

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

FABBRICATI TECNOLOGICI

Fabbricato Tecnologico Bivio Taranto – Relazione di calcolo

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I A 7 K 0 0 D 1 0 C L F A 0 2 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	P. Luciani 	Dic.19	A.Ciavarella 	Dic.19	T.Paoletti 	Dic.19	L.Berardi Dic.19

File: : IA7K00D00CLFA0200001A.doc

n. Elab.: X

INDICE

1	PREMESSA	5
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	6
2.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
3.1	NORMATIVA.....	9
3.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO	10
4	UNITÀ DI MISURA.....	10
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
5.1	CALCESTRUZZO	11
5.2	ACCIAIO D'ARMATURA IN BARRE TONDE AD ADERENZA MIGLIORATA	12
5.3	COPRIFERRO	13
6	CARATTERIZZAZIONE E CRITERI DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA	15
7	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
8	ANALISI DEI CARICHI	16
8.1	PESO PROPRIO STRUTTURE	17
8.2	STRUTTURA PRINCIPALE IN C.A.....	17
8.3	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	18
8.4	SOVRACCARICHI VARIABILI (Qk1).....	18
8.5	AZIONE DELLA NEVE (Qk2)	18
8.6	AZIONE DEL VENTO (Qk3).....	19
8.6.1	<i>Pressione del vento:</i>	20
8.6.2	<i>Pressione cinetica di riferimento:</i>	20
8.6.3	<i>Coefficiente di esposizione:</i>	20
8.6.4	<i>Coefficiente dinamico:</i>	21
8.6.5	<i>Coefficiente di forma (o aerodinamico):</i>	21
8.6.6	<i>Azione tangenziale del vento:</i>	21
8.7	PRESSIONE AERODINAMICA DEI CONVOGLI (P_DIN)	23

8.8	VARIAZIONI TERMICHE	24
8.9	AZIONE SISMICA	26
8.9.1	<i>Parametri sismici</i>	27
8.9.2	<i>Fattore di struttura</i>	30
9	MODELLO STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO	33
9.1	METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI	33
9.2	MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA.....	33
9.2.1	<i>Modelli SAP2000</i>	34
9.2.2	<i>Costante di sottofondo del terreno</i>	36
9.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	40
9.4	RISULTATI DELL'ANALISI MODALE	44
9.5	SOLLECITAZIONI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVE	46
10	VERIFICHE STRUTTURALI.....	47
10.1	STATI LIMITE ULTIMI	47
10.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	49
10.3	SOLAIO DI COPERTURA	50
10.3.1	<i>Verifiche di deformabilità del solaio di copertura</i>	55
10.4	TRAVI	55
10.4.1	<i>Verifiche travi appartenenti al gruppo 1 – esterne trasversali</i>	56
10.4.2	<i>Verifiche travi appartenenti al gruppo 2 – esterne longitudinali</i>	70
10.4.3	<i>Verifiche travi appartenenti al gruppo 3 – interne trasversali</i>	83
10.5	PILASTRI.....	95
10.5.1	<i>Verifiche pilastri appartenenti al gruppo 1</i>	96
10.5.2	<i>Verifiche taglio pilastri appartenenti al gruppo 1</i>	102
10.5.3	<i>Verifiche pilastri appartenenti al gruppo 2</i>	107

10.5.4	Verifiche taglio pilastri appartenenti al gruppo 2.....	113
10.5.5	Verifica a torsione	116
11	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (SLO)	117
12	FONDAZIONI	118
12.1	DESCRIZIONE	118
12.2	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI ELEMENTARI	119
12.3	TRAVI PERIMETRALI	121
12.4	CORDOLI DI COLLEGAMENTO	126
12.5	VERIFICHE GEOTECNICHE	131
12.5.1	Calcolo delle azioni scaricate sul terreno	132
12.5.2	Verifiche a capacità portante	134
12.5.3	Verifiche cedimenti.....	143
13	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E DEGLI IMPIANTI.....	146
14	VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE	147

1 PREMESSA

Il collegamento ferroviario tra la stazione di Brindisi e la futura stazione dell'aeroporto del Salento, interessa le aree a nord e nord-ovest della città, compresa tra l'asse ferroviario e l'aeroporto stesso.

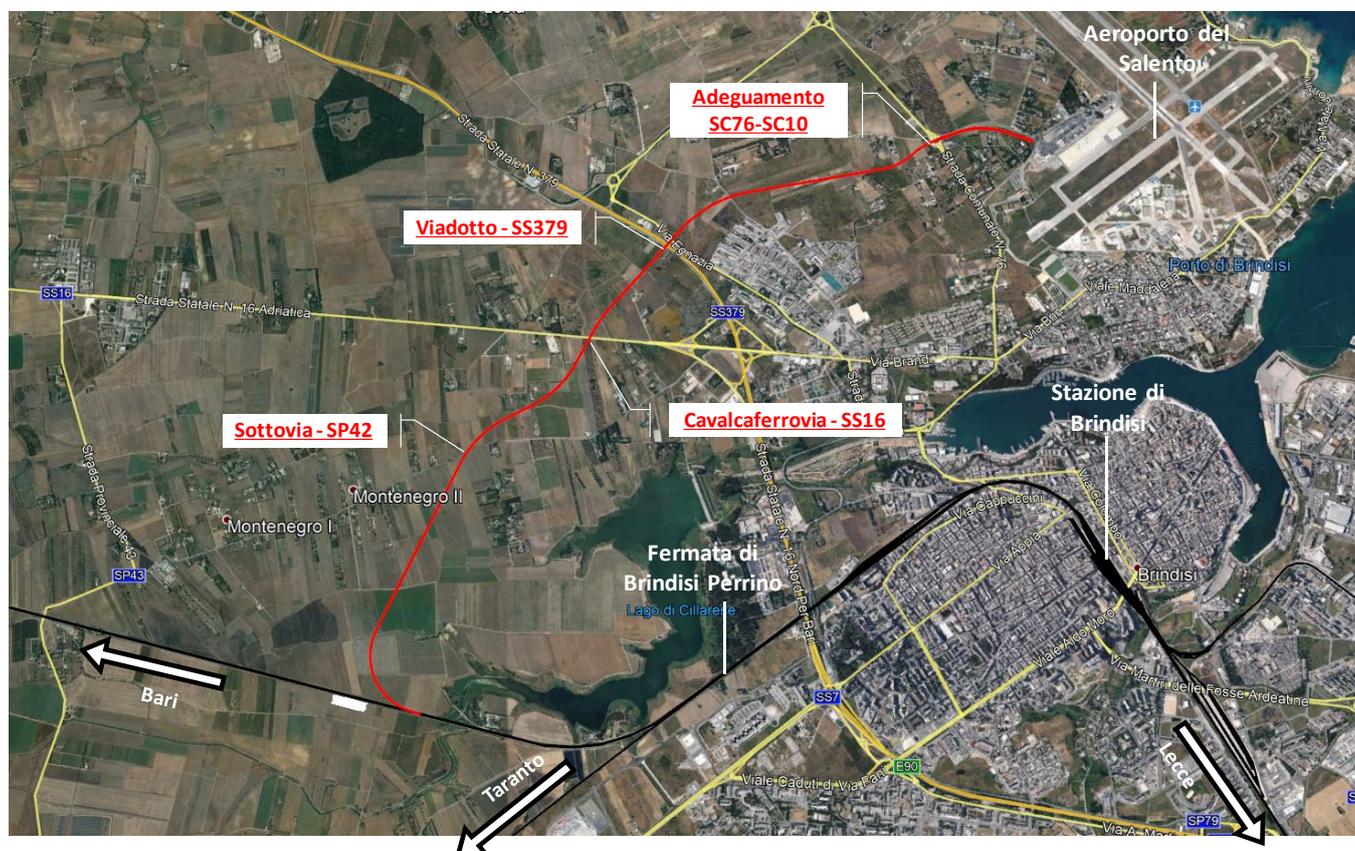
Quest'ultimo ha confermato il ruolo strategico rivestito negli ultimi anni per la Regione Puglia, dato il notevole incremento dei flussi turistici sia nazionali che internazionali.

RFI con la nota prot. RFI-DIN-DIS.AD\LTINC\P\2019\00000270, ha richiesto l'avvio delle attività per la Progettazione Tecnica ed Economica di I e II fase.

La soluzione individuata è la migliore alternativa progettuale risultante da un'analisi multicriteria realizzata all'interno del PFTE di prima fase e consegnato ad RFI con nota AGCCS.BATA.0017480.19.U del 12/03/2019.

La stessa soluzione è stata oggetto degli approfondimenti del PFTE di fase II.

Con la nota prot. RFI-DIN-DIS.AD\LTINC\P\2019\00000510, RFI ha richiesto l'avvio delle attività per l'esecuzione delle prestazioni relative alla progettazione definitiva della soluzione individuata.



Soluzione individuata

	NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI PROGETTO DEFINITIVO					
	Fabbricato Tecnologico Bivio Taranto – Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

Nel PFTE di seconda fase, il tracciato era suddiviso in due lotti funzionali corrispondenti alle due fasi realizzative:

- Lotto1: relativo al collegamento a singolo binario tra la Stazione di Brindisi e la nuova Stazione di Brindisi Aeroporto;
- Lotto 2: relativo ai rami di collegamento della nuova linea Brindisi- Brindisi Aeroporto con la linea Taranto-Brindisi e la linea Bari-Lecce.

Nella fase definitiva invece, il progetto è trattato in un unico lotto inclusi i rami di collegamento della nuova linea Brindisi- Brindisi Aeroporto con la linea Taranto-Brindisi, e la linea Bari-Lecce.

Il tracciato di progetto, lungo circa 6+225 km e con una pendenza massima del 20%, si sviluppa sostanzialmente in rilevato basso, attraversando le aree agricole a nord-ovest dell'abitato di Brindisi.

In corrispondenza di due interferenze viarie, in particolare per realizzare lo scavalco della SP42 e della SS379, la livelletta ferroviaria aumenta di quota (circa +7,5 e +10 m rispetto al piano di campagna rispettivamente).

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

La presente relazione è relativa al calcolo del fabbricato tecnologico del Bivio di Taranto, previsto nell'ambito della progettazione definitiva del Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la Stazione di Brindisi ed ubicato al km 1+039.170 della linea ferroviaria.

L'opera, ubicata nel Comune di Brindisi, ricade in zona sismica e sono state pertanto considerate le azioni derivanti dall'analisi sismica, secondo quanto previsto dal D.M. 17/01/18 e dalla Circolare Applicativa.

2.1 Descrizione dell'opera

La struttura in pianta del fabbricato ha forma rettangolare avente le seguenti dimensioni 7.60 m x 28.45 m, comprensiva del rivestimento con pannellature prefabbricate aventi spessore 20 cm. Il sistema strutturale è caratterizzato da un telaio spaziale monolivello avente copertura piana costituito da una campata in direzione trasversale di luce 6.90 m circa mentre, parallelamente al lato lungo, è suddiviso in 7 campate di luce variabile da 3.50 a 4.25 m. Per rispondere alle esigenze della progettazione impiantistica e della conseguente destinazione d'uso degli ambienti, è stato considerato un interpiano netto di 3.30m, maggiore del requisito minimo da soddisfare per le apparecchiature di 2.85m

La struttura relativa alla parte in elevazione è costituita da travi e pilastri in cemento armato. Il solaio di copertura è del tipo semiprefabbricato a prédalles, con getto in opera dei travetti e della caldana superiore. Lo spessore totale del solaio di copertura è di 22 cm e comprende 4 cm di prédalles, 12 cm di nervature e 4 cm di caldana superiore. Le lastre in c.a. sono larghe 120 cm e presentano tre tralicci metallici di irrigidimento ed elementi di alleggerimento delimitanti le nervature intermedie. Il solaio è ordito secondo la direzione longitudinale del fabbricato in modo da essere poggiato direttamente sui telai trasversali. I pilastri hanno dimensione in pianta di 40x50 cm, le travi perimetrali longitudinali hanno dimensioni 30x60 cm, mentre le travi trasversali hanno dimensioni 40x60 cm. Il sistema di fondazione è realizzato in opera mediante un graticcio di travi rovesce poste perimetralmente e collegate tra loro trasversalmente mediante dei cordoli (per le caratteristiche dimensionali della fondazione si rimanda agli elaborati grafici specifici). Il rivestimento esterno è ottenuto mediante pannelli di tamponamento prefabbricati. Il pavimento sopraelevato deve garantire le seguenti prestazioni:

- Incombustibilità (classe A1) secondo normativa europea
- Rivestimento in lamina di acciaio zincato (spessore 0.5mm) o gres fine porcellanato
- Carico distribuito massimo ammissibile: 2000kg/m²
- Carico concentrato minimo di 400kg/m² con freccia limite di 2.5mm al centro del pannello

Nel piazzale sarà inoltre realizzata in adiacenza al GE una vasca interrata di alloggiamento del serbaotio del gasolio a servizio dello stesso. Tale vasca sarà realizzata prefabbricata in c.a. di dimensioni (misure interne) 2.20 x 1.70 x h 1.80 m. qualora venisse installato un serbatotio di capacità maggiore di quella ipotizzata, la suddetta dimensione sarà adeguata.

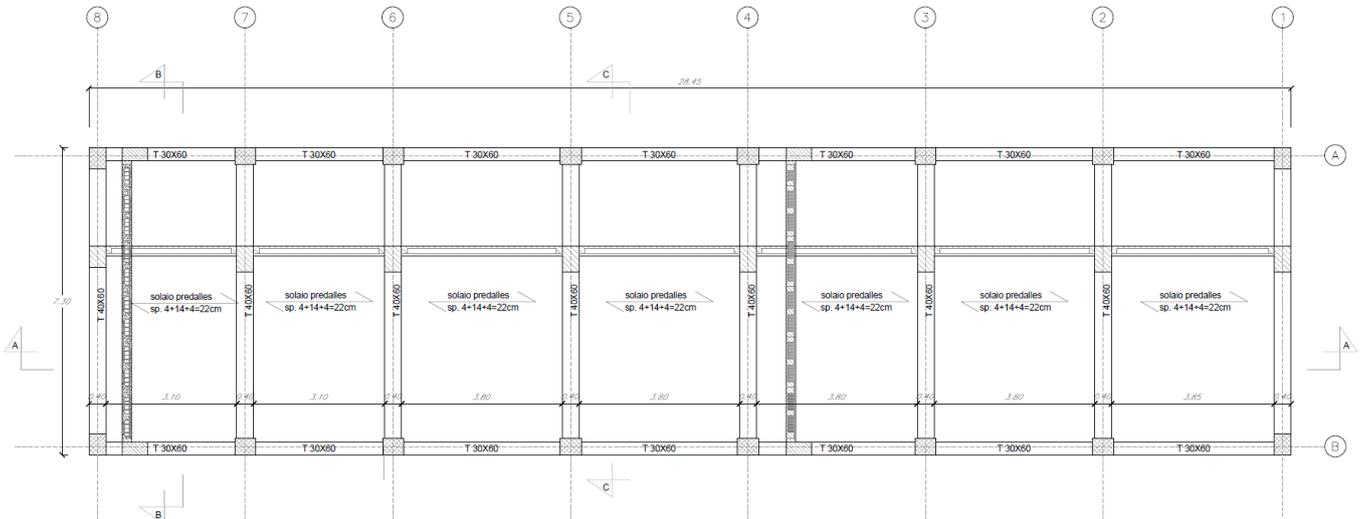


Figura 1 – Carpenteria della copertura

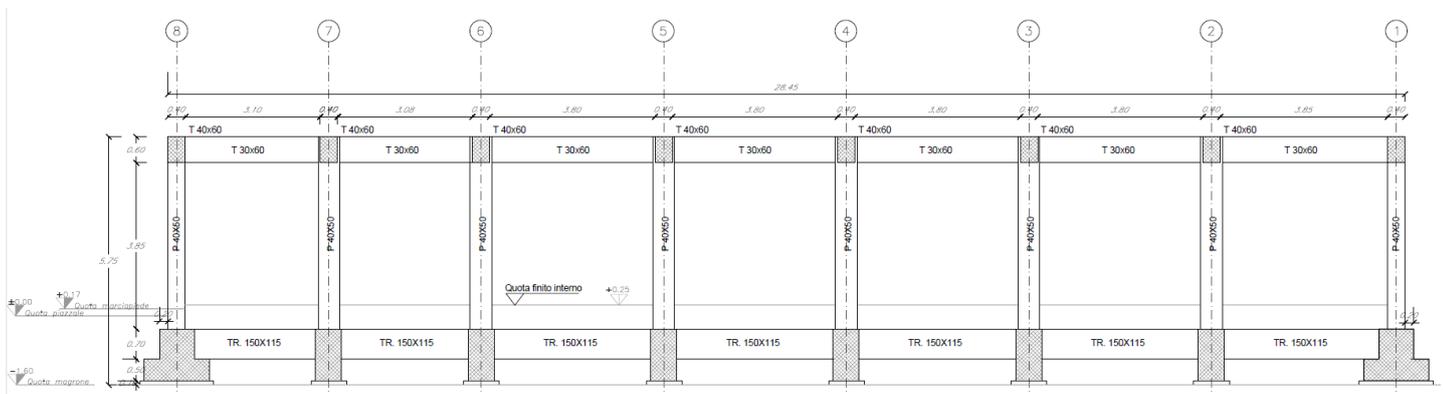


Figura 2 – Sezione Longitudinale

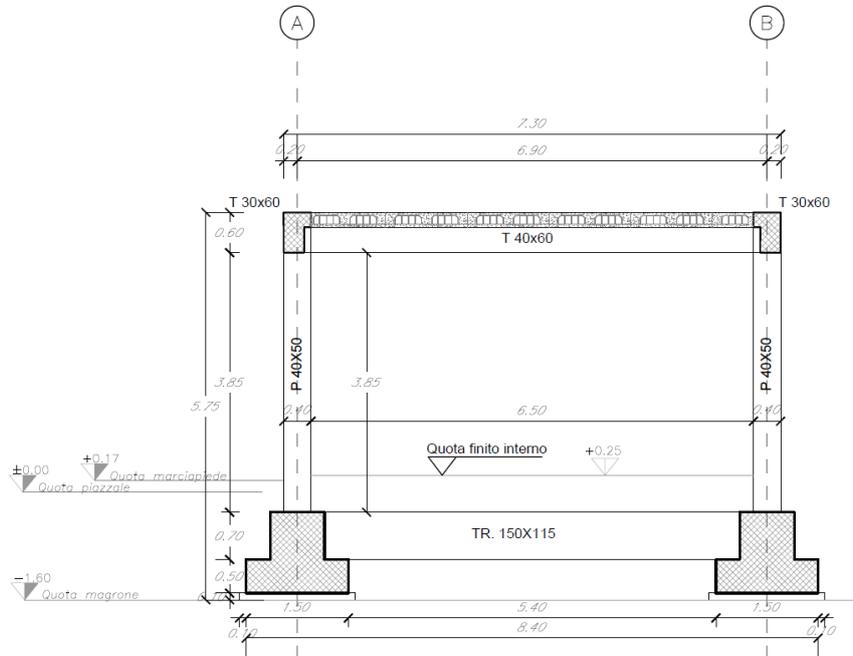


Figura 3 – Sezione Trasversale

	NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI PROGETTO DEFINITIVO					
	Fabbricato Tecnologico Bivio Taranto – Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Normativa

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le seguenti normative.

- Legge 5-1-1971 n° 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”;
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni;
- 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”;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 A)
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 A– rev 30/12/2016)
- Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea
- Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1

3.2 Elaborati di riferimento

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l'insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all'opera in esame e riportati in elenco elaborati.

Fabbricato Tecnologico - Carpenteria fondazioni e sezioni	1:50	I	A	7	K	0	0	D	1	0	P	B	F	A	0	1	0	0	0	0	1	A
Fabbricato Tecnologico - Pianta e Sezioni	1:50	I	A	7	K	0	0	D	1	0	P	B	F	A	0	1	0	0	0	0	2	A
Fabbricato Tecnologico - Pianta copertura e prospetti	1:50	I	A	7	K	0	0	D	1	0	P	B	F	A	0	1	0	0	0	0	3	A
Fabbricato Tecnologico - Dettagli costruttivi	1:50	I	A	7	K	0	0	D	1	0	B	Z	F	A	0	1	0	0	0	0	1	A
Fabbricato Tecnologico - Carpenteria copertura e sezioni	1:50	I	A	7	K	0	0	D	1	0	P	B	F	A	0	1	0	0	0	0	4	A
Piazzale - Planimetria	1:100	I	A	7	K	0	0	D	1	0	P	A	F	A	0	1	0	0	0	0	1	A

4 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella presente relazione sono:

- lunghezze [m]
- forze [kN]
- momenti [kNm]
- tensioni [MPa]

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 Calcestruzzo

Si riportano di seguito due tabelle riepilogative del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato per i diversi elementi strutturali:

	Solaio in lastre predalles	Struttura in elevazione	Fondazioni
Classe di resistenza	C30/37	C30/37	C25/30
Classe di esposizione	XC3	XC3	XC2
Condizioni ambientali	ordinarie	ordinarie	ordinarie
Rapporto acqua/cemento		0,55	0,60

		Solaio in lastre predalles	Struttura in elevazione	Fondazioni
R _{ck}	(N/mm ²)	37	37	30
f _{ck}	(N/mm ²)	30	30	25
f _{cm}	(N/mm ²)	38	36	33
α _{cc}	(-)	0,85	0,85	0,85
γ _c	(-)	1,5	1,5	1,5
f _{cd}	(N/mm ²)	17,40	17,40	14,17
f _{ctm}	(N/mm ²)	2,9	2,9	2,56
f _{ctk}	(N/mm ²)	2,03	2,03	1,79
f _{ctd}	(N/mm ²)	1,35	1,35	1,19
f _{efm}	(N/mm ²)	3,50	3,50	3,07
f _{efk}	(N/mm ²)	2,45	2,45	2,15
E _c	(N/mm ²)	32837	32837	31476

Dove:

R_{ck} = Resistenza cubica caratteristica a compressione

f_{ck} = 0.83·R_{ck} = Resistenza cilindrica caratteristica

f_{cm} = f_{ck} + 8 (N/mm²) = Resistenza cilindrica media a compressione

α_{cc} = Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli: α_{cc} (t > 28gg) = 0.85

$\gamma_c = 1.5$; viene ridotto a 1.4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio

della resistenza) non superiore al 10%. $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$ = Resistenza di calcolo a compressione

$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$ [per classi $\leq C50/60$] = Resistenza cilindrica media a trazione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$ = Resistenza di calcolo a trazione

$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$ = Resistenza media a trazione per flessione

$f_{cfk} = 0.7 \cdot f_{cfm}$ = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$ = Modulo Elastico

Coefficiente di Poisson:

Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC2018, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).

Coefficiente di dilatazione termica:

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valore medio pari a $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (NTC2018 – 11.2.10.5).

5.2 Acciaio d'armatura in barre tonde ad aderenza migliorata

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC2018, per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

Resistenza a trazione – compressione:

$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ = Resistenza caratteristica di rottura

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ = Resistenza caratteristica a snervamento

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 \text{ N/mm}^2$ = Resistenza di calcolo

dove:

$\gamma_s = 1.15$ = Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.

Modulo Elastico:

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:

		Solaio in lastre predalles	Struttura in elevazione	Fondazioni
f_{bk}	(N/mm ²)	4,36	4,36	4,36
f_{bd}	(N/mm ²)	2,90	2,90	2,90

dove:

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = \text{Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza}$$

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \text{Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo}$$

$\eta = 1.0$ – per barre di diametro $\Phi \leq 32$ mm;

$\gamma_c = 1.5$ – Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

5.3 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 21.2.2019, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

			Barre da c.a. elementi a piastra		Barre da c.a. altri elementi		Cavi da c.a.p elementi a piastra		Cavi da c.a.p altri elementi	
Cmin	Co	ambiente	C \geq Co	Cmin \leq C<Co	C \geq Co	Cmin \leq C<Co	C \geq Co	Cmin \leq C<Co	C \geq Co	Cmin \leq C<Co
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Ai valori riportati nella tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm. Si riportano di seguito i copriferri adottati, determinati in funzione della classe del cls e delle condizioni ambientali.

	Ambiente	Copriferro minimo	Tolleranza di posa	Copriferro nominale
Struttura in elevazione	Ordinario	25	10	35
Lastre predalles	Ordinario	20	0	20
Fondazioni	Ordinario	25	10	35

	<p align="center">NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI</p> <p align="center">PROGETTO DEFINITIVO</p>					
Fabbricato Tecnologico Bivio Taranto – Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A	FOGLIO 14 di 147

In definitiva si prescrive che in fondazione e in elevazione tranne che per le lastre predalles il copriferro netto non deve essere inferiore a 40mm.

Il copriferro di progetto è pari ad un copriferro per la durabilità, richiesto dal livello di aggressività dell'ambiente e dal livello di performance da assicurare per tutta la vita utile dell'opera senza interventi di manutenzione straordinaria, più una ulteriore aliquota necessaria per assicurare il requisito di REI 120 per la sala GE, estendendolo per praticità all'intero edificio. In sede di progetto esecutivo, se ritenuto conveniente nell'ambito di comparazione tra la due soluzioni alternative, sarà adottabile – in maniera del tutto equivalente – una soluzione con copriferri leggermente inferiori (pari alla sola aliquota necessaria per la durabilità) ed applicazione di intonaci REI sia sulle pareti che sul soffitto (intonaci che saranno REI 120 per la sala GE e REI90 per tutti gli altri locali).

Prove sui materiali

La costruzione delle strutture dovrà essere eseguita nel rispetto delle specifiche d'istruzione tecnica di FS, del manuale di Progettazione di RFI e del Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili di RFI.

6 CARATTERIZZAZIONE E CRITERI DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA

L'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio ha condotto alla definizione dei seguenti valori dei parametri meccanici per i terreni tipo individuati:

		Valori caratteristici dei parametri geotecnici di progetto						
		γ (kN/m ³)	φ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	G_0 (Mpa)	E_{op} (MPa)	$kh=k_v$ (m/s)
LS(ms)	Limo marrone scuro	19	25÷26 (1)	0÷10 (1)	10÷15 (1)	35 ÷ 45	9 ÷ 11	1.0E-8 ⁽¹⁾
SL/Cal	Sabbia limosa/limo sabbioso color avana con possibili intercalazioni calcarenitiche	19	29÷30	0÷6	-	70 ÷ 100 fino a 4.5 m da pc 85 ÷ 110 oltre 4.5 m da pc	18 ÷ 25 fino a 4.5 m da pc 21 ÷ 28 oltre 4.5 m da pc	1.0E-8 (per i raccordi e fino al km 01+800) 1.0E-7÷1.0E-6 (dal km 01+800 fino a fine tracciato)
LS(ga)	Limo sabbioso grigio azzurro	19.5	26÷28	7÷10	50	110 ÷ 150	28÷38	1.0E-7
AL	Argilla limosa grigio azzurra	20	23÷24	15÷20	70-150 (3)	$G_0 = 85 \cdot (\sigma'_{vo}/p_a)^{0.65}$ (assumendo la falda ad 1 m da pc)	(2.5 · G ₀)/10	1.0E-9
Cal	Depositi calcarenitici	20	31 (2)	0	-	n.d.	30 (1)	1.0E-7

γ = peso di volume naturale;

φ' = angolo di attrito "operativo";

c' = intercetta di coesione "operativa";

C_u = resistenza al taglio non drenata;

G_0 = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche. Dove $G_0 = 85 \cdot (\sigma'_{vo}/p_a)^{0.65}$, $p_a = 100$ kPa

E_{op} = Modulo di young "operativo" per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari

k = coefficiente di permeabilità

n.d. = non determinato

(1) Valori ipotizzati sulla base della descrizione del materiale in assenza di prove.

(2) In assenza di prove sono stati cautelativamente assunti i parametri di resistenza ottenuti sulla calcarenite fratturata più superficiale

(3) variabile linearmente con la profondità da 21 m a 50 m da pc originale

Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica

La falda è assente e non interagisce con l'opera in esame.

	NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI PROGETTO DEFINITIVO					
	Fabbricato Tecnologico Bivio Taranto – Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato. La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 75 anni. La classe d'uso assunta è la IV. Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \times C_u = 75 \times 2 = 150 \text{ anni.}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR} \text{ (SLV)} = 10\%.$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$\bullet \quad T_R \text{ (SLV)} = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{VR})} = 1424 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*c :

- a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo, considerando la componente verticale agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

L'opera ricade nel comune di Brindisi. I corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV ($T_R=1424$ anni) sono i seguenti:

$$\text{latitudine} = 40.632727;$$

$$\text{longitudine} = 17.941761;$$

$$a_g = 0.060 \text{ g};$$

$$F_0 = 2.677;$$

$$T_{c^*} = 0.524 \text{ s.}$$

Il sottosuolo su cui insiste l'opera ricade in categoria sismica "C" e categoria topografica "T1". I coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

$$S_s = 1.50;$$

$$S_T = 1.0.$$

8 ANALISI DEI CARICHI

Come prescritto dalle NTC2018, sono state considerate agenti sulla struttura le seguenti condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche dei singoli elementi strutturali:

- peso proprio strutture;
- carichi permanenti non strutturali;
- sovraccarico variabile;
- azione sismica;
- azione del vento;
- azione della neve;
- variazioni termiche;

8.1 Peso proprio strutture

8.2 Struttura principale in c.a.

- Solaio di copertura

E' realizzato con lastre predalles in cemento armato di altezza 22 cm alleggerite con polistirene espanso.

- Solaio in lastre Predalles ($H = 4 + 14 + 4 = 22$ cm) lastra larga 1.20 m.
- Predalles ($s = 4$ cm) $25 \times 0.04 \times 1.20 = 1.2$ kN;
- Nervatura centrale ($h = 14$ cm. $s = 14$ cm) $25 \times 0.14 \times 0.14 = 0.49$ kN;
- Nervature laterali ($h = 14$ cm. $s = 13$ cm) $2 \times 25 \times 0.12 \times 0.14 = 0.84$ kN;
- Soletta superiore ($s = 4$ cm) $25 \times 0.04 \times 1.20 = 1.2$ kN;
- Alleggerimento in polistirene espanso ($h = 14$ cm. $s = 40$ cm) $2 \times 0.15 \times 0.4 \times 0.14 = 0.0168$ kN.
- Peso totale di una lastra larga 1.20 m: $G = 1.2 + 0.49 + 0.84 + 1.2 + 0.017 = 3.75$ kN

- Peso totale a metro quadrato = $3.75/1.20 = 3.2 \text{ kN/m}^2$

Il peso proprio delle travi e dei pilastri indicati a seguire, viene calcolato automaticamente dal programma considerando il peso specifico del cemento armato pari a : $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$

8.3 Carichi permanenti non strutturali

- Tamponamenti esterni

Il rivestimento esterno è ottenuto mediante pannelli di tamponamento prefabbricati in calcestruzzo di spessore pari a 20 cm (pannello a taglio termico) il cui peso è pari a **4.20 kN/m²**.

Il peso per unità di superficie moltiplicato per l'altezza totale del singolo pannello $h=5.00 \text{ m}$, trascurando le eventuali aperture, è pari a 21 kN/m, che è il peso a metro lineare del pannello.

Considerando che il pannello viene fissato alle travi di elevazione e al cordolo in c.a. posto al di sopra della trave rovescia, il peso da applicare alle travi perimetrali di elevazione e a quelle di fondazione è pari a **10.5 kN/m**.

- Carichi permanenti non strutturali agenti in copertura

Incidenza zone piene solaio	0,20	kN/m ²
Massetto delle pendenze	0,60	kN/m ²
Strato coibente	0,10	kN/m ²
Guaina di impermeabilizzazione	0,10	kN/m ²
Malta di allettamento (2 cm)	0,40	kN/m ²
Pavimento	0,50	kN/m ²
Intonaco intradosso	0,30	kN/m ²
Incidenza impianti	0,30	kN/m ²
Controsoffitto	0,10	kN/m ²
Totale carico:	2.60	kN/m²

8.4 Sovraccarichi variabili (Qk1)

Il sovraccarico variabile in copertura è assunto pari a 0.50 kN/m^2 in quanto copertura accessibile per sola manutenzione.

8.5 Azione della neve (Qk2)

Le azioni della neve sono definite al capitolo 3.4 delle NTC2018. Il carico provocato dalla neve sulle coperture è definito dall'espressione seguente:

$$q_s = \mu_i C_e C_t q_{sk}$$

dove:

μ_i - Coefficiente di forma della copertura;

C_e - Coefficiente di esposizione;

C_t - Coefficiente termico;

q_{sk} - Valore di riferimento del carico neve al suolo.

Per la valutazione di q_{sk} si è fatto riferimento ad un sito posto in zona II, con altezza sul livello del mare pari a $a_s < 200m$:

$$q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$$

Il fabbricato si trova ad altitudine 20 m.s.l.m.

Il coefficiente di esposizione C_e può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in tabella 3.4.I. NTC2018. Per il caso in esame, essendo un tipologico, si assume $C_e = 1.0$.

Il coefficiente termico C_t può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1.0$ (3.4.4 - NTC2018).

Il coefficiente di forma della copertura dipende dall'angolo di inclinazione della falda, i valori proposti dalla normativa vigente vengono riportati nella Tab.3.4.II (DM 17 Gennaio 2018):

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Nel caso in esame si ha $\alpha = 0^\circ$ circa, pertanto:

$$\mu_i (0^\circ) = 0.8$$

Si assume una distribuzione uniforme del carico da neve per la copertura piana, quindi si ha:

$$q_s = 0.8 \cdot 0.60 \cdot 1.00 \cdot 1.00 = \mathbf{0.48 \text{ kN/m}^2}.$$

8.6 Azione del vento (Qk3)

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al punto 3.3.3 – NTC2018. Per il calcolo dell'azione statica equivalente dovuta al vento, si è fatto riferimento ad un sito posto in zona 2, con altezza sul livello del mare pari $a_s < a_0 = 1000 \text{ m}$.

	NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI PROGETTO DEFINITIVO					
	Fabbricato Tecnologico Bivio Taranto – Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	IA7K	00	D10CL	FA0200001	A	20 di 147

8.6.1 Pressione del vento:

La pressione del vento, considerata come azione statica agente normalmente alle superfici, è data dall'espressione:

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

dove

- q_b - Pressione cinetica di riferimento
- c_e - Coefficiente di esposizione
- c_p - Coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)
- c_d - Coefficiente dinamico che si assume unitario.

8.6.2 Pressione cinetica di riferimento:

La pressione cinetica di riferimento q_b in (N/m²) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove:

- v_b - Velocità di riferimento del vento;
- ρ - Densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³.

In mancanza di indagini statistiche adeguate, la velocità di riferimento del vento $v_b(T_R)$ riferita ad un generico periodo di ritorno T_R può essere valutata, nel campo compreso tra 10 e 500 anni, con l'espressione:

$$V_b(T_R) = \alpha \cdot v_b$$

dove:

- v_b – Velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;
- α_R – Coefficiente posto in un diagramma in funzione di T_R espresso in anni;

Il periodo di ritorno T_R al quale si è fatto affidamento per la valutazione della velocità di riferimento del vento risulta pari a 75 anni (in accordo con il periodo di riferimento V_R della struttura).

8.6.3 Coefficiente di esposizione:

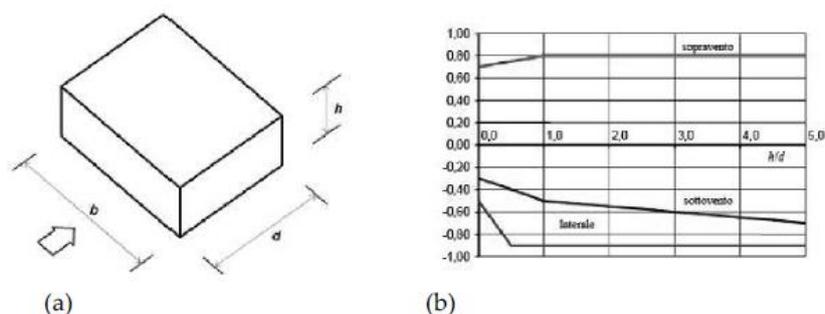
Il coefficiente d'esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per il caso in esame considerando zona 3, classe di rugosità del terreno D e categoria d'esposizione del sito II, il coefficiente di esposizione, per un'altezza massima del fabbricato di 5.00 m, risulta pari ad 1.93 .

8.6.4 Coefficiente dinamico:

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso è assunto cautelativamente pari ad 1.

8.6.5 Coefficiente di forma (o aerodinamico):

Per la determinazione del coefficiente di forma si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 3.3.8 della Circolare del 21/01/2019 in relazione al coefficiente globale c_{pe} per edifici a pianta rettangolare con coperture piane:



(a)

(b)

a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,

b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali

Faccia sopravento	$C_U = 2,0$	$C_U = 1,5$
$h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - -0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

— Per il carico sopravento si assume $c_p = + 0,8$;

— per il carico sottovento si assume $c_p = - 0,4$;

— in copertura si assume $c_p = \pm 0,4$;

per costruzioni che hanno una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale, la pressione interna si assumerà $c_{pi} = + 0,2$.

8.6.6 Azione tangenziale del vento:

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f$$

dove:

q_b , c_e sono stati definiti precedentemente;

c_f - Coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

Dati i coefficienti d'attrito riportati in tabella C3.3.XIX (Circolare 2019) si assume un valore di 0.02, relativo a superficie scabra (cemento a faccia scabra...). Pertanto sviluppando l'espressione relativa all'azione tangenziale del vento si ottiene un valore ampiamente trascurabile rispetto alle altre azioni in gioco.

<u>Azione Tangenziale Vento</u>		
q_b	0.456	kN/m ²
c_e	1.93	
c_f	0.02	
p_f	0.018	kN/m ²

Si riporta di seguito il prospetto delle caratteristiche assunte per la determinazione della pressione normale del vento secondo normativa:

<u>Azione Normale Vento</u>		
Zona	3	
a_s	<500	m
a_0	500	m
$v_{b,0}$	27	m/s
K_s	0.37	1/s
$v_b(T_R)$	27	m/s
q_b	0.456	kN/m ²
Categoria di esposizione sito	III	
k_r	0.2	
z_0	0.1	m
z_{min}	2	m
$c_e(z_{min})$	1.708	

z (altezza costruzione sul suolo)	5.80	m
c_d	1	
$c_e(z)$	1.93	
α (Inclinazione copertura)	0	°
c_{p1} (Copertura)	- 0.40	
c_{p2} (Elementi Verticali - Sopravento) = 0,8 + 0,2	+ 0.80	
c_{p3} (Elementi Verticali – Sottovento) = -0,6 + 0,2	+ 0.40	
p_1 (Pressione vento in copertura)	- 0.53	kN/m ²
p_2 (Pressione vento elementi verticali - Sopravento)	+ 0.88	kN/m ²
p_3 (Pressione vento elementi verticali - Sottovento)	+ 0.53	kN/m ²

L'azione del vento sui pannelli di tamponamento viene trasmessa alle travi perimetrali e alle travi di fondazione come una forza a metro lineare pari alla pressione del vento precedentemente calcolata (p_2 e p_3) per la metà dell'altezza dei pannelli ($5.00 \times 0.50 = 2.50$ m):

L'azione del vento (depressione) sul solaio viene trasmessa alle travi trasversali lunghe 6.80 m come un carico metro lineare pari alla pressione del vento precedentemente calcolata p_1 (pressione vento in copertura) per la zona d'influenza delle travi (4.20 m per le travi interne e 2.15 m per le travi esterne).

8.7 Pressione aerodinamica dei convogli (P_DIN)

Il passaggio dei convogli induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria onde di pressione e depressione. L'ampiezza di tali azioni dipende principalmente dai fattori di seguito elencati:

1. dal quadrato della velocità del treno (v);
2. dalla forma aerodinamica del convoglio (K_1);
3. dalla forma della struttura (K_2);
4. dalla posizione della struttura e dalla distanza stessa dal binario (a_g).

Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa e alla coda del treno.

I carichi equivalenti sono considerati valori caratteristici delle azioni ($\pm q_{1k}$).

Si ha pertanto:

$$q_{1k} = f(v; a_g) \times K_1 \times K_2$$

dove:

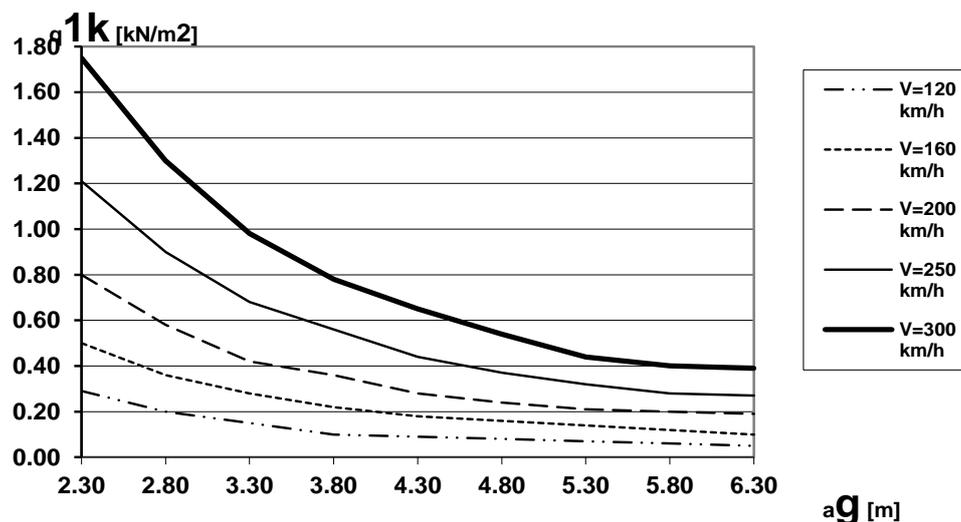
K_1 = 1.00 per treni con forme aerodinamiche sfavorevoli

= 0.85 per treni con carrozze a sagoma arrotondata

= 0.60 per treni aerodinamici (ETR)

K_2 = 1.30 se l'altezza dell'elemento è ≤ 1.00 o se la larghezza è ≤ 2.50 ; altrimenti $K_2 = 1.00$;

a_g = distanza dalla mezzeria del binario più vicino (nel caso in esame superiore a 50m);



Nel caso specifico considerando una velocità massima di percorrenza di un convoglio con forme aerodinamiche sfavorevoli ($K_1=1$), pari a $V_{max} = 100$ km/h, e considerando $K_2=1$, dall'abaco precedentemente riportato si evince che tale azione è nulla e pertanto non risulta dimensionante.

8.8 Variazioni termiche

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II delle NTC 2018 che viene riportata nel seguito.

Nel caso in cui la temperatura costituisca, invece, azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, l'andamento della temperatura T nelle sezioni degli elementi strutturali deve essere valutato più approfonditamente studiando il problema della trasmissione del calore.

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$

Nel caso in esame, , si tiene conto della sola componente ΔT_u e in particolare si assume $\Delta T_u = \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$ per tutta la struttura.

	NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI PROGETTO DEFINITIVO					
	Fabbricato Tecnologico Bivio Taranto – Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

8.9 Azione sismica

Per la definizione dell'azione sismica sono necessarie delle valutazioni preliminari relative alle seguenti caratteristiche proprie della costruzione (2.4 – NTC2018):

- Vita Nominale (V_N);
- Classe d'uso (C_u);
- Periodo di Riferimento (V_R).

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, ai sensi dell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g , nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissata probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R (3.2 – NTC2018).

La normativa NTC2018 definisce le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g – Accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 – Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

TC^* - Periodo d’inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche si definiscono due stati limite di esercizio e due ultimi, che sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso (3.2.1 – NTC2018), ai quali corrispondono i seguenti valori dei parametri precedentemente definiti:

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può far riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III – NTC2018).

Il terreno su cui insiste la costruzione è stato assimilato ad un sottosuolo di *categoria C*.

Nel caso in esame si può assumere una categoria topografica T_1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Lo spettro di risposta elastico orizzontale è descritto dalle seguenti espressioni, riportate al punto 3.2.3.2.1 – NTC2018:

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

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

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

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

8.9.1 Parametri sismici

L'opera ricade nel comune di Brindisi. I corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV ($T_R=1068$ anni) sono i seguenti:

latitudine = 40.632727;

longitudine = 17.941761;

a_g = 0.056 g;

F_0 = 2.619;

T_{c^*} = 0.517 s.

Il sottosuolo su cui insiste l'opera ricade in categoria sismica "C" e categoria topografica "T1". I coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

S_S = 1.50;

S_T = 1.0.

Si attribuisce alla struttura una vita nominale $V_N = 75$ anni e la classe d'uso III con coefficiente d'uso $C_u=1.5$, in conformità ai riferimenti normativi di cui al §3.1.

Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell'azione sismica sarà quindi $V_R = C_u \times V_N = 112.5$ anni.

Nelle figure seguenti sono riportati gli spettri elastici utilizzati per la definizione dell'azione sismica di progetto. I valori di progetto caratteristici (probabilità di superamento P_{VR} e periodo di ritorno T_R) sono i seguenti:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita: $P_{VR} = 10\%$ $T_R = 1068$ anni;
- Stato limite di Danno: $P_{VR} = 63\%$ $T_R = 113$ anni;
- Stato limite di Operatività: $P_{VR} = 81\%$ $T_R = 68$ anni.

Si riporta di seguito la definizione degli spettri per i vari stati limite utilizzati:

Response Spectrum Italian NTC2018 Function Definition

Function Name: Function Damping Ratio:

Parameters

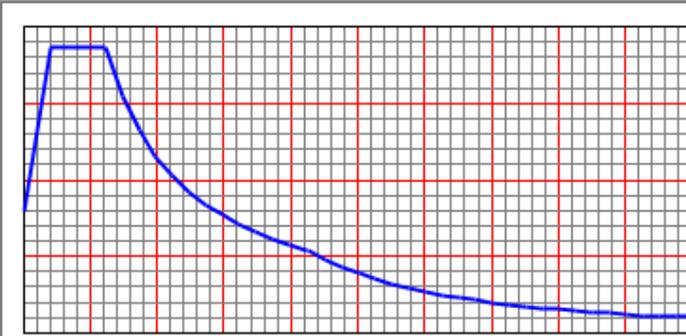
- ag, F0 and Tc* - by Latitude/Longitude
- ag, F0 and Tc* - by Island
- ag, F0 and Tc* User Specified

Site Longitude (degree):
 Site Latitude (degree):
 Island Name:
 Limit State:
 Usage Class:
 Nominal Life:
 Peak Ground Acc., ag/g:
 Magnification Factor, F0:
 Reference period, Tc*:
 Spectrum Type:
 Soil Type:
 Topography:
 h/H ratio:
 Spectrum Period, Tb:
 Spectrum Period, Tc:
 Spectrum Period, Td:
 Damping Percentage, Xi:
 Behavior Factor, q:

Define Function

Period	Acceleration
0.	0.0401
0.1636	0.0933
0.4909	0.0933
0.5909	0.0775
0.6909	0.0663
0.7909	0.0579
0.8909	0.0514
0.9909	0.0462

Function Graph



(1.059 , 0.1249)

Figura 4 Parametri sismici SLD

Response Spectrum Italian NTC2018 Function Definition

Function Name: SLO_BRINDISI

Function Damping Ratio: 0.05

Parameters

- ag, F0 and Tc* - by Latitude/Longitude
- ag, F0 and Tc* - by Island
- ag, F0 and Tc* User Specified

Site Longitude (degree): 17.9418

Site Latitude (degree): 40.6327

Island Name: []

Limit State: SLO

Usage Class: III

Nominal Life: 75

Peak Ground Acc., ag/g: 0.0505

Magnification Factor, F0: 2.3646

Reference period, Tc*: 0.3271

Spectrum Type: Design Horiz

Soil Type: C

Topography: T1

h/H ratio: 1

Spectrum Period, Tb: 0.1655

Spectrum Period, Tc: 0.4966

Spectrum Period, Td: 1.802

Damping Percentage, Xi: []

Behavior Factor, q: 1

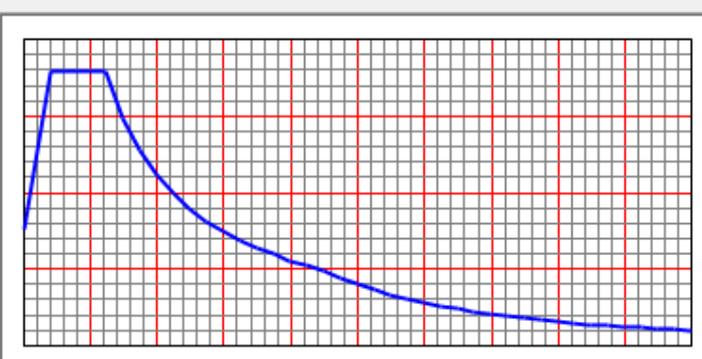
Convert to User Defined

Define Function

Period	Acceleration
0.	0.0758
0.1655	0.1791
0.4966	0.1791
0.5966	0.1491
0.6966	0.1277
0.7966	0.1117
0.8966	0.0992
0.9966	0.0893

Add, Modify, Delete

Function Graph



Display Graph: 0.0,0.0

OK, Cancel

Figura 5 Parametri sismici SLO

Response Spectrum Italian NTC2018 Function Definition

Function Name: Function Damping Ratio:

Parameters

- ag, F0 and Tc* - by Latitude/Longitude
- ag, F0 and Tc* - by Island
- ag, F0 and Tc* User Specified

Site Longitude (degree):
 Site Latitude (degree):
 Island Name:
 Limit State:
 Usage Class:
 Nominal Life:
 Peak Ground Acc., ag/g:
 Magnification Factor, F0:
 Reference period, Tc*:
 Spectrum Type:
 Soil Type:
 Topography:
 h/H ratio:
 Spectrum Period, Tb:
 Spectrum Period, Tc:
 Spectrum Period, Td:
 Damping Percentage, Xi:
 Behavior Factor, q:

Define Function

Period	Acceleration
0.	0.0837
0.2251	0.0696
0.6753	0.0696
0.7753	0.0606
0.8753	0.0537
0.9753	0.0482
1.0753	0.0437
1.1753	0.04

Function Graph

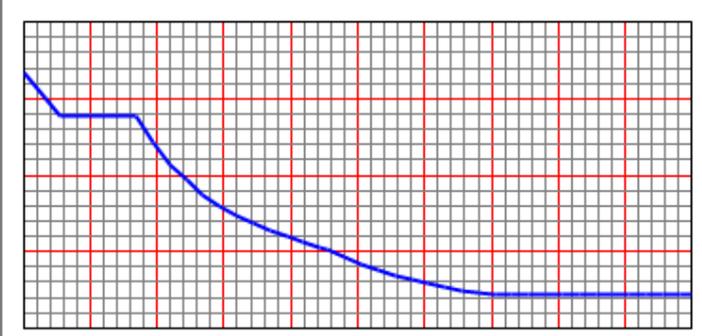


Figura 6 Parametri sismici SLV

8.9.2 Fattore di struttura

Poiché il fabbricato è dotato di solai che presentano luce inferiore a 8 m, non è stata considerata la componente verticale dell'azione sismica, come stabilito al punto 7.2.1 delle NTC2018:

	NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI PROGETTO DEFINITIVO					
	Fabbricato Tecnologico Bivio Taranto – Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

Agli stati limite ultimi le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4 - NTC2018 η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato mediante la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione.

