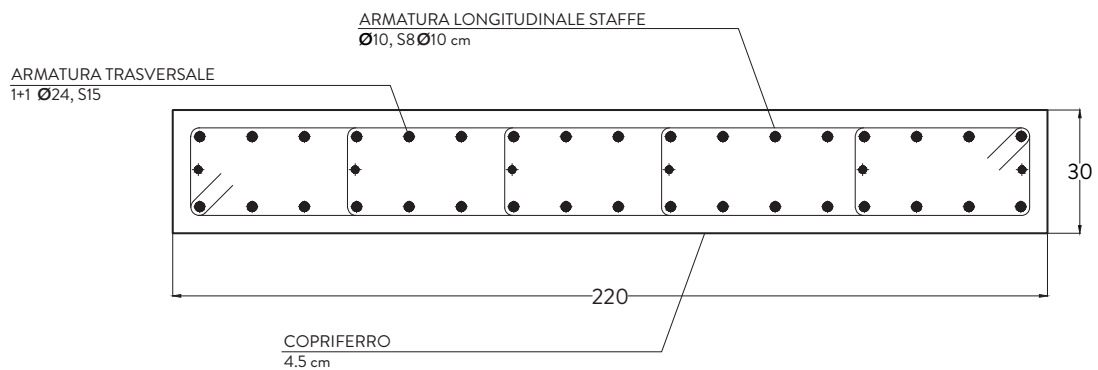
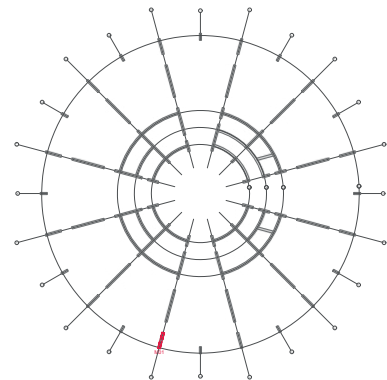
Piano Terra/Piano secondo

M01	220	cm		cm
M02	450	cm	90	cm
M03	380	cm	62	cm
M04	150	cm		cm
M05	610	cm	122	cm
M06	218	cm		cm
M07	90	cm		cm
M08	95	cm		cm

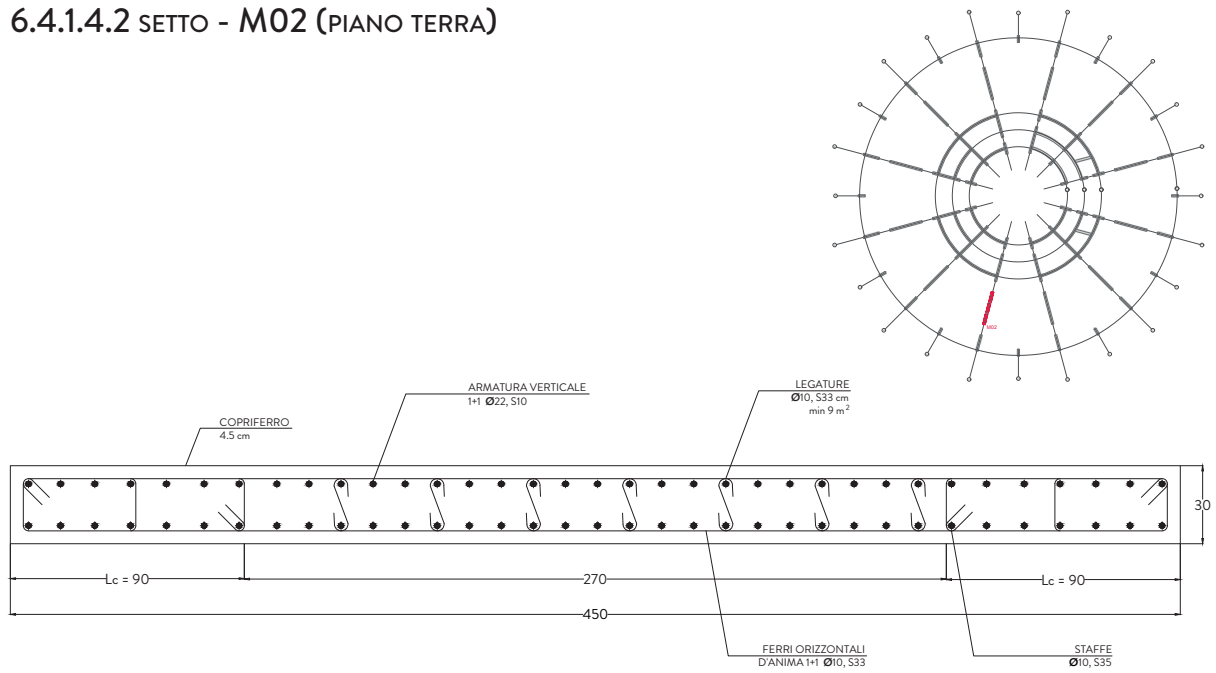
Piano Primo/ Piano terzo

M10	820	cm	164	cm
M11	230	cm		cm

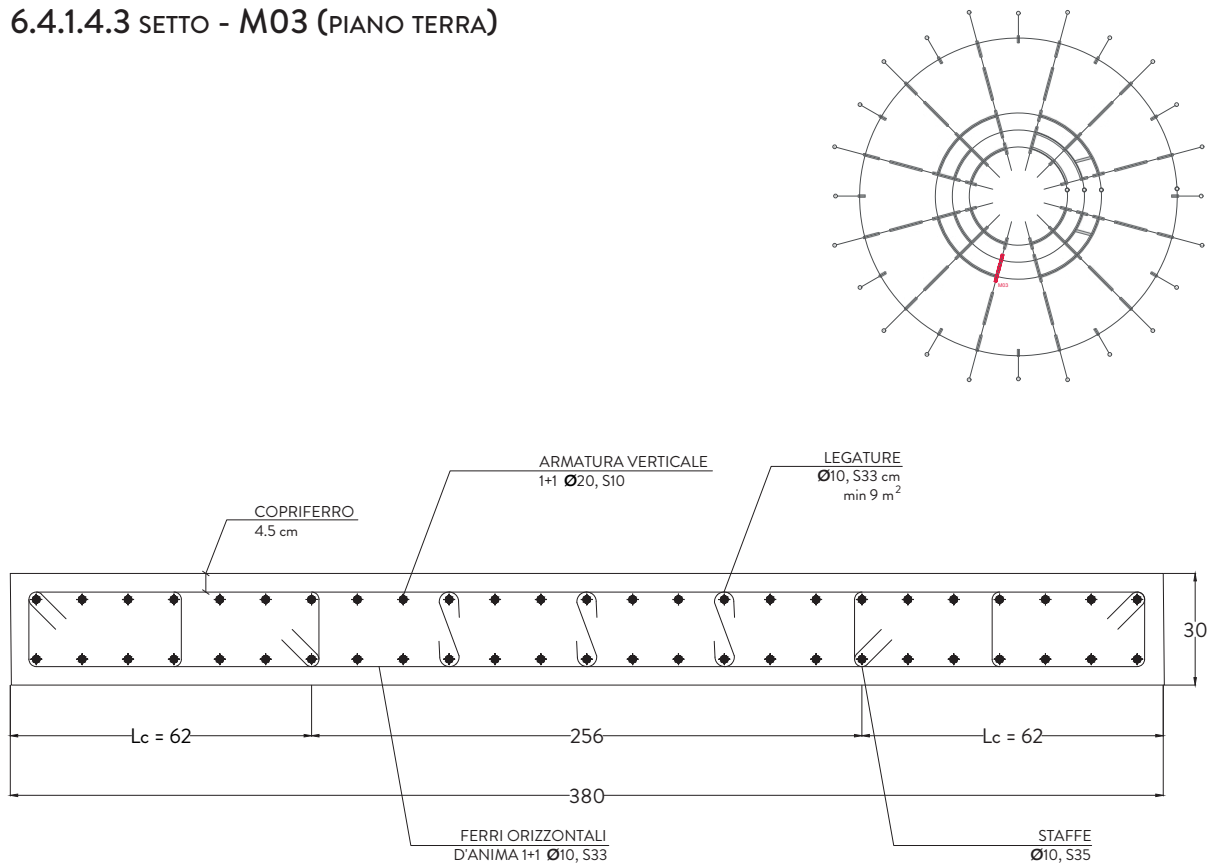
6.4.1.4.1 SETTO - M01 (PIANO TERRA)



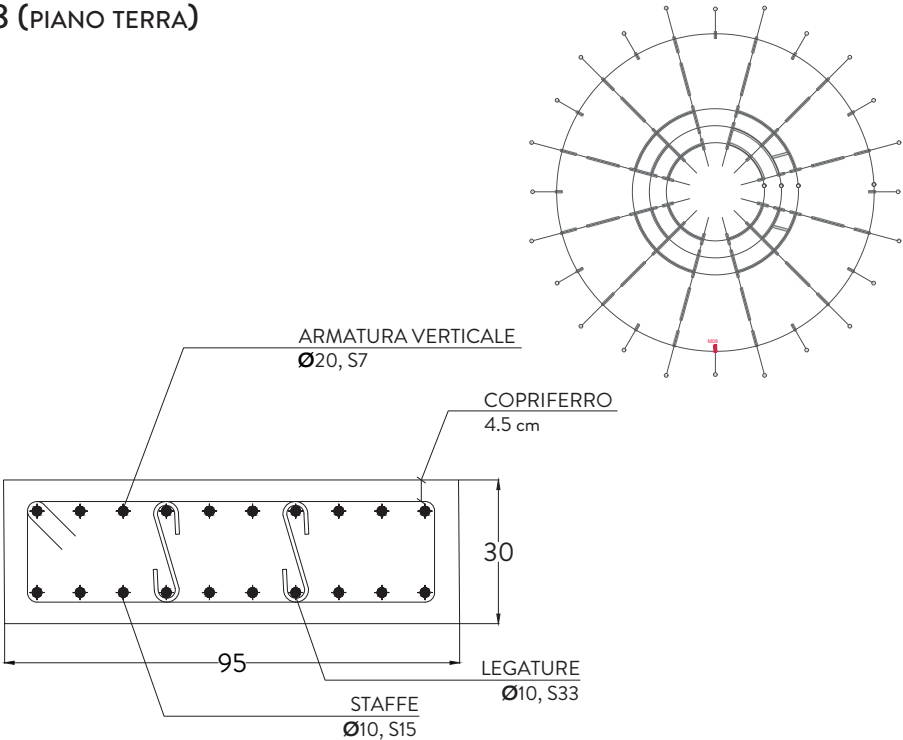
6.4.1.4.2 SETTO - M02 (PIANO TERRA)



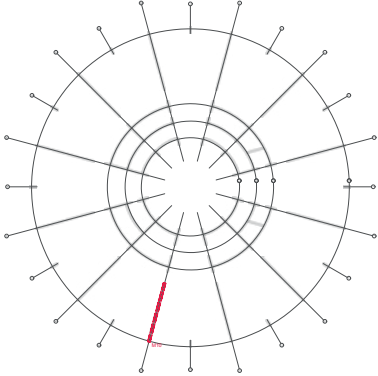
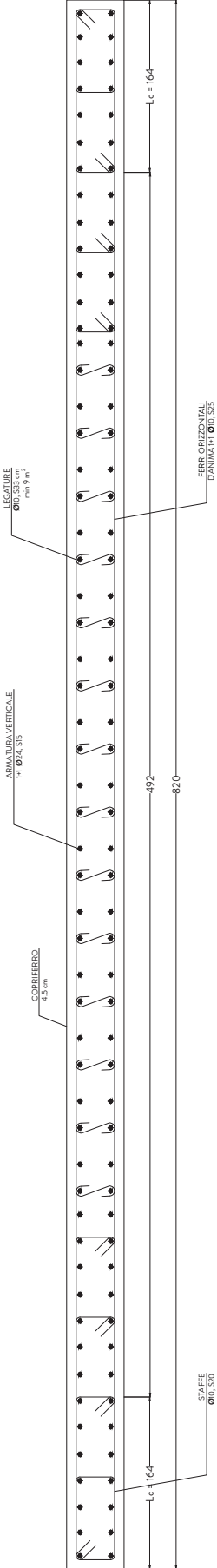
6.4.1.4.3 SETTO - M03 (PIANO TERRA)



6.4.1.4.4 SETTO - M08 (PIANO TERRA)



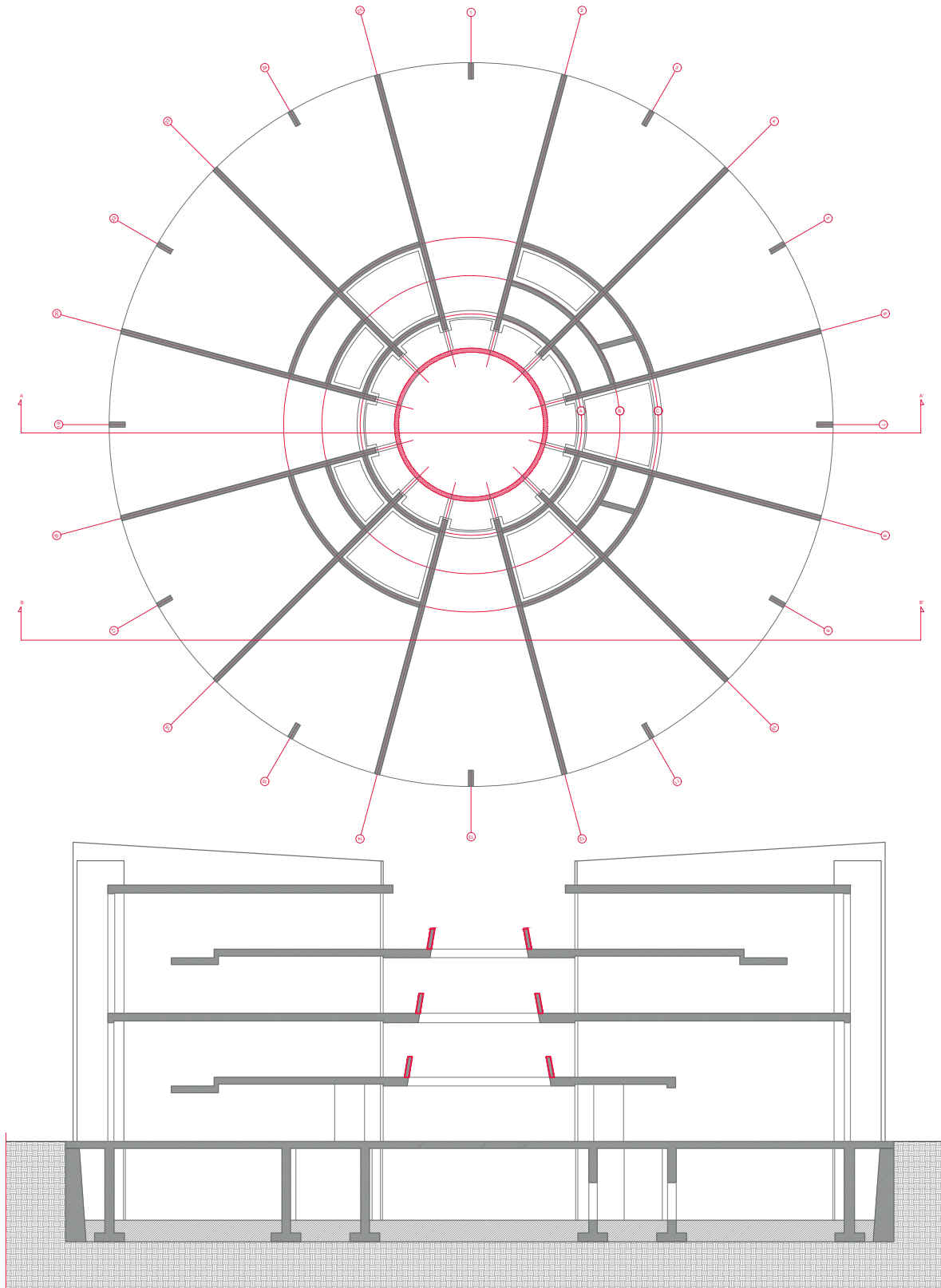
6.4.1.4.5 SETTO - M10 (PIANO PRIMO)



6.4.2 TRAVE PARAPETTO

L'elemento verticale di seguito illustrato si riferisce al parapetto in calcestruzzo armato che corre lungo il ballatoio a sbalzo nel cosiddetto pozzo.

Il seguente elemento è stato considerato come una trave incastrata alla soletta.



6.4.2.1 ANALISI DEI CARICHI

Per quanto concerne il contributo dei carichi, si considera solo quello accidentale, poiché la funzione principale del parapetto è quella di contrastare la spinta dovuta ai fattori antropici che vi ci intervengono.

Si valuta il seguente carico:

$$\text{Peso}_{\text{medio di un individuo}} = 70 \text{ kg} = 0,70 \text{ kN}$$

6.4.2.2 PROGETTAZIONE ALLO SLU

La progettazione allo SLU presuppone l'amplificazione dei valori di carico precedentemente calcolati tramite dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi.

Questi coefficienti sono consultabili nelle NTC 2018 al capitolo 2, paragrafo 2.6.1 tabella 2.6.I.

Della seguente tabella, si prendono in considerazione i coefficienti peggiorativi, ovvero quelli sfavorevoli:

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli		0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli		0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli	γ_{Q1}	1,5	1,5	1,3

Applicando questi coefficienti, il contributo di Q cambierà

$$Q = 0,70 \times 1,5 = 1,05 \text{ kN}$$

$$B = 25 \text{ cm}$$

$$H = 150 \text{ cm}$$

$$L = 150 \text{ cm}$$

$$V_{\text{sezione}} = 562500 \text{ cm}^3$$

$$\text{Densità calcestruzzo} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Si calcola ora il contributo del peso proprio dell'elemento:

$$G_1 = (0,25 \text{ m} \times 1,50 \times 1,50) \times 25 \times 1,3 = 18,05 \text{ kN}$$

Il risultato ottenuto è, però, non è al metro lineare, che è la prerogativa per calcolare una trave. Per ottenere il carico linearizzato, è opportuno considerare che il carico Q e il G_1 si estendano sulla lunghezza della trave.

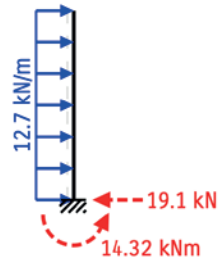
In questo caso, allora la sommatoria dei carichi sarà data da:

$$Q_{\text{lin}} = (1,05 \text{ kN} + 18,05 \text{ kN}) / 1,50 \text{ m} = 12,73 \text{ kN/m}$$

Il carico ottenuto, sarà quello da considerare per il dimensionamento dell'elemento verticale.

Ottenuto il carico, si utilizza STRIAN come supporto alla progettazione per un calcolo più attendibile delle reazioni vincolari e delle sollecitazioni principali, quali momento e taglio. Il carico linearizzato, a questo punto del calcolo, verrà applicato su tutta la luce della trave.

REAZIONI VINCOLARI



TAGLIO



MOMENTO



DIMENSIONAMENTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE

Il dimensionamento dell'armatura rappresenta un passaggio fondamentale per determinare il comportamento della trave.

Per il dimensionamento è necessario considerare il momento flettente, il quale restituisce indicazione sull'area minima di armatura longitudinale necessaria affinché l'elemento preso in esame sopporti la sollecitazione a cui è sottoposto.

Conoscendo l'area minima di armatura, è possibile scegliere il diametro del tondino d'armatura e il numero consono a soddisfare la richiesta di armatura precedentemente calcolata.

Di seguito, il procedimento seguito:

Momento flettente = 14,32 kNm

B = 25 cm

$f_{yd} = 39,10 \text{ kN/cm}^2$

$A_s, \text{ minima} = (14,32 \times 100) / (0,90 \times 25 \times 39,10) = 1,60 \text{ cm}^2$

Viene scelto un tondino di diametro $\Phi 6$. Per soddisfare le condizioni minime di armature, si predispongono 10 ferri.

$$N_f = 10$$

$$\text{Diametro} = \Phi 6$$

$$A_s, \text{ progetto} = A_{\Phi 6} \times N_f = 0,28 \text{ cm}^2 \times 10 = 2,80 \text{ cm}^2$$

Si dispongono, quindi, in totale un numero di tondini pari a 10, per un diametro di 6 mm.

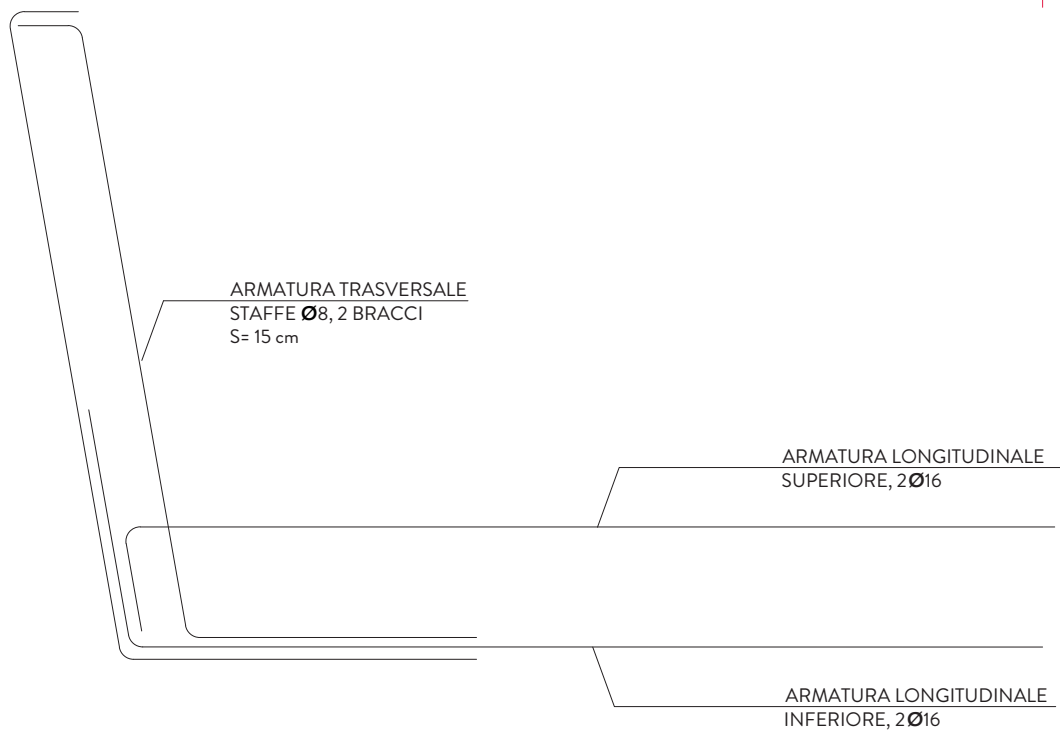
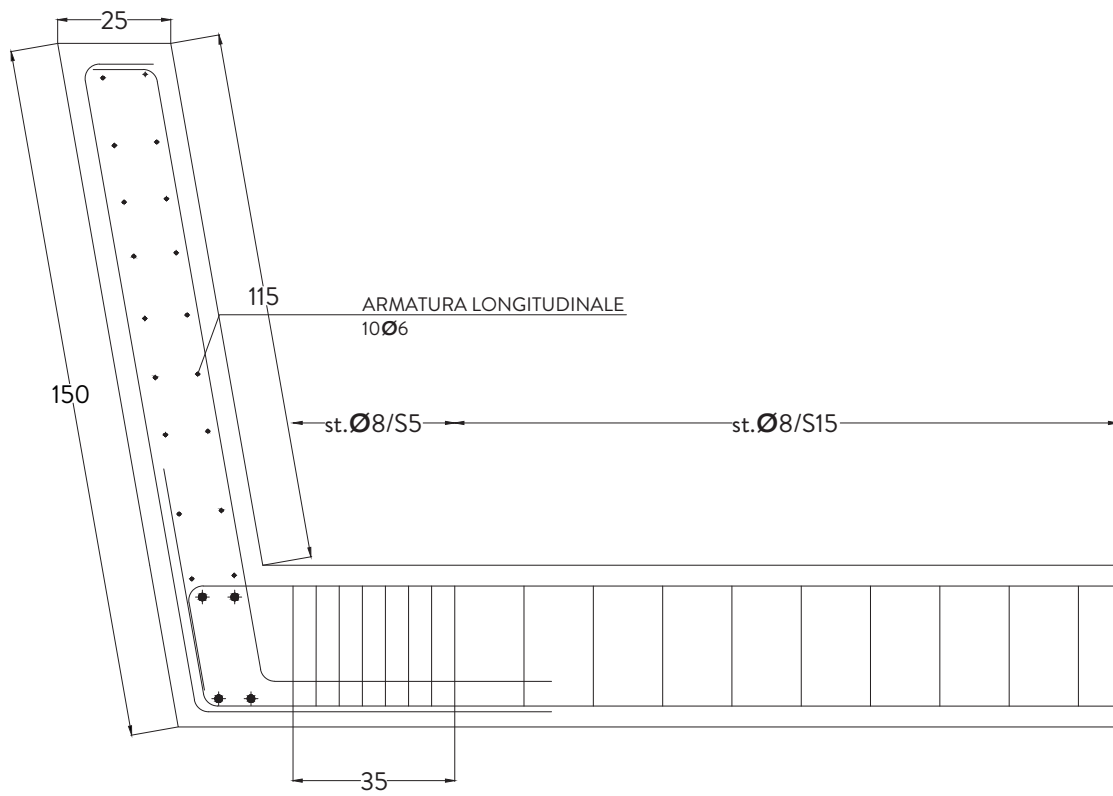
DIMENSIONAMENTO DELL'ARMATURA TRASVERSALE

Le armature trasversali comunemente utilizzate negli elementi strutturali sono le "staffe", disposte in direzione ortogonale all'asse di riferimento. L'armatura trasversale è incaricata di resistere alle sollecitazioni a taglio.

Si fissa un diametro tra $\Phi 6$ e $\Phi 8$. In questo caso, si opta per un $\Phi 8$, la cui area è pari a 1 cm^2 .

$$A_{\Phi 8, 2 \text{ bracci}} = 1 \text{ cm}^2$$

$$S = 20 \text{ cm}$$



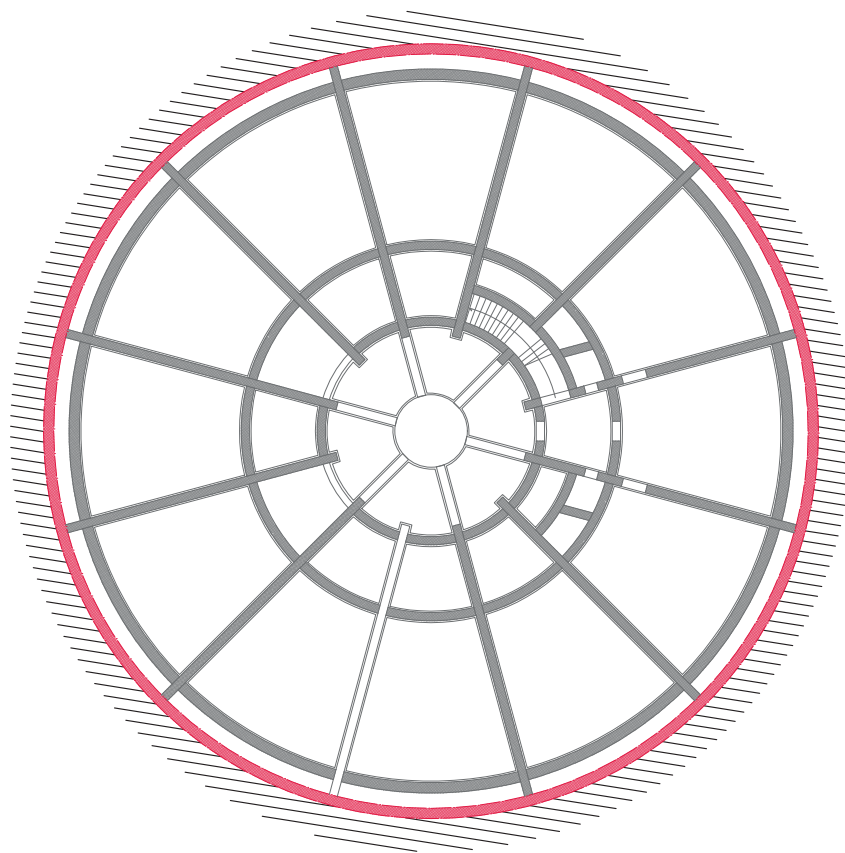
6.4.3 MURO CONTROTERRA

Il muro controterra è quell'elemento incaricato di contrastare le spinte orizzontali del terreno.

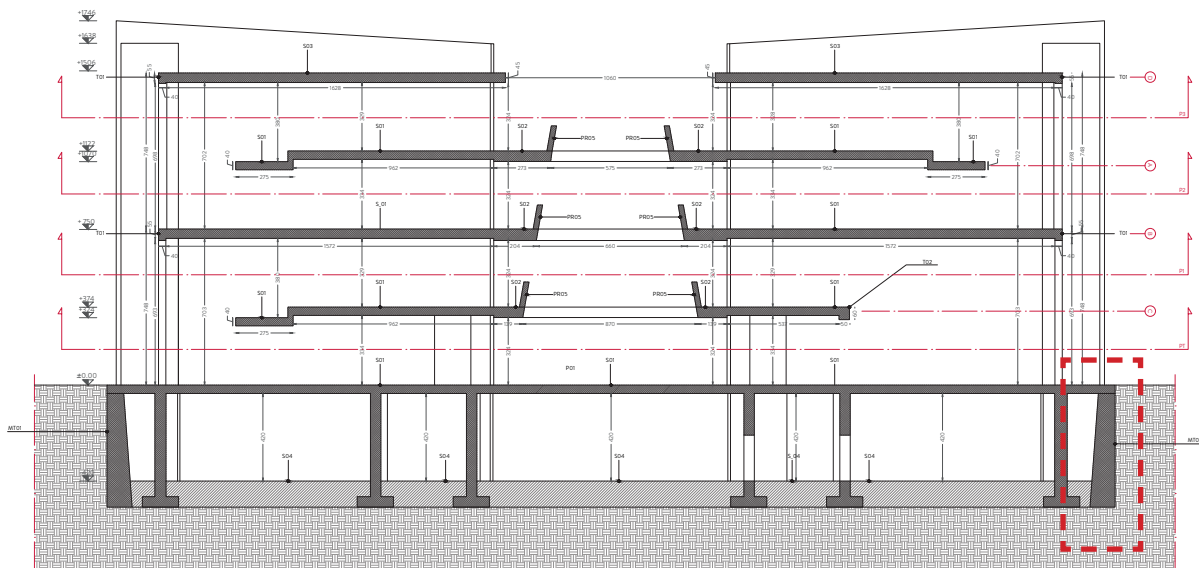
I muri di sostegno hanno lo scopo di prevenire lo smottamento di pendii naturali ripidi o di assicurare la stabilità di pendii artificiali sagomati con pendenze superiori alla pendenza di equilibrio naturale.

Esso si trova quattro metri sottoterra, nel vano dedicato alla sistemazione degli impianti.

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle disposizioni previste dalle NTC 2018 al capitolo 6, progettazione geotecnica.



Keyplan Muro controterra



Considerazioni

La pressione esercitata da un terreno contro un muro è simile alla spinta idrostatica; infatti, essa aumenta in funzione della profondità h e può essere così espressa:

$$P = K \cdot h \cdot \gamma$$

dove γ è il peso dell'unità di volume del terreno e K è un coefficiente che dipende dall'angolo di attrito interno, dagli angoli di inclinazione del terrapieno e del paramento del muro, dall'angolo di attrito terra-muro, nonché dal tipo di spinta che si vuole calcolare (attiva e passiva).

Si utilizza il metodo di Coulomb, opportunamente modificato ed ampliato per tener conto di tutte le eventualità che possono presentarsi.

Con la vicinanza al mare, si considera che il terreno sia in sabbia umida. Si tratta di terreni non coesivi, derivati da rocce sedimentarie. L'acqua riempie le parti interstiziali - non avvengono aumenti di volume - e non intervengono legami di tipo chimico.

La tensione ammissibile per terreni sabbiosi, ossia la sua capacità portante, è compresa tra 0.2 e 0.6 MPa. Sulla superficie orizzontale del muro gravano i carichi permanente non strutturali, composti dalla stratificazione del solaio della piazza, e il carico accidentale antropico.

$$G_2 = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

Con l'approccio di Coulomb, si ricavano i parametri geotecnici del terreno. In questo caso, il peso volumico (γ) del terreno risulta essere $15,5 \text{ kN/m}^3$, mentre l'angolo di attrito (θ) 32° .

6.4.3.1 PREDIMENSIONAMENTO MURO DI GRAVITÀ

Si effettua un predimensionamento con il metodo tabellare.

Il rapporto tra l'altezza fittizia e l'altezza reale, in riferimento all'angolo di attrito alla scarpa, conduce alla definizione del rapporto tra la base minore (b) e l'altezza del dislivello.

Sulla sommità del muro gravano i carichi G_2 e Q_k . Si ipotizza di trasformare i carichi in un'altezza equivalente del terreno, quindi calcolando quanto sarebbe alta la porzione di terra.

A livello analitico, si calcola nel seguente modo:

$$h_1 = (G_2 + Q_k) / \gamma_t = 0,329 \text{ m}$$

Se si volesse sapere l'altezza equivalente di ogni carico, si dovrà procedere analizzando singolarmente G_2 e Q_k

$$h_{G_2} = (G_2) / \gamma_t = 0,071 \text{ m}$$

$$h_{Q_k} = (Q_k) / \gamma_t = 0,258 \text{ m}$$

In questo modo sarà possibile calcolare il rapporto h_1/h , per usare la tabella di predimensionamento:

$$h_1 / h = 0,06$$

Nella tabella (pagina successiva) si dovrà utilizzare la prima riga.

Per capire quali delle colonne utilizzare bisogna tenere in conto l'angolo di attrito, tuttavia non si ha il valore specifico, quindi si prendono i valori di 30° , valutando di progettare in favore della sicurezza. Infatti, per terreni asciutti, l'angolo di attrito corrisponde all'angolo di natura del declivio. Valori alti di tale angolo indicano terreni con maggiore attitudine ad "autoportarsi", ma in ogni caso questo non è ciò che si verifica nel progetto illustrato.

Si tiene ora conto della percentuale della scarpa (s) e si sceglie il 10%.

$\frac{h_1}{h}$	b															$\frac{h_1}{h}$
	h															
	$\varphi = 25^\circ$			$\varphi = 30^\circ$			$\varphi = 35^\circ$			$\varphi = 40^\circ$			$\varphi = 45^\circ$			
	s=0	s=0.1	s=0.2	s=0	s=0.1	s=0.2	s=0	s=0.1	s=0.2	s=0	s=0.1	s=0.2	s=0	s=0.1	s=0.2	
0	0,368	0,272	0,185	0,333	0,238	0,153	0,300	0,206	0,122	0,269	0,175	0,093	0,239	0,146	0,065	0
0,1	0,419	0,323	0,235	0,380	0,284	0,197	0,343	0,247	0,161	0,307	0,212	0,128	0,273	0,179	0,096	0,1
0,2	0,465	0,369	0,279	0,421	0,325	0,237	0,380	0,284	0,197	0,340	0,245	0,159	0,302	0,208	0,124	0,2
0,3	0,507	0,410	0,320	0,459	0,363	0,273	0,414	0,318	0,230	0,371	0,275	0,188	0,330	0,235	0,149	0,3
0,4	0,545	0,448	0,358	0,494	0,397	0,307	0,446	0,349	0,260	0,399	0,303	0,216	0,355	0,259	0,173	0,4
0,5	0,582	0,484	0,395	0,527	0,430	0,339	0,475	0,379	0,289	0,426	0,329	0,241	0,378	0,282	0,195	0,5
0,6	0,615	0,518	0,426	0,557	0,460	0,369	0,503	0,406	0,316	0,450	0,354	0,265	0,400	0,304	0,216	0,6
0,7	0,648	0,550	0,458	0,587	0,489	0,398	0,529	0,432	0,341	0,474	0,377	0,288	0,421	0,325	0,237	0,7
0,8	0,678	0,581	0,488	0,614	0,517	0,425	0,554	0,457	0,366	0,496	0,400	0,310	0,441	0,345	0,256	0,8
0,9	0,707	0,610	0,517	0,641	0,543	0,451	0,578	0,481	0,389	0,518	0,421	0,331	0,460	0,364	0,274	0,9
1	0,736	0,638	0,545	0,666	0,569	0,476	0,601	0,504	0,412	0,538	0,441	0,351	0,478	0,389	0,292	1
1,5	0,862	0,764	0,670	0,781	0,683	0,590	0,705	0,607	0,514	0,631	0,534	0,442	0,561	0,464	0,373	1,5
2	0,973	0,875	0,780	0,881	0,783	0,688	0,795	0,697	0,603	0,712	0,615	0,522	0,633	0,535	0,443	2
2,5	1,072	0,974	0,878	0,971	0,873	0,778	0,876	0,778	0,684	0,785	0,687	0,593	0,697	0,600	0,507	2,5
3	1,163	1,065	0,969	1,053	0,955	0,860	0,950	0,852	0,757	0,851	0,753	0,659	0,756	0,658	0,565	3
4	1,296	1,227	1,131	1,201	1,103	1,007	1,083	0,985	1,098	0,971	0,872	0,778	0,862	0,764	0,610	4
6	1,603	1,504	1,407	1,452	1,353	1,257	1,310	1,211	1,115	1,174	1,075	0,979	1,087	0,944	0,849	6
10	2,048	1,949	1,851	1,855	1,756	1,658	1,673	1,574	1,477	1,499	1,400	1,303	1,332	1,232	1,137	10

Il rapporto b/h , quindi, è pari a 0,238.

Per cui b è pari a 1,25 m, mentre la base maggiore B sarà pari a 1,80 ($b \times 10\% \times h$).

Siccome, applicando i calcoli, la σ massima era largamente soddisfatta, dovuto a delle dimensioni di B e b molto ampie, si procede ipotizzando una B di 1.20 m e una b di 0.8 m.

6.4.3.2 VERIFICHE

I passaggi successivi sono finalizzati all'accertamento che tali dimensionamenti soddisfino le verifiche di ribaltamento, scorrimento e schiacciamento. Prima di fare queste verifiche è necessario fare un'analisi delle sollecitazioni che agiscono sul muro, fondamentalmente dovute ai carichi agenti: la spinta della terra e il peso stesso del muro.

6.4.3.3 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI - SPINTA DELLA TERRA

Ci si avvale della teoria di Coulomb.

La teoria afferma che per un terrapieno senza sovraccarico la spinta è data da:

$$S = (1/2) \times \gamma_t \times h^2 \times \text{tg}^2(45^\circ - (\theta/2)) = 17 \text{ kN/m}$$

È pur vero che è presente una formula che tiene in considerazione un terrapieno di sovraccarico, ma si intende separare la componente del terrapieno dovuto al peso proprio della terra al peso fittizio di h_{G2} e h_{Qk} . Questo perché quando si combinerà le diverse sollecitazioni, queste componenti avranno tre coefficienti amplificativi diversi, essendo pesi permanenti strutturali, non strutturali e variabili. Infatti, il metodo degli Stati Limite prevede che le azioni vengano amplificate e le resistenze dei materiali ridotte, facendo ricorso a una serie di coefficienti moltiplicativi.

6.4.3.4 VERIFICA A SCHIACCIAMENTO O COLLASSO

Prevede due procedure differenti a seconda dell'eccentricità dei carichi.

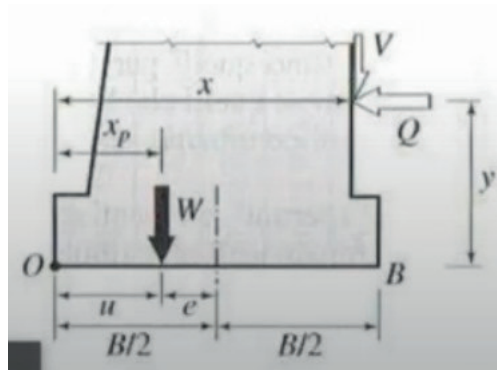
La condizione è la seguente:

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{lim}} / \gamma_r = 0,20 \times 1,4 < 0,14 \text{ MPa}$$

σ_{lim} dipende dalla capacità portante del terreno, in questo caso 0.2 - 0.6;

γ_r da NTC 2018 è nella tabella relativa ai coefficienti di sicurezza. Nel caso della capacità portante, assume il valore di 1,4.

Le norme tecniche prevedono, come affermato prima, due scenari, che riguardano l'eccentricità (e):



Come si osserva in figura, l'eccentricità è data dalla distanza che c'è tra $B/2 - u$, dove u è un valore dato da: $(M_s - M_r)/(W+V)$, dove M_s e M_r non sono quelli calcolati in precedenza. Questo perché i coefficienti amplificativi, in questo caso, sono quelli STR A1. Quindi il passaggio successivo è quello di calcolare di nuovo il momento ribaltante e il momento stabilizzante:

$$M_r = \sum W \times \gamma_{G1} = 118,3 \text{ kNm}$$

$$M_s = \sum \text{Spinte} \times Y \times \gamma_G = 40,75$$

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Si dispone di tutti gli elementi, quindi, per calcolare u :

$$u = (M_s - M_r) / (W \times \gamma) = 0,75 \text{ m}$$

$$e = (B/2) - u = -0,15 \text{ m}$$

$$B/6 = -0,15 / 6 = 0,2 \text{ m}$$

Dai calcoli emerge che l'accentricità è più piccola di $B/6$, quindi bisogna valutare il primo caso dove la sigma massima è pari a:

$$\sigma_{\max} = ((W + V) / (100 \times B)) \times (1 + (6e/B)) =$$

$$((105 + 26,25) \times 1,3) / (100 \times 1,2) \times (1 + ((6 \times (-0,15)) / 1,2)) = 0,43 \text{ kN/m}^2 = 0,43 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

Il muro proposto soddisfa sicuramente la verifica, poiché:

$$0,14 \text{ MPa} > 0,43 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

(Si tiene presente che il muro risulta sovradimensionato, ipotizzando di essere a vantaggio di sicurezza non avendo tenuto in considerazione l'azione sismica).

7. RISULTATI ATTESI DAL MODELLO DI CALCOLO

Nell'ultimo capitolo si illustra il modello di calcolo realizzato con il fine di verificare che la struttura sia consona allo soddisfacimento delle condizioni imposte dalle NTC 2018 alle diverse combinazioni di carico a SLU e SLE. Al modello sono state applicate le sollecitazioni derivate dal sisma, tramite l'inserimento dei parametri che verranno di seguito illustrati.

Il software utilizzato è Midas Gen 2023.

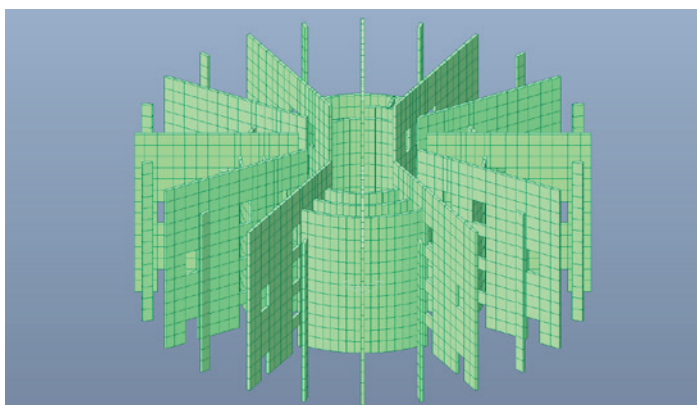
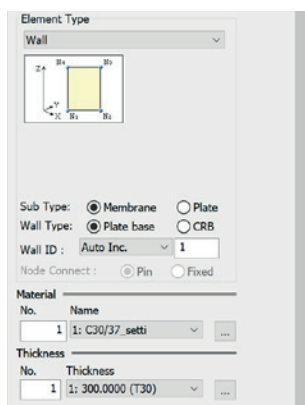
7.1 CONSIDERAZIONI E PRECISAZIONI

Il modello di calcolo è composto da elementi che riproducono il funzionamento statico e dinamico degli impalcati, delle travi, delle pareti e delle solette. La modellazione tiene conto solo degli elementi fuori terra. Al fine di riprodurre quanto più fedelmente possibile il reale comportamento degli elementi nel modello numerico, sono state prese in considerazione una serie di considerazioni, in particolare:

- Setti perfettamente incastrati alla base;
- Soletta collaborante realizzata imponendo una densità ridotta del 67%, per simulare l'alleggerimento dovuto ai Cobiax;
- Piano interrato non rappresentato nel programma di calcolo, ma solo progettato e illustrato nelle precedenti pagine.

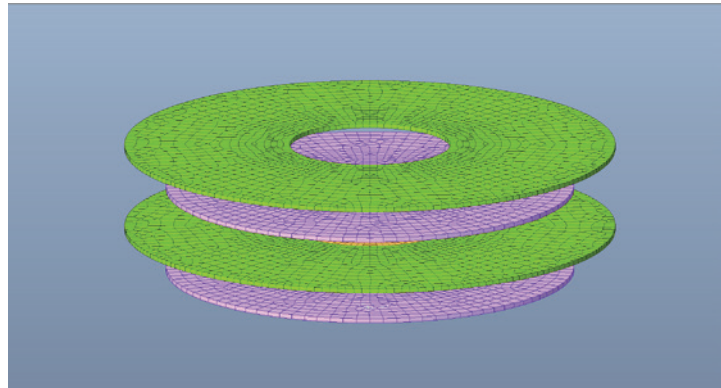
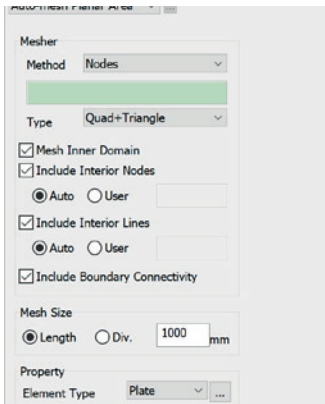
7.2 MODELLAZIONE DEI SETTI

La modellazione dei setti è stata eseguita con gli elementi Wall, impostando come materiale il calcestruzzo classe 30/37 e come spessore 30 cm per tutti gli elementi verticali in pianta.



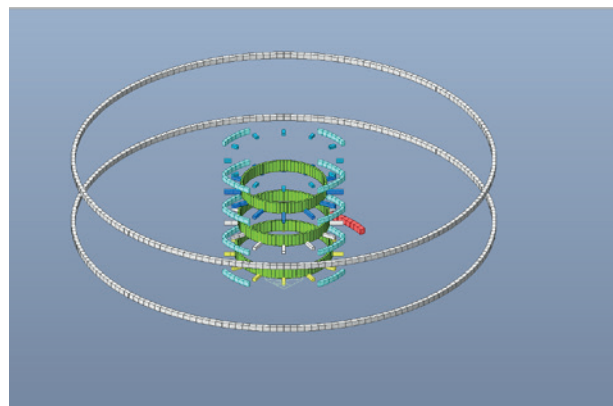
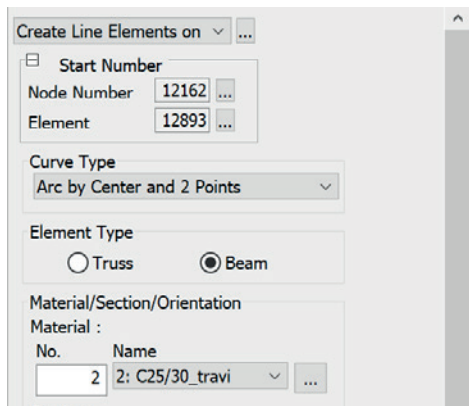
7.3 MODELLAZIONE DELLE PIASTRE

La modellazione delle piastre, ossia dei solai in Cobiax, è stata eseguita con gli elementi Mesh, impostando come materiale il calcestruzzo classe 20/25, con densità ridotta del 67%, e uno spessore di 40 cm.



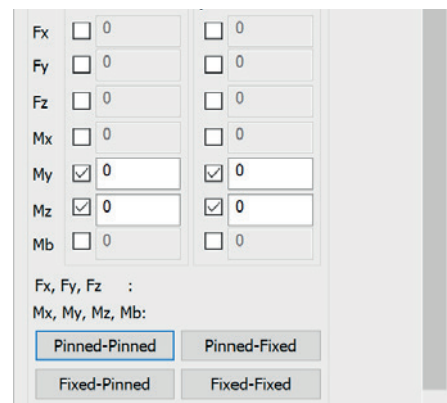
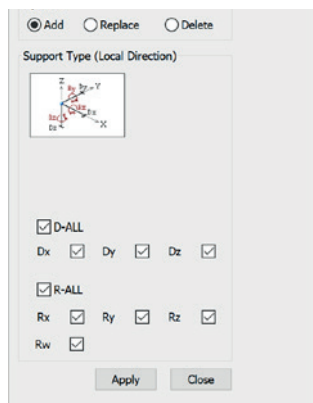
7.4 MODELLAZIONE DELLE TRAVI

La modellazione delle travi è stata eseguita con gli elementi Beam, impostando come materiale il calcestruzzo classe 20/25.



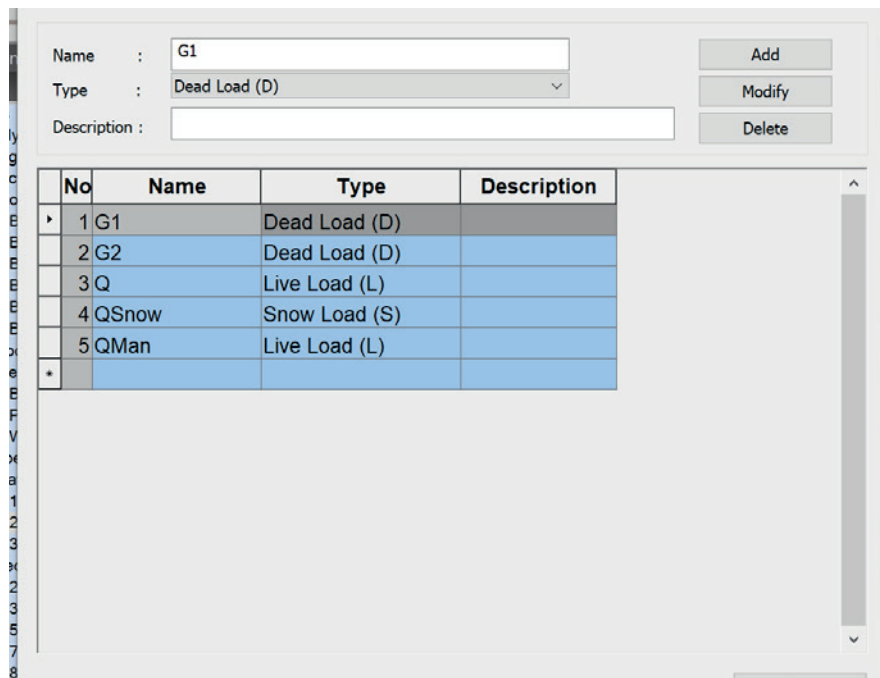
7.5 INSERIMENTO DEI VINCOLI

I setti vengono vincolati solo a terra con degli incastri, mentre per quanto riguarda le travi vengono impostati dei Beam End Release di tipo Pinned-Pinned.

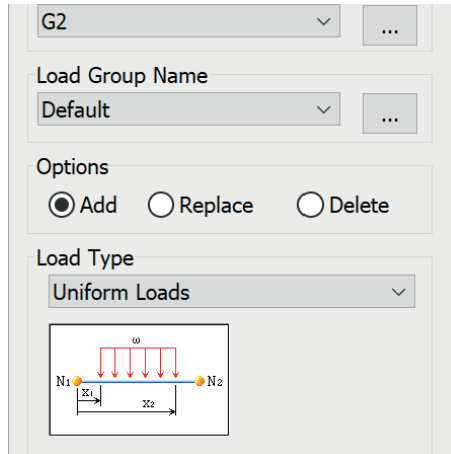


7.6 INSERIMENTO DEI CARICHI

Preliminarmente, vengono inseriti i carichi come di seguito riportato, dividendoli per tipologia:



A tal punto, i carichi verranno distribuiti sugli elementi in modo distinto:

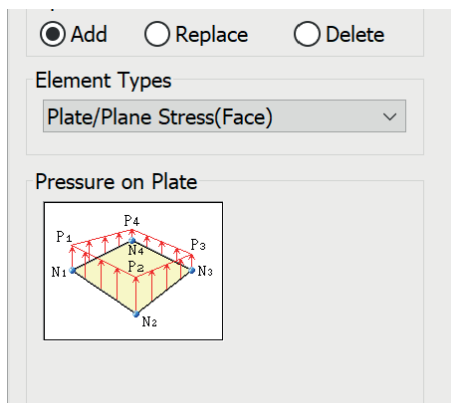


LINE BEAM LOADS

I carichi sono uniformemente distribuiti lungo tutta la lunghezza della trave. I valori sono stati calcolati precedentemente sul foglio di calcolo Excell, dove sono stati opportunamente linearizzati usando la lunghezza di influenza di pertinenza di ogni trave.

Questa applicazione è stata fatta per ogni trave del progetto e modellata su Midas.

I carichi che sono stati usati non si riferiscono a quelli incrementati dei coefficienti allo SLU e allo SLE, poiché se ne occuperà il modello di calcolo in seguito alla creazione delle combinazioni.



PRESSURE LOADS

I carichi sono puntuali e distribuiti sugli elementi Plate, incaricati di svolgere il compito delle solette dimensionate.

I valori verranno applicati su tutte le mesh dei Plate.

I carichi che sono stati usati non si riferiscono a quelli incrementati dei coefficienti allo SLU e allo SLE, poiché se ne occuperà il modello di calcolo in seguito alla creazione delle combinazioni.

7.7 INSERIMENTO DELLE COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate sono le seguenti:

- Sisma
- Abbassamento alla combinazione SLU: $\gamma G_1 G_1 + \gamma G_2 G_2 + \gamma P P + \gamma Q_1 \psi_{01} Q_{k1} + \gamma Q_2 \psi_{02} Q_{k2} + \gamma Q_3 \psi_{03} Q_{k3} + \dots$
- Abbassamento alla combinazione SLE: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$

7.8 INSERIMENTO DEL SISMA

L'inserimento del sisma nel modello di calcolo si rifà al foglio di calcolo di excell delle NTC 2018 per gli spettri, facendo riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita SLV.

Impostando l'area geografica corretta, il foglio restituisce una serie di parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun SL.

FASE 1: INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

FASE 2: SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

FASE 3: INDIVIDUAZIONE VALORI DEI PARAMETRI A CIASCUN SL

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,052	2,502	0,265
SLD	75	0,072	2,500	0,287
SLV	712	0,277	2,317	0,440
SLC	1462	0,397	2,351	0,496

7.8.1 INSERIMENTO DEL SISMA - SPIEGAZIONE PRATICA SUL MODELLO DI CALCOLO

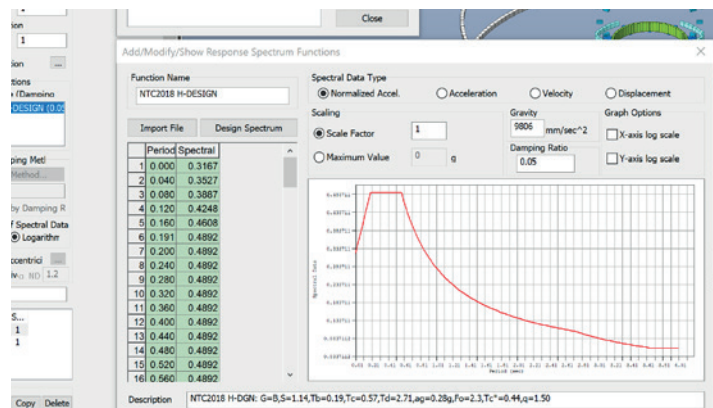
L'inserimento del sisma nel modello di calcolo si rifà al foglio di calcolo di excell delle NTC 2018 per gli spettri, facendo riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita SLV.

Impostando l'area geografica corretta, il foglio restituisce una serie di parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno TR associati a ciascun SL.

PRIMO PASSAGGIO

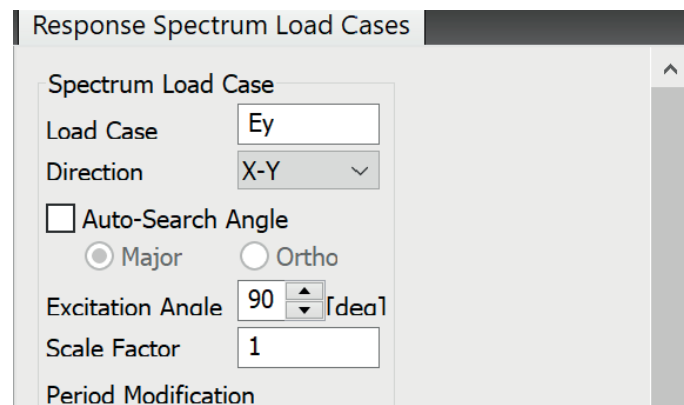
Nel menù "Load", si seleziona RS Function per inserire quanto ottenuto dal file excell precedentemente consultato.

Si ottiene così lo spettro di risposta.



SECONDO PASSAGGIO

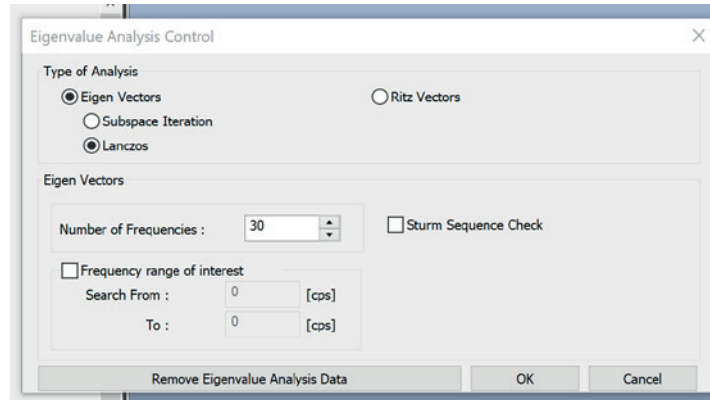
Nel menù "Load" si seleziona RS Load Cases. Si inseriscono entrambe le direzioni: in Y, l'angolo di sollecitazione pari a 90 gradi, mentre in X, l'angolo di sollecitazione pari a 0 gradi.



TERZO PASSAGGIO

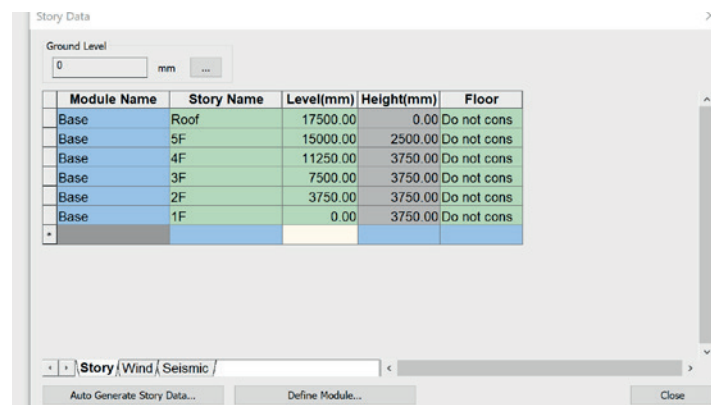
Nel menù “Analysis”, si sceglie l’Eigenvalue.

Questa analisi fornisce le proprietà dinamiche di una struttura, risolvendo le caratteristiche equazioni composte da matrice di masse e rigidzze.



QUARTO PASSAGGIO

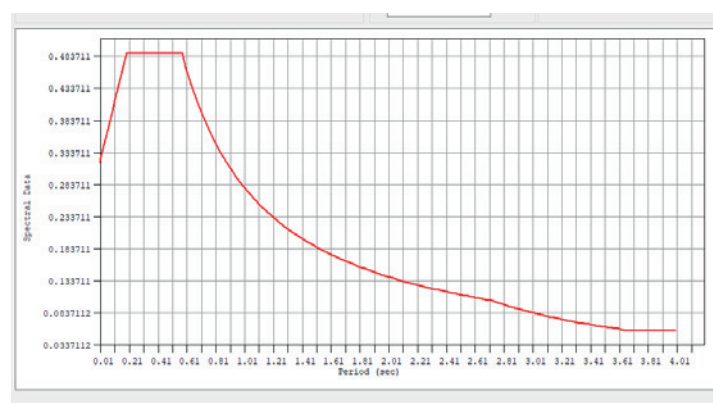
Si imposta la “Story data”, per impostare i piani di riferimento del modello. Vengono quindi inseriti i piani dell’edificio, dal piano terra al piano copertura.



7.8.2 SPETTRO DI RISPOSTA

Lo spettro di risposta informa su quale sarà l’accelerazione massima a cui sarà sottoposta la struttura durante un evento sismico con una data probabilità di accadimento.

In questo caso, l’inserimento dei dati precedentemente illustrati permette di ottenere lo spettro di risposta di Siracusa.

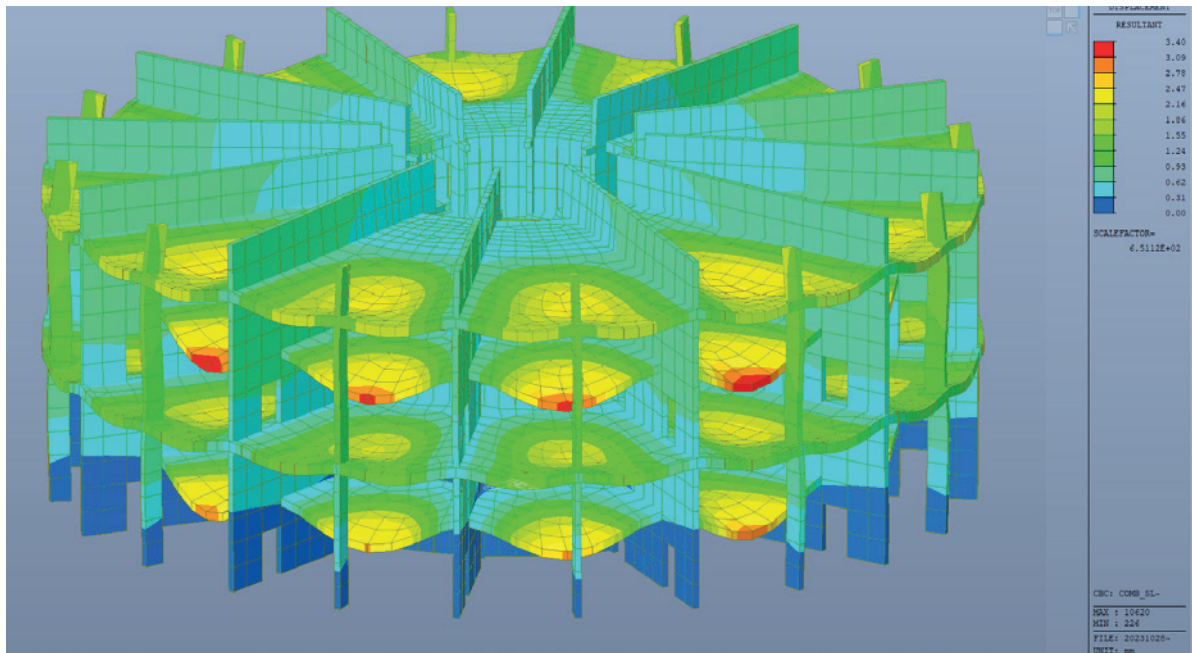


7.9 RISULTATI OTTENUTI

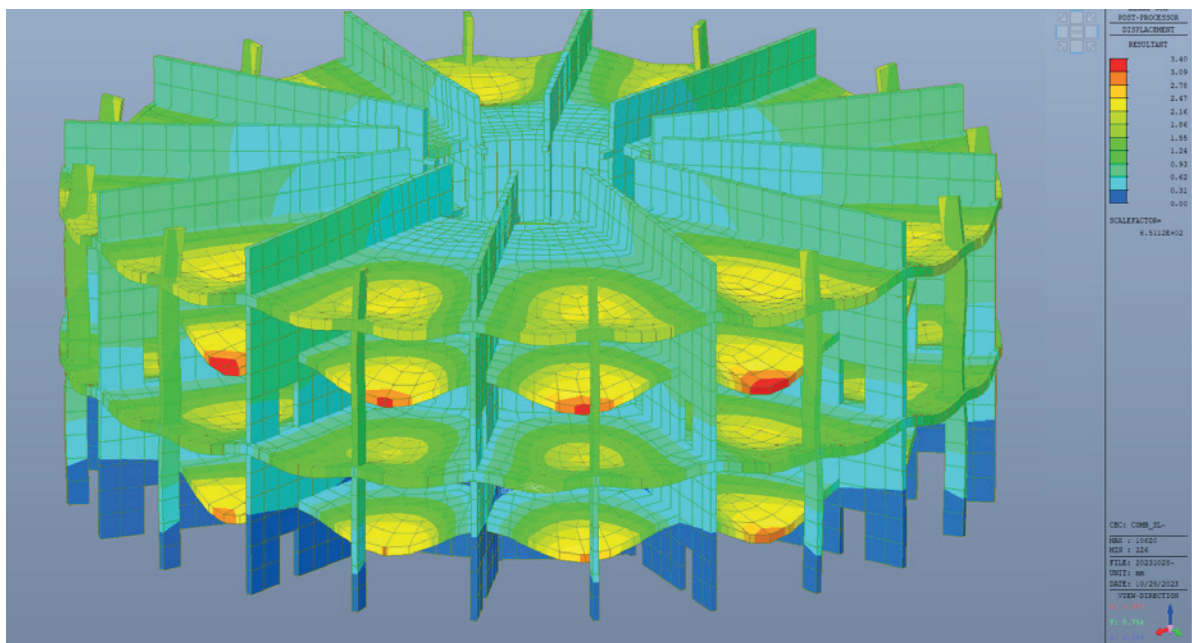
7.9.1 RISULTATI IN COMBINAZIONE FONDAMENTALE SLU

$$\gamma G_1 G_1 + \gamma G_2 G_2 + \gamma P P + \gamma Q_1 \Psi_{01} Q_{k1} + \gamma Q_2 \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma Q_3 \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Deformazione generale alla combinazione SLU



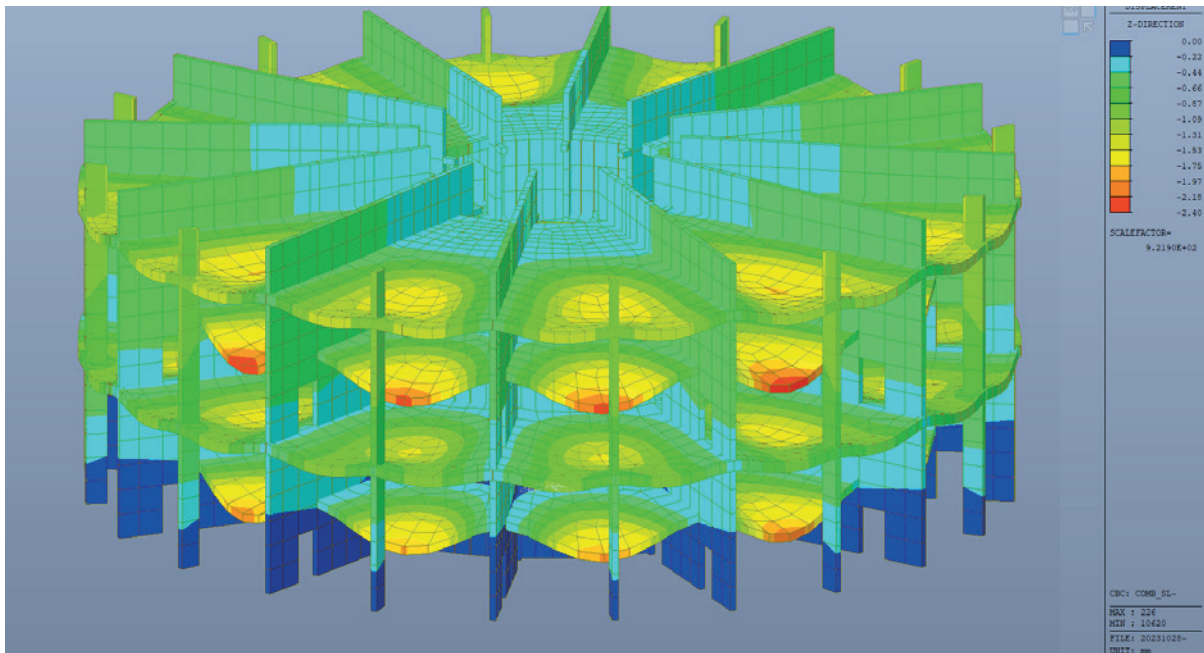
Abbassamento alla combinazione SLU delle solette Cobiax



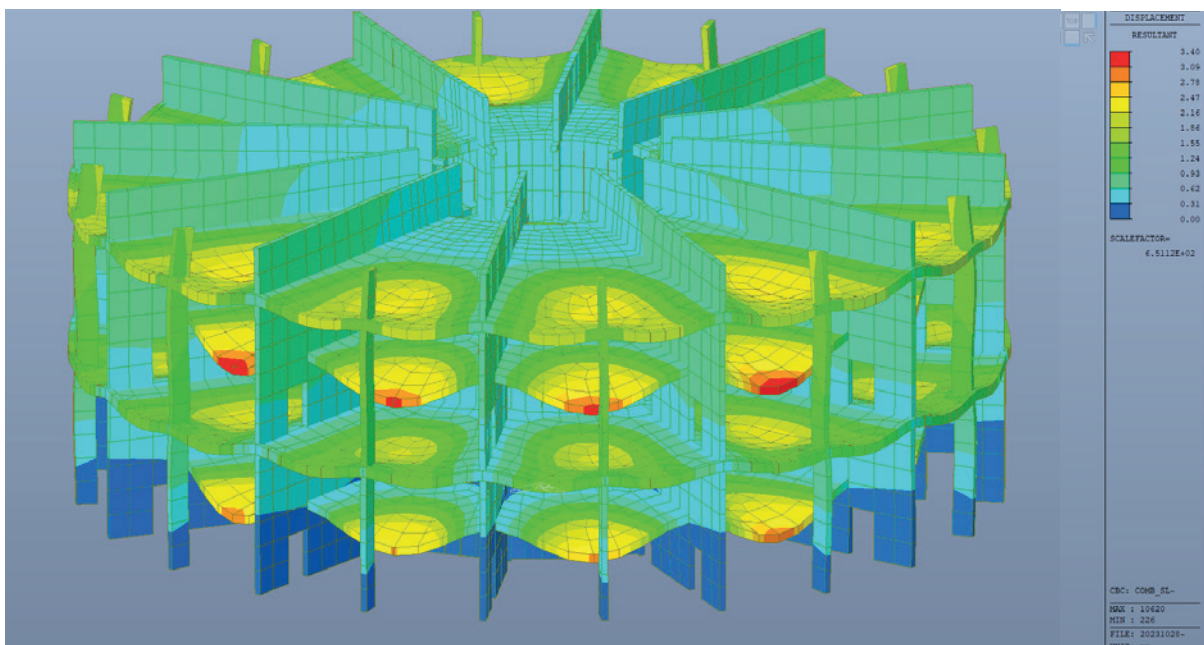
7.9.2 RISULTATI IN COMBINAZIONE FONDAMENTALE SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} Q_{k2} + \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Abbassamento alla combinazione SLE



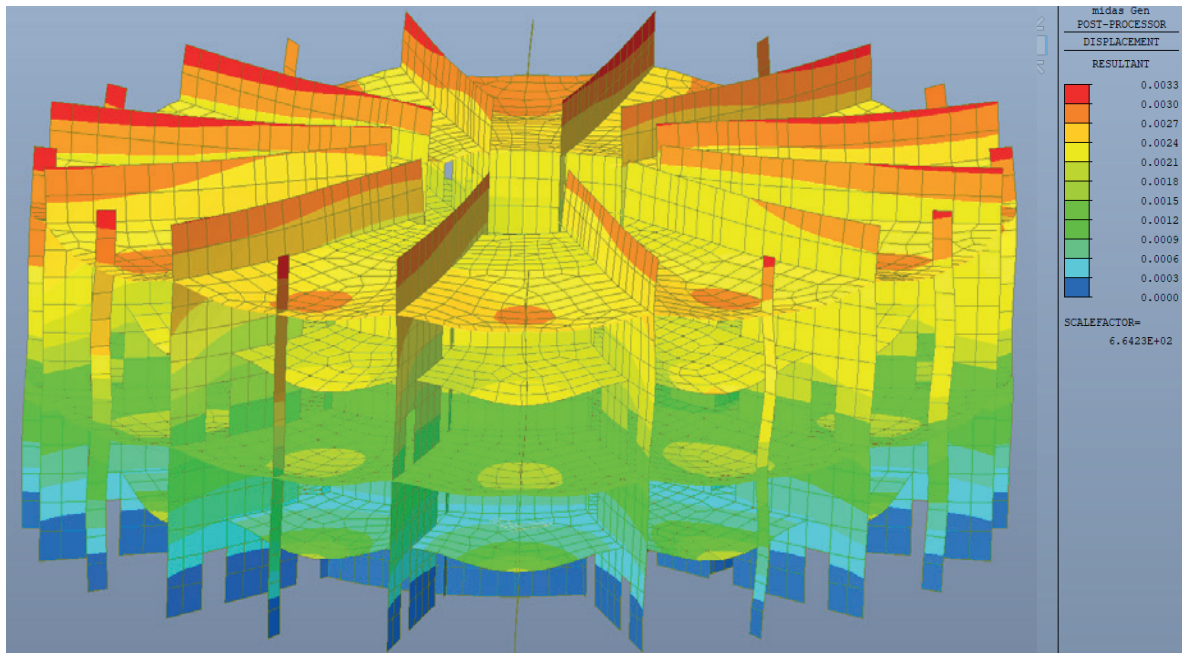
Abbassamento alla combinazione SLUE delle solette Cobiax



7.9.3 RISULTATI IN COMBINAZIONE SISMICA

$$E+G_1+G_2+P+\Psi_{21}Q_{k1}+\gamma_{Q2}\Psi_{22}Q_{k2}+\dots$$

Deformazione massima agli involucri allo SLV
 $\Delta = 1/500$ dell'H dell'edificio (17 m) = 0,034 m



7.9.4 ALTRI RISULTATI

BEAM CHECK

Eurocode2:04 RC-Beam Checki... □ ×

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , mm

Sorted by Member Property Results Strength Serviceability

MEMB	SECT	SEL	Section		fck	POS	CHK
			Bc	Hc	f/k		
Span			bf	hf	f _{wd}		
0		<input type="checkbox"/>	55x40		0.02500	I	OK
2		<input type="checkbox"/>	400.00	550.00	0.45000	M	OK
719.92			0.0000	0.0000	0.45000	J	OK
0		<input type="checkbox"/>	50x30	int	0.02500	I	OK
3		<input type="checkbox"/>	300.00	500.00	0.45000	M	OK
628.12			0.0000	0.0000	0.45000	J	OK
0			T.04		0.03000	I	OK
5		<input type="checkbox"/>	300.00	300.00	0.45000	M	OK
1200.0			0.0000	0.0000	0.45000	J	OK
0		<input type="checkbox"/>	T.02		0.02500	I	OK
7		<input type="checkbox"/>	550.00	600.00	0.45000	M	OK
621.66			0.0000	0.0000	0.45000	J	OK
0			T.05		0.03000	I	OK
8		<input type="checkbox"/>	300.00	350.00	0.45000	M	OK
1500.0			0.0000	0.0000	0.45000	J	OK
0			T.06		0.03000	I	OK
9		<input type="checkbox"/>	300.00	350.00	0.45000	M	OK
1800.0			0.0000	0.0000	0.45000	J	OK
0		<input type="checkbox"/>	T.07		0.03000	I	OK
10		<input type="checkbox"/>	300.00	300.00	0.45000	M	OK
700.00			0.0000	0.0000	0.45000	J	OK

Connect Model View

Select All Unselect All Re-calculation

Graphic... Detail... Summary... >>

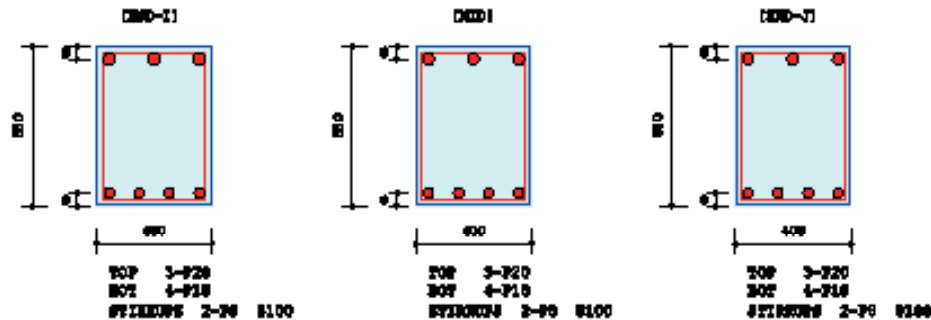
Option for Detail Print Position

End I. Mid. End J. Close

	Company	Project Title	
	Author	File Name	
	fabio.vanderhart@gmail.com	20231028_Biblioteca_vdefinitiva(+rebar).mgp	

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & STC2010	Unit System	KN, mm
Material Data	$f_{ck} = 0.025$, $f_{yk} = 0.45$, $f_{yk} = 0.45$ kN/mm ²		
Section Property	35x10 (No : 2)	Beam Span	719.916mm



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M _{Ed})	83310.90	72936.41	84948.03
Factored Strength (M _{Rd})	174827.40	174827.40	174827.40
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.4771	0.4177	0.4865
Neutral Axis (x/d)	0.1074	0.1074	0.1074
(+) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M _{Ed})	46294.85	46548.42	46548.42
Factored Strength (M _{Rd})	188202.19	188202.19	188202.19
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.2460	0.2473	0.2473
Neutral Axis (x/d)	0.1147	0.1147	0.1147
Using Rebar Top (A _{s_top})	942.0000	942.0000	942.0000
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	1016.0000	1016.0000	1016.0000

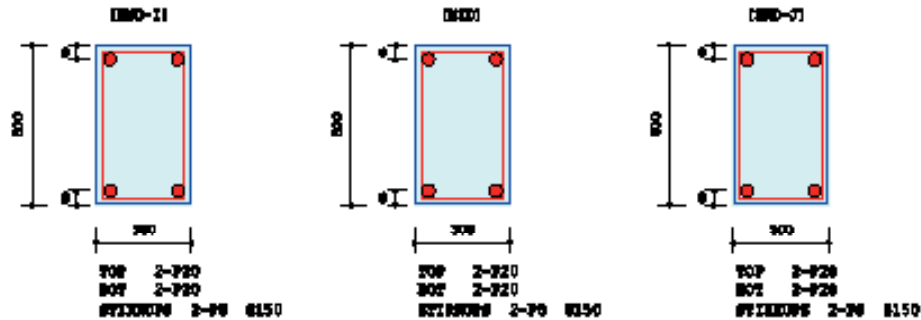
3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	1	1
Factored Shear Force (V _{Ed})	71.25	66.49	72.61
V _{Rdc}	91.84	91.84	91.84
V _{Rds}	177.85	177.85	177.85
V _{Rdmax}	643.87	643.87	643.87
Using Shear Reinf. (A _{sw})	1000.0000	1000.0000	1000.0000
Using Stirrups Spacing	2-P8 @100	2-P8 @100	2-P8 @100
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.7758	0.7239	0.7906
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.4006	0.3738	0.4083
Check Ratio	0.7758	0.7239	0.7906

	Company		Project Title	
	Author	fabio.vanderhark@gmail.com	File Name	20231028_Biblioteca_vdefinirva(+rebar).mgd

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & STC2010	Unit System	IN, mm
Material Data	$f_{ck} = 0.025$, $f_{yk} = 0.45$, $f_{yr} = 0.45 \text{ kN/mm}^2$		
Section Property	50x30_int (Bo + 3)	Beam Span	620.119mm



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	14	14	14
Moment (M _{Ed})	14016.19	10076.21	15224.25
Factored Strength (M _{Rd})	104043.25	104043.25	104043.25
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.1337	0.1037	0.1452
Neutral Axis (x/d)	0.1162	0.1162	0.1162
(+) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M _{Ed})	19974.52	19977.44	19979.40
Factored Strength (M _{Rd})	104043.25	104043.25	104043.25
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.1905	0.1905	0.1906
Neutral Axis (x/d)	0.1162	0.1162	0.1162
Using Rebar Top (A _{s_top})	620.0000	620.0000	620.0000
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	620.0000	620.0000	620.0000

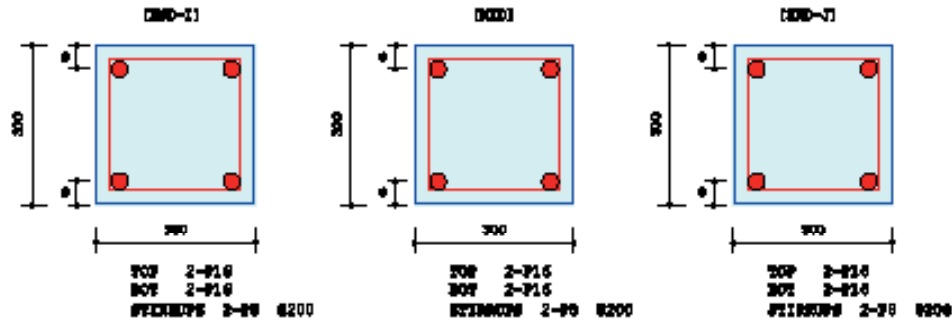
3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	4	4
Factored Shear Force (V _{Ed})	30.07	27.52	30.54
v_{Rdc}	61.49	61.49	61.49
v_{Rds}	106.83	106.83	106.83
v_{Rdmax}	435.09	435.09	435.09
Using Shear Reinf. (A _{sv})	666.6667	666.6667	666.6667
Using Stirrups Spacing	2-P8 @150	2-P8 @150	2-P8 @150
v_{Ed} / v_{Rdc}	0.4891	0.4476	0.4967
$v_{Ed} / \min(v_{Rds}, v_{Rdmax})$	0.2815	0.2576	0.2859
Check Ratio	0.4891	0.4476	0.4967

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	fabio.vanderhark@gmail.com	File Name	20231028_Biblioteca_vdefiniva(+rebar).mgd

1. Design Information

Design Code Eurocode2:04 & STC2010 Unit System IN, mm
 Material Data fck = 0.03, fyk = 0.45, fym = 0.45 kN/mm²
 Section Property Y_04 (No : 5) Beam Span 1200mm



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	14	14
Moment (M _{Ed})	24743.97	15047.92	1101.89
Factored Strength (M _{Rd})	37694.49	37694.49	37694.49
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.6564	0.3992	0.0292
Neutral Axis (x/d)	0.1665	0.1665	0.1665
(+) Load Combination No.	17	4	1
Moment (M _{Ed})	0.00	2564.66	9049.08
Factored Strength (M _{Rd})	37694.49	37694.49	37694.49
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0000	0.0680	0.2135
Neutral Axis (x/d)	0.1665	0.1665	0.1665
Using Rebar Top (A _{s_top})	402.0000	402.0000	402.0000
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	402.0000	402.0000	402.0000

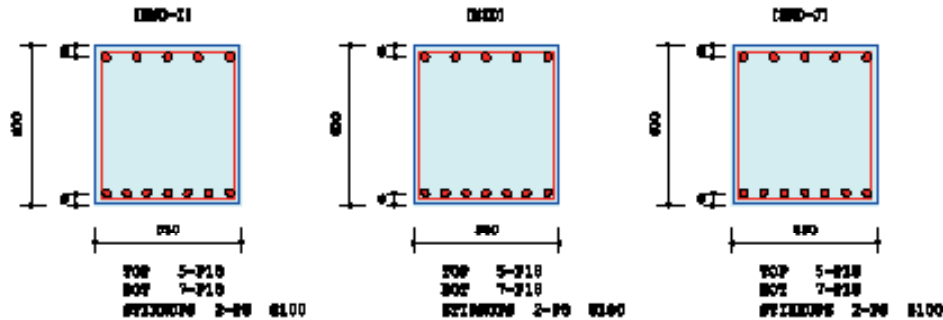
3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	1	14
Factored Shear Force (V _{Ed})	40.59	39.71	23.39
V _{Rdc}	43.40	43.40	43.40
V _{Rds}	44.90	44.90	44.90
V _{Rdmax}	292.61	292.61	292.61
Using Shear Reinf. (A _{sw})	500.0000	500.0000	500.0000
Using Stirrups Spacing	2-P8 Ø200	2-P8 Ø200	2-P8 Ø200
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.9351	0.9149	0.5389
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.9039	0.8844	0.5209
Check Ratio	0.9351	0.9149	0.5389

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	fabio.vanderhark@gmail.com	File Name	20231028_Biblioteca_vdefiniva(+rebar).mgd

1. Design Information

Design Code Eurocode2:04 & STC2010 Unit System IN, mm
 Material Data $f_{ck} = 0.025$, $f_{yk} = 0.45$, $f_{yr} = 0.45$ kN/mm²
 Section Property Y_02 (No : 7) Beam Span 621.663mm



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	16	16	16
Moment (M _{Ed})	14570.29	10254.07	13075.16
Factored Strength (M _{Rd})	259020.52	259020.52	259020.52
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0563	0.0396	0.0516
Neutral Axis (x/d)	0.0930	0.0930	0.0930
(+) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M _{Ed})	56194.11	55002.34	56150.03
Factored Strength (M _{Rd})	361077.51	361077.51	361077.51
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.1553	0.1542	0.1552
Neutral Axis (x/d)	0.1211	0.1211	0.1211
Using Rebar Top (A _{s_top})	1270.0000	1270.0000	1270.0000
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	1770.0000	1770.0000	1770.0000

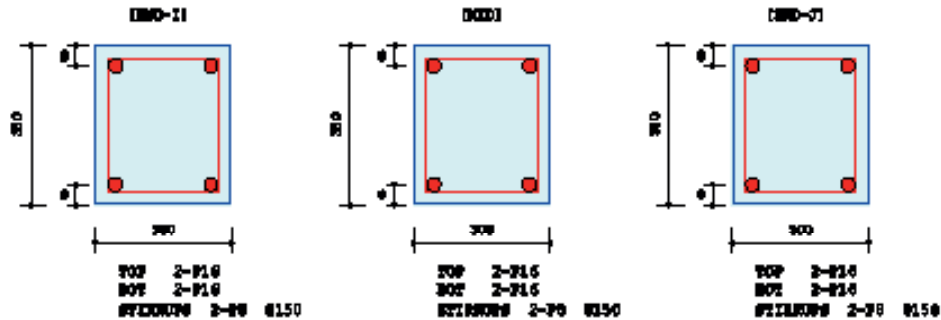
3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	1	1
Factored Shear Force (V _{Ed})	50.62	45.09	50.65
V _{Rdc}	143.15	143.15	143.15
V _{Rds}	196.46	196.46	196.46
V _{Rdmax}	972.96	972.96	972.96
Using Shear Reinf. (A _{sw})	1000.0000	1000.0000	1000.0000
Using Stirrups Spacing	2-PØ Ø100	2-PØ Ø100	2-PØ Ø100
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.3536	0.3150	0.3536
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.2590	0.2307	0.2591
Check Ratio	0.3536	0.3150	0.3536

	Company		Project Title	
	Author	fabio.vanderhark@gmail.com	File Name	20231028_Biblioteca_vdefinirva(+rebar).mgd

1. Design Information

Design Code Eurocode2:04 & STC2010 Unit System IN, mm
 Material Data fck = 0.03, fyk = 0.45, fym = 0.45 kN/mm²
 Section Property Y_05 (No : 0) Beam Span 1500mm



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	16	14	14
Moment (M _{Ed})	41562.76	23076.96	1824.87
Factored Strength (M _{Rd})	45470.86	45470.86	45470.86
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.9141	0.5075	0.0403
Neutral Axis (x/d)	0.1392	0.1392	0.1392
(+) Load Combination No.	17	3	1
Moment (M _{Ed})	0.00	4131.91	11584.37
Factored Strength (M _{Rd})	45470.86	45470.86	45470.86
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0000	0.0909	0.2548
Neutral Axis (x/d)	0.1392	0.1392	0.1392
Using Rebar Top (A _{s_top})	402.0000	402.0000	402.0000
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	402.0000	402.0000	402.0000

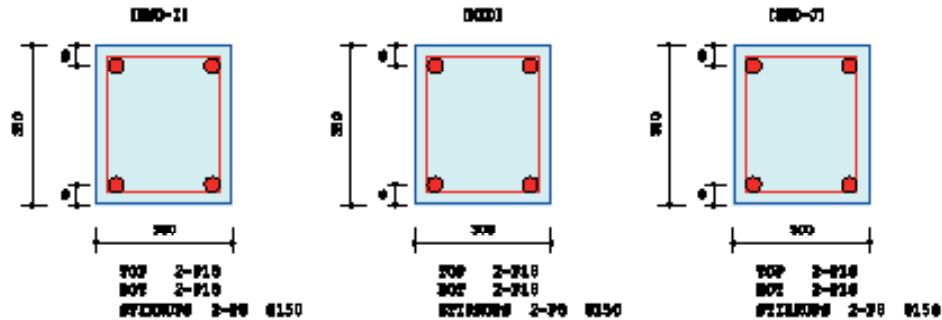
3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	0	0	1
Factored Shear Force (V _{Ed})	46.05	44.77	28.76
V _{Rdc}	46.94	46.94	46.94
V _{Rds}	71.61	71.61	71.61
V _{Rdmax}	349.99	349.99	349.99
Using Shear Reinf. (A _{sv})	666.6667	666.6667	666.6667
Using Stirrups Spacing	2-P8 Ø150	2-P8 Ø150	2-P8 Ø150
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.9810	0.9538	0.6126
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.6431	0.6252	0.4016
Check Ratio	0.9810	0.9538	0.6126

	Company		Project Title	
	Author	fabio.vanderhark@gmail.com	File Name	20231028_Biblioteca_vdefinirva(+rebar).mgd

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & STC2010	Unit System	IN, mm
Material Data	$f_{ck} = 0.03$, $f_{yk} = 0.45$, $f_{ym} = 0.45 \text{ kN/mm}^2$		
Section Property	V_06 (No : 9)	Beam Span	1000mm



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	14	14
Moment (M _{Ed})	50245.88	24377.22	906.37
Factored Strength (M _{Rd})	56308.84	56308.84	56308.84
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.8923	0.4329	0.0161
Neutral Axis (x/d)	0.1514	0.1514	0.1514
(+) Load Combination No.	17	4	1
Moment (M _{Ed})	0.00	5248.97	14723.28
Factored Strength (M _{Rd})	56308.84	56308.84	56308.84
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0000	0.0932	0.2615
Neutral Axis (x/d)	0.1514	0.1514	0.1514
Using Rebar Top (A _{s_top})	508.0000	508.0000	508.0000
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	508.0000	508.0000	508.0000

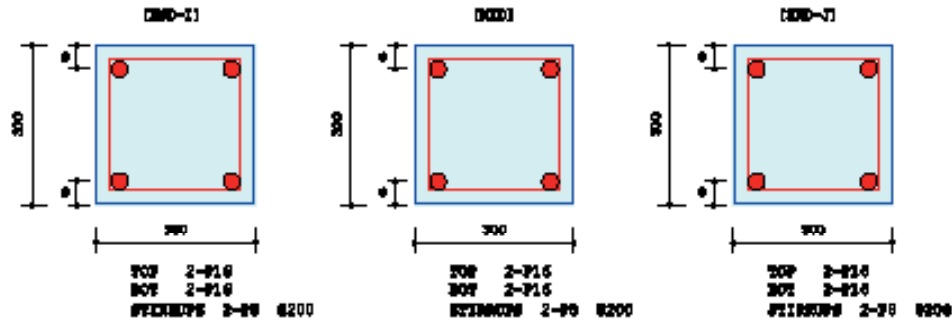
3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	0	0	1
Factored Shear Force (V _{Ed})	50.67	49.48	27.96
V _{Rdc}	50.75	50.75	50.75
V _{Rds}	71.61	71.61	71.61
V _{Rdmax}	349.99	349.99	349.99
Using Shear Reinf. (A _{sv})	666.6667	666.6667	666.6667
Using Stirrups Spacing	2-P8 Ø150	2-P8 Ø150	2-P8 Ø150
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.9984	0.9750	0.5514
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.7076	0.6910	0.3908
Check Ratio	0.9984	0.9750	0.5514

	Company		Project Title	
	Author	fabio.vanderhark@gmail.com	File Name	20231028_Biblioteca_vdefiniva(+rebar).mgd

1. Design Information

Design Code Eurocode2:04 & STC2010 Unit System IN, mm
 Material Data fck = 0.03, fyk = 0.45, fym = 0.45 kN/mm²
 Section Property Y_07 (No : 10) Beam Span 700mm



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	1	9
Moment (M _{Ed})	716.63	403.10	44.79
Factored Strength (M _{Rd})	37694.49	37694.49	37694.49
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0190	0.0107	0.0012
Neutral Axis (x/d)	0.1665	0.1665	0.1665
(+) Load Combination No.	17	17	17
Moment (M _{Ed})	0.00	0.00	0.00
Factored Strength (M _{Rd})	37694.49	37694.49	37694.49
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0000	0.0000	0.0000
Neutral Axis (x/d)	0.1665	0.1665	0.1665
Using Rebar Top (A _{s_top})	402.0000	402.0000	402.0000
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	402.0000	402.0000	402.0000

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	9	9	9
Factored Shear Force (V _{Ed})	2.05	1.54	0.51
V _{Rdc}	43.40	43.40	43.40
V _{Rds}	44.90	44.90	44.90
V _{Rdmax}	292.61	292.61	292.61
Using Shear Reinf. (A _{sv})	500.0000	500.0000	500.0000
Using Stirrups Spacing	2-P8 @200	2-P8 @200	2-P8 @200
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.0472	0.0354	0.0116
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.0456	0.0342	0.0114
Check Ratio	0.0472	0.0354	0.0116

8 BIBLIOGRAFIA

- Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”, di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, ed al decreto legge 28 maggio 2004, n. 136, convertito, con modificazioni, dalla legge 27 luglio 2004, n. 186.
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7” Istruzioni per l’applicazione dell’ «Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Lezione della professoressa Lorenza Petrini, STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO: PROGETTO A COMPRESSIONE SEMPLICE E FLESSIONE, TAGLIO, sostenuta nel mese di aprile dell’anno accademico 2021-2022;
- *Muri di sostegno in calcestruzzo armato agli stati limite : teoria e programma di calcolo secondo le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*, Longo Angelo 1960;
- *Teoria e tecnica delle costruzioni : calcestruzzo armato e muri di sostegno*, Caironi Marco 1924;
- *Progettare in c.a. per classi di duttilità : progetto e verifica di edifici in CD “A” e CD “B”*, Barberio Giuseppe 1983;

9 SITOGRAFIA

- STRIAN, risoluzione online di schemi statici, <https://structural-analyser.com>;
- COBIAX, solai alleggeriti con sistemi in plastica riciclata, <https://www.cobiox.com/it/it/>;
- OPPO, Tondini per armature, <https://www.oppo.it>;



POLITECNICO
MILANO 1863

Scuola di Architettura Urbanistica Ingegneria delle costruzioni
TESI DI LAUREA MAGISTRALE IN ARCHITETTURA DELLE COSTRUZIONI
A.A. 2022 | 2023