

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

FA02A - Fabbricato PGEP Imbocco Galleria lato Ferrandina

Relazione di calcolo strutturale

SCALA:

-

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

I A 5 F 0 1 D 7 8 C L F A 0 2 A 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione	L. Sbrenna	LUGLIO 2019	R. Oscurato	LUGLIO 2019	F.GERNONE <i>F. Gernone</i>	LUGLIO 2019	D.TIBERTI	LUGLIO 2019

ITAFERR S.p.A.
gruppo ferroviario stato
Direz. Tecnica
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Donato Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 14795

File: IA5F-01-D-78-CL-FA02A0-001-A

n. Elab.:

Indice

1	PREMESSA	4
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI.....	5
3.2	DOCUMENTI CORRELATI.....	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4.1	CEMENTO ARMATO.....	6
4.1.1	CALCESTRUZZO.....	6
4.1.2	ACCIAIO D'ARMATURA IN BARRE TONDE AD ADERENZA MIGLIORATA	7
4.1.3	COPRIFERRO	8
5	TERRENO DI FONDAZIONE.....	9
6	ANALISI DEI CARICHI	9
6.1	PESO PROPRIO STRUTTURE	9
6.1.1	SOLAIO DI COPERTURA.....	9
6.1.2	STRUTTURA PRINCIPALE IN C.A.....	10
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI.....	10
6.3	SOVRACCARICO ACCIDENTALE	11
6.4	AZIONE DELLA NEVE	11
6.5	AZIONE DEL VENTO	11
6.6	VARIAZIONI TERMICHE	14
6.7	EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI	14
6.8	AZIONE SISMICA	15
7	MODELLO STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO.....	19
7.1	CONSIDERAZIONI GENERALI SUL MODELLO DI CALCOLO.....	19
7.2	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	24
8	VERIFICHE STRUTTURALI	26
8.1	SOLAIO DI COPERTURA	26
8.2	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E DEGLI IMPIANTI.....	32
8.3	TRAVI DI BORDO 30X40	33
8.3.1	VERIFICA A FLESSIONE	35
8.3.2	VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE	40

8.3.3	VERIFICA LIMITAZIONI ARMATURA	43
8.4	TRAVI 30X50	45
8.4.1	VERIFICA A FLESSIONE	47
8.4.2	VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE	51
8.4.3	VERIFICA LIMITAZIONI ARMATURA	53
8.5	TRAVE 20X50	55
8.5.1	VERIFICA A FLESSIONE	55
8.5.2	VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE	58
8.5.3	VERIFICA LIMITAZIONI ARMATURA	60
8.6	PILASTRI D'ANGOLO (30X60)	62
8.6.1	VERIFICA A FLESSIONE	63
8.6.2	VERIFICA LIMITAZIONI ARMATURA	69
8.7	PILASTRI INTERNI (30X60)	72
8.7.1	VERIFICA A FLESSIONE	73
8.7.2	VERIFICA LIMITAZIONI ARMATURA	79
8.8	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (SLO).....	82
9	FONDAZIONI	83
9.1	PLATEA DI FONDAZIONE	83
9.1.1	VERIFICA A FLESSIONE	86
9.1.2	VERIFICA A TAGLIO	89
9.2	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE	90
10	CONCLUSIONI	95

1 PREMESSA

Il presente documento è emesso nell'ambito dello sviluppo della Progettazione Definitiva della nuova linea Ferrandina-Matera La Martella, la cui attivazione consente il collegamento della città di Matera alla rete ferroviaria nazionale, in particolare con Salerno, per l'accesso al sistema AV/AC, e con Taranto, attraverso la linea Battipaglia-Potenza-Metaponto-Taranto.

Allo scopo di ospitare le tecnologie di linea verranno realizzati i fabbricati riportati nella seguente tabella.

WBS	km	Ubicazione	Tipologia Fabbricati/Locali	B (m)	L (m)
FA02 A	2+380	PIAZZALE EMERGENZA LATO FERRANDINA	FABBRICATO PGEP	35,95	6,40
FA02 B			FABBRICATO E1	8,40	6,40
FA02 C			LOCALE POMPE E VASCA	10,60	7,00
FA03 A	-	PIAZZALE FINESTRA INTERMEDIA	FABBRICATO PGEP	22,55	6,40
FA03 B			FABBRICATO E1	8,40	6,40
FA04 A	9+069,33	PIAZZALE EMERGENZA LATO LA MARTELLA	FABBRICATO PGEP	27,40	6,40
FA04 B			FABBRICATO E1	8,40	6,40
FA04 C			LOCALE POMPE E VASCA	10,60	7,00
FA05 A	10+621,50	POSTO DI MOVIMENTO SAN GIULIANO	FABBRICATO IS1	34,60	7,60
FA05 B			FABBRICATO E1	8,40	6,40
FA07 A	-	FABBRICATI TECNOLOGICI STAZIONE FERRANDINA	FABBRICATO IS2	30,40	7,60
FA07 B			FABBRICATO E2	19,60	8,00
FA07 C			LOCALE POMPE E VASCA	10,60	7,00

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Lo scopo del presente documento è quello di calcolare e verificare la strutture in elevazione e in fondazione del "Fabbricato PGEP - FA02A" da prevedere nell'ambito delle opere del piazzale di emergenza all'imbocco della Galleria Miglionico (Lato Ferrandina).

Si attribuisce una vita nominale $V_N = 50$ anni e la classe d'uso II con coefficiente d'uso $C_u = 1.00$, in conformità ai seguenti riferimenti normativi:

- DM 17/01/2018 par. 2.4;
- Circ. 21/01/2019, n.7
- Decreto 21/10/2003 P.C.M. Dipartimento della Prot. Civile (all.1);
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili – RFIDTCSIPSMAIFS001C

Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell'azione sismica sarà quindi $V_R = C_u \times V_N = 50,0$ anni.

La struttura in pianta del fabbricato ha forma rettangolare avente le seguenti dimensioni 35.95 m x 6.40 m, comprensiva del rivestimento realizzato in muratura con blocchi architettonici facciavista. Il sistema strutturale è caratterizzato da un telaio spaziale monolivello avente copertura piana costituito da una campata in direzione trasversale di luce 5.40 m circa mentre, parallelamente al lato lungo, è suddiviso in 8 campate di luce massima pari a 5.35 m.

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 24 cm e comprende 4 cm di prédalles, 16 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 disposti ad interasse che vanno da 4.10 m a 5.65 m. I pilastri hanno dimensione in pianta di 30x60 cm, le travi perimetrali (longitudinali e trasversali) hanno dimensioni 30x40 cm, le travi

trasversali interne sono sempre 30x50. Il sistema di fondazione è realizzato in opera mediante una platea di fondazione di spessore di 40 cm. Il rivestimento esterno è ottenuto mediante muratura in blocchi architettonici in muratura facciavista.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché ai manuali di progettazione societari.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- Rif. [1] - Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17/01/2018
- Rif. [2] - Circolare n. 7 del 21 febbraio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- Rif. [3] - Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 . Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- Rif. [4] - Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 21/10/2003;
- Rif. [5] - Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Rif. [6] - UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici;
- Rif. [7] - UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità;
- Rif. [8] - UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno.
- Rif. [9] 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
- Rif. [10] Manuale di Progettazione delle Opere Civili – RFIDTCSIPSMAIFS001C

3.2 DOCUMENTI CORRELATI

I documenti correlati sono:

- Rif. [11] FA02A-Carpenteria fondazione, solaio di copertura e pilastri IA5F 01 D 78 BB FA 0 2 A0 001A

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 CEMENTO ARMATO

4.1.1 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	C32/40	C32/40	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)	40	40	30
f _{ck}	(N/mm ²)	33	33	25
f _{cm}	(N/mm ²)	41	41	33
α _{cc}	(-)	0,85	0,85	0,85
γ _c	(-)	1,5	1,5	1,5
f _{cd}	(N/mm ²)	18,81	18,81	14,17
f _{ctm}	(N/mm ²)	3,10	3,10	2,56
f _{ctk}	(N/mm ²)	4,03	4,03	1,79
f _{ctd}	(N/mm ²)	1,40	1,40	1,19
f _{cfm}	(N/mm ²)	3,72	3,72	3,07
f _{cfk}	(N/mm ²)	2,17	2,17	2,15
E _c	(N/mm ²)	33642	33642	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

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

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ = 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).

4.1.2 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:

$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$ = 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.

4.1.3 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 21.01.2019, n. 7 C.S.LL.PP, 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	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
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

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.

5 TERRENO DI FONDAZIONE

Il terreno costituente il piano di posa degli edifici presenti nel piazzale è U1b, le cui caratteristiche fisiche e meccaniche, in accordo con quanto riportato nelle relazione geotecnica, sono riepilogate in tabella.