Un problema importante è la scelta del valore base del coefficiente di comportamento q_0 , che risulta legato alla tipologia strutturale ed al livello di duttilità attesa. Osservando le tipologie strutturali riportate al punto 7.4.3.1 – NTC2018 si evince che l'edificio in esame può essere riconducibile ad un sistema a telaio.

Per quanto riguarda il livello di duttilità attesa, si stabilisce di progettare il fabbricato in accordo con un comportamento strutturale dissipativo caratterizzato da Classe di Duttilità bassa (CD" B").

Pertanto, in base alla tabella 7.4.I delle NTC 2018, il coefficiente di comportamento q_0 può essere valutato come segue:

$$q_0 = 3.0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

La struttura risulta regolare in altezza, ma non regolare in pianta, in quanto il rapporto tra il lati dell'edificio è maggiore di 4: $B/L = 4,9$. per il calcolo di α_u / α_1 si deve fare una media tra 1,00 e il valore riportato nella tabella Tab. 7.4.I delle NTC08.

Si definisce:

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.05$$

Pertanto il fattore di struttura al quale si farà riferimento per la definizione dello spettro di progetto è

$$q = 3.15.$$

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

	NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI PROGETTO DEFINITIVO					
	Fabbricato Tecnologico Bivio Taranto – Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

Per i fabbricati tecnologici in progetto, gli spettri di risposta di progetto agli stati limite SLD, SLV e SLO sono stati determinati tramite il foglio elettronico spettri.

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali dovuti al peso proprio (G_1), ai sovraccarichi permanenti (G_2) e a un'aliquota (ψ_{2j}) dei sovraccarichi accidentali (Q_{kj}):

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I – NTC2018. Nel caso in esame i sovraccarichi accidentali che possono essere sottoposti ad eccitazione sismica sono:

- per il solaio di copertura, la neve ed il vento per copertura presentano $\psi_{2j} = 0$;
- per il solaio di copertura, il sovraccarico variabile agente presenta $\psi_{2j} = 0$.

Per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per gli edifici, gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo. In assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

Gli effetti delle forze equivalenti dovute all'eccentricità accidentale, vengono portati in conto nella combinazione sismica, sommandoli al contributo delle sollecitazioni che si ottengono a valle dell'analisi dinamica lineare con spettro di risposta.

Come metodo di analisi per determinare gli effetti dell'azione sismica si è scelto di utilizzare l'analisi dinamica lineare o analisi modale con spettro di risposta, nella quale l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Come prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 7.3.3.1, devono essere considerati tutti i modi di vibrare con massa partecipante significativa. E' opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa (CQC) degli effetti relativi a ciascun modo, secondo quanto definito al punto 7.3.3.1 delle NTC2018.

	NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI PROGETTO DEFINITIVO					
	Fabbricato Tecnologico Bivio Taranto – Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

La risposta della struttura viene calcolata separatamente per ciascuna delle due componenti dell'azione sismica orizzontale; gli effetti sulla struttura, in termini di sollecitazioni e spostamenti, sono poi combinati applicando le seguenti espressioni:

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y$$

$$1.00 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_x$$

Si è infine provveduto a combinare gli effetti dell'analisi spettrale ai differenti stati limite con quelli provocati dalle forze equivalenti all'eccentricità accidentale.

9 MODELLO STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO

9.1 Metodologia di modellazione ed analisi

La struttura è stata modellata con l'ausilio di un programma di calcolo agli elementi finiti. Sono state svolte analisi sia statiche che dinamiche. In particolare, per le azioni sismiche si è fatto ricorso ad un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta, utilizzando le azioni descritte nel paragrafo §7.

9.2 Modellazione della geometria

L'analisi e le verifiche di sicurezza della struttura sono state condotte coerentemente con quanto indicato nel paragrafo §7.2.5 delle NTC18. In particolare è stato creato un primo modello della sola struttura in elevazione considerata incastrata alla base, utilizzato per il calcolo e la verifica di tutti gli elementi strutturali ad esclusione delle fondazioni e per il calcolo delle azioni trasmesse in fondazione. Il secondo modello comprende anche le strutture di fondazione impostando delle travi di fondazione a T rovescia interagenti con un suolo elastico.

Lo step del lavoro relativo al calcolo computazionale e alla definizione dell'output, in termini di caratteristiche di sollecitazione e deformazioni per i vari elementi strutturali, prevede un approccio preliminare basato sulla modellazione della struttura attraverso un processo di discretizzazione agli elementi finiti facendo riferimento ad un modello elastico. Gli elementi strutturali, travi e pilastri in elevazione e graticcio di travi rovesce in fondazione, sono stati schematizzati mediante elementi monodimensionali tipo *frame*. Essi presentano caratteristiche geometriche e meccaniche in accordo con le proprietà reali dei materiali e delle sezioni che li rappresentano. Ciascuna asta è stata posizionata in corrispondenza dell'asse baricentrico degli elementi strutturali.

L'analisi degli effetti dovuti all'azione sismica prevede la definizione delle masse strutturali partecipanti all'eccitazione dinamica dovuta al terremoto. Pertanto nel modello le masse strutturali coincidono con i carichi caratteristici permanenti strutturali e non strutturali (i carichi di esercizio dovuti alla manutenzione sono trascurati).

La presenza del solaio di copertura è stata modellata mediante un vincolo di diaframma al livello di copertura, oltre che con l'assegnazione dei carichi alle travi. Seguendo tale ipotesi di calcolo, le componenti di spostamento del singolo nodo di impalcato vengono riferite a quelle di un nodo *master*, coincidente con il centro di massa dell'impalcato. L'assegnazione dei carichi alle travi è stata effettuata sulla base della tessitura dei solai secondo il criterio della larghezza d'influenza. Agli elementi in elevazione è stato assegnato un carico termico, pari a quello riportato nell'analisi dei carichi. Nelle figure seguenti si riportano le rappresentazioni dei modelli della struttura, con l'indicazione della numerazione delle aste e dei nodi.

9.2.1 Modelli SAP2000

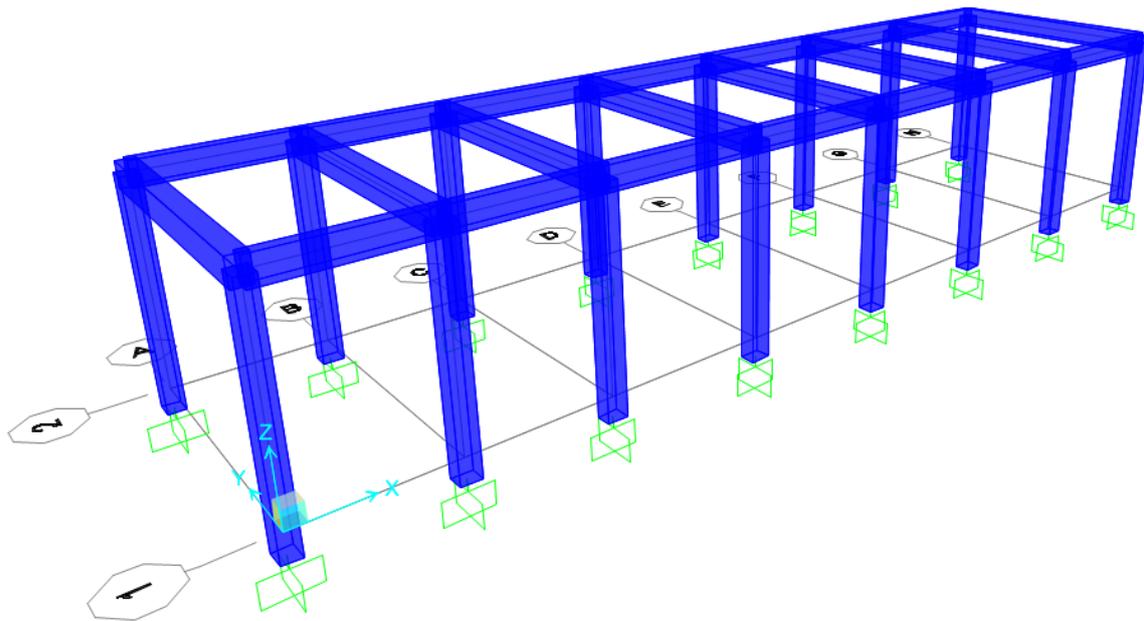


Figura 7 – Modello elevazione SAP – Vista assometrica

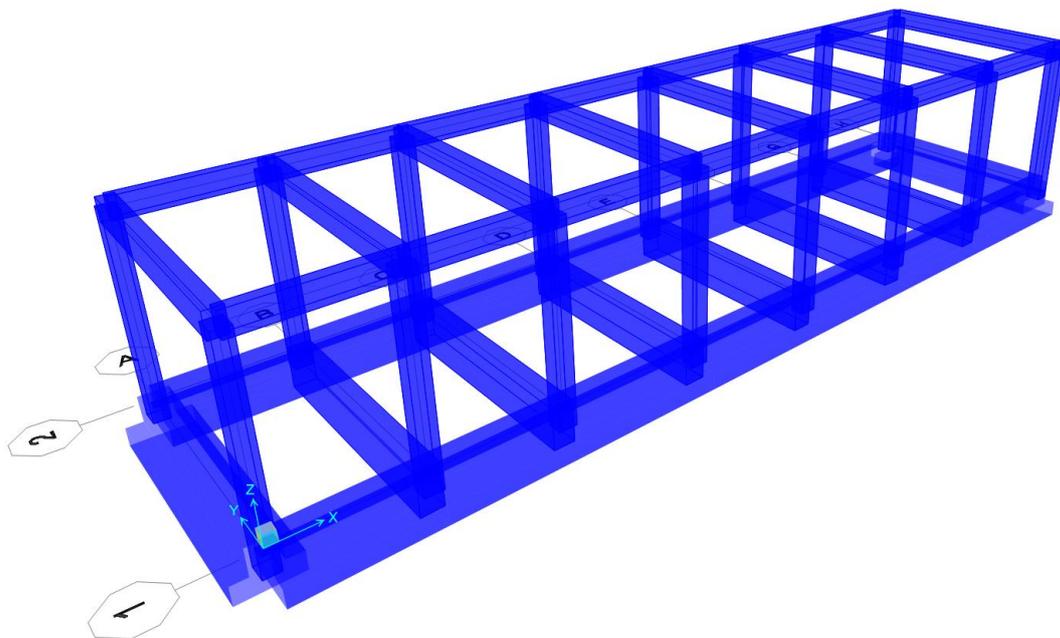


Figura 8 – Modello fondazioni SAP – Vista assometrica

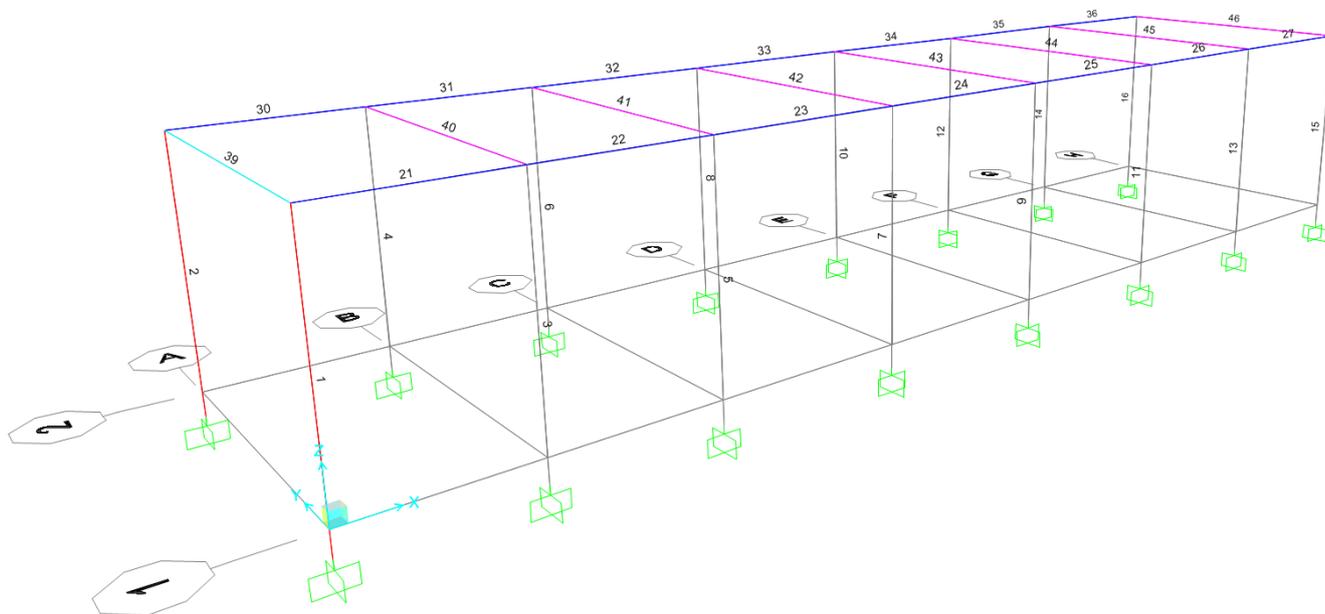


Figura 9 – Modello elevazione SAP – Numerazione aste

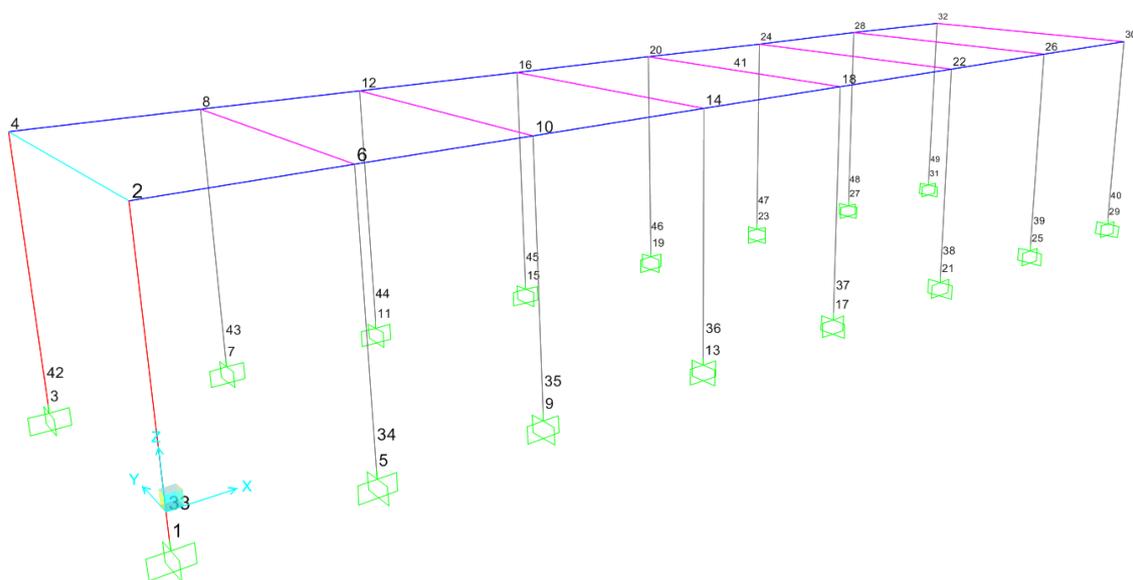


Figura 10 - Modello elevazione SAP – Numerazione nodi



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

Fabbricato Tecnologico Bivio Taranto – Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D10CL	FA0200001	A	36 di 147

9.2.2 Costante di sottofondo del terreno

L'interazione tra terreno e struttura è stata studiata ipotizzando un comportamento elastico del terreno. L'intera struttura è poggiata a terra su un letto di molle alla Winkler la cui rigidezza viene assegnata per unità di lunghezza di elemento. Il coefficiente di fondazione (Winkler) adottato nel modello è pari a $K = 15000 \text{ kN/m}^3$.

Condizioni di carico elementari

Di seguito si riportano alcune immagini del modello in cui sono visibili le condizioni di carico elementari

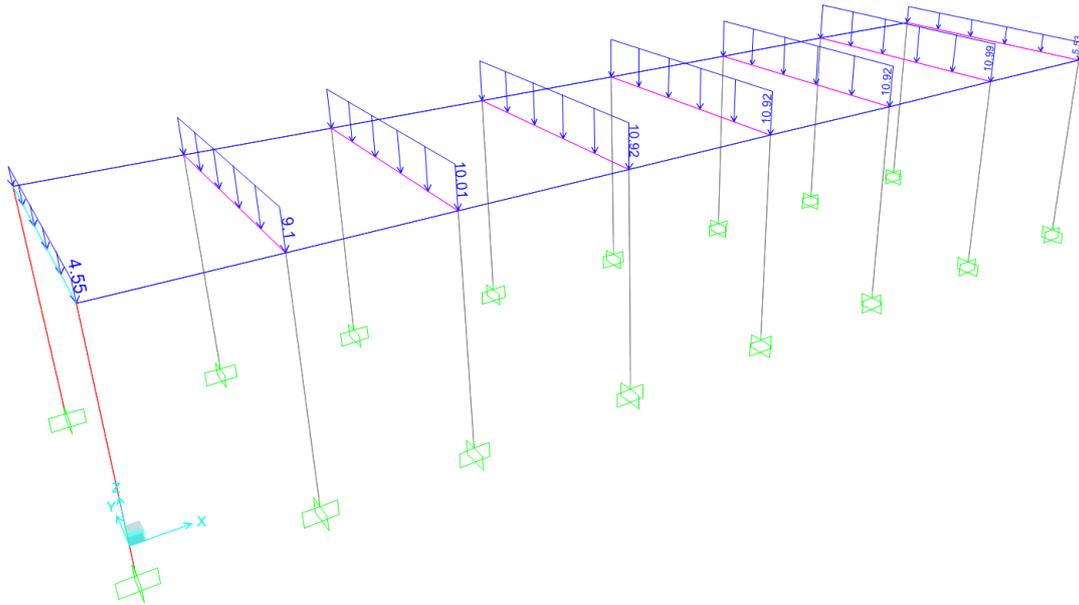


Figura 11 - Carichi G2 -Carichi risultanti dalle aree di carico

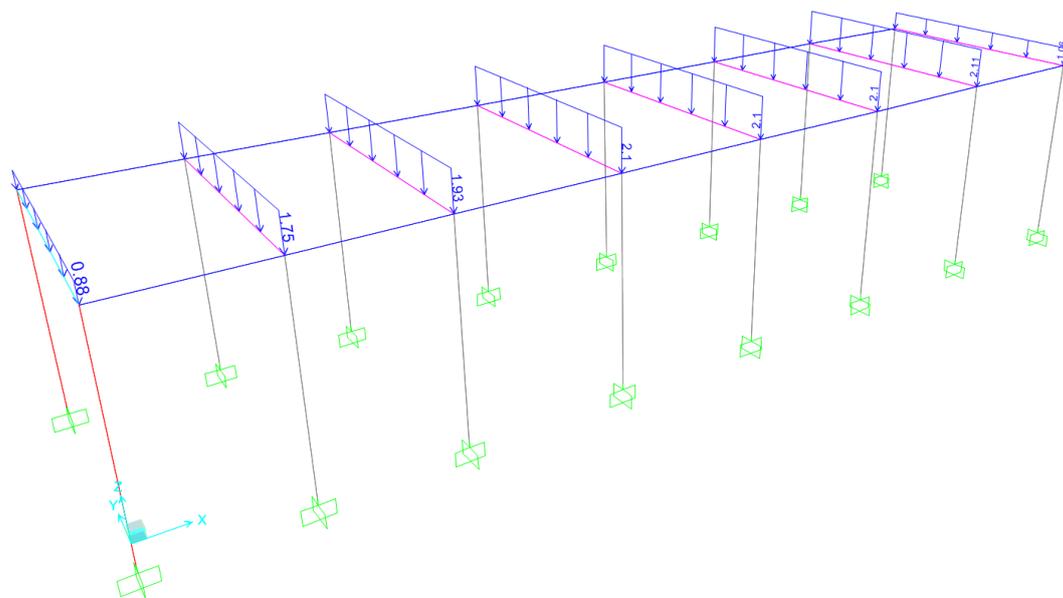


Figura 12 - Carico Qk1 - manutenzione - Carichi risultanti dalle aree di carico

Numero	Sigla	Nome
1	G1	Peso Proprio
2	G1	Carico Solaio di Copertura
3	G2	Carico permanente non strutturale
4	Qk1	Sovraccarichi variabili solaio di copertura
5	Qk2	Neve
6	Qk3	Vento
7	Qk4	Termica (+)
8	Qk5	Termica (-)
9	E	SismaY_SLV
10	E	SismaX_SLV
11	E	SismaY_SLD
12	E	SismaX_SLD
13	E	SismaY_SLO
14	E	SismaX_SLO

Tabella 2 – SAP 2000 - Condizioni di carico elementari

9.3 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (2.5.3 – NTC2018).

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

Combinazione caratteristica (frequente), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (quasi permanente), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (SLE):

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

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Dove:

Azioni Permanenti (G);

Azioni Variabili (Q);

Azioni di Precompressione (P);

Azioni Eccezionali (A);

Azioni Sismiche (E);

Nel seguito vengono riportate le combinazioni di carico che sollecitano la struttura. Le combinazioni di carico sotto riportate fanno riferimento alle condizioni di carico elementari descritte nel paragrafo precedente.

SLU	1	2	3	4	5	6	7	8
	G1	G1	G2	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5
	Peso Proprio	Peso proprio Solaio	Perm. Non strutturali	Sovaccarichi accidentali - CATEGORIA H	Variabile Neve	Variabile Vento	TERMICA (+)	TERMICA (-)
Comb.1	1,3	1,3	1,5	0	1,5	0,9	0,9	
Comb.2	1,3	1,3	0,8	0	1,5	0,9	0,9	
Comb.3	1,3	1,3	1,5	0	0,75	1,5	0,9	
Comb.4	1,3	1,3	0,8	0	0,75	1,5	0,9	
Comb.5	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	0,9	0,9	
Comb.6	1,3	1,3	0,8	1,5	0,75	0,9	0,9	
Comb.7	1,3	1,3	1,5	0	0,75	0,9	1,5	
Comb.8	1,3	1,3	0,8	0	0,75	0,9	1,5	
Comb.9	1,3	1,3	1,5	0	1,5	0,9		0,9
Comb.10	1,3	1,3	0,8	0	1,5	0,9		0,9
Comb.11	1,3	1,3	1,5	0	0,75	1,5		0,9
Comb.12	1,3	1,3	0,8	0	0,75	1,5		0,9
Comb.13	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	0,9		0,9
Comb.14	1,3	1,3	0,8	1,5	0,75	0,9		0,9
Comb.15	1,3	1,3	1,5	0	0,75	0,9		1,5
Comb.16	1,3	1,3	0,8	0	0,75	0,9		1,5

Tabella 3 – Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo

SLV	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	G1	G1	G2	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5	E	E
	Peso Proprio	Peso proprio Solaio	Perm. Non strutturali	Sovaccarichi accidentali - CATEGORIA H	Variabile Neve	Variabile Vento	TERMICA A (+)	TERMICA A (-)	Sisma Y SLV	Sisma X SLV
Comb. 1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0.3
Comb. 2	1	1	1	0	0	0	0	0	0.3	1

Tabella 4 – Combinazioni di carico allo Stato Limite Salvaguardia della Vita

SLO	1	2	3	4	5	6	7	8	13	14
	G1	G1	G2	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5	E	E
	Peso Proprio	Peso proprio Solaio	Perm. Non strutturali	Sovaccarichi accidentali - CATEGORIA H	Variabile Neve	Variabile Vento	TERMICA (+)	TERMICA (-)	SismaY SLO	SismaX SLO
Comb.1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0.3
Comb.2	1	1	1	0	0	0	0	0	0.3	1

Tabella 5 – Combinazioni di carico allo Stato Limite di Operatività

SLD	1	2	3	4	5	6	7	8	11	12
	G1	G1	G2	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5	E	E
	Peso Proprio	Peso proprio Solaio	Perm. Non strutturali	Sovaccarichi accidentali - CATEGORIA H	Variabile Neve	Variabile Vento	TERMICA (+)	TERMICA (-)	SismaY SLD	SismaX SLD
Comb.1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0.3
Comb.2	1	1	1	0	0	0	0	0	0.3	1

Tabella 6 – Combinazioni di carico allo Stato Limite di Danno

SLE RARA	1	2	3	4	5	6	7	8
	G1	G1	G2	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5
	Peso Proprio	Peso proprio Solaio	Perm. Non strutturali	Sovaccarichi accidentali - CATEGORIA H	Variabile Neve	Variabile Vento	TERMICA (+)	TERMICA (-)
Comb.1	1	1	1	0	1	0,6	0,6	
Comb.2	1	1	1	0	0,5	1	0,6	
Comb.3	1	1	1	1	0,5	0,6	0,6	
Comb.4	1	1	1	0	0,5	0,6	1	
Comb.5	1	1	1	0	1	0,6		0,6
Comb.6	1	1	1	0	0,5	1		0,6
Comb.7	1	1	1	1	0,5	0,6		0,6
Comb.8	1	1	1	0	0,5	0,6		1

Tabella 7 – Combinazioni di carico allo Stato Limite Esercizio - Rara

SLE FREQUENTE	1	2	3	4	5	6	7	8
	G1	G1	G2	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5
	Peso Proprio	Peso proprio Solaio	Perm. Non strutturali	Sovaccarichi accidentali - CATEGORIA H	Variabile Neve	Variabile Vento	TERMICA (+)	TERMICA (-)
Comb.1	1	1	1	0	0,2	0	0	
Comb.2	1	1	1	0	0	0,2	0	
Comb.3	1	1	1	0	0	0	0	
Comb.4	1	1	1	0	0	0	0,5	
Comb.5	1	1	1	0	0	0		0,5

Tabella 8 – Combinazioni di carico allo Stato Limite Esercizio - Frequente

SLE QUASI PERMANENTE	1	2	3	4	5	6	7	8
	G1	G1	G2	Qk1	Qk2	Qk3	Qk4	Qk5
	Peso Proprio	Peso proprio Solaio	Perm. Non strutturali	Sovaccarichi accidentali - CATEGORIA H	Variabile Neve	Variabile Vento	TERMICA (+)	TERMICA (-)
Comb.1	1	1	1	0	0	0	0	0

Tabella 9 – Combinazioni di carico allo Stato Limite Esercizio – Quasi Permanente

9.4 Risultati dell'analisi modale

È stata condotta un'analisi modale con condensazione di piano, di cui di seguito si riportano i risultati maggiormente significativi.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.461721	0%	95%	0%	0%	95%
MODAL	Mode	2	0.371061	96%	0%	0%	96%	95%
MODAL	Mode	3	0.168292	0%	1%	0%	0.95546	0.95536
MODAL	Mode	4	0.012942	0%	0%	17%	0.95546	0.95536
MODAL	Mode	5	0.012911	0%	0%	0%	0.95546	0.95536
MODAL	Mode	6	0.012859	0%	0%	30%	0.95546	0.95536
MODAL	Mode	7	0.012829	0%	0%	0%	0.95546	0.95536
MODAL	Mode	8	0.012695	0%	0%	1%	0.95546	0.95536
MODAL	Mode	9	0.012657	0%	0%	0%	0.95546	0.95536
MODAL	Mode	10	0.012607	0%	0%	7%	0.95546	0.95536
MODAL	Mode	11	0.012572	0%	0%	0%	0.95546	0.95536
MODAL	Mode	12	0.012219	0%	0%	5%	0.95546	0.95536

Tabella 10 – SAP2000 - Risultati analisi modale

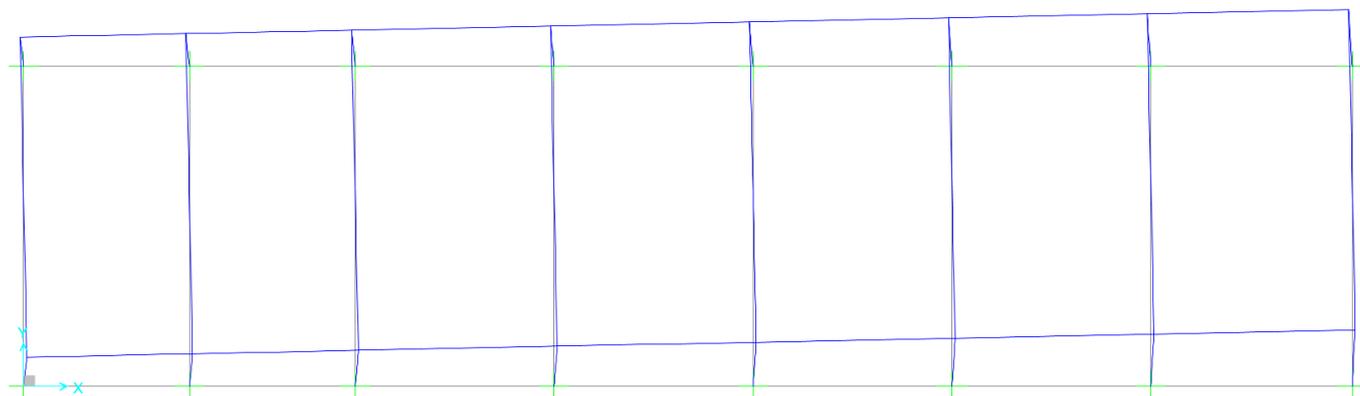


Figura 15 – SAP2000 - Analisi modale – Modo di vibrare n.1 – traslazione pura lungo y

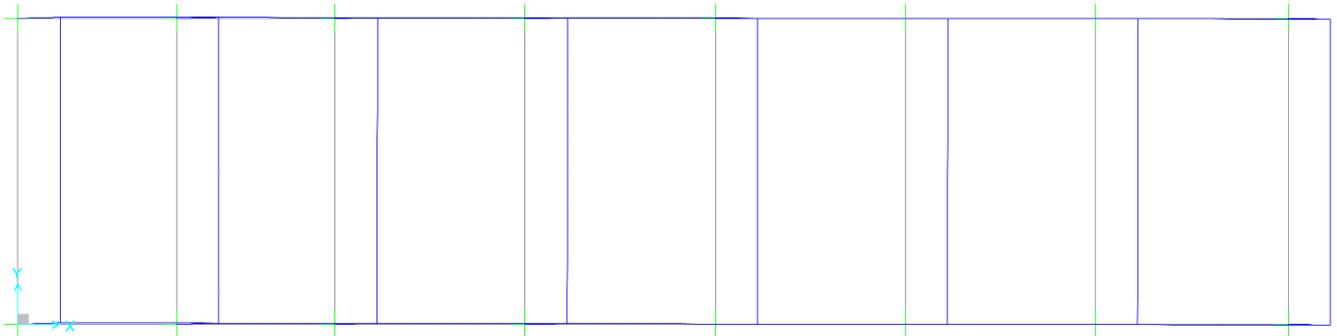


Figura 16 – SAP2000 - Analisi modale – Modo di vibrare n.2 – traslazione pura lungo x

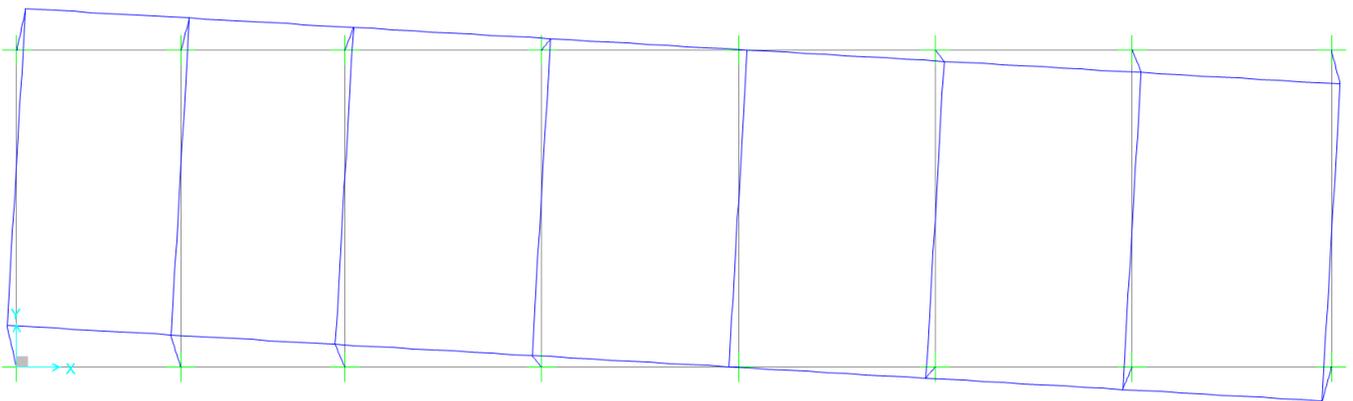


Figura 17 – SAP2000 - Analisi modale – Modo di vibrare n. 3 - torsione

9.5 Sollecitazioni maggiormente significative

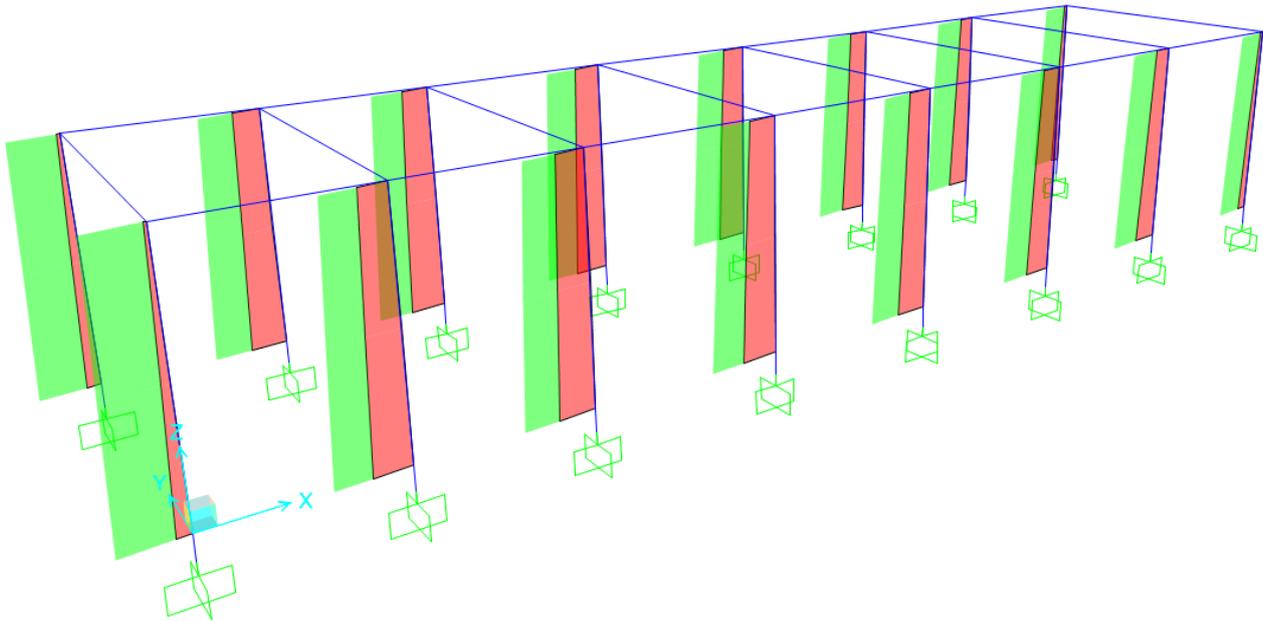


Figura 18 – SAP2000 – INV SLU/SLV – Sollecitazione di compressione

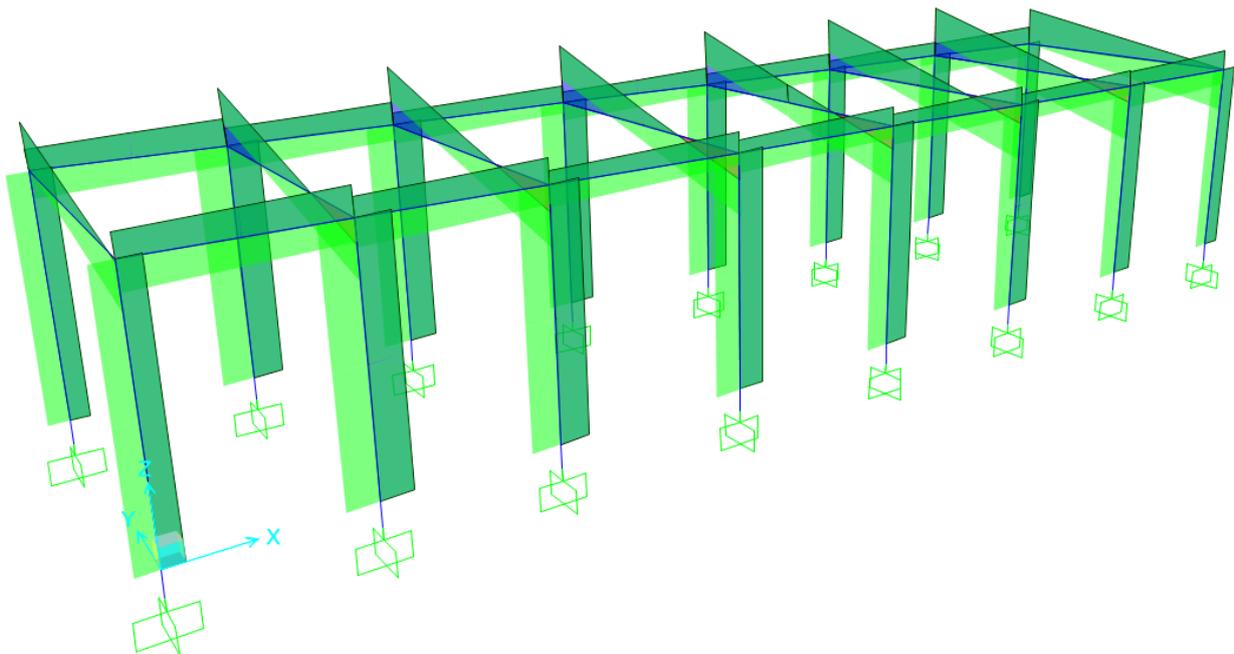


Figura 19 – SAP2000 - INV SLU/SLV – Sollecitazione di taglio

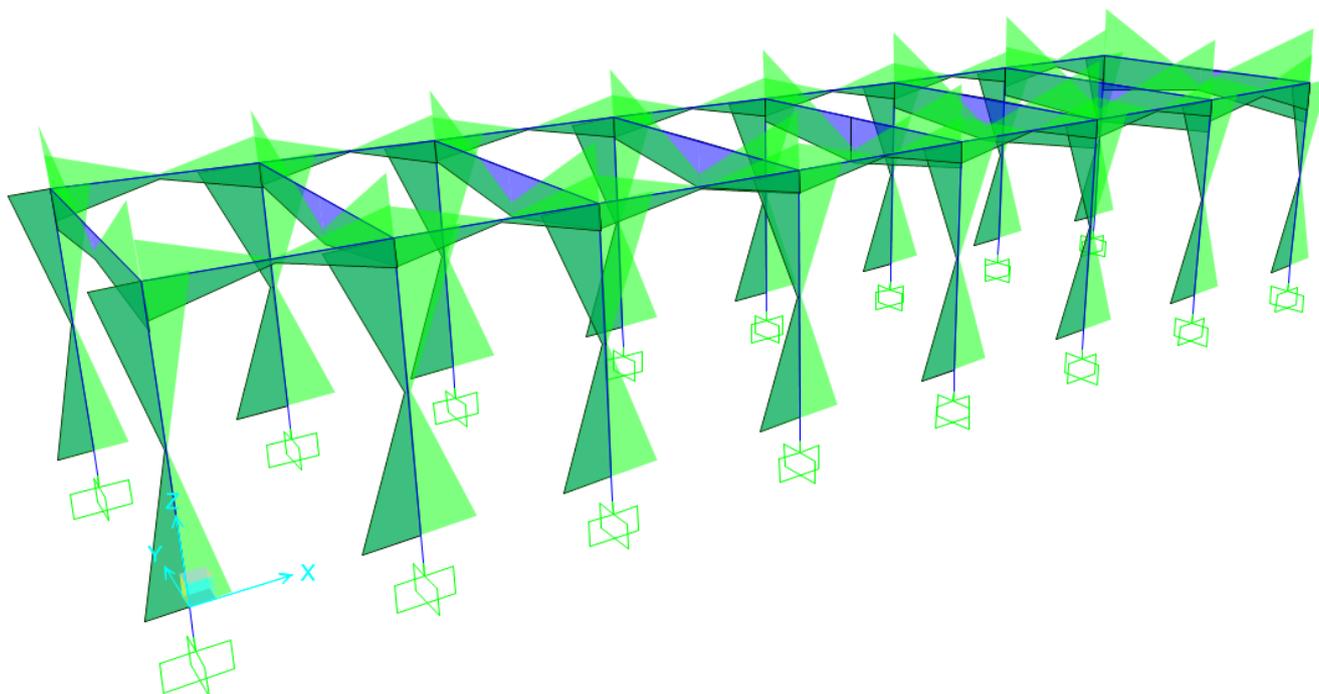


Figura 20 – SAP2000 - INV SLU/SLV – Sollecitazione di flessione

Si precisa inoltre che nella condizione di carico “Permanententi portati” sono presenti anche i carichi lineari associati alle murature, sia interne che perimetrali. Ovviamente tali carichi sono stati considerati anche come masse sismiche in corrispondenza del primo impalcato.

10 VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito si riportano le verifiche relative agli elementi strutturali principali della struttura.

Si considereranno le sollecitazioni di calcolo, per l’elemento maggiormente sollecitato, in corrispondenza della sezione d’appoggio e della sezione di campata (convenzione sui segni: compressione negativa (-), momento flettente che tende le fibre superiori negativo (-)).

Verranno considerate le sollecitazioni minime e massime per gli SLU, SLV, SLD, SLE rara, SLE frequente e SLE quasi permanente.

10.1 Stati Limite Ultimi

La verifica agli Stati Limite Ultimi sugli elementi viene condotta calcolando il momento resistente massimo della sezione in presenza o meno di sforzo assiale di compressione. Il calcolo si basa sull’assunzione dei diagrammi di calcolo a tensione-deformazione del calcestruzzo e dell’acciaio previsti dalla normativa.

	NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI PROGETTO DEFINITIVO					
	Fabbricato Tecnologico Bivio Taranto – Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

Con riferimento alla sezione presso inflessa, sotto rappresentata assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli $\sigma - \epsilon$ di definiti ai paragrafi 4.1.2.1.2.2 e 4.1.2.1.2.3 del D.M.17/01/18, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$MRd = MRd (NEd) \geq MEd$$

dove:

- NEd è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- MRd è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a NEd;
- MEd è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Per la verifica nello stato limite ultimo a taglio si valuta inizialmente la resistenza VRd1 dell'elemento privo di armatura trasversale. Qualora risulti inferiore alla sollecitazione di taglio VEd agente nella sezione, si predispone un'armatura trasversale e si valuta il taglio resistente VRd dell'elemento ricorrendo alla schematizzazione a traliccio ideale.

Per gli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio la resistenza si valuta con l'espressione 4.1.14 delle DM17.01.18 di seguito riportata

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

in cui

$$k = 1 + (200/d)0.5 \leq 2$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}0.5$$

d altezza utile della sezione

rl = Asl / (bw d) rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02)

scp = NEd / Ac tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2f_{cd}$) assunta pari a 0

bw larghezza sezione

Per gli elementi dotati di specifica armatura a taglio la verifica di resistenza diventa

$$VRd \geq VEd$$

La resistenza a taglio della trave è pari a

$$VRd = \min (VRsd; VRcd)$$

in cui con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è pari a

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

E con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(ctg \alpha + ctg \theta)}{(1 + ctg^2 \theta)}$$

dove d, b_w e σ_{cp} hanno il significato già visto e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'cd resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima (f'cd = 0,5 fcd);

αc coefficiente maggiorativo assunto pari a 1

L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti: 1 ≤ ctg θ ≤ 2,5.

10.2 Stati Limite di Esercizio

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali si effettuano in termini di:

- verifica di fessurazione;
- verifica delle tensioni di esercizio.

a) Verifiche di fessurazione:

Per assicurare la funzionalità e la durata della struttura è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

Avendo adottato acciai ordinari si rientra nel gruppo di armature poco sensibili alla corrosione. Pertanto sulla base della tabella 4.1.IV – NTC2018 è possibile definire lo stato limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali (ordinarie) e dell'armatura (poco sensibile), prendendo in considerazione le combinazioni quasi permanenti e frequenti. Nel caso in esame lo stato limite di fessurazione da considerare è lo *stato limite di apertura*

delle fessure. La verifica consiste nell'accertarsi che il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non supera il valore limite fissato per la combinazione considerata. In particolare si verifica che risulti $w_d < 0.2$ mm.

b) Verifiche delle tensioni di esercizio:

Per completare il quadro delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) è necessario controllare le tensioni di esercizio. In particolare bisogna verificare che:

- Per il calcestruzzo compresso:

$$\sigma_c < 0.55 f_{ck} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara});$$

$$\sigma_c < 0.40 f_{ck} \quad (\text{per combinazione quasi permanente});$$

- Per l'acciaio:

$$\sigma_s < 0.70 f_{yk} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara}).$$

Di seguito si riportano le tensioni di esercizio determinate in corrispondenza della combinazione che produce il valore di tensione più gravoso distinguendo tra combinazioni rare e quasi permanenti. Dalle tabelle seguenti, nelle quali accanto a ciascun valore di tensione viene indicato il corrispondente valore limite, si evince che le verifiche delle tensioni di esercizio risultano soddisfatte.

10.3 Solaio di copertura

Si prevede di realizzare l'impalcato di copertura utilizzando lastre prefabbricate tipo predalles, creando un solaio di spessore 4+14+4, la cui sezione tipica è riportata nella figura seguente.

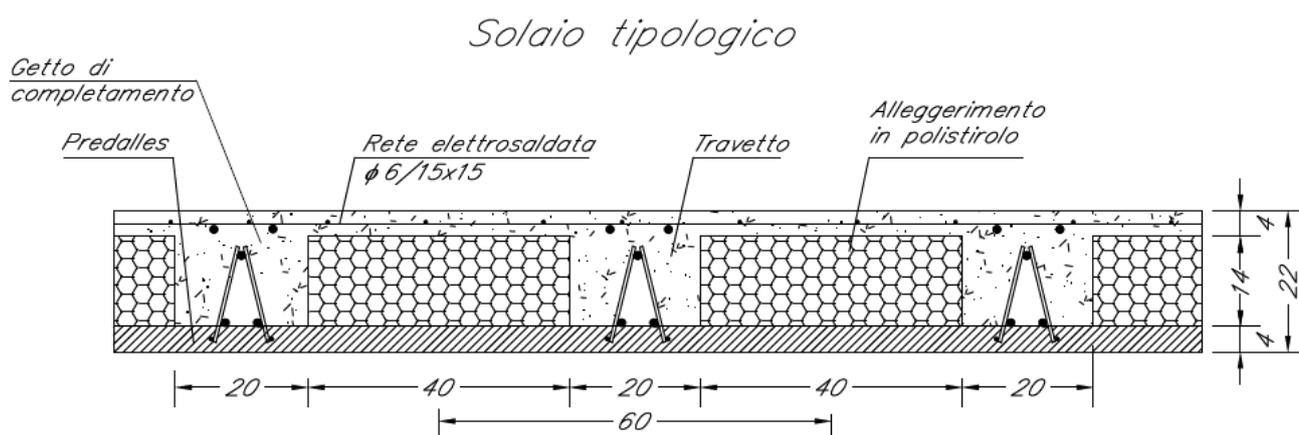


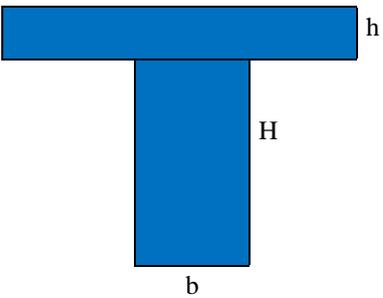
Figura 21 – Solaio copertura – Sezione tipica

I carichi agenti sono quelli riportati nel paragrafo §7 della presente relazione.

Di seguito sono riportati nel dettaglio i calcoli e le verifiche condotte per i solai, con riferimento a ciascuno schema di calcolo significativo.

Il solaio si considera, a vantaggio di sicurezza, come una trave semplicemente appoggiata, con campata di luce pari a $L_{max} = 4.25$ m. Con riferimento all'analisi dei carichi, di seguito si riportano le caratteristiche di sollecitazioni significative. La verifica viene condotta in riferimento al singolo travetto (interasse $i = 0.60$ m).

Si considera agente il peso proprio dell'intero solaio e il carico della neve e il sovraccarico variabile. Lo schema è quello di trave semplicemente appoggiata per il dimensionamento della sezione in campata e di trave doppiamente incastrata per le sezioni di appoggio.

Geometria travetto					
b =	20	cm	base inferiore		
B =	60	cm	base superiore		
h =	4	cm	altezza soletta		
H =	18	cm	altezza travetto (senza sol)		
Af' =	6.03	cmq	Area armatura superiore	3D16	
Af =	6.03	cmq	Area armatura inferiore	3D16	
d' =	3	cm	copriferro arm superiore (da bordo sup)		
d =	5	cm	copriferro arm inferiore (da bordo inf)		
Rck	37	N/mmq	Classe CLS		
Es =	210000	MPa	modulo di elasticità acciaio		
Ec =	32588	MPa	modulo di elasticità cls		
					
Aalisi dei carichi					
Q =	0.5	kNm^2			
	$\psi_0 =$	0.5			
	$\psi_1 =$	0.2			
	$\psi_2 =$	0			
G1 =	3.2	kNm^2	Schema statico		
G2 =	2.6	kNm^2	1. Trave doppio appoggio carico uniforme		
I =	60	cm	2. Trave doppio appoggio momento all'estremità		
L =	425	cm			
q,slu =	8.8	kN/m			
q,sle,rara =	6.3	kNm			
Sollecitazioni in campata					
Mslu =	19.9	kNm			

M_{sle} = 14.2 kNm

Sollecitazioni appoggi

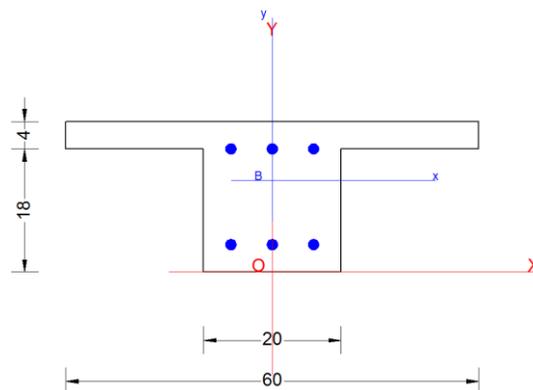
M_{slu} = -13.2 kNm

V_{slu} = 18.7 kNm

Verifiche di resistenza SLU

			arm. Sup	arm. Inf		
M _{rd+} =	40.55	kNm	3φ16	3φ16	Verificato	Campata
M _{rd-} =	-35.71	kNm	3φ16	3φ16	Verificato	Appoggio
V _{rd} =	34.09	kN	3φ16	3φ16	Verificato	Appoggio

Tabella 11 – Solaio copertura



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resistenza compress. di progetto f _{cd} :	17.40 MPa
	Deform. unitaria max resistenza e _{c2} :	0.0020
	Deformazione unitaria ultima e _{cu} :	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale E _c :	33019.0 MPa
	Resis. media a trazione f _{ctm} :	2.940 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.426 MPa

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento f _{yk} :	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura f _{tk} :	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto f _{yd} :	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto f _{td} :	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto E _{pu} :	0.068
	Modulo Elastico E _f :	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. β ₁ *β ₂ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito β ₁ *β ₂ :	0.50
Comb. Rare - Sf Limite:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base rett. inf.:	20.0	cm
Altezza rett. inf.:	18.0	cm
Base rett. sup.:	60.0	cm
Altezza rett. sup.:	4.0	cm
Barre inferiori:	3Ø16	(6.0 cm ²)
Barre superiori:	3Ø16	(6.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	19.90	0.00	0.00
2	0.00	-13.20	18.70	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	14.20

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	4.4	cm
Copriferro netto minimo staffe:	3.2	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.
--------	-----	---	----	------	-------	----------	----	-----	--------

1	S	0.00	19.90	-0.23	40.55	2.038	18.5	0.19	0.70	12.1 (0.6)
2	S	0.00	-13.20	-0.25	-35.71	2.706	5.1	0.28	0.79	6.0 (0.9)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	22.0	-0.00050	18.0	-0.01452	4.0
2	0.00350	0.0	0.00076	4.0	-0.00883	18.0

VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	0.00	34.09	18.0	20.0	0.0200	0.00
2	S	18.70	32.14	18.0	20.0	0.0168	0.00

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la $(C4.1.11)NTC/(7.14)EC2$)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.68	22.0	0.00	16.2	-147.9	18.0	5.4	108	6.0	6.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata

K2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00098	0.00035	0.50	0.60	0.000528 (0.000444)	158	0.083 (990.00)	8.50

10.3.1 Verifiche di deformabilità del solaio di copertura

Per travi e solai con luci non superiori a 10 m la verifica delle inflessioni è soddisfatta se il rapporto di snellezza $\lambda=l/h$ tra luce e altezza rispetta la limitazione

$$\lambda \leq K \left[11 + \frac{0,0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[\frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right]$$

dove f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione del cls in MPa, ρ e ρ' sono i rapporti d'armatura tesa e compressa, rispettivamente, $A_{s,eff}$ ed $A_{s,calc}$ sono, rispettivamente, l'armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata e l'armatura di calcolo nella stessa sezione, f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica dell'armatura (in MPa) e K è un coefficiente correttivo, che dipende dallo schema strutturale, nel caso particolare si assume $K=1$.

Data la geometria del solaio e le armature inserite, si ottiene un valore limite pari a 32, da cui:

$$\lambda = l/h = 4.25/0.22 = 19.3 < 32$$

La verifica è soddisfatta.

10.4 Travi

Di seguito vengono riportate le verifiche a flessione e a taglio delle travi. Le verifiche verranno svolte seguendo i seguenti gruppi di verifica:

- gruppo 1: travi esterne trasversali
- gruppo 2: travi esterne longitudinali
- gruppo 3: travi interne trasversali

10.4.1 Verifiche travi appartenenti al gruppo 1 – esterne trasversali

Si riportano di seguito le verifiche a flessione e taglio delle travi del Gruppo 1.

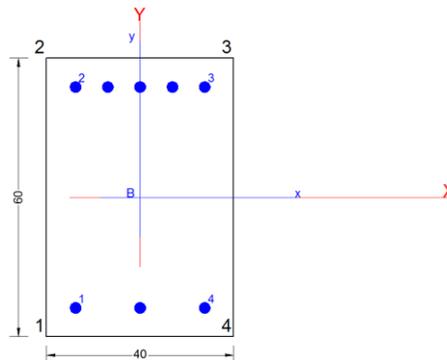
TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
46	0	INVSLU-SLV	Combination	Max	0.00	-8.23	0.00	1.48	0.00	195.25
46	3.4	INVSLU-SLV	Combination	Max	0.00	72.78	0.00	1.48	0.00	123.57
46	6.8	INVSLU-SLV	Combination	Max	0.00	153.79	0.00	1.48	0.00	195.25
46	0	INVSLU-SLV	Combination	Min	0.00	-153.79	0.00	-1.48	0.00	-299.65
46	3.4	INVSLU-SLV	Combination	Min	0.00	-72.78	0.00	-1.48	0.00	85.51
46	6.8	INVSLU-SLV	Combination	Min	0.00	8.23	0.00	-1.48	0.00	-299.65
46	0	SLE_qp	Combination		0.00	-81.01	0.00	0.00	0.00	-52.20
46	3.4	SLE_qp	Combination		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	85.51
46	6.8	SLE_qp	Combination		0.00	81.01	0.00	0.00	0.00	-52.20
46	0	INV_SLE FR	Combination	Max	0.00	-79.17	0.00	0.00	0.00	-48.16
46	3.4	INV_SLE FR	Combination	Max	0.00	1.07	0.00	0.00	0.00	86.26
46	6.8	INV_SLE FR	Combination	Max	0.00	81.70	0.00	0.00	0.00	-52.20
46	0	INV_SLE FR	Combination	Min	0.00	-81.70	0.00	0.00	0.00	-52.63
46	3.4	INV_SLE FR	Combination	Min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	84.60
46	6.8	INV_SLE FR	Combination	Min	0.00	81.01	0.00	0.00	0.00	-55.46
46	0	INV_SLE_RARA	Combination	Max	0.00	-73.54	0.00	-0.01	0.00	-33.08
46	3.4	INV_SLE_RARA	Combination	Max	0.00	5.37	0.00	-0.01	0.00	88.56
46	6.8	INV_SLE_RARA	Combination	Max	0.00	87.27	0.00	-0.01	0.00	-63.05
46	0	INV_SLE_RARA	Combination	Min	0.00	-80.83	0.00	-0.01	0.00	-43.39
46	3.4	INV_SLE_RARA	Combination	Min	0.00	3.22	0.00	-0.01	0.00	82.82
46	6.8	INV_SLE_RARA	Combination	Min	0.00	83.66	0.00	-0.01	0.00	-69.57

10.4.1.1 Sezione di appoggio

Armatura superiore 5 Φ 24

Armatura inferiore 3 Φ 24

In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 2 Φ 12 come ferri di parete.



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	180.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-20.0	-30.0
2	-20.0	30.0
3	20.0	30.0
4	20.0	-30.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-13.8	-23.8	24
2	-13.8	23.8	24
3	13.8	23.8	24
4	13.8	-23.8	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	1	24
2	2	3	3	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	199.25	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-299.65	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-69.57	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-55.45 (-102.74)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-52.20 (-102.74)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 4.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	199.25	0.00	0.00	265.38	0.00	1.33	13.6(3.6)
2	S	0.00	-299.65	0.00	0.00	-432.76	0.00	1.44	22.6(3.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.128	-20.0	30.0	0.00034	-13.8	23.8	-0.02393	-13.8	-23.8
2	0.00350	0.182	-20.0	-30.0	0.00128	-13.8	-23.8	-0.01577	-13.8	23.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000509944	-0.011798325	0.128	0.700
2	0.000000000	-0.000358124	-0.007243723	0.182	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.68	-20.0	-30.0	-65.3	6.9	23.8	520	22.6

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00039	0	0.500	24.0	50	0.00020 (0.00020)	264	0.052 (990.00)	-102.74	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.13	-20.0	-30.0	-52.0	6.9	23.8	520	22.6

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

Fabbricato Tecnologico Bivio Taranto – Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D10CL	FA0200001	A	61 di 147

1 S -0.00031 0 0.500 24.0 50 0.00016 (0.00016) 264 0.041 (0.20) -102.74 0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb Ver Sc max Xc max Yc max Sf min Xs min Ys min Ac eff. As eff.

1 S 2.01 -20.0 -30.0 -49.0 6.9 23.8 520 22.6

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

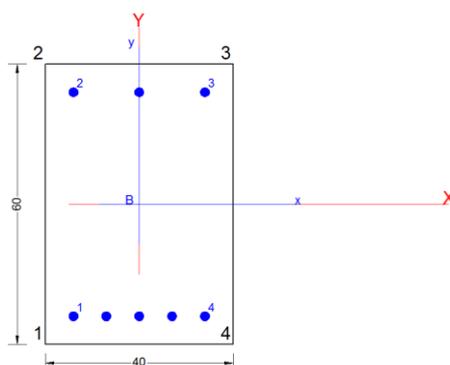
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00029	0	0.500	24.0	50	0.00015 (0.00015)	264	0.039 (0.20)	-102.74	0.00

10.4.1.2 Sezione di mezzeria

Armatura superiore 5 Φ 20

Armatura inferiore 3 Φ 20

In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 2 Φ 12 come ferri di parete.



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	180.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-20.0	-30.0
2	-20.0	30.0
3	20.0	30.0
4	20.0	-30.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-14.0	-24.0	20
2	-14.0	24.0	20
3	14.0	24.0	20
4	14.0	-24.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20
2	2	3	1	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	123.57	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

1 0.00 88.55 0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	86.26 (92.94)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	85.50 (92.94)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	123.57	0.00	0.00	306.79	0.00	2.48	15.7(3.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)

Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.150	-20.0	30.0	0.00090	-14.0	24.0	-0.01989	-14.0	-24.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000433192	-0.009495755	0.150	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.01	20.0	30.0	-117.6	0.0	-24.0	560	15.7

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot \max(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00069	0	0.500	20.0	50	0.00035 (0.00035)	291	0.103 (990.00)	92.94	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.91	20.0	30.0	-114.6	-14.0	-24.0	560	15.7

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00067	0	0.500	20.0	50	0.00034 (0.00034)	291	0.100 (0.20)	92.94	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.87	20.0	30.0	-113.6	0.0	-24.0	560	15.7

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00066	0	0.500	20.0	50	0.00034 (0.00034)	291	0.099 (0.20)	92.94	0.00

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI PROGETTO DEFINITIVO					
	Fabbricato Tecnologico Bivio Taranto – Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

10.4.1.3 Verifica a taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo VEd si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione di cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti (ultimi) delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) amplificati del fattore di sovra resistenza assunto pari a 1.0 per CDB.

Deve risultare (NTC2018 – 4.1.2.1.3.2):

$$VRd > Vd$$

dove:

Vd = Valore di calcolo del taglio agente;

$$VRd = \min (VRsd, VRcd)$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a “taglio trazione” si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a “taglio compressione” si calcola con:

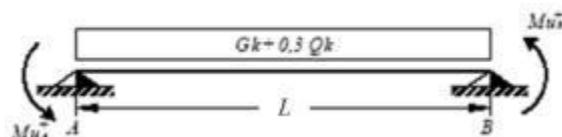
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

dove:

α : Angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

θ : Angolo d'inclinazione dei puntoni in calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

• **1° Schema:**

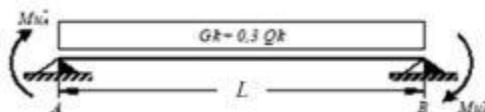


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu_A^+ + Mu_B^+}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu_A^+ + Mu_B^+}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

• **2° Schema:**



Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu_A^- + Mu_B^-}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu_A^- + Mu_B^-}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti ottenute seguendo la metodologia descritta e riportata negli schemi precedenti:

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti ottenute seguendo la metodologia descritta e riportata negli schemi precedenti:

Determinazione taglio di calcolo						
Base	0.4	m	$M_{uA}^{(+)}$ (kNm)	$M_{uB}^{(-)}$ (kNm)	$M_{uA}^{(-)}$ (kNm)	$M_{uB}^{(+)}$ (kNm)
Altezza	0.6	m	188.74	306.79	306.79	188.74
L_{trave}	6.8	m				
$L_{influenza}$	2.15	m	1° Schema		2° Schema	
Peso proprio trave	6.0	kN/m	V_A (kN)	V_B (kN)	V_A (kN)	V_B (kN)
Carico solaio	3.2	kN/m ²	162.25	-51.23	196.97	-16.51
Carico perm. non strutt.	2.6	kN/m ²				
G_k	11.8	kN/m	$V_{SAP(output)} =$	153.79	kN	
γ_Q	0.3	[-]	$V_{Ed} =$	196.97	kN	
Q_k	0.5	kN/m				
γ_{Rd}	1	[-]				

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
46	6.8	INVSLU-SLV	Combination	Max	0.00	153.79	0.00	1.48	0.00	195.25

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata è superiore al taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale mediante il SAP2000, si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

$$V_{Ed-max} = 196.97 \text{ kN}$$

SEZIONE			
b_w	=	40	cm
h	=	60	cm
c	=	6.2	cm
d	=	$h-c$	= 53.8 cm
MATERIALI			
f_{ywd}	=	391.30	MPa
R_{ck}	=	37	MPa
γ_c	=	1.5	
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	= 30.71 MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	= 17.40 MPa
ARMATURE A TAGLIO			
\varnothing_{st}	=	10	
braccia	=	2	

∅ _{st2}	=	0	
braccia	=	0	
passo	=	15	cm
(A _{sw} / s)	=	10.472	cm ² / m
α	=	90	° (90° staffe verticali)
□			
TAGLIO AGENTE		V_{Ed} =	196.97 (KN)
SFORZO NORMALE		N_{Ed} =	(KN)
		α_c =	1.0000
□			

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot θ

cot(θ) = 2.74
θ = 20.07 °

□

IPOTESI 1 $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ Rottura bilanciata $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 543.14 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 543.14 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$$V_{Rd} = \mathbf{543 \text{ (KN)}} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 2 $\cot \vartheta > 2,5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 496.03 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 581.12 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$$V_{Rd} = \mathbf{496 \text{ (KN)}} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

10.4.2 Verifiche travi appartenenti al gruppo 2 – esterne longitudinali

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime SLU e SLV e le verifiche a flessione e taglio delle travi del Gruppo 2.

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
27	0	INVSLU-SLV	Combination	Max	0.00	19.73	0.00	8.06	0.00	69.84
27	2.125	INVSLU-SLV	Combination	Max	0.00	40.98	0.00	8.06	0.00	17.46
27	4.25	INVSLU-SLV	Combination	Max	0.00	62.23	0.00	8.06	0.00	94.07
27	0	INVSLU-SLV	Combination	Min	0.00	-67.93	0.00	-1.06	0.00	-104.31
27	2.125	INVSLU-SLV	Combination	Min	0.00	-46.68	0.00	-1.06	0.00	5.34

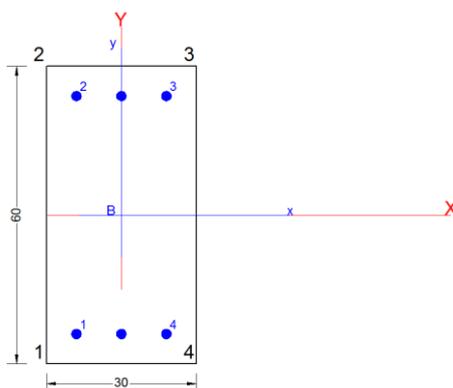
TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
27	4.25	INVSLU-SLV	Combination	Min	0.00	-25.43	0.00	-1.06	0.00	-104.33
27	0	SLE_qp	Combination		0.00	-24.10	0.00	3.50	0.00	-17.24
27	2.125	SLE_qp	Combination		0.00	-2.85	0.00	3.50	0.00	11.40
27	4.25	SLE_qp	Combination		0.00	18.40	0.00	3.50	0.00	-5.13
27	0	INV_SLE FR	Combination	Max	0.00	-24.09	0.00	3.57	0.00	-17.21
27	2.125	INV_SLE FR	Combination	Max	0.00	-2.84	0.00	3.57	0.00	11.40
27	4.25	INV_SLE FR	Combination	Max	0.00	18.41	0.00	3.57	0.00	-5.13
27	0	INV_SLE FR	Combination	Min	0.00	-24.10	0.00	3.30	0.00	-17.24
27	2.125	INV_SLE FR	Combination	Min	0.00	-2.85	0.00	3.30	0.00	11.39
27	4.25	INV_SLE FR	Combination	Min	0.00	18.40	0.00	3.30	0.00	-5.16
27	0	INV_SLE_RARA	Combination	Max	0.00	-24.02	0.00	3.47	0.00	-17.06
27	2.125	INV_SLE_RARA	Combination	Max	0.00	-2.77	0.00	3.47	0.00	11.41
27	4.25	INV_SLE_RARA	Combination	Max	0.00	18.48	0.00	3.47	0.00	-5.24
27	0	INV_SLE_RARA	Combination	Min	0.00	-24.05	0.00	2.69	0.00	-17.13
27	2.125	INV_SLE_RARA	Combination	Min	0.00	-2.80	0.00	2.69	0.00	11.39
27	4.25	INV_SLE_RARA	Combination	Min	0.00	18.45	0.00	2.69	0.00	-5.30

10.4.2.1 Sezione di appoggio

Armatura superiore 3 Φ 20

Armatura inferiore 3 Φ 20

In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 2 Φ 12 come ferri di parete.



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020

Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.900	MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	180.00	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-15.0	-30.0
2	-15.0	30.0
3	15.0	30.0
4	15.0	-30.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-9.0	-24.0	20
2	-9.0	24.0	20
3	9.0	24.0	20
4	9.0	-24.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	1	20
2	1	4	1	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	68.58	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-98.34	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-14.81	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-14.88 (-67.94)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-14.88 (-67.94)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm

Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	68.58	0.00	0.00	185.89	0.00	2.71	9.4(2.7)
2	S	0.00	-98.34	0.00	0.00	-185.89	0.00	1.89	9.4(2.7)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.127	-15.0	30.0	0.00045	-9.0	24.0	-0.02397	-9.0	-24.0
2	0.00350	0.127	-15.0	-30.0	0.00045	-9.0	-24.0	-0.02397	-9.0	24.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000508654	-0.011759630	0.127	0.700
2	0.000000000	-0.000508654	-0.011759630	0.127	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.92	-15.0	-30.0	-32.4	0.0	24.0	435	9.4

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}												
e1	Esito della verifica												
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata												
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata												
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]												
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]												
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]												
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali												
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali												
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]												
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa												
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]												
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]												
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]												
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi												
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]												
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]												
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess		
1	S	-0.00019	0	0.500	20.0	50	0.00010 (0.00010)	327	0.032 (990.00)	-67.94	0.00		

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.93	-15.0	-30.0	-32.6	0.0	24.0	435	9.4

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00019	0	0.500	20.0	50	0.00010 (0.00010)	327	0.032 (0.20)	-67.94	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.93	-15.0	-30.0	-32.6	0.0	24.0	435	9.4

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

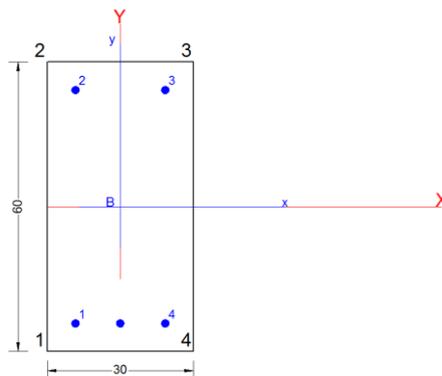
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00019	0	0.500	20.0	50	0.00010 (0.00010)	327	0.032 (0.20)	-67.94	0.00

10.4.2.2 Sezione di campata

Armatura superiore 2 Φ 16

Armatura inferiore 3 Φ 16

In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 2 Φ 12 come ferri di parete.



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	180.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice: X [cm] Y [cm]

1	-15.0	-30.0
2	-15.0	30.0
3	15.0	30.0
4	15.0	-30.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-9.2	-24.2	16
2	-9.2	24.2	16
3	9.2	24.2	16
4	9.2	-24.2	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	1	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	17.45	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	11.40	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	11.40 (61.48)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	11.40 (61.48)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	17.45	0.00	0.00	122.26	0.00	7.01	6.0(2.7)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.106	-15.0	30.0	-0.00002	-9.2	24.2	-0.02941	-9.2	-24.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000607144	-0.014714310	0.106	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.92	15.0	30.0	-38.4	-9.2	-24.2	435	6.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max*(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00022	0	0.500	16.0	50	0.00012 (0.00012)	366	0.042 (990.00)	61.48	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.92	15.0	30.0	-38.4	-9.2	-24.2	435	6.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00022	0	0.500	16.0	50	0.00012 (0.00012)	366	0.042 (0.20)	61.48	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.92	15.0	30.0	-38.4	-9.2	-24.2	435	6.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00022	0	0.500	16.0	50	0.00012 (0.00012)	366	0.042 (0.20)	61.48	0.00

10.4.2.3 Verifica a taglio

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti ottenute seguendo la metodologia descritta e riportata negli schemi precedenti:

Determinazione taglio di calcolo						
Base	0.3	m	$M_{uA}^{(+)}$ (kNm)	$M_{uB}^{(-)}$ (kNm)	$M_{uA}^{(-)}$ (kNm)	$M_{uB}^{(+)}$ (kNm)
Altezza	0.6	m	185.89	-185.89	-185.89	185.89
L_{trave}	4.25	m				
$L_{influenza}$	3.40	m	1° Schema		2° Schema	
Peso proprio trave	4.5	kN/m	V_A (kN)	V_B (kN)	V_A (kN)	V_B (kN)
Carico solaio	3.2	kN/m ²	147.98	26.98	147.98	26.98
Carico perm. non strutt.	2.6	kN/m ²				
G_k	6.9	kN/m	$V_{SAP(output)} =$	67.93	kN	
γ_Q	0.3	[-]	$V_{Ed} =$	147.98	kN	
Q_k	0.5	kN/m				
γ_{Rd}	1	[-]				

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
27	0	INVSLU-SLV	Combination	Min	0.00	-67.93	0.00	-1.06	0.00	-104.31



**NODO INTERMODALE DI BRINDISI
COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL
SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI**

PROGETTO DEFINITIVO

Fabbricato Tecnologico Bivio Taranto – Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7K	00	D10CL	FA0200001	A	81 di 147

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata è superiore del taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale mediante il SAP2000, si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

$$V_{Ed-max} = 162.98 \text{ kN}$$

SEZIONE					
b_w	=	30	cm		
h	=	60	cm		
c	=	6	cm		
d	=	$h-c$	=	54	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	37	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	30.71	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	17.40	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	2			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	15	cm		
(A_{sw} / s)	=	10.472	cm^2 / m		
α	=	90	°		(90° staffe verticali)
<input type="checkbox"/>					
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	147.98	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$		(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		
<input type="checkbox"/>					

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di $\cot \theta$

$$\cot(\theta) = 2.32$$

$$\theta = 23.34^\circ$$

IPOTESI 1

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \quad \text{Rottura bilanciata} \quad V_{Rsd} = V_{Rcd}$$

$$V_{Rsd} = 461.50 \text{ (KN)}$$

$$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 461.50 \text{ (KN)}$$

$$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 462 \text{ (KN)}$$

IIIIII (V_{Rsd} , V_{Rcd})

10.4.3 Verifiche travi appartenenti al gruppo 3 – interne trasversali

Si riportano le verifiche a flessione e taglio delle travi del Gruppo 3.

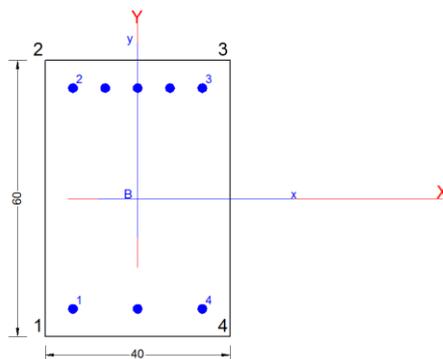
TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
27	0	INVSLU-SLV	Combination	Max	0.00	19.73	0.00	8.06	0.00	69.84
27	0	INVSLU-SLV	Combination	Min	0.00	-67.93	0.00	-1.06	0.00	-104.31
27	0	SLE_qp	Combination		0.00	-24.10	0.00	3.50	0.00	-17.24
27	0	INV_SLE FR	Combination	Max	0.00	-24.09	0.00	3.57	0.00	-17.21
27	0	INV_SLE FR	Combination	Min	0.00	-24.10	0.00	3.30	0.00	-17.24
27	0	INV_SLE_RARA	Combination	Max	0.00	-24.02	0.00	3.47	0.00	-17.06
27	0	INV_SLE_RARA	Combination	Min	0.00	-24.05	0.00	2.69	0.00	-17.13
45	0	INVSLU-SLV	Combination	Max	0.00	-53.61	0.00	1.14	0.00	112.80
45	3.4	INVSLU-SLV	Combination	Max	0.00	50.11	0.00	1.14	0.00	172.46
45	6.8	INVSLU-SLV	Combination	Max	0.00	154.02	0.00	1.14	0.00	112.80
45	0	INVSLU-SLV	Combination	Min	0.00	-153.83	0.00	-1.14	0.00	-227.95
45	3.4	INVSLU-SLV	Combination	Min	0.00	-50.11	0.00	-1.14	0.00	118.75
45	6.8	INVSLU-SLV	Combination	Min	0.00	53.61	0.00	-1.14	0.00	-227.95
45	0	SLE_qp	Combination		0.00	-103.72	0.00	0.00	0.00	-57.57
45	3.4	SLE_qp	Combination		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	118.75
45	6.8	SLE_qp	Combination		0.00	103.72	0.00	0.00	0.00	-57.57
45	0	INV_SLE FR	Combination	Max	0.00	-101.61	0.00	0.00	0.00	-54.92
45	3.4	INV_SLE FR	Combination	Max	0.00	0.58	0.00	0.00	0.00	120.31
45	6.8	INV_SLE FR	Combination	Max	0.00	105.10	0.00	0.00	0.00	-57.57
45	0	INV_SLE FR	Combination	Min	0.00	-105.10	0.00	0.00	0.00	-58.35
45	3.4	INV_SLE FR	Combination	Min	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	116.83
45	6.8	INV_SLE FR	Combination	Min	0.00	102.78	0.00	0.00	0.00	-58.89
45	0	INV_SLE_RARA	Combination	Max	0.00	-96.63	0.00	-0.01	0.00	-46.23
45	3.4	INV_SLE_RARA	Combination	Max	0.00	2.92	0.00	-0.01	0.00	125.07
45	6.8	INV_SLE_RARA	Combination	Max	0.00	111.53	0.00	-0.01	0.00	-63.46
45	0	INV_SLE_RARA	Combination	Min	0.00	-108.03	0.00	-0.01	0.00	-55.60
45	3.4	INV_SLE_RARA	Combination	Min	0.00	1.75	0.00	-0.01	0.00	113.08
45	6.8	INV_SLE_RARA	Combination	Min	0.00	102.47	0.00	-0.01	0.00	-67.51

10.4.3.1 Sezione di appoggio

Armatura superiore 5 Φ 20

Armatura inferiore 3 Φ 20

In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 2 Φ 12 come ferri di parete.



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	180.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-20.0	-30.0
2	-20.0	30.0
3	20.0	30.0
4	20.0	-30.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-14.0	-24.0	20
2	-14.0	24.0	20
3	14.0	24.0	20
4	14.0	-24.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	1	20
2	2	3	3	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	112.80	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-227.95	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-55.60	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-58.35 (-92.94)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-57.57 (-92.94)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	112.80	0.00	0.00	188.74	0.00	1.67	9.4(3.6)
2	S	0.00	-227.95	0.00	0.00	-306.79	0.00	1.35	15.7(3.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrip. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrip. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrip. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)

Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.114	-20.0	30.0	0.00009	-14.0	24.0	-0.02715	-14.0	-24.0
2	0.00350	0.150	-20.0	-30.0	0.00090	-14.0	-24.0	-0.01989	-14.0	24.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000567552	-0.013526557	0.114	0.700
2	0.000000000	-0.000433192	-0.009495755	0.150	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.52	20.0	-30.0	-73.9	7.0	24.0	560	15.7

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver. Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00043	0	0.500	20.0	50	0.00022 (0.00022)	291	0.065 (990.00)	-92.94	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.64	-20.0	-30.0	-77.5	7.0	24.0	560	15.7

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00045	0	0.500	20.0	50	0.00023 (0.00023)	291	0.068 (0.20)	-92.94	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.61	20.0	-30.0	-76.5	7.0	24.0	560	15.7

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

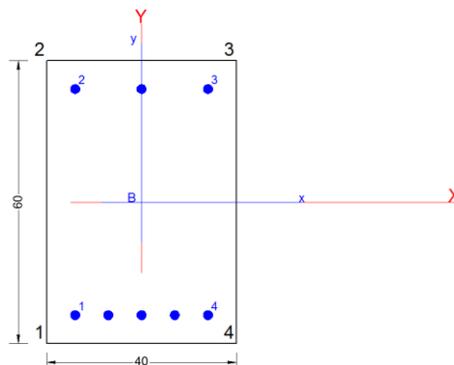
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00045	0	0.500	20.0	50	0.00023 (0.00023)	291	0.067 (0.20)	-92.94	0.00

10.4.3.2 Sezione di campata

Armatura superiore 3 Φ 20

Armatura inferiore 5 Φ 20

In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 2 Φ 12 come ferri di parete.



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	180.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-20.0	-30.0
2	-20.0	30.0
3	20.0	30.0
4	20.0	-30.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-14.0	-24.0	20
2	-14.0	24.0	20
3	14.0	24.0	20
4	14.0	-24.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20
2	2	3	1	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	172.46	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	125.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	120.31 (92.94)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	118.75 (92.94)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	172.46	0.00	0.00	306.79	0.00	1.78	15.7(3.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)

Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.150	-20.0	30.0	0.00090	-14.0	24.0	-0.01989	-14.0	-24.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000433192	-0.009495755	0.150	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.66	-20.0	30.0	-166.0	7.0	-24.0	560	15.7

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max*(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00097	0	0.500	20.0	50	0.00050 (0.00050)	291	0.145 (990.00)	92.94	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

1 S 5.45 -20.0 30.0 -159.8 7.0 -24.0 560 15.7

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00093	0	0.500	20.0	50	0.00048 (0.00048)	291	0.140 (0.20)	92.94	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.38	-20.0	30.0	-157.7	7.0	-24.0	560	15.7

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00092	0	0.500	20.0	50	0.00055 (0.00047)	291	0.159 (0.20)	92.94	0.00

10.4.3.3 Verifica a taglio

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti ottenute seguendo la metodologia descritta e riportata negli schemi precedenti:

Determinazione taglio di calcolo						
Base	0.4	m	$M_{uA}^{(+)}$ (kNm)	$M_{uB}^{(-)}$ (kNm)	$M_{uA}^{(-)}$ (kNm)	$M_{uB}^{(+)}$ (kNm)
Altezza	0.6	m	188.74	306.79	306.79	188.74
L_{trave}	6.8	m				
$L_{influenza}$	2.125	m	1° Schema		2° Schema	
Peso proprio trave	6.0	kN/m	V_A (kN)	V_B (kN)	V_A (kN)	V_B (kN)
Carico solaio	3.2	kN/m ²	126.85	-15.82	161.57	18.90
Carico perm. non strutt.	2.6	kN/m ²				
G_k	6.9	kN/m	$V_{SAP(output)} =$	154.02	kN	
γ_Q	0.3	[-]	$V_{Ed} =$	161.57	kN	
Q_k	0.5	kN/m				
γ_{Rd}	1	[-]				

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
45	6.8	INVSLU-SLV	Combination	Max	0.00	154.02	0.00	1.14	0.00	112.80

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata è superiore del taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale mediante il SAP2000, si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

$$V_{Ed-max} = 161.57 \text{ kN}$$

SEZIONE					
b_w	=	40	cm		
h	=	60	cm		
c	=	6	cm		
d	=	$h-c$	=	54	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	37	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	30.71	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	17.40	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	2			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	15	cm		
(A_{sw} / s)	=	10.472	cm^2 / m		
α	=	90	°		(90° staffe verticali)
□					
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	161.57	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$		(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di $\cot \theta$

$$\cot(\theta) = 2.74$$

$$\theta = 20.07^\circ$$

IPOTESI 1 $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ Rottura bilanciata $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 545.16 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 545.16 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$$V_{Rd} = 545 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 2 $\cot \vartheta > 2,5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$

Armatura trasversale

$$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$$V_{Rsd} = 497.87 \text{ (KN)}$$

$$V_{Rcd} = 583.28 \text{ (KN)}$$

$$V_{Rd} = 498 \text{ (KN)}$$

$$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

10.5 Pilastri

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei pilastri aventi sezione rettangolare di dimensioni 40x50 cm. Le verifiche saranno condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto delle combinazioni di carico più gravose.

Preliminarmente alla verifica di resistenza dei pilastri allo SLU è necessario valutare la stabilità degli elementi snelli. Tali verifiche devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi. In via approssimativa gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite (4.1.2.3.9.2-NTC2018):

$$\lambda_{lim} = \frac{25}{\sqrt{v}}$$

dove:

$$v = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) \quad \text{è l'azione assiale adimensionale;}$$

E' stata valutata la snellezza λ del pilastro nel piano (YZ) e nel piano ortogonale (XZ):

$$\lambda = L_o / i$$

dove:

$$L_o = \beta L = 3.85 \text{ m} \quad \text{lunghezza di libera inflessione}$$

$$\beta = 1 \quad \text{coefficiente di vincolo per asta incastrata al piede}$$

$$L = 3.85 \text{ m} \quad \text{luce netta del pilastro}$$

Si riporta di seguito una tabella riepilogativa con il confronto tra snellezza di calcolo dei pilastri e snellezza limite, facendo riferimento alle combinazioni di carico più gravose sul pilastro più caricato dallo sforzo assiale massimo e dai momenti flettenti massimi.

Frame	Combinazione	Asse	N_{ed} (kN)	h(m)	b(m)	A_c (m ²)	f_{cd} (N/mm ²)	u
14	INV_SLU	X	-250.72	0.5	0.4	0.2	17.4	0.072
14	INV_SLU	Y	-250.72	0.5	0.4	0.2	17.4	0.072
14	INV_SLD	X	-192.53	0.5	0.4	0.2	17.4	0.055
14	INV_SLD	Y	-92.53	0.5	0.4	0.2	17.4	0.027

λ_{lim}	l_0 (cm)	i_y (cm)	i_x (cm)	λ_{yz}	λ_{xz}	Esito Verifica
93.14	385.00	11.55		33.34		Soddisfatta
93.14	385.00		14.43		26.67	Soddisfatta
106.29	385.00	11.55		33.34		Soddisfatta
153.32	385.00		14.43		26.67	Soddisfatta

Di seguito si riportano le verifiche a pressoflessione e taglio dei pilastri della struttura, nei confronti delle combinazioni di carico SLU/SLV e SLE.

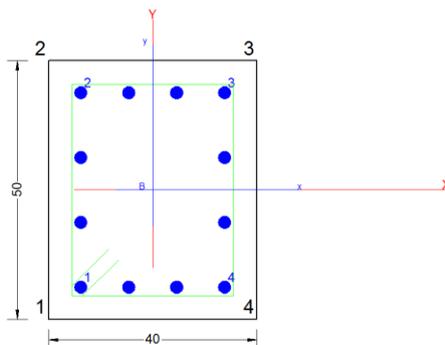
Si riportano i gruppi di verifica utilizzati per la presentazione dei risultati:

gruppo 1 = pilastri di angolo

gruppo 2 = pilastri di parete

10.5.1 Verifiche pilastri appartenenti al gruppo 1

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
15	0.5	INVSLU-SLV	Combination	Max	-100.67	14.72	20.12	1.29	69.92	34.40
15	3	INVSLU-SLV	Combination	Max	-88.17	14.72	20.12	1.29	23.71	-0.91
15	5.5	INVSLU-SLV	Combination	Max	-75.67	14.72	20.12	1.29	142.06	28.92
15	0.5	INVSLU-SLV	Combination	Min	-171.09	-11.93	-50.32	-1.29	-109.53	-30.74
15	3	INVSLU-SLV	Combination	Min	-154.84	-11.93	-50.32	-1.29	14.68	-2.39
15	5.5	INVSLU-SLV	Combination	Min	-138.59	-11.93	-50.32	-1.29	-30.68	-39.17
15	0.5	SLE_qp	Combination		-124.41	1.39	-15.10	0.00	-19.80	1.83
15	3	SLE_qp	Combination		-111.91	1.39	-15.10	0.00	17.94	-1.65
15	5.5	SLE_qp	Combination		-99.41	1.39	-15.10	0.00	55.69	-5.13
15	0.5	INV_SLE FR	Combination	Max	-122.58	1.41	-12.23	0.01	-14.54	1.86
15	3	INV_SLE FR	Combination	Max	-110.08	1.41	-13.20	0.01	18.11	-1.65
15	5.5	INV_SLE FR	Combination	Max	-97.58	1.41	-14.17	0.01	56.19	-5.13
15	0.5	INV_SLE FR	Combination	Min	-125.11	1.39	-15.24	0.00	-19.98	1.83
15	3	INV_SLE FR	Combination	Min	-112.61	1.39	-15.24	0.00	17.25	-1.65
15	5.5	INV_SLE FR	Combination	Min	-100.11	1.39	-15.24	0.00	51.46	-5.16
15	0.5	INV_SLE_RARA	Combination	Max	-117.02	1.46	-1.11	0.05	6.07	2.00
15	3	INV_SLE_RARA	Combination	Max	-104.52	1.46	-5.94	0.05	17.11	-1.66
15	5.5	INV_SLE_RARA	Combination	Max	-92.02	1.46	-10.77	0.05	46.86	-5.25
15	0.5	INV_SLE_RARA	Combination	Min	-124.31	1.44	-7.55	0.03	-5.39	1.94
15	3	INV_SLE_RARA	Combination	Min	-111.81	1.44	-10.45	0.03	14.89	-1.67
15	5.5	INV_SLE_RARA	Combination	Min	-99.31	1.44	-13.35	0.03	35.77	-5.31



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.500 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	180.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-20.0	-25.0
2	-20.0	25.0
3	20.0	25.0
4	20.0	-25.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-14.0	-19.0	20
2	-14.0	19.0	20
3	14.0	19.0	20
4	14.0	-19.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	2	20
2	2	3	2	20
3	1	2	2	20
4	4	3	2	20

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	10 mm
Passo staffe:	15.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	75.67	142.06	28.92	0.00	0.00
2	171.09	-109.53	-30.74	0.00	0.00
3	138.59	-30.68	-39.17	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	92.02	46.86	-5.25

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	97.58	56.19 (67.21)	-5.13 (-6.14)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	99.41	55.69 (77.01)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm
Copriferro netto minimo staffe: 4.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	75.67	142.06	28.92	75.42	282.33	56.21	1.99	37.7(20.0)
2	S	171.09	-109.53	-30.74	171.31	-280.12	-78.93	2.56	37.7(20.0)
3	S	138.59	-30.68	-39.17	138.66	-150.53	-190.86	4.89	37.7(20.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)

Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	20.0	25.0	0.00206	14.0	19.0	-0.00649	-14.0	-19.0
2	0.00350	-20.0	-25.0	0.00220	-14.0	-19.0	-0.00537	14.0	19.0
3	0.00350	-20.0	-25.0	0.00217	-14.0	-19.0	-0.00472	14.0	19.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000056514	0.000183341	-0.002213812	----	----
2	-0.000069624	-0.000147693	-0.001584805	----	----
3	-0.000151872	-0.000069436	-0.001273345	----	----

VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'

Diam. Staffe: 10 mm
 Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 16.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezz. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con $L=lungh.legat.proietta-$
 ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.
 Alfa Coeff. di riduzione (efficienza) dell'armatura di confinamento [(7.4.29)NTC-(5.15)EC8]
 Owd Rapporto meccanico di armatura staffe nella sola direzione del taglio di cui al primo membro della (7.4.29)NTC
 (tra parentesi vi è il 1/2 del rapporto meccanico minimo di normativa riferito quindi alla sola dir. del taglio)

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff	Alfa	Owd
1	S	0.00	605.53	152.38	43.2 37.2	37.5	1.000	1.022	0.0	10.5(0.0)	0.257	0.085(0.040)
2	S	0.00	601.95	147.38	42.0 36.0	37.5	1.000	1.050	0.0	10.5(0.0)	0.257	0.085(0.040)
3	S	0.00	610.22	119.71	35.2 29.2	47.2	1.000	1.041	0.0	10.5(0.0)	0.257	0.063(0.040)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata

Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.80	-20.0	25.0	-62.0	14.0	-19.0	293	9.4

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 e1 Esito della verifica
 e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00039	0	0.500	20.0	50	0.00019 (0.00019)	276	0.051 (990.00)	66.72	-7.48

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.42	-20.0	25.0	-76.4	14.0	-19.0	326	12.6

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00048	0	0.500	20.0	50	0.00023 (0.00023)	258	0.059 (0.20)	67.21	-6.14

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.84	-20.0	25.0	-69.0	4.7	-19.0	400	12.6

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

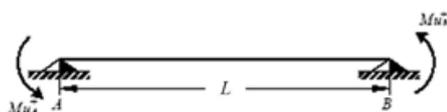
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00043	0	0.500	20.0	50	0.00021 (0.00021)	278	0.058 (0.20)	77.01	0.00

10.5.2 Verifiche taglio pilastri appartenenti al gruppo 1

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{C,Rd}^s$ ed inferiore $M_{C,Rd}^i$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$$

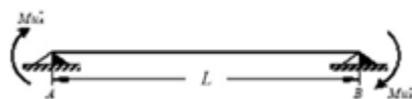
1° Schema:



Il taglio è variabile linearmente lungo il pilastro ed è pari a:

$$V_A = V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu_A^+ + Mu_B^+}{l_{pilastro}}$$

• 2° Schema:



Il taglio è variabile linearmente lungo il pilastro ed è pari a:

$$V_A = V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu_A^- + Mu_B^-}{l_{pilastro}}$$

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti ottenute seguendo la metodologia descritta e riportata negli schemi precedenti:

Determinazione taglio di calcolo DIR Y						
			$M_{uA}^{(+)} \text{ (kNm)}$	$M_{uB}^{(-)} \text{ (kNm)}$	$M_{uA}^{(-)} \text{ (kNm)}$	$M_{uB}^{(+)} \text{ (kNm)}$
Base	0.4	m				
Altezza	0.5	m	150.53	150.53	150.53	150.53
$L_{pilastro}$	3.85	m				

γ_{Rd}	1	[-]	1° Schema		2° Schema	
			V_A (kN)	V_B (kN)	V_A (kN)	V_B (kN)
			78.20	78.20	78.20	78.20

V_{SAP(output)} =	50.32	kN
V_{Ed} =	78.20	kN

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata è maggiore del taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale mediante il SAP2000, si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

V_{Ed-max} = 78.20 kN

SEZIONE					
b_w	=	40	cm		
h	=	50	cm		
c	=	6	cm		
d	=	$h-c$	=	44	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	37	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	30.71	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	17.40	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	2			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	15	cm		
(A_{sw} / s)	=	10.472	cm ² / m		
α	=	90	°		(90° staffe verticali)
<input type="checkbox"/>					
TAGLIO AGENTE		V_{Ed} =	78.2	(kN)	
SFORZO NORMALE		N_{Ed} =		(kN)	
		α_c =	1.0000		
<input type="checkbox"/>					

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot θ

cot(θ) = 2.74
 $\theta = 20.07^\circ$

IPOTESI 1

$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ Rottura bilanciata $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

$$V_{Rsd} = 444.21 \text{ (KN)}$$

$$V_{Rcd} = 444.21 \text{ (KN)}$$

$$V_{Rd} = 444 \text{ (KN)}$$

$$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 2	$\cot \vartheta > 2,5$	Si assume	$\vartheta = 21,8^\circ$
Armatura trasversale			
$V_{Rsd} =$	405.68 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$	
$V_{Rcd} =$	475.26 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$	
$V_{Rd} =$	406 (KN)	$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	

IPOTESI 3	$\cot \vartheta = 1$	$\vartheta = 45^\circ$
Armatura trasversale		
$V_{Rsd} =$	162.27 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$
$V_{Rcd} =$	689.13 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$
$V_{Rd} =$	162.27 (KN)	$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

Determinazione taglio di calcolo DIR Y			$M_{uA}^{(+)}$ (kNm)	$M_{uB}^{(-)}$ (kNm)	$M_{uA}^{(-)}$ (kNm)	$M_{uB}^{(+)}$ (kNm)
Base	0.5	m				
Altezza	0.4	m	190.86	190.86	190.86	190.86
Lpilastro	3.85	m				
γ_{Rd}	1	[-]	1° Schema		2° Schema	
			V_A (kN)	V_B (kN)	V_A (kN)	V_B (kN)
			99.15	99.15	99.15	99.15
$V_{SAP(output)} =$			14.72	kN		
$V_{Ed} =$			99.15	kN		

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata è superiore al taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale mediante il SAP2000, si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

$V_{Ed-max} = 99.15 \text{ kN}$

SEZIONE					
b_w	=	50	cm		
h	=	40	cm		
c	=	6	cm		
d	=	$h-c$	=	34	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	37	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	30.71	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	17.40	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	2			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	15	cm		
(A_{sw} / s)	=	10.472	cm^2 / m		
α	=	90	°		(90° staffe verticali)
<input type="checkbox"/>					
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	99.15	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$		(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di $\cot \theta$

$\cot(\theta) = 3.10$
 $\theta = 17.87^\circ$

IPOTESI 1 $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ Rottura bilanciata $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 388.85 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 388.85 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$$V_{Rd} = 389 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 2 $\cot \vartheta > 2,5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 313.48 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{e} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 459.06 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$$V_{Rd} = 313 \text{ (KN)}$$

$$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 3

$$\text{Cot } \vartheta = 1$$

$$\vartheta = 45^\circ$$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 125.39 \text{ (KN)}$$

$$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 665.64 \text{ (KN)}$$

$$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

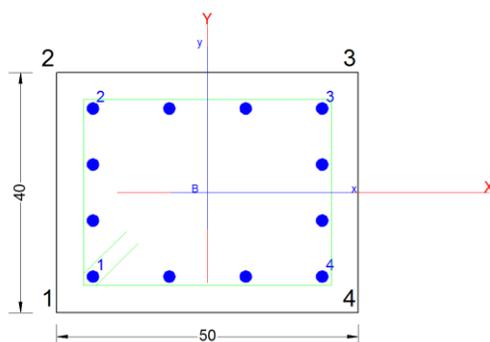
$$V_{Rd} = 125.39 \text{ (KN)}$$

$$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Si adotteranno staffe $\Phi 10 / 15$ cm alle estremità superiore e inferiore del pilastro e staffe $\Phi 10 / 20$ cm per la zona centrale del pilastro, rispettando ampiamente le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi degli elementi in c.a. proposti dalle NTC-2018 al punto 4.1.6.

10.5.3 Verifiche pilastri appartenenti al gruppo 2

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	M3	M2	V2	V3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN-m	KN-m	KN	KN
14	0.5	INVSLU-SLV	Combination	Max	-156.83	52.42	74.67	21.91	37.23
14	3	INVSLU-SLV	Combination	Max	-144.33	3.06	-16.42	21.91	37.23
14	5.5	INVSLU-SLV	Combination	Max	-131.83	59.35	2.89	21.91	37.23
14	0.5	INVSLU-SLV	Combination	Min	-250.72	-53.23	-35.73	-22.52	-7.72
14	3	INVSLU-SLV	Combination	Min	-234.47	-2.36	-28.39	-22.52	-7.72
14	5.5	INVSLU-SLV	Combination	Min	-218.22	-57.14	-111.50	-22.52	-7.72
14	0.5	SLE_qp	Combination		-174.24	-0.41	19.47	-0.30	14.75
14	3	SLE_qp	Combination		-161.74	0.35	-17.42	-0.30	14.75
14	5.5	SLE_qp	Combination		-149.24	1.11	-54.31	-0.30	14.75
14	0.5	INV_SLE FR	Combination	Max	-173.32	-0.41	22.76	-0.30	16.80
14	3	INV_SLE FR	Combination	Max	-160.82	0.36	-17.42	-0.30	15.68
14	5.5	INV_SLE FR	Combination	Max	-148.32	1.18	-54.31	-0.30	14.95
14	0.5	INV_SLE FR	Combination	Min	-175.61	-0.47	19.47	-0.33	14.75
14	3	INV_SLE FR	Combination	Min	-163.11	0.35	-17.83	-0.33	14.75
14	5.5	INV_SLE FR	Combination	Min	-150.61	1.10	-55.62	-0.33	14.56
14	0.5	INV_SLE_RARA	Combination	Max	-173.05	-0.57	36.57	-0.37	25.44
14	3	INV_SLE_RARA	Combination	Max	-160.55	0.38	-19.22	-0.37	19.84
14	5.5	INV_SLE_RARA	Combination	Max	-148.05	1.45	-60.01	-0.37	15.65
14	0.5	INV_SLE_RARA	Combination	Min	-182.04	-0.70	29.98	-0.43	21.36
14	3	INV_SLE_RARA	Combination	Min	-169.54	0.35	-20.40	-0.43	18.00
14	5.5	INV_SLE_RARA	Combination	Min	-157.04	1.27	-63.71	-0.43	14.24



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.500 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo

Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.900	MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	180.00	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-25.0	-20.0
2	-25.0	20.0
3	25.0	20.0
4	25.0	-20.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-19.0	-14.0	20
2	-19.0	14.0	20
3	19.0	14.0	20
4	19.0	-14.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	2	20
2	2	3	2	20
3	1	2	2	20
4	4	3	2	20

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 15.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	131.83	2.89	59.35	0.00	0.00
2	218.22	-111.50	-57.14	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	157.04	63.71	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	150.61	55.62 (61.09)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My

1 149.24 -54.31 (-61.29) 0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm
Copriferro netto minimo staffe: 4.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	131.83	2.89	59.35	131.93	15.24	305.89	5.15	37.7(20.0)
2	S	218.22	-111.50	-57.14	218.44	-214.82	-110.06	1.93	37.7(20.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	25.0	20.0	0.00187	19.0	14.0	-0.00831	-19.0	-14.0
2	0.00350	-25.0	-20.0	0.00211	-19.0	-14.0	-0.00493	19.0	14.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000254842	0.000017430	-0.003219664	----	----
2	-0.000053623	-0.000178425	-0.001409077	----	----

VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'

Diam. Staffe: 10 mm
Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 16.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.
Alfa Coeff. di riduzione (efficienza) dell'armatura di confinamento [(7.4.29)NTC-(5.15)EC8]
Owd Rapporto meccanico di armatura staffe nella sola direzione del taglio di cui al primo membro della (7.4.29)NTC
(tra parentesi vi è il 1/2 del rapporto meccanico minimo di normativa riferito quindi alla sola dir. del taglio)

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff	Alfa	Owd
1	S	0.00	674.71	157.90	44.5 38.5	39.7	1.000	1.039	0.0	10.5(0.0)	0.257	0.079(0.040)
2	S	0.00	623.94	118.20	34.8 28.8	47.8	1.000	1.064	0.0	10.5(0.0)	0.257	0.062(0.040)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.93	-25.0	20.0	-99.1	6.3	-14.0	400	12.6

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00066	0	0.500	20.0	50	0.00030 (0.00030)	278	0.083 (990.00)	59.89	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.19	-25.0	20.0	-83.0	6.3	-14.0	400	12.6

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00056	0	0.500	20.0	50	0.00025 (0.00025)	278	0.069 (0.20)	61.09	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.07	-25.0	-20.0	-80.5	6.3	14.0	400	12.6

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00054	0	0.500	20.0	50	0.00024 (0.00024)	278	0.067 (0.20)	-61.29	0.00

10.5.4 Verifiche taglio pilastri appartenenti al gruppo 2

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti ottenute seguendo la metodologia descritta e riportata negli schemi precedenti:

Determinazione taglio di calcolo DIR X						
Base	0.5	m	$M_{uA}^{(+)}$ (kNm)	$M_{uB}^{(-)}$ (kNm)	$M_{uA}^{(-)}$ (kNm)	$M_{uB}^{(+)}$ (kNm)
Altezza	0.4	m	110.06	110.06	110.06	110.06
$L_{pilastro}$	3.85	m				
γ_{Rd}	1	[-]	1° Schema		2° Schema	
			V_A (kN)	V_B (kN)	V_A (kN)	V_B (kN)
			57.17	57.17	57.17	57.17
			$V_{SAP(output)}$ =	37.23	kN	
			V_{Ed} =	57.17	kN	

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata è superiore al taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale mediante il SAP2000, si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

$$V_{Ed-max} = 57.17 \text{ kN}$$

SEZIONE						
b_w	=	50	cm			
h	=	40	cm			
c	=	6	cm			
d	=	$h-c$	=	34	cm	
MATERIALI						
f_{ywd}	=	391.30	MPa			
R_{ck}	=	37	MPa			
γ_c	=	1.5				
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	30.71	MPa	
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	17.40	MPa	
ARMATURE A TAGLIO						
\varnothing_{st}	=	10				
braccia	=	2				
\varnothing_{st2}	=	0				
braccia	=	0				
passo	=	15	cm			
(A_{sw} / s)	=	10.472	cm ² / m			
α	=	90	°	(90° staffe verticali)		

TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	57.17	(KN)
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$		(KN)
		$\alpha_c =$	1.0000	

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot θ

cot(θ) = 3.10
 $\theta = 17.87^\circ$

IPOTESI 1	$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$	Rottura bilanciata	$V_{Rsd} = V_{Rcd}$
$V_{Rsd} =$	388.85 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$	
$V_{Rcd} =$	388.85 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$	
$V_{Rd} =$	389 (KN)		IIIIII (V_{Rsd}, V_{Rcd})

IPOTESI 2	$\cot \vartheta > 2.5$	Si assume	$\vartheta = 21,8^\circ$
Armatura trasversale			
$V_{Rsd} =$	313.48 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$	
$V_{Rcd} =$	459.06 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$	
$V_{Rd} =$	313 (KN)		IIIIII (V_{Rsd}, V_{Rcd})

IPOTESI 3	$\cot \vartheta = 1$		$\vartheta = 45^\circ$
Armatura trasversale			
$V_{Rsd} =$	125.39 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$	
$V_{Rcd} =$	665.64 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$	
$V_{Rd} =$	125.39 (KN)		IIIIII (V_{Rsd}, V_{Rcd})

Determinazione taglio di calcolo DIR Y						
Base	0.4	m	$M_{uA}^{(+)}$ (kNm)	$M_{uB}^{(-)}$ (kNm)	$M_{uA}^{(-)}$ (kNm)	$M_{uB}^{(+)}$ (kNm)
Altezza	0.5	m	214.82	214.82	214.82	214.82
$L_{pilastro}$	3.85	m				
γ_{Rd}	1	[-]	1° Schema		2° Schema	
			V_A (kN)	V_B (kN)	V_A (kN)	V_B (kN)
			111.59	111.59	111.59	111.59

$V_{SAP(output)} =$	22.52	kN
$V_{Ed} =$	111.59	kN

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata è superiore del taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale mediante il SAP2000, si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

$V_{Ed-max} = 111.59$ kN

SEZIONE					
b_w	=	40	cm		
h	=	50	cm		
c	=	6	cm		
d	=	$h-c$	=	44	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	37	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	30.71	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	17.40	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	2			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	15	cm		
(A_{sw} / s)	=	10.472	cm^2 / m		
α	=	90	°		(90° staffe verticali)
<input type="checkbox"/>					
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	111.59	(kN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$		(kN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		
<input type="checkbox"/>					

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di $\cot \theta$

$$\cot(\theta) = 2.74$$

$$\theta = 20.07^\circ$$

IPOTESI 1

$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ Rottura bilanciata $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 444.21 \text{ (kN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 444.21 \text{ (kN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) / (1 + \ctg^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 444 \text{ (kN)} \quad \text{IIIIII} (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 2	$\cot \vartheta > 2,5$	Si assume	$\vartheta = 21,8^\circ$
Armatura trasversale			
$V_{Rsd} =$	405.68 (KN)		$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$
$V_{Rcd} =$	475.26 (KN)		$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$
$V_{Rd} =$	406 (KN)		

IPOTESI 3	$\cot \vartheta = 1$		$\vartheta = 45^\circ$
Armatura trasversale			
$V_{Rsd} =$	162.27 (KN)		$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$
$V_{Rcd} =$	689.13 (KN)		$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$
$V_{Rd} =$	162.27 (KN)		

Si adotteranno staffe $\Phi 10 / 15$ cm alle estremità superiore e inferiore del pilastro e staffe $\Phi 10 / 20$ cm per la zona centrale del pilastro, rispettando ampiamente le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi degli elementi in c.a. proposti dalle NTC-2018 al punto 4.1.6.

10.5.5 Verifica a torsione

Vista la ridotta entità delle sollecitazioni torsionali la verifica può essere opportunamente trascurata poiché risulta implicitamente soddisfatta e non dimensionante.

11 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (SLO)

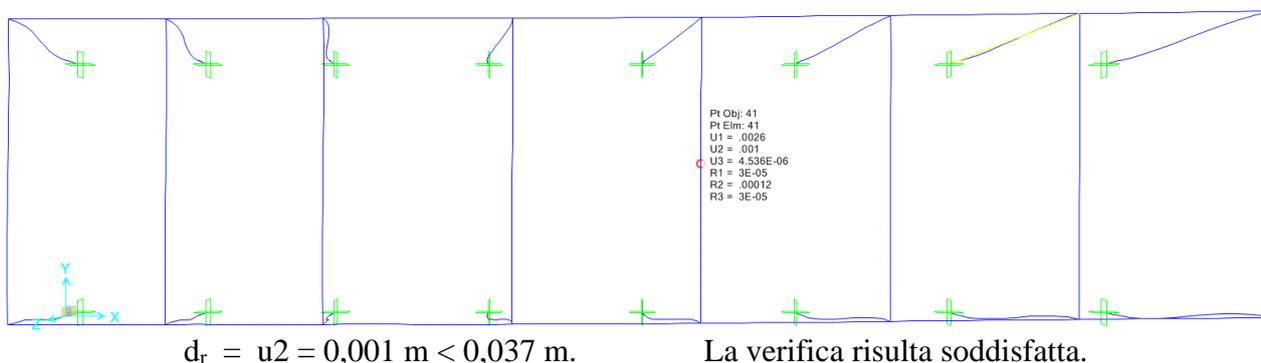
Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori a:

- per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano, per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

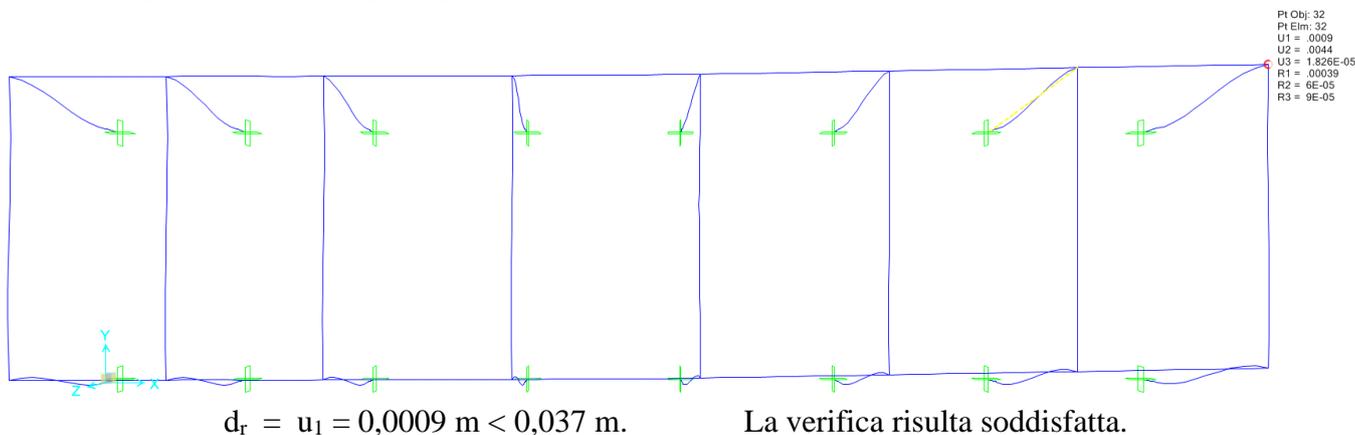
$$d_r \leq 2 \times 0.01h / 3 = 0,037 \text{ m}$$

Si riportano gli spostamenti lungo l'asse y per effetto della Comb.2_SLO_X, al nodo 41.



La verifica risulta soddisfatta.

Si riportano gli spostamenti lungo l'asse x per effetto della Comb.1_SLO_Y, al nodo 32.



12 FONDAZIONI

12.1 Descrizione

Le fondazioni dell'edificio sono di tipo diretto, costituite da un grigliato di travi rovesce disposte lungo il perimetro dell'edificio collegate trasversalmente mediante cordoli a sezione rettangolare 60 x 120 cm . Le travi di bordo hanno sezione a "T" rovescia con altezza 1.20 m e larghezza 1.50 m. Al di sotto delle fondazioni è previsto uno strato di magrone di spessore 0.10 m debordante l'impronta delle fondazioni di 0.10 m.

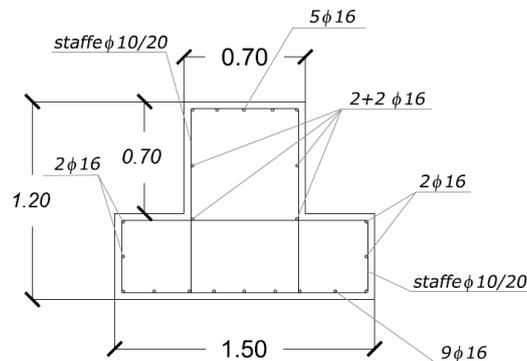


Figura 22 – Sezione trasversale trave perimetrale di fondazione - a T rovescia

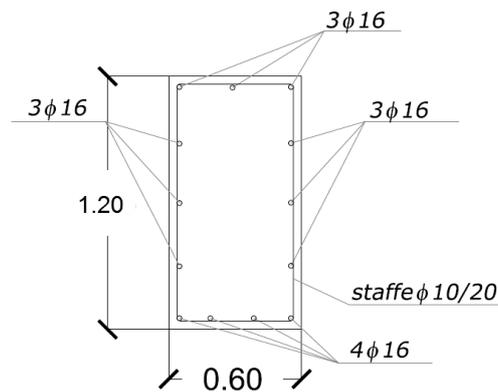


Figura 23 – Sezione trasversale trave trasversale interna di fondazione – rettangolare

12.2 Diagrammi delle sollecitazioni elementari

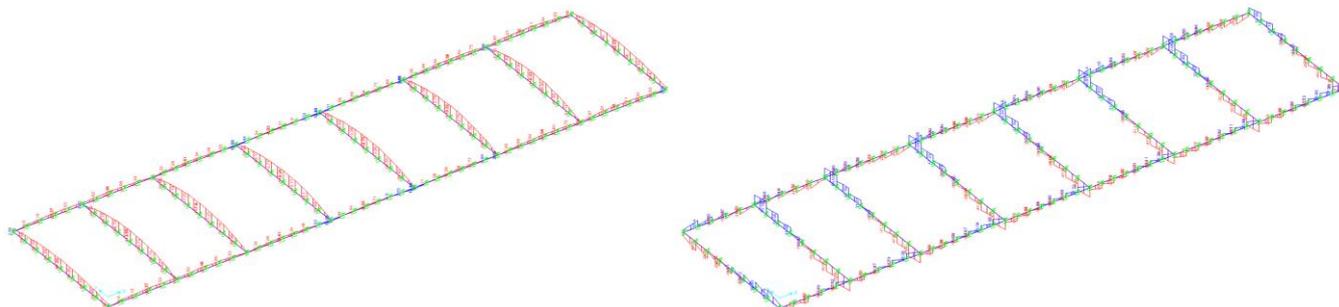


Figura 24 – Momento flettente e taglio per carichi permanenti

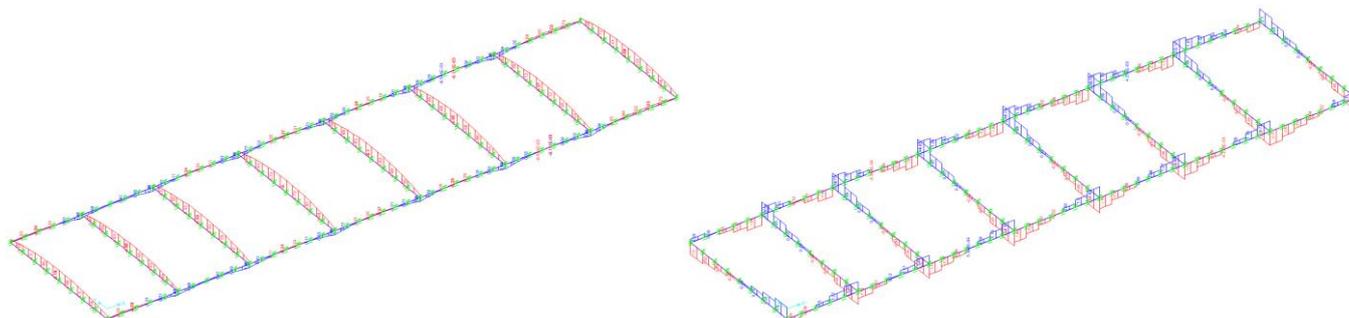


Figura 25 – Momento flettente e taglio per carichi accidentali

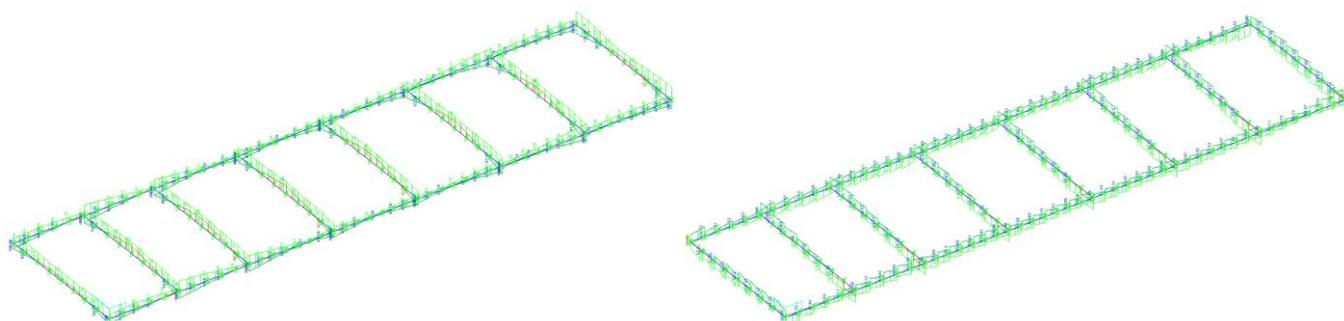


Figura 26 – Momento flettente e taglio per sisma a SLV con $q=1$

Le verifiche di resistenza delle travi di fondazione sono state eseguite con riferimento alle travi rovesce perimetrali e ai cordoli trasversali di collegamento.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione. Le azioni

	<p align="center">NODO INTERMODALE DI BRINDISI COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI</p> <p align="center">PROGETTO DEFINITIVO</p>					
Fabbricato Tecnologico Bivio Taranto – Relazione di calcolo	COMMESSA IA7K	LOTTO 00	CODIFICA D10CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A	FOGLIO 120 di 147

trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Le fondazioni superficiali sono verificate in condizioni sismiche e in condizioni statiche:

Il dimensionamento e la verifica delle strutture di fondazione sono stati eseguiti assumendo come azioni in fondazione, trasmesse dagli elementi sovrastanti, quelle derivanti dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando un comportamento strutturale **non dissipativo**, secondo quanto prescritto nel paragrafo 7.2.5 delle NTC 2018.

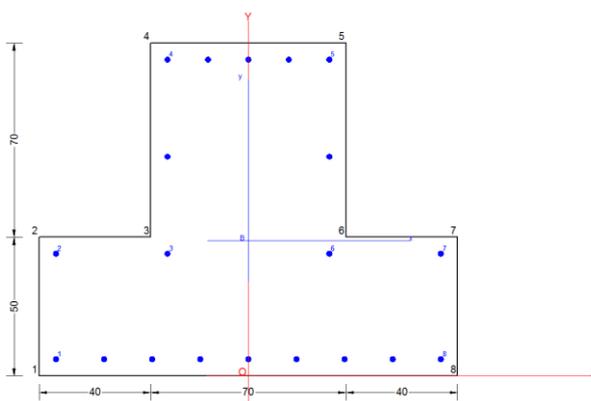
In condizioni statiche utilizzando le sollecitazioni non amplificate della combinazione non sismica SLU.

Inoltre sono state eseguite le verifiche a fessurazione e delle tensioni di esercizio per le combinazioni relative allo SLE.

Nei paragrafi seguenti vengono riportate le sollecitazioni massime e minime e le verifiche per le travi di fondazione.

12.3 Travi perimetrali

SLU/SLV				
MAX	P	V2	M3	Frame
	KN	KN	KN-m	Text
	0.00	-20.39	1.36	80_Max - St_0.0-INVSLU-SLV
	0.00	154.10	87.96	362_Max - St_0.6-INVSLU-SLV
	0.00	94.52	222.20	65_Max - St_0.0-INVSLU-SLV
MIN	P	V2	M3	Frame
	KN	KN	KN-m	Text
	0.00	-125.08	-1.36	80_Min - St_0.0-INVSLU-SLV
	0.00	-154.18	-135.96	361_Min - St_0.0-INVSLU-SLV
	0.00	-98.04	-328.04	71_Min - St_0.9-INVSLU-SLV



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa

Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 * \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-75.0	0.0
2	-75.0	50.0
3	-35.0	50.0
4	-35.0	120.0
5	35.0	120.0
6	35.0	50.0
7	75.0	50.0
8	75.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-69.0	6.0	20
2	-69.0	44.0	20
3	-29.0	44.0	20
4	-29.0	114.0	20
5	29.0	114.0	20
6	29.0	44.0	20
7	69.0	44.0	20
8	69.0	6.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	4	5	3	20
2	1	8	7	20
3	3	4	1	20
4	5	6	1	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	87.96	0.00
2	0.00	222.20	0.00
3	0.00	-328.04	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-166.72	-45.90
2	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.78
4	0.00	0.00	0.01
5	0.00	0.00	0.78
6	0.00	0.00	0.01
7	0.00	0.00	0.36
8	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	-2.05
10	0.00	0.00	-2.05
11	0.00	0.00	-2.06
12	0.00	0.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	0.00 (0.00)	-43.20 (0.00)
2	0.00	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)
3	0.00	0.00 (0.00)	0.51 (0.00)
4	0.00	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)
5	0.00	0.00 (0.00)	0.57 (0.00)
6	0.00	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)
7	0.00	0.00 (0.00)	-0.01 (0.00)
8	0.00	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)
9	0.00	0.00 (0.00)	-1.51 (0.00)
10	0.00	0.00 (0.00)	-1.35 (0.00)
11	0.00	0.00 (0.00)	-1.51 (0.00)
12	0.00	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	0.00 (0.00)	0.02 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 12.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	87.96	0.00	1620.50	18.42	47.1(24.8)
2	S	0.00	222.20	0.00	1620.50	7.29	47.1(24.8)
3	S	0.00	-328.04	0.00	-1067.21	3.25	34.6(24.8)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.134	-35.0	120.0	0.00213	-29.0	114.0	-0.02254	-69.0	6.0
2	0.00350	0.134	-35.0	120.0	0.00213	-29.0	114.0	-0.02254	-69.0	6.0
3	0.00350	0.059	-75.0	0.0	0.00036	-69.0	6.0	-0.05617	-29.0	114.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

1	0.000000000	0.000228448	-0.023913735	0.134	0.700
2	0.000000000	0.000228448	-0.023913735	0.134	0.700
3	0.000000000	-0.000523384	0.003500000	0.059	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.06	-75.0	0.0	-79.2	14.5	114.0	1050	15.7

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot \max(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00042	0	0.500	20.0	50	0.00024 (0.00024)	397	0.094 (990.00)	-577.73	-159.05

VERIFICA A TAGLIO

SEZIONE

bw	=	70	cm
h	=	120	cm
c	=	6	cm
d	=	h-c	= 114 cm

MATERIALI

fywd	=	391.30	MPa
Rck	=	30	MPa
gc	=	1.5	
fck	=	0.83xRck	= 24.9 MPa
fcd	=	0.85xfck/gc	= 14.11 MPa

ARMATURE A TAGLIO

\varnothing_{st} = 10
 braccia = 2
 \varnothing_{st2} = 0
 braccia = 0
 passo = 20 cm
 (Asw / s) = 7.854 cm² / m
 a = 90 ° (90° staffe verticali)

TAGLIO AGENTE VEd = 154.1 (KN)
 SFORZO NORMALE Ned = (KN)
 ac = 1.0000

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot q

cot(q) = 3.88
 q = 14.45 °

IPOTESI 1 1 <= cot q <= 2.5 Rottura bilanciata VRsd=VRcd

VRsd = 1224.04 (KN)
 VRcd = 1224.04 (KN)
 VRd = 1224 (KN) min(VRsd, VRcd)

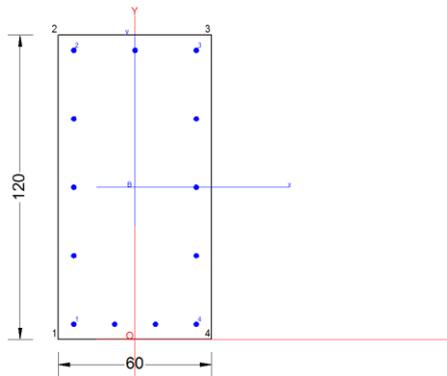
IPOTESI 2 cot q > 2,5 Si assume q = 21,8°

Armatura trasversale

VRsd = 788.30 (KN)
 VRcd = 1747.21 (KN)
 VRd = 788 (KN) min(VRsd, VRcd) > VEd

12.4 Cordoli di collegamento

SLU/SLV				
MAX	P	V2	M3	Frame
	KN	KN	KN-m	Text
	0.00	135.82	0.21	105_Max - St_0.0-INVSLU-SLV
	0.00	165.79	91.44	121_Max - St_0.9-INVSLU-SLV
	0.00	-60.50	225.76	128_Max - St_0.9-INVSLU-SLV
MIN	P	V2	M3	Frame
	KN	KN	KN-m	Text
	0.00	51.59	-0.21	105_Min - St_0.0-INVSLU-SLV
	0.00	-175.50	-265.57	128_Min - St_0.0-INVSLU-SLV
	0.00	-49.64	-294.22	116_Min - St_0.9-INVSLU-SLV



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-30.0	0.0
2	-30.0	120.0
3	30.0	120.0
4	30.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-24.0	6.0	20
2	-24.0	114.0	20
3	24.0	114.0	20

N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	225.00	0.00	0.00	935.49	0.00	4.16	31.4(14.4)
2	S	0.00	-294.22	0.00	0.00	-808.14	0.00	2.75	28.3(14.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.112	-30.0	120.0	0.00186	-24.0	114.0	-0.02770	-24.0	6.0
2	0.00350	0.093	-30.0	0.0	0.00151	-24.0	6.0	-0.03429	-24.0	114.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000273666	-0.029339979	0.112	0.700
2	0.000000000	-0.000331494	0.003500000	0.093	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.46	30.0	120.0	-21.7	8.0	6.0	900	12.6
2	S	2.68	-30.0	0.0	-142.6	0.0	114.0	896	9.4

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\text{ eff}}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max*(e_sm - e_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00012	0	0.500	20.0	50	0.00007 (0.00007)	414 0.027 (990.00)		417.78	0.00
2	S	-0.00076	0	0.500	20.0	50	0.00043 (0.00043)	493 0.211 (990.00)		-413.26	0.00

VERIFICA A TAGLIO

SEZIONE

bw	=	60	cm
h	=	120	cm
c	=	6	cm
d	=	h-c	= 114 cm

MATERIALI

fywd	=	391.30	MPa
Rck	=	30	MPa
gc	=	1.5	
fck	=	0.83xRck =	24.9 MPa
fd	=	0.85xfck/gc =	14.11 MPa

ARMATURE A TAGLIO

Øst	=	10	
braccia	=	2	
Øst2	=	0	
braccia	=	0	
passo	=	20	cm
(Asw / s)	=	7.854	cm ² / m
a	=	90	° (90° staffe verticali)

TAGLIO AGENTE	VEd =	175.5	(KN)
SFORZO NORMALE	Ned =		(KN)
ac =	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot q

$$\cot(q) = 3.57$$

$$q = 15.63^\circ$$

IPOSTESI 1 $1 \leq \cot q \leq 2.5$ Rottura bilanciata $VR_{sd} = VR_{cd}$

$$VR_{sd} = 1126.95 \text{ (KN)}$$

$$VR_{cd} = 1126.95 \text{ (KN)}$$

$$VR_d = 1127 \text{ (KN)}$$

$$\min(VR_{sd}, VR_{cd})$$

IPOSTESI 2 $\cot q > 2.5$

Si assume

$$q = 21.8^\circ$$

Armatura trasversale

$$VR_{sd} = 788.30 \text{ (KN)}$$

$$VR_{cd} = 1497.61 \text{ (KN)}$$

$$VR_d = 788 \text{ (KN)}$$

$$\min(VR_{sd}, VR_{cd}) > Ved$$

12.5 Verifiche geotecniche

Per effettuare le verifiche geotecniche di capacità portante e di scorrimento si considera la collaborazione tra le travi longitudinali e tra le travi trasversali. Si definiscono quindi due dimensioni equivalenti, una per ogni direzione del sisma, nel seguente modo:

$$B_x = S/L_x = 3.80\text{m}$$

$$B_y = S/L_y = 14.20\text{m}$$

Dove:

$$L_x = 28.45 \text{ m lunghezza impronta fondazione}$$

$$L_y = 7.6 \text{ m larghezza impronta fondazione}$$

$$b_{\text{perimetrale}} = \text{larghezza sezione fondazione a T rovescia} = 1.5\text{m}$$

$$b_{\text{interna}} = \text{larghezza sezione fondazione a sezione rettangolare} = 0.6\text{m}$$

S = superficie totale di impronta della fondazione

$$S = \sum S_i = L_x * b_{\text{perimetrale}} * n_{\text{travi_perimetrali_longitudinali}} + (L_y - n_{\text{travi_perimetrali_longitudinali}} * b_{\text{perimetrale}}) * b_{\text{interna}} * n_{\text{travi_trasversali}} =$$

$$= 28.45\text{m} * 1.5\text{m} * 2 + (7.6\text{m} - 2 * 1.5\text{m}) * 0.6\text{m} * 8 = 107.43 \text{ m}^2$$

Quindi le impronte equivalenti con cui si svolgono le verifiche sono:

- 7.60mx14.20m per la direzione trasversale del sisma
- 28.45mx3.80x per la direzione longitudinale del sisma.

12.5.1 Calcolo delle azioni scaricate sul terreno

Si considera un carico accidentale pari a 10kN/m^2 e i pesi relativi ai seguenti strati di pavimentazione:

strati pavimentazione	sp [m]	gamma	peso mq	peso kN
massicciata	1.3	20	-	5622
massetto cls	0.1	20	-	432
pavimento	0.5	-	0.3	64.87

Tabella 12: strati della pavimentazione

Si ottengono i seguenti carichi:

peso pavimentazione tot (g_2)	6118	kN
accidentale pavimento (q_k)	2162	kN

Tabella 13: carichi risultanti agenti sulla fondazione

In funzione delle dimensioni delle travi si calcolano i carichi lineari agenti sulle singole travi di fondazione:

g_2		
trave trasv int	trave trasv est	trave long
kN/m	kN/m	kN/m
120	60	96
accidentali		
trave trasv int	trave trasv est	trave long
kN/m	kN/m	kN/m
42.5	21.25	34

Tabella 14: carichi lineari agenti sulle travi di fondazione

L'azione sismica dovuta all'inerzia della pavimentazione e della fondazione stessa viene calcolata come segue:

$$F_{\text{sisma}} = (\text{peso pavimentazione} + \text{peso fondazione}) * a_g = (6118 \text{ kN} + 2894 \text{ kN}) * 0.056g = 505 \text{ kN}$$

$$M_{\text{sisma}} = F_{\text{sisma}} * h = 505 \text{ kN} * 0.6 \text{ m} = 303 \text{ kNm}$$

Dove h è il braccio della forza orizzontale rispetto al baricentro della fondazione.

Questi carichi vengono combinati con le azioni che i pilastri scaricano in fondazione, ottenendo i seguenti valori finali:

	perm +pp	accident	sisma
N	12646	2257	1976
M long	0	0	2761
M trasv	0	0	0
V long	0	0	0
V trasv	0	0	1010

Tabella 15: carichi agenti sulla fondazione fittizia trasversale

	perm +pp	accident	sisma
N	12646	2257	877
M trasv	0	0	0
M long	0	0	2701
V long	0	0	1010
V trasv	0	0	0

Tabella 16: carichi agenti sulla fondazione fittizia longitudinale

12.5.2 Verifiche a capacità portante

Trave in direzione longitudinale

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

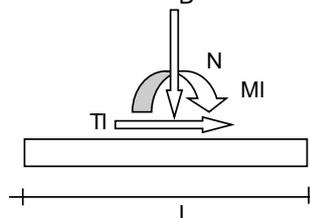
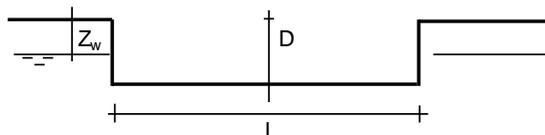
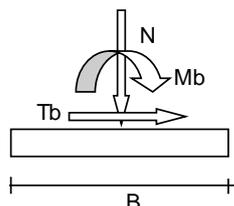
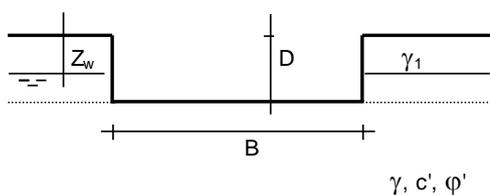
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B	=	28.45	(m)
L	=	3.80	(m)
D	=	2.00	(m)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	12646.00	2257.00	14903.00
Mb [kNm]	2761.00		2761.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	1010.00		1010.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	1010.00	0.00	1010.00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 3.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.19 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 28.08 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 3.80 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 38.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 9.35 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 10.66$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 20.72$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 10.88$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.07$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan(\varphi') / L$$

$$s_q = 1.06$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.95$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1.88 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1.12 \quad m = 1.88 \quad (-)$$

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

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cotg(\varphi')))^m$$

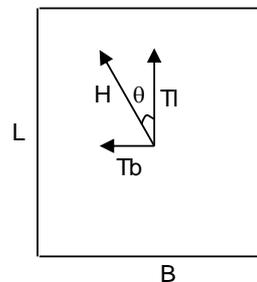
$$i_q = 0.88$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.86$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cotg(\varphi')))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.82$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan(\varphi') (1 - \sin(\varphi'))^2 / B$

per $D/B > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan(\varphi') (1 - \sin(\varphi'))^2) \cdot \arctan(D / B)$

$$d_q = 1.16$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan(\varphi'))$$

$$d_c = 1.18$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c , b_q , b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c , g_q , g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 588.57 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 139.67 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 255.9 \geq q = 139.67 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$Hd = 1010.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$Sd = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$Sd = 6949.38 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$Sd / \gamma_R = 6317.62 \geq Hd = 1010.00 \quad (\text{kN})$$

Trave in direzione trasversale

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

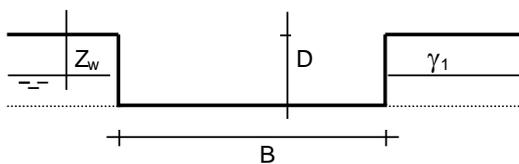
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

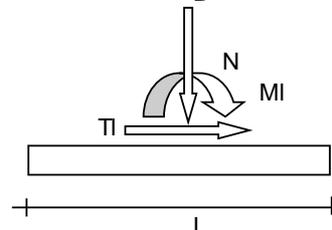
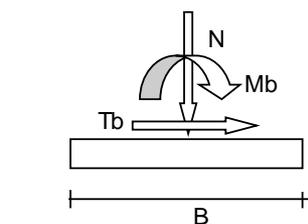
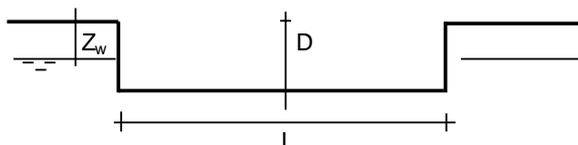
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



γ, c', φ'



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 7.60 (m)
L = 14.20 (m)
D = 2.00 (m)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	12646.00	2257.00	14903.00
Mb [kNm]	2761.00		2761.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	1010.00		1010.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	1010.00	0.00	1010.00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 3.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.19 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 7.23 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 14.20 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 38.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 10.32 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$

$$N_q = 10.66$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 20.72$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 10.88$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.26$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan(\varphi') / L$$

$$s_q = 1.24$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.80$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1.66 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1.34 \quad m = 1.66 \quad (-)$$

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

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^m$$

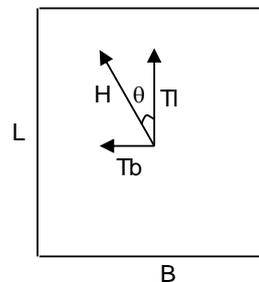
$$i_q = 0.89$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.88$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.83$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan(\varphi') (1 - \sin(\varphi'))^2 / B$

per $D/B > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan(\varphi') (1 - \sin(\varphi'))^2) \cdot \arctan(D / B)$

$$d_q = 1.09$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan(\varphi'))$$

$$d_c = 1.09$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c , b_q , b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = \quad 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = \quad 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = \quad 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \quad 1.00$$

g_c , g_q , g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = \quad 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \quad 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = \quad 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \quad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \quad 752.43 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = \quad 145.17 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = \quad 327.15 \quad \geq \quad q = \quad 145.17 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 1010.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 6949.38 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 6317.62 \geq H_d = 1010.00 \quad (\text{kN})$$

12.5.3 Verifiche cedimenti

Sono stati differenziati i cedimenti dovuti ai soli carichi permanenti, rispetto a quelli causati dalla somma di permanenti e accidentali: si considera che il cedimento dovuto ai permanenti si esaurisca in fase di costruzione della struttura, perciò gli effettivi cedimenti che interessano la struttura in fase di esercizio sono la quota parte dovuta alle sole azioni accidentali.

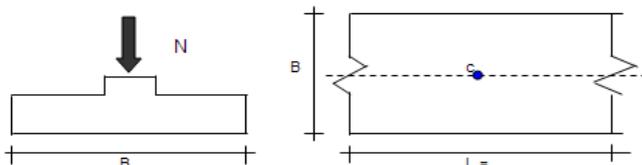
- $\delta_{\text{permanenti}} = 1.15 \text{ cm}$
- $\delta_{\text{permanenti+accidentali}} = 1.36 \text{ cm}$

Dalla differenza si ottiene il cedimento che subirà la fondazione in fase di esercizio, questo risulta compatibile con la struttura:

$$\delta_{\text{accidentali}} = 0.21 \text{ cm}$$

Cedimenti dovuti ai soli carichi permanenti

$$N_{\text{permanente}} = N_{\text{tot_permanente}} / \text{superficie totale} * B = 12646 \text{ kN} / 216.3 \text{ m}^2 * 1.5 \text{ m} = 87.7 \text{ kN/m}$$



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (2q/\pi) * (\alpha + \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (2q/\pi) * (\alpha - \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (4q/\pi) * (v\alpha)$$

$$\alpha = \tan^{-1}((B/2)/z)$$

$$\delta_{ot} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - v_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})))\Delta z_i/E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 1.50 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 88.00 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 58.67 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Ls(m,s)	1.00	0.0	1.0	0.5	10000	0.20	0.45
2	SL/Cal	3.50	1.0	4.5	0.5	15000	0.20	0.48
3	LS(ga)	9.50	4.5	14.0	0.5	90000	0.20	0.22
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-

$$\delta_{ctot} = 1.15 \text{ (cm)}$$

Cedimenti dovuti ai carichi permanenti e ai carichi accidentali

$$N_{\text{permanente+accidentali}} = N_{\text{tot_permanente+accidentali}} / \text{superficie totale} * B = 14093 \text{ kN} / 216.3\text{m}^2 * 1.5\text{m} = 103.5 \text{ kN/m}$$

$$N_{\text{tot_permanente+accidentali}} = 12646\text{kN} + 2257\text{kN} = 14903 \text{ kN}$$

DATI DI INPUT:

B = 1.50 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 103.50 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 69.00 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Ls(m,s)	1.00	0.0	1.0	0.5	10000	0.20	0.53
2	SL/Cal	3.50	1.0	4.5	0.5	15000	0.20	0.57
3	LS(ga)	9.50	4.5	14.0	0.5	90000	0.20	0.26
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-

$$\delta_{\text{ctot}} = 1.36 \text{ (cm)}$$

13 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E DEGLI IMPIANTI

Per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale debbono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della Fa corrispondente allo SLV.

Per ciascuno degli impianti principali, gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro ed alla struttura principale devono avere resistenza sufficiente a sostenere l'azione della Fa corrispondente allo SLV.

La prestazione consistente nell'evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della Fa delle tamponature si può ritenere conseguita con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm.

Per maggiore chiarezza e pratica applicazione è stato predisposto un dettaglio di collegamento della tamponatura alla struttura come intervento di riferimento.

Di seguito si riporta lo schema dell'intervento previsto, da riadattarsi caso per caso alla geometria delle tramezzature interessate.

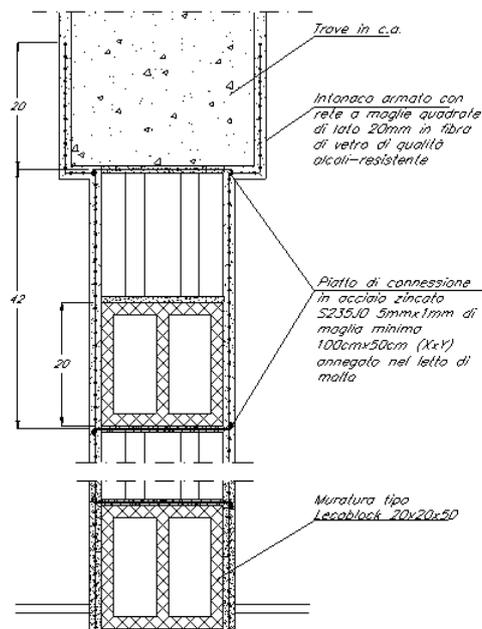


Figura 27 – schema di intervento previsto

14 VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE

Di seguito si riportano i valori di incidenza per i vari elementi strutturali del fabbricato in esame.

Elemento	Area [mc]	Armatura longitudinale					Staffe				Sommano [kg]	Incidenza di progetto [kg/m ³]
		Lato	Diametro [mm]	N°	Lunghezza [m]	Peso [kg]	Diametro [mm]	N°	Lunghezza [m]	Peso [kg]		
TRAVI	0.24	Terra	24	5	1.00	17.755	10	5	1.6	4.936	40.45	170
		Scavo	24	5	1.00	17.755						
PILASTRI	0.20	Sup	20	4	1.00	9.864	10	7	1.4	5.7587	25.49	130
		Inf	20	4	1.00	9.864						
CORDOLO	0.72	Sup	16	6	1.00	9.468	10	5	3.2	9.872	30.39	60
		Inf	16	7	1.00	11.046						
TRAVE ROVESCIA	1.24	Sup	16	9	1.00	14.202	10	5	7	21.595	56.31	65
		Inf	16	13	1.00	20.514						

Tabella 17 – Incidenze armature