Unità	da [m]	a [m]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]
U1b	p.c.	-	19.0	25	7.5

Per ogni riferimento si rimanda all'elaborato specialistico : Relazione Geotecnica Generale – IA5F01D78RHGE0005001A.

6 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;
- effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli.

Nel progetto strutturale in esame, le azioni esterne, quali vento e neve, sono state valutate considerando la località di Matera.

6.1 PESO PROPRIO STRUTTURE

6.1.1 Solaio di copertura

E' realizzato con lastre predalles in cemento armato di altezza 24 cm alleggerite con polistirene espanso.

Solaio in lastre Predalles

(H =4+16+4=24cm) lastra larga 1,20 m.

Predalles (s = 4cm) $25 \times 0,04 \times 1,20 = 1,2$ kN;

Nervatura centrale (h=16 cm, s=14 cm) $25 \times 0,16 \times 0,14 = 0,56$ kN;

Nervature laterali (h=16 cm, s=12 cm) $2 \times 25 \times 0,16 \times 0,12 = 0,96$ kN;

Soletta superiore (s=4 cm) $25 \times 0,04 \times 1,20 = 1,2$ kN;

Alleggerimento in polistirene espanso (h=16 cm, s=40 cm) $2 \times 0,15 \times 0,4 \times 0,16 = 0,0192$ kN.

Peso totale di una lastra larga 1,20 m: $G = 1,2 + 0,56 + 0,96 + 1,2 + 0,019 = 3,94$ kN

Peso totale a metro quadrato = $3,94 / 1,20 = 3,28$ kN/m²

6.1.2 Struttura principale in c.a.

Il peso proprio delle travi e dei pilastri, viene calcolato automaticamente dal programma considerando il peso specifico del cemento armato pari a :

$$\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$$

6.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

- Tamponamenti esterni

Il rivestimento esterno è ottenuto mediante muratura armata in blocchi architettonici facciavista, costituiti da blocchi semipieni in cls vibrocompresso e alleggerito (sp.30cm) + isolante esterno in polistirene (sp. 6 cm) + camera di ventilazione (sp 5 cm) + mattoni blocchi architettonici facciavista sp 7,5 cm, il cui peso è pari a **3,60 kN/m²**.

Il peso per unità di superficie moltiplicato per l'altezza totale del singolo pannello h=3,60 m, trascurando le eventuali aperture, è pari a **13 kN/m**, che è il peso a metro lineare della tamponatura da applicare alla platea di fondazione.

- 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

Incidenza muretti perimetrali e scala su travi di bordo 2,00 kN/m

- Carichi permanenti non strutturali agenti in fondazione

Generatore Elettrico su area 1,60 x 3,70	43,00	kN
Totale carico:	43.00	kN

6.3 SOVRACCARICO ACCIDENTALE

Il sovraccarico assunto per la copertura è pari a 0,50 kN/m².

6.4 AZIONE DELLA NEVE

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 I - Mediterranea, con altezza sul livello del mare pari a 550 m:

$$q_{sk} = 1.17 \text{ kN/m}^2$$

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, 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 14 Gennaio 2008):

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 $\alpha = 0^\circ$ pertanto:

$$\mu_i (0^\circ) = 0,8$$

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

$$q_s = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.17 = \mathbf{0.95 \text{ kN/m}^2}.$$

6.5 AZIONE DEL VENTO

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 4, con altezza sul livello del mare pari a 550 m.

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.

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 100 anni.

Coefficiente di esposizione:

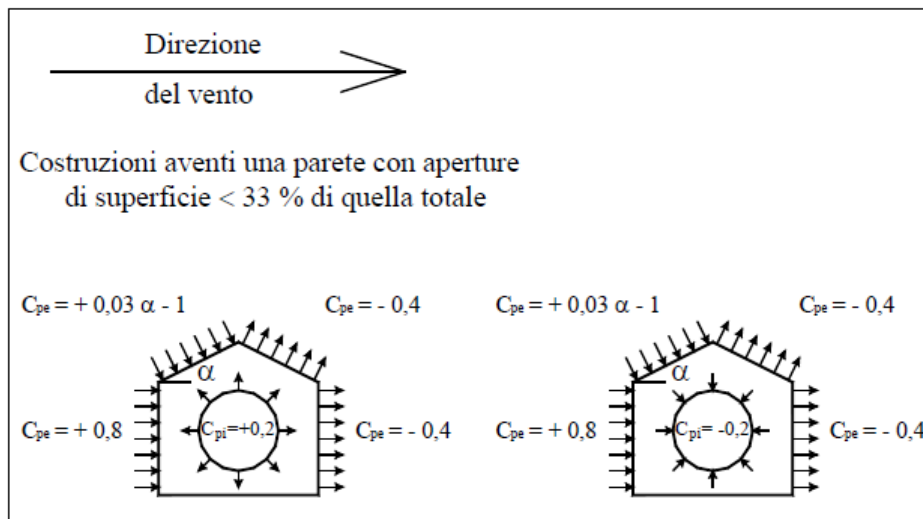
Il coefficiente d'esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per il caso in esame considerando zona 4, classe di rugosità del terreno D e categoria d'esposizione del sito II, il coefficiente di esposizione, per un'altezza massima del fabbricato di 4.70 m, risulta pari ad 1.90.

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.

Coefficiente di forma (o aerodinamico):

Per la determinazione del coefficiente di forma si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 3.3.10.1 della Circolare del 2/02/2009 in relazione a quanto riassunto nella figura seguente:



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

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

in copertura si assume $c_p = - 0,4$;

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

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

Azione Normale Vento		
Zona	4	
a_s	550	m
a_0	500	m
$V_{b,0}$	28	m/s
K_a	0.02	1/s
$V_b(T_R)$	34.29	m/s
q_b	0.49	kN/m ²
Categoria di esposizione sito	II	
k_r	0.19	
Z_0	0.05	m
Z_{min}	4	m
$C_e(Z_{min})$	1.80	
z (altezza costruzione sul suolo)	4.00	m
C_d	1	
$C_e(z)$	1.80	
α (Inclinazione copertura)	0	°
C_{p1} (Copertura)	- 0.20	
C_{p2} (Elementi Verticali - Sopravento)	+ 0.80	
C_{p3} (Elementi Verticali – Sottovento)	- 0.40	
p_1 (Pressione vento in copertura)	-0,35	kN/m ²

p_2 (Pressione vento elementi verticali - Sopravento)	+ 1,05	kN/m ²
p_3 (Pressione vento elementi verticali - Sottovento)	- 0,35	kN/m ²

6.6 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.

Tabella 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

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

6.7 EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI

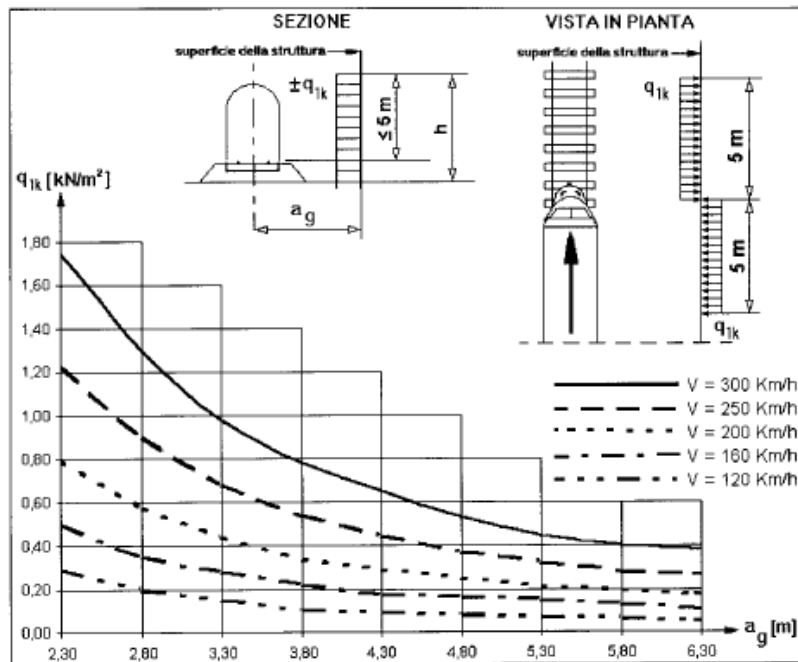
Il passaggio dei convogli ferroviari induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria onde di pressione e depressione si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano al punto 5.2 della NTC2018 relativo ai ponti ferroviari. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno, il cui valore viene determinato con riferimento alla seguente situazione:

- Superfici verticali parallele al binario (5.2.2.7.1 – NTC2018):
il valore caratteristico dell'azione $\pm q_{1k}$ agente ortogonalmente alla superficie verticale di facciata del fabbricato viene valutato in funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino. Supponendo che la distanza minima da garantire da ostacolo fisso, quale può essere un fabbricato, in assenza di organi respingenti è:

$$a_g = 5.00 \text{ m};$$

a tale valore di a_g corrisponde il seguente valore dell'azione q_{1k} prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata secondo quanto riportato nella figura successiva in base alla velocità $V = 300$ km/h e con riferimento a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli (a vantaggio di sicurezza):

$$q_{1k} = 0.70 \text{ kN/m}^2$$



Si considerano pertanto le condizioni di carico elementari:

AerodA) pressione dovuta al passaggio dei treni in arrivo (per una fascia di 5 m);

AerodB) pressione (fascia di 5 m) e depressione (fascia di 5 m) dovuti al passaggio dei treni in avanzamento.

6.8 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).

Si attribuisce una vita nominale $V_N = 50$ anni e la classe d'uso II con coefficiente d'uso $C_u=1,0$, in conformità ai seguenti riferimenti normativi:

- DM 17/01/2018 par. 2.4;
- Circ. 21/01/2019, n. 617 par. C2.4.1 e C2.4.2;
- Decreto 21/10/2003 P.C.M. Dipartimento della Prot. Civile (all.1);
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili – RFIDTCSIPSMAIFS001C

Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell'azione sismica sarà quindi $V_R = C_u \times V_N = 50,0$ anni.

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;
- T_C^* - 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:

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

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

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

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

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:

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 comportamento.

Il valore del fattore di comportamento 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 comportamento

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:

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

Trattandosi di una struttura a telaio ad un solo piano ed una sola campata in direzione trasversale, in accordo con il paragrafo 7.4.3.2 delle NTC 2018, si assume:

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$$

Tuttavia la costruzione risulta NON REGOLARE IN PIANTA in quanto NON soddisfa il requisito b) riportato nel paragrafo 7.2.2 delle NTC 2018.

Essendo, poi, la struttura anche REGOLARE IN ALTEZZA si può assumere $K_R=1$.

Pertanto il fattore di comportamento 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} .

Per una costruzione di Classe III, devono essere effettuate le verifiche riportate nella seguente tabella, estrapolata dalla tabella C7.1.I contenuta nella Circolare 2019:

Stato limite	Descrizione della prestazione	Riferimento norme D.M.17/01/2018	η
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali (spostamenti di interpiano)	§7.3.7.2	1
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§7.3.7.1	2/3
SLV	Resistenza delle strutture	§7.3.6.1	1/q
	Duttilità delle strutture	§7.3.6.2	
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§7.3.6.3	

Gli spettri di risposta di progetto agli stati limite SLD, SLV e SLO sono stati determinati facendo riferimento alle condizioni più gravose della tratta in progetto. Pertanto sono stati assunti i seguenti parametri sismici:

ag/g	cat	F0	Tc*	Ss
0,158	C	2,48	0,332	1,47

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.

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.

7 MODELLO STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO

7.1 CONSIDERAZIONI GENERALI SUL MODELLO DI CALCOLO

Il sistema costruttivo che caratterizza il fabbricato tecnologico in c.a. è costituito, in elevazione, da un telaio spaziale realizzato mediante la rigida connessione di travi e pilastri, e in fondazione, da una platea.

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.

Il modello è stato realizzato ed analizzato con l'ausilio del programma di calcolo SAP2000 della CSI.

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.

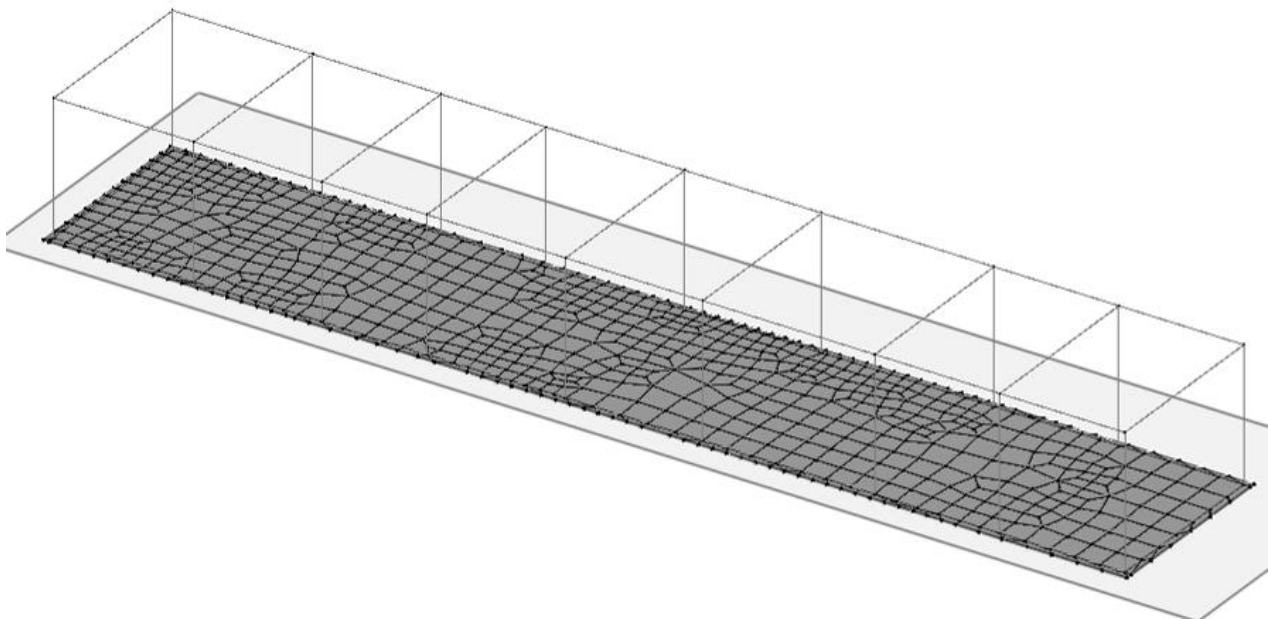
Ciascuna asta è stata posizionata in corrispondenza dell'asse baricentrico degli elementi strutturali. L'interazione tra terreno e struttura è stata studiata ipotizzando un comportamento elastico del terreno.

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 $K = 15000 \text{ kN/m}^3$.

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 e con il 30% dei carichi di esercizio.

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. 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.

Seguono alcune immagini rappresentative del modello di calcolo.



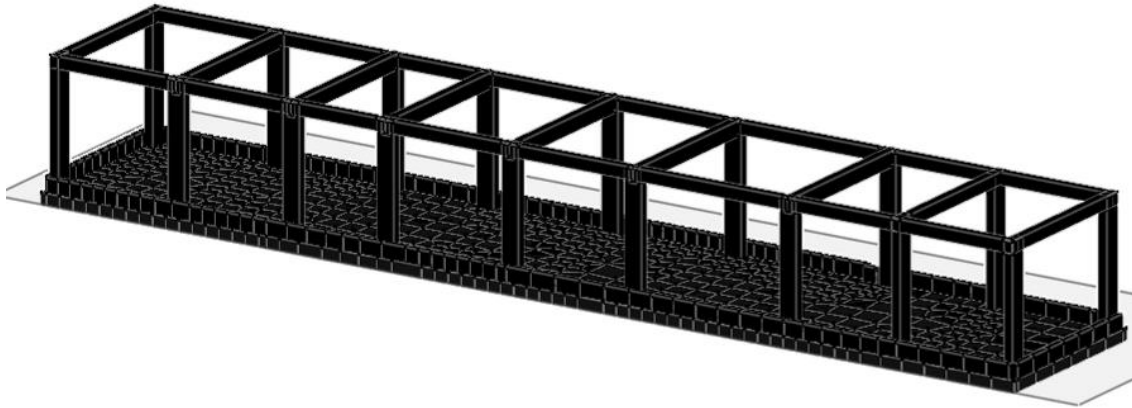


Figura 7.1-1 - Vista estrusa del modello.

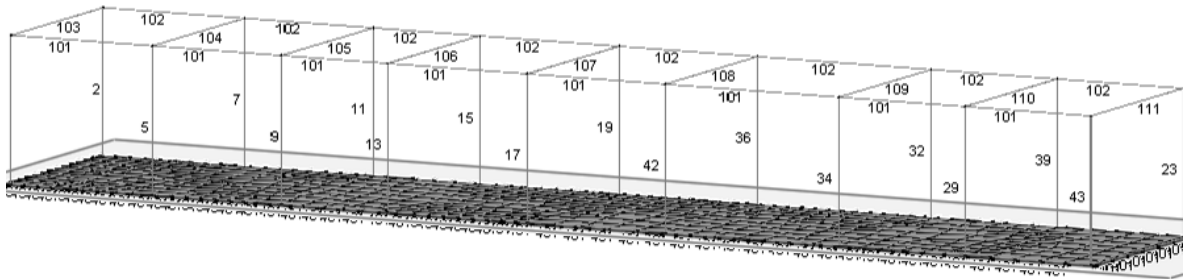


Figura 7.1-2 Numerazione frames e nodi piano copertura.



Figura 7.1-3 Modello di calcolo – numerazione frames e nodi piano fondazioni.

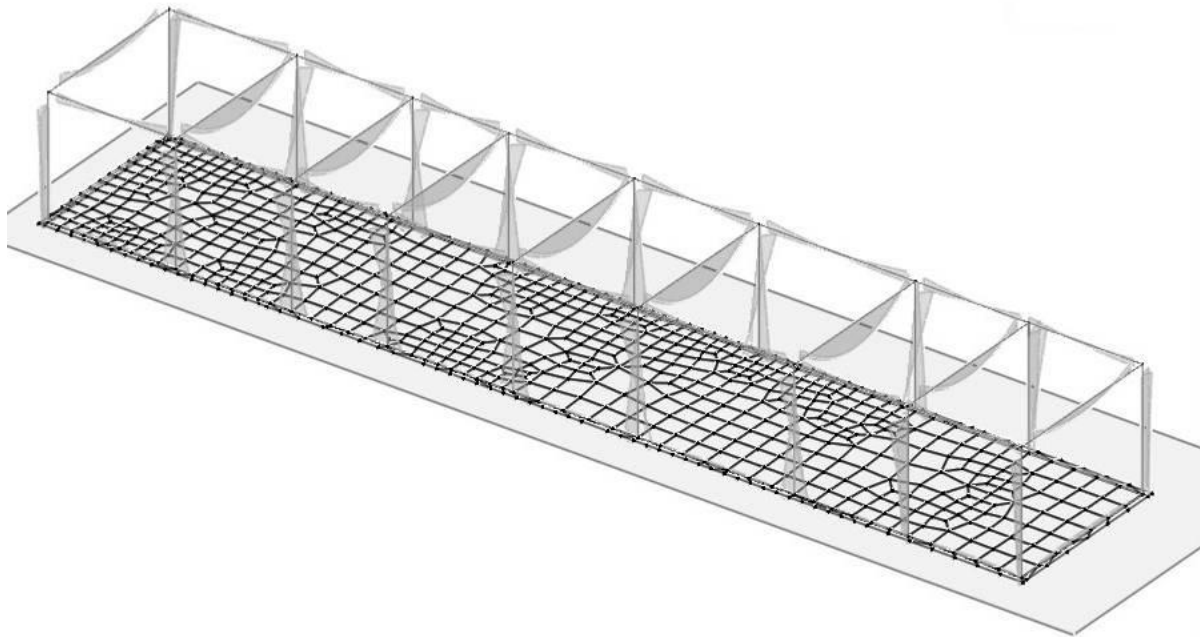


Figura 7.1-4 Diagramma dei momenti M3 – COMB_INV_SLV.

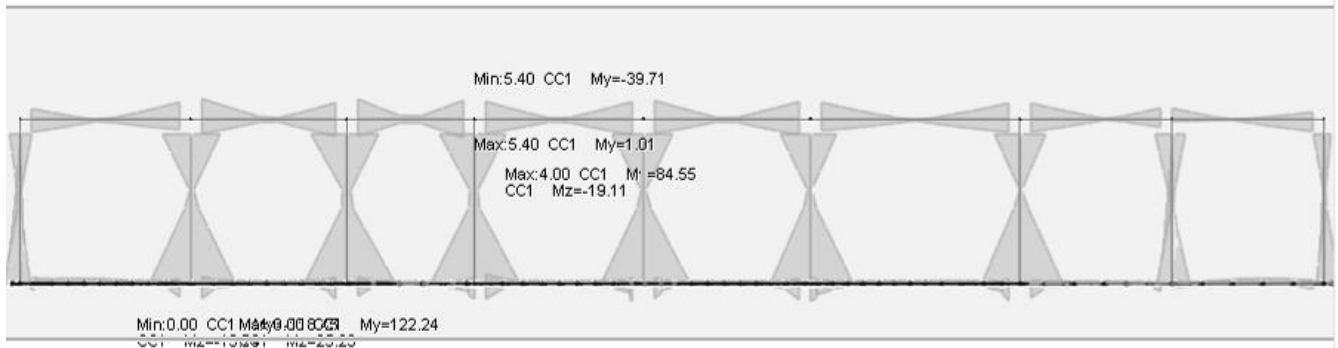


Figura 7.1-5 Diagramma dei momenti M3 - COMB_INV_SLV – Telaio laterale 1.

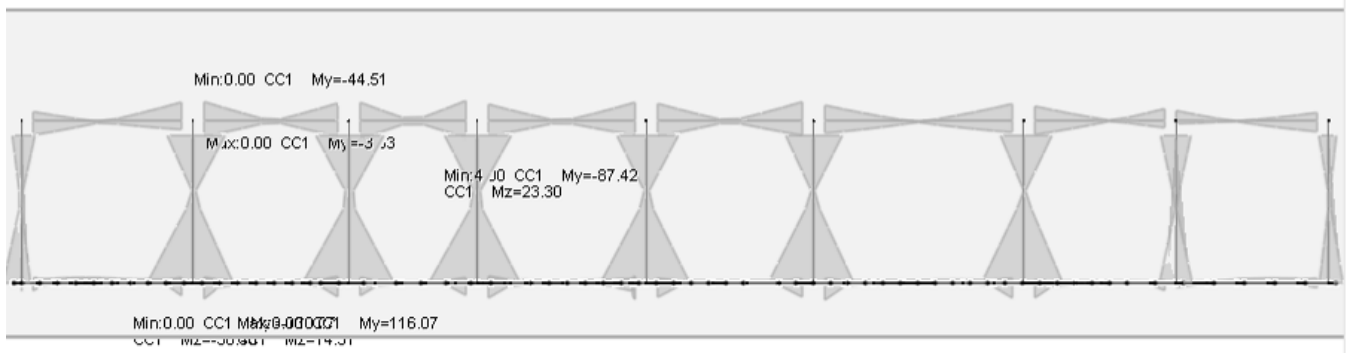


Figura 7.1-6 Diagramma dei momenti M3 - COMB_INV_SLV – Telaio laterale 2.

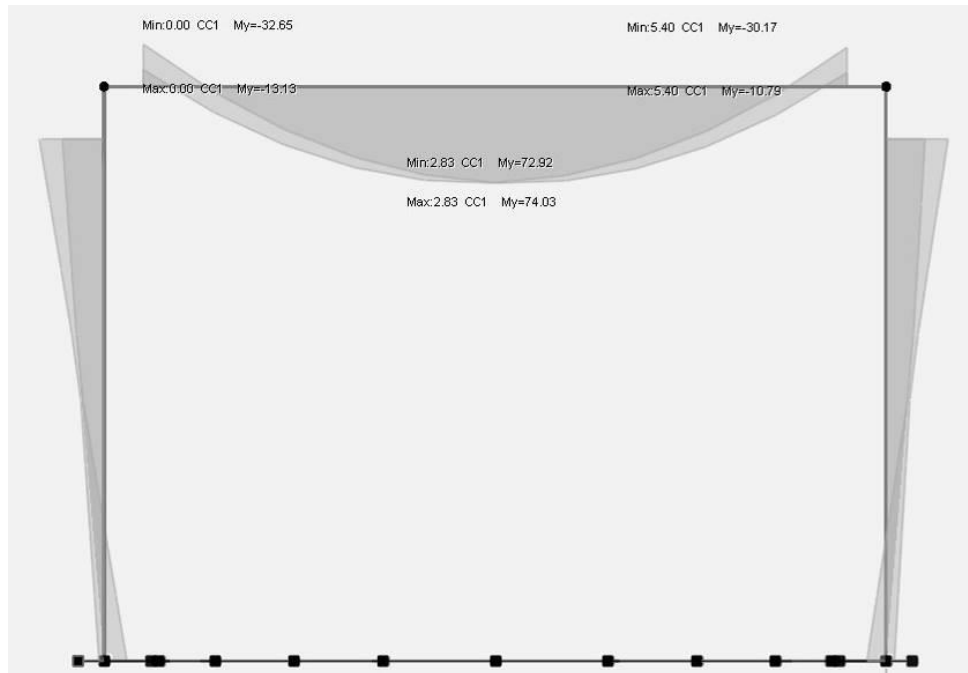


Figura 7.1-7 Diagramma dei momenti M3 - COMB_INV_SLV - Telaio interno

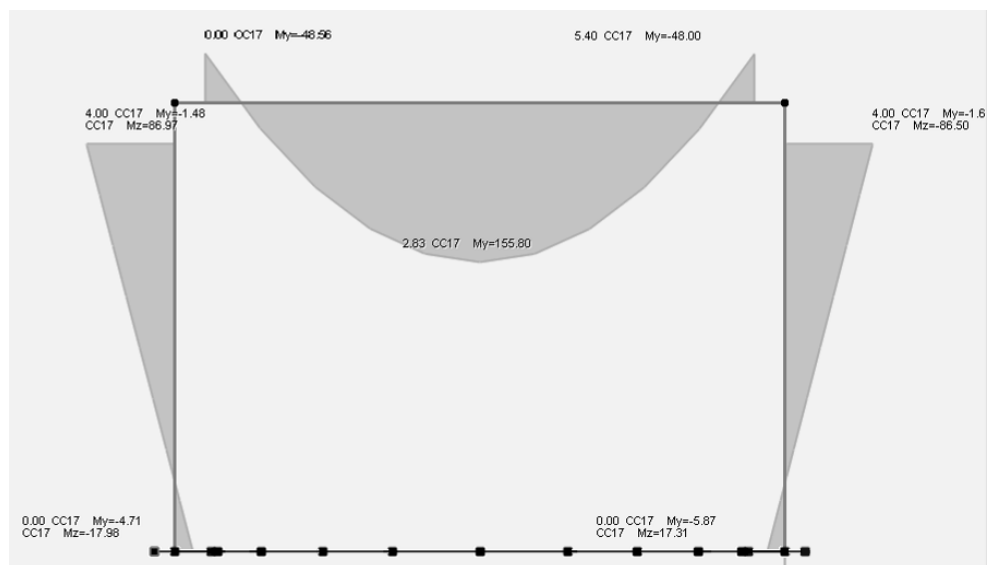


Figura 7.1-8 Diagramma dei momenti M3 - COMB_INV_SLU - Telaio interno.

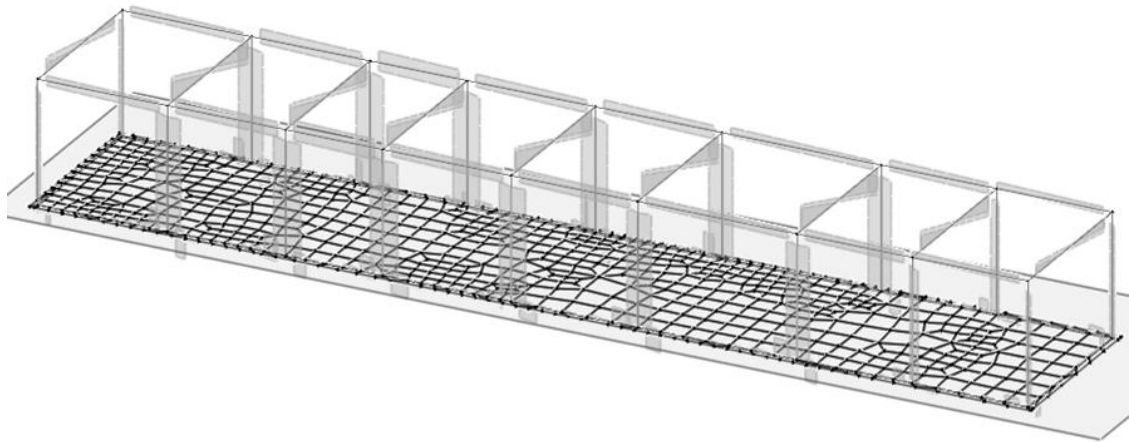


Figura 7.1-9 Diagramma del taglio V2 – COMB_INV_SLV.

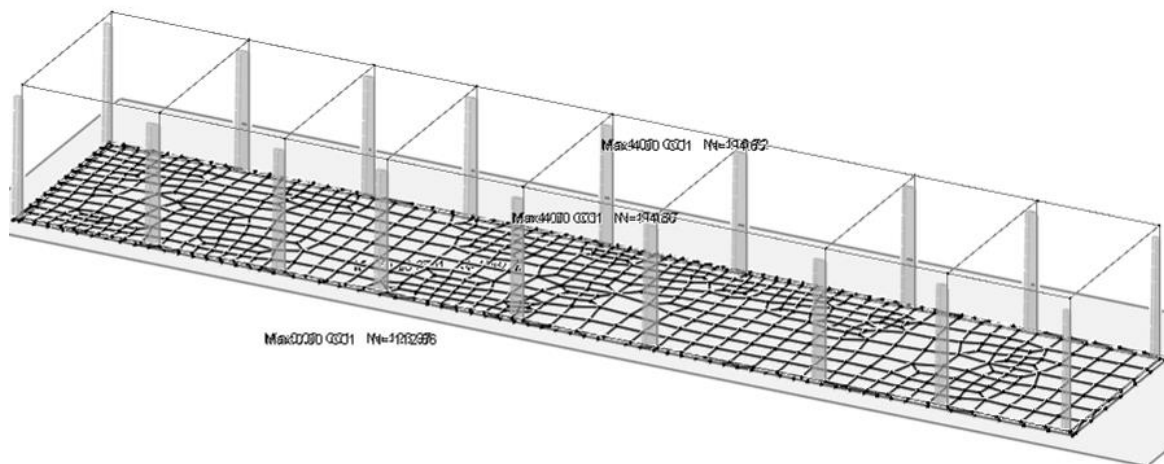


Figura 7.1-10 Diagramma dello sforzo assiale P – COMB_INV_SLU.

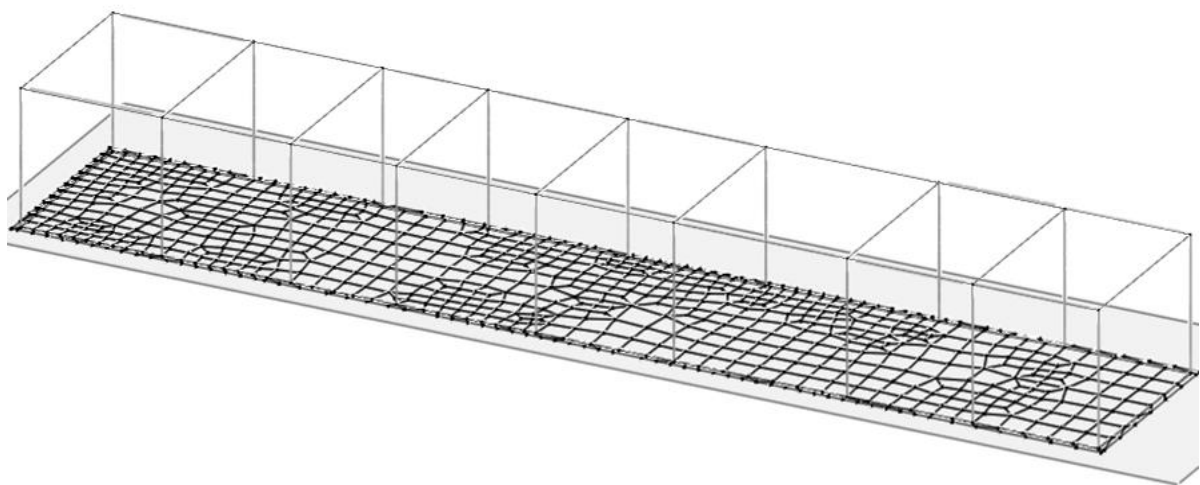


Figura 7.1-11 Diagramma della torsione T- COMB_INV_SLU.

7.2 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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:

- a) Azioni Permanenti (G);
- b) Azioni Variabili (Q);
- c) Azioni di Precompressione (P);
- d) Azioni Eccezionali (A);
- e) Azioni Sismiche (E);

Le combinazioni delle azioni che sono state adottate per lo SLU sono riportate nelle tabelle seguenti, indicando nella casella, corrispondente all'azione coinvolta, il moltiplicatore dei carichi in funzione della combinazione considerata. Per quanto riguarda le azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli, sono stati utilizzati coefficienti di combinazione Ψ riportati nella tabella 5.2.VI delle NTC2018.

Si precisa che, data la simmetria della struttura, si sono individuate le combinazioni delle azioni tali da risultare maggiormente gravose e sbilanciati per la costruzione in esame.

Per quanto concerne la combinazione delle altre azioni con l'azione sismica è necessario garantire il rispetto degli stati limite, quali definiti al punto 3.2.1 – NTC2018, effettuando opportune verifiche di sicurezza. Ciascuna di esse garantisce, per ogni stato limite, quindi per il corrispettivo livello di azione sismica, il raggiungimento di una data prestazione da parte della costruzione nel suo complesso. Le verifiche di sicurezza da effettuare sono riepilogate in funzione della classe d'uso nella tabella C7.1.I – Circolare2019. A riguardo, si evidenzia che le verifiche allo stato limite di collasso (SLC) devono essere eseguite necessariamente sulle sole costruzioni provviste di isolamento sismico.

• Combinazioni di carico allo SLV – SND – SLO:

CC	Commento	TCC	An.	Bk	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Mt	±S X	±S Y
1	Amb. 1 (SLU S) S M	SLV+SND	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.30
2	Amb. 1 (SLE) S Mt+	SLD	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.30
3	Amb. 1 (SLU S) S M	SLV+SND	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	-0.30
4	Amb. 1 (SLE) S Mt+	SLD	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	-0.30
5	Amb. 1 (SLU S) S M	SLV+SND	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	1.00
6	Amb. 1 (SLE) S Mt+	SLD	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	1.00
7	Amb. 1 (SLU S) S M	SLV+SND	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	-0.30	1.00
8	Amb. 1 (SLE) S Mt-	SLD	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	-0.30	1.00
9	Amb. 1 (SLU S) S -	SLV+SND	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	1.00	0.30
10	Amb. 1 (SLE) S -Mt	SLD	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	1.00	0.30
11	Amb. 1 (SLU S) S -	SLV+SND	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	1.00	-0.30
12	Amb. 1 (SLE) S -Mt	SLD	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	1.00	-0.30
13	Amb. 1 (SLU S) S -	SLV+SND	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.30	1.00
14	Amb. 1 (SLE) S -Mt	SLD	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.30	1.00
15	Amb. 1 (SLU S) S -	SLV+SND	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	-0.30	1.00
16	Amb. 1 (SLE) S -Mt-	SLD	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	-0.30	1.00

• Combinazioni di carico allo SLU:

17	Amb. 2 (SLU)	SLU	L		1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
18	Amb. 2 (SLU)	SLU	L		1.30	1.30	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
19	Amb. 2 (SLE R)	SLE R	L		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
20	Amb. 2 (SLE R)	SLE R	L		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
21	Amb. 2 (SLE F)	SLE F	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
22	Amb. 2 (SLE F)	SLE F	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
23	Amb. 2 (SLE Q)	SLE Q	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
24	Amb. 3 (SLU)	SLU	L		1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
25	Amb. 3 (SLU)	SLU	L		1.30	1.30	1.50	0.00	1.50	1.50	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
26	Amb. 3 (SLU)	SLU	L		1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	0.90	0.00	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00
27	Amb. 3 (SLU)	SLU	L		1.30	1.30	1.50	0.00	1.50	0.90	0.00	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00
28	Amb. 3 (SLE R)	SLE R	L		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
29	Amb. 3 (SLE R)	SLE R	L		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
30	Amb. 3 (SLE R)	SLE R	L		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
31	Amb. 3 (SLE R)	SLE R	L		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
32	Amb. 3 (SLE F)	SLE F	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	1.00	0.00	0.00	0.00
33	Amb. 3 (SLE F)	SLE F	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	1.00	0.00	0.00	0.00
34	Amb. 3 (SLE F)	SLE F	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
35	Amb. 3 (SLE F)	SLE F	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
36	Amb. 3 (SLE Q)	SLE Q	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
37	Amb. 4 (SLU)	SLU	L		1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
38	Amb. 4 (SLU)	SLU	L		1.30	1.30	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
39	Amb. 4 (SLU)	SLU	L		1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
40	Amb. 4 (SLU)	SLU	L		1.30	1.30	1.50	0.00	1.50	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
41	Amb. 4 (SLE R)	SLE R	L		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
42	Amb. 4 (SLE R)	SLE R	L		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
43	Amb. 4 (SLE R)	SLE R	L		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
44	Amb. 4 (SLE R)	SLE R	L		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
45	Amb. 4 (SLE F)	SLE F	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
46	Amb. 4 (SLE F)	SLE F	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
47	Amb. 4 (SLE F)	SLE F	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
48	Amb. 4 (SLE F)	SLE F	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
49	Amb. 4 (SLE Q)	SLE Q	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00

8 VERIFICHE STRUTTURALI

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

8.1 SOLAIO DI COPERTURA

Il solaio si considera, a vantaggio di sicurezza, come una trave semplicemente appoggiata, con campata di luce pari a $L = 5.35$ 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 $i = 0.54$ m).

Si considera agente il peso proprio dell'intero solaio, il carico della neve, il carico del vento ed 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.

Verifica di SLU a flessione

Geometria

Misure in centimetri

Tipo di solaio

Con blocchi in POLISTIROLO

Controllo limiti geometrici

Luce massima consigliata (snellezza 25) (m)
 Larghezza dei blocchi calcolata (cm)
 Larghezza max dei blocchi in laterizio (cm)
 Larghezza min. nervature per blocchi in laterizio (cm)
 Interasse max nervature per blocchi in laterizio (cm)

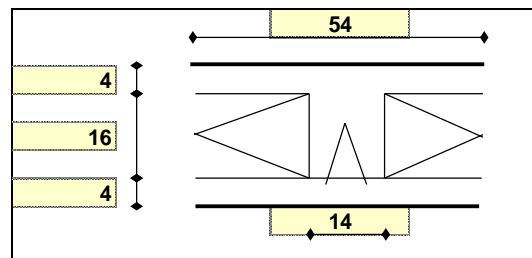
Luci e carichi

Luci (m)
 Peso proprio solaio calcolato (daN/mq.)
 Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)
 Sovr. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)
 Sovr. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)
 Sovr. variabili (daN/mq.)
 Carichi totali (daN/m)

Momento d'incastro negativo alle due estremità

Categoria del carico variabile

Cat. H Coperture



L max	5,35
Largh.	40
Largh.	
b min	
i max	

L	5,35
p.p. calc	335
p.p.	335
g1	40
g2	260
q	284
tot	919

x sx	36	36	x dx
Mg1 sx	-161	-161	Mg1 dx
Mg2 sx	-112	-112	Mg2 dx
Mq sx	-122	-122	Mq dx
Mtot sx	-395	-395	Mtot dx

ψ_0	0,0
ψ_1	0,0
ψ_2	0,0

1: COMBINAZIONE ULTIMA		
Momenti Max -	-560	-560
Momenti Max +	1959	
Tagli dx Max	1883	
Tagli sx Max		1883
Reazioni Max	1883	1883
Reazioni Max per fascia di un metro	3487	3487
2: COMBINAZIONE RARA		
Momenti Max -	-395	-395
Momenti Max +	1381	
Tagli dx Max	1327	
Tagli sx Max		1327
Reazioni Max	1327	1327
Reazioni Max per fascia di un metro	2458	2458
3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE		
Momenti Max -	-273	-273
Momenti Max +	954	
Tagli dx Max	917	
Tagli sx Max		917
Reazioni Max	917	917
Reazioni Max per fascia di un metro	1699	1699
4: COMBINAZIONE FREQUENTE		
Momenti Max -	-273	-273
Momenti Max +	954	
Tagli dx Max	917	
Tagli sx Max		917
Reazioni Max	917	917
Reazioni Max per fascia di un metro	1699	1699

Materiali

Calcestruzzo

Classe C32/40

Acciaio

Tipo B450C

Dati geometrici

Diametro delle barre longitudinali superiori (mm)

φ 12 12

Diametro delle barre longitudinali inferiori (mm)

φ 14 14

Armatura appoggi	ϕ	$n.$	$n.$	c
	-	-	-	2,0
sup.	$\phi 12$	1	1	2,0
inf.	$\phi 14$	1	1	2,0
	-	-	-	2,0
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA				
Momento sollecitante (daN*m)	Med	560	560	
Momento resistente (daN*m)	Mrd	897	897	
fattore di sicurezza	f	1,60	1,60	
Asse neutro (cm)	x_c	3	3	
Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	3913	
Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-176,1	-176,1	
Deformazione acciaio	ϵ_s	1,000%	1,000%	
Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0,149%	-0,149%	
Campo di rottura	$n.$	2	2	
Ridistribuzione massima consentita	$1-\delta$	0%	0%	
Controllo	$1-\delta$	si	si	
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA				
	σ_s limite	3600	3600	
	σ_s	1801	1801	
fattore di sicurezza lato acciaio	f	2,00	2,00	
	σ_c limite	199,2	199,2	
	σ_c	40,9	40,9	
fattore di sicurezza lato cls	f	4,86	4,86	
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE				
	σ_c limite	149,4	149,4	
	σ_c	28,3	28,3	
fattore di sicurezza lato cls	f	5,28	5,28	

Armatura campate		ϕ	$n.$	c
		-	-	2,0
sup.		$\phi 12$	-	2,0
inf.		$\phi 14$	2	2,0
		-	-	2,0
controllo armatura minima scelta:		+1/12 ρ_l^2	si	
1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA				
	Momento sollecitante (daN*m)	Med	1959	
	Momento resistente (daN*m)	Mrd	2447	
	fattore di sicurezza	f	1,25	
	Asse neutro (cm)	xc	3	
	Sforzo acciaio (daN/cm ²)	σ_s	3913	
	Sforzo calcestruzzo (daN/cm ²)	σ_c	-139,2	
	Deformazione acciaio	ϵ_s	1,000%	
	Deformazione calcestruzzo	ϵ_c	-0,145%	
	Campo di rottura	n.	2	
2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA				
		y	5,24	
		Jci	14495	
		σ_s limite	3600	
		σ_s	2295	
	fattore di sicurezza lato acciaio	f	1,57	
		σ_c limite	159,4	
		σ_c	49,9	
	fattore di sicurezza lato cls	f	3,19	
3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE				
		y	5,24	
		Jci	14495	
		σ_c limite	119,5	
		σ_c	34,5	
	fattore di sicurezza lato cls	f	3,47	
		σ_s	1586	
4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE				
		σ_s	1586	

Verifica di SLU a taglio

La verifica a taglio si effettua considerando la larghezza effettiva del travetto centrale $b_w=13\text{cm}$.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

2: con fasce piene e barre longitudinali tese			
	ϕ	n.	n.
sup.	$\phi 12$	1	1
inf.	$\phi 14$	1	1
	-	-	-
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	1816	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	9 cm	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd		1816
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2		9 cm

Verifica delle tensioni in esercizio

Si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 16,80 \text{ N/mm}^2 \text{ per combinazione caratteristica (rara);}$$

Verifiche di fessurazione			
CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE			
Appoggi			
	diametro armature superiori	ϕ	12
	combinazione frequente	σ_s	1245
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE		f	3,33
	combinazione quasi permanente	σ_s	1245
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE		f	2,67
Campate			
	diametro armature inferiori	ϕ	14
	combinazione frequente	σ_s	1586
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE		f	2,86
	combinazione quasi permanente	σ_s	1586
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE		f	2,29

Verifica di deformabilità

Il calcolo della deformazione flessionale di solai e travi si effettua in genere mediante integrazione delle curvature tenendo conto della viscosità del calcestruzzo e, se del caso, degli effetti del ritiro.

Per il calcolo delle deformazioni flessionali si considera lo stato non fessurato (sezione interamente reagente) per tutte le parti della struttura per le quali, nelle condizioni di carico considerate, le tensioni di trazione nel calcestruzzo non superano la sua resistenza media f_{ctm} a trazione. Per le altre parti si fa riferimento allo stato fessurato, potendosi considerare l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso fra le fessure.

Al riguardo detto p_f il valore assunto dal parametro di deformazione nella membratura interamente fessurata e p il valore assunto da detto parametro nella membratura interamente reagente, il valore di calcolo p^* del parametro è dato da

$$p^* = \zeta * p_f + (1 - \zeta) * p$$

in cui:

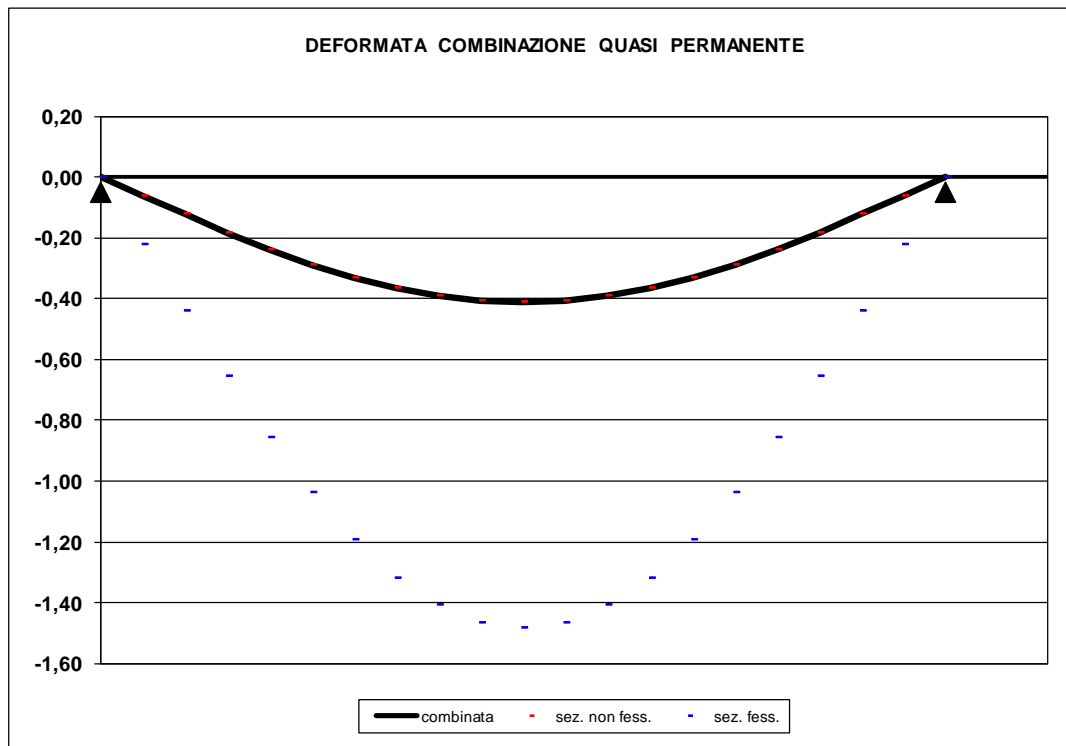
$$\zeta = 1 - c\beta^2.$$

Nell'equazione precedente il fattore β è il rapporto tra il momento di fessurazione M_f e il momento flettente effettivo, $\beta = M_f / M$, o il rapporto tra la forza normale di fessurazione N_f e la forza normale effettiva, $\beta = N_f / N$, a seconda che la membratura sia soggetta a flessione o a trazione, e il coefficiente c assume il valore 1, nel caso di applicazione di un singolo carico di breve durata, o il valore 0,50 nel caso di carichi permanenti o per cicli di carico ripetuti.

Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.

Si procede al calcolo considerando in favore di sicurezza il travetto centrale della predalle tipo, la cui rappresentazione grafica è riportata qui di seguito:

Verifiche di deformabilità		
PER L'INTEGRITA' DEI DIVISORI		
Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	$\phi(\text{inf})$	1,7
Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0,41
Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	1,49
Freccia massima combinata (cm)	f max	0,41
Freccia limite (cm)	f lim	1,07
Fattore di sicurezza	f	2,60



8.2 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E DEGLI IMPIANTI

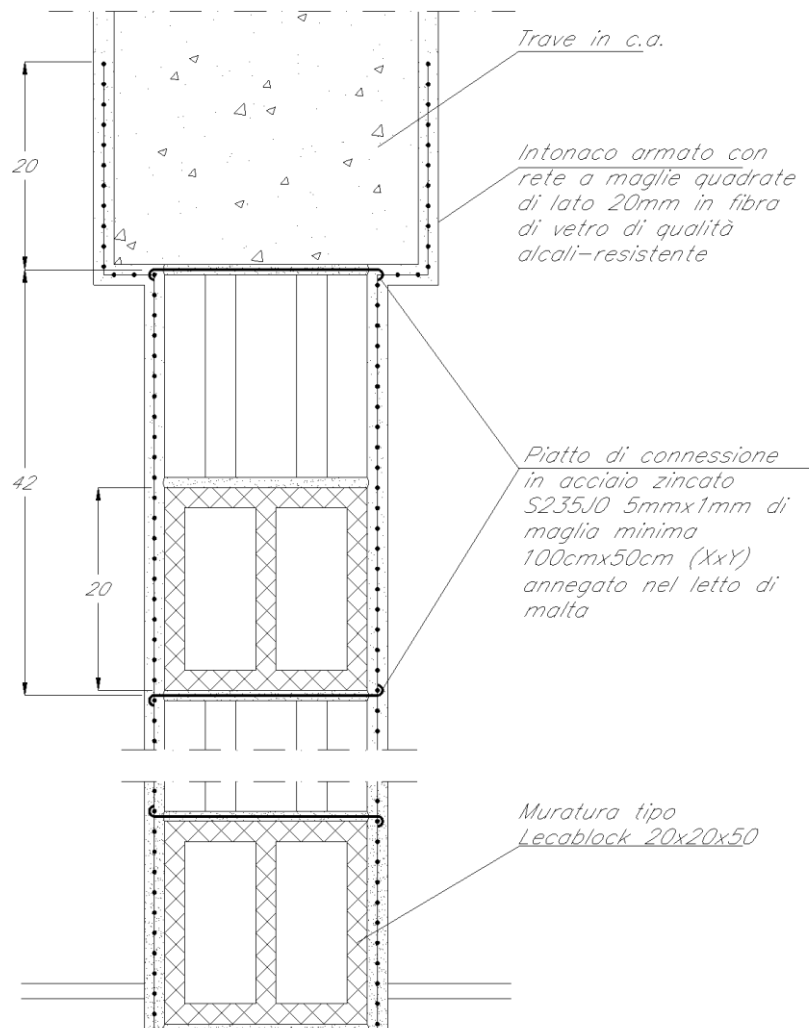
Per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale debbono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della F_a corrispondente allo SLV .

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 F_a corrispondente allo SLV .

La prestazione consistente nell'evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della F_a 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 tamponature interessate.



8.3 TRAVI DI BORDO 30X40

Si riportano di seguito le verifiche strutturali della trave di bordo avente sezione rettangolare di dimensioni 30x40 cm. Le verifiche saranno condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto della combinazioni di carico più gravose.

Di seguito si riportano le tabelle delle sollecitazioni più gravose ottenute allo SLU (statico e sismico) e agli SLE (Rara, Frequente e Quasi Permanente).

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
17	SLU	0.30	0.000	-0.000	-0.000	1.640	8.878	-10.334
17	SLU	0.72	0.000	-0.000	-0.000	0.000	9.222	-10.334
17	SLU	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-13.960	-15.764	-10.334
18	SLU	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.697	8.723	-9.775
18	SLU	0.74	0.000	0.000	-0.000	0.000	9.092	-9.775
18	SLU	4.30	0.000	0.000	-0.000	-13.903	-15.691	-9.775
24	SLU	0.30	0.000	-0.000	0.000	1.457	12.411	-10.667
24	SLU	0.67	0.000	-0.000	0.000	0.020	12.684	-10.667
24	SLU	4.30	0.000	-0.000	0.000	-14.143	-12.959	-10.667
25	SLU	0.30	0.000	-0.000	0.000	1.514	12.257	-10.108
25	SLU	0.68	0.000	-0.000	0.000	0.022	12.551	-10.108
25	SLU	4.30	0.000	-0.000	0.000	-14.086	-12.885	-10.108
26	SLU	0.30	0.000	-0.000	0.000	1.530	10.998	-10.534
26	SLU	0.69	0.000	-0.000	0.000	0.022	11.298	-10.534
26	SLU	4.30	0.000	-0.000	0.000	-14.070	-14.081	-10.534
27	SLU	0.30	0.000	-0.000	0.000	1.587	10.844	-9.975
27	SLU	0.71	0.000	-0.000	0.000	-0.000	11.166	-9.975
27	SLU	4.30	0.000	-0.000	0.000	-14.013	-14.007	-9.975
37	SLU	0.30	0.000	-0.000	-0.000	-1.035	14.004	-13.783
37	SLU	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-16.635	-21.337	-13.783
38	SLU	0.30	0.000	-0.000	-0.000	-0.978	13.850	-13.225
38	SLU	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-16.578	-21.264	-13.225
39	SLU	0.30	0.000	-0.000	-0.000	0.035	11.953	-12.403
39	SLU	0.31	0.000	-0.000	-0.000	0.003	11.954	-12.403
39	SLU	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-15.565	-19.108	-12.403
40	SLU	0.30	0.000	-0.000	-0.000	0.092	11.799	-11.845
40	SLU	0.32	0.000	-0.000	-0.000	0.009	11.800	-11.845
40	SLU	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-15.508	-19.035	-11.845

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
19	SLE R	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.558	6.207	-7.255
19	SLE R	0.82	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.612	-7.255
19	SLE R	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.442	-11.559	-7.255
20	SLE R	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.596	6.104	-6.883
20	SLE R	0.83	0.000	0.000	-0.000	0.000	6.529	-6.883

20	SLE R	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.404	-11.510	-6.883
28	SLE R	0.30	0.000	-0.000	0.000	1.437	8.563	-7.477
28	SLE R	0.78	0.000	-0.000	0.000	-0.000	8.907	-7.477
28	SLE R	4.30	0.000	-0.000	0.000	-10.563	-9.689	-7.477
29	SLE R	0.30	0.000	-0.000	0.000	1.475	8.460	-7.105
29	SLE R	0.79	0.000	-0.000	0.000	-0.000	8.823	-7.105
29	SLE R	4.30	0.000	-0.000	0.000	-10.525	-9.640	-7.105
30	SLE R	0.30	0.000	-0.000	0.000	1.485	7.621	-7.388
30	SLE R	0.80	0.000	-0.000	0.000	-0.000	7.989	-7.388
30	SLE R	4.30	0.000	-0.000	0.000	-10.514	-10.437	-7.388
31	SLE R	0.30	0.000	-0.000	0.000	1.523	7.518	-7.016
31	SLE R	0.81	0.000	-0.000	0.000	-0.000	7.905	-7.016
31	SLE R	4.30	0.000	-0.000	0.000	-10.476	-10.388	-7.016
41	SLE R	0.30	0.000	-0.000	-0.000	-0.225	9.625	-9.555
41	SLE R	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-12.225	-15.275	-9.555
42	SLE R	0.30	0.000	-0.000	-0.000	-0.187	9.522	-9.182
42	SLE R	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-12.187	-15.226	-9.182
43	SLE R	0.30	0.000	-0.000	-0.000	0.488	8.258	-8.635
43	SLE R	0.45	0.000	-0.000	-0.000	0.024	8.297	-8.635
43	SLE R	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-11.512	-13.789	-8.635
44	SLE R	0.30	0.000	-0.000	-0.000	0.526	8.155	-8.263
44	SLE R	0.47	0.000	-0.000	-0.000	0.024	8.201	-8.263
44	SLE R	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-11.474	-13.739	-8.263

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
21	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.769	5.637	-5.191
21	SLE F	0.89	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.158	-5.191
21	SLE F	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.231	-11.287	-5.191
22	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.769	5.637	-5.191
22	SLE F	0.89	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.158	-5.191
22	SLE F	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.231	-11.287	-5.191
32	SLE F	0.30	0.000	0.000	0.000	1.745	6.108	-5.235
32	SLE F	0.88	0.000	0.000	0.000	0.000	6.615	-5.235
32	SLE F	4.30	0.000	0.000	0.000	-10.255	-10.913	-5.235
33	SLE F	0.30	0.000	0.000	0.000	1.745	6.108	-5.235
33	SLE F	0.88	0.000	0.000	0.000	0.000	6.615	-5.235
33	SLE F	4.30	0.000	0.000	0.000	-10.255	-10.913	-5.235
34	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.769	5.637	-5.191
34	SLE F	0.89	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.158	-5.191
34	SLE F	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.231	-11.287	-5.191
35	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.769	5.637	-5.191
35	SLE F	0.89	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.158	-5.191
35	SLE F	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.231	-11.287	-5.191

45	SLE F	0.30	0.000	-0.000	-0.000	1.412	6.320	-5.651
45	SLE F	0.77	0.000	-0.000	-0.000	0.000	6.653	-5.651
45	SLE F	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-10.588	-12.030	-5.651
46	SLE F	0.30	0.000	-0.000	-0.000	1.412	6.320	-5.651
46	SLE F	0.77	0.000	-0.000	-0.000	0.000	6.653	-5.651
46	SLE F	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-10.588	-12.030	-5.651
47	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.769	5.637	-5.191
47	SLE F	0.89	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.158	-5.191
47	SLE F	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.231	-11.287	-5.191
48	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.769	5.637	-5.191
48	SLE F	0.89	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.158	-5.191
48	SLE F	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.231	-11.287	-5.191

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
23	SLE Q	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.812	5.520	-4.768
23	SLE Q	0.90	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.067	-4.768
23	SLE Q	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.188	-11.231	-4.768
36	SLE Q	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.812	5.520	-4.768
36	SLE Q	0.90	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.067	-4.768
36	SLE Q	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.188	-11.231	-4.768
49	SLE Q	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.812	5.520	-4.768
49	SLE Q	0.90	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.067	-4.768
49	SLE Q	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.188	-11.231	-4.768

8.3.1 Verifica a flessione

Si riportano di seguito le verifiche a flessione, in corrispondenza della sezione d'appoggio e della sezione di campata (convenzione sui segni: compressione negativa (-), momento flettente che tende le fibre superiori negativo (-)).

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale delle travi:

1) Zone d'appoggio:

- Armatura superiore 2 Φ 16
- Armatura inferiore 2 Φ 16

2) Campata:

- Armatura superiore 2 Φ 16
- Armatura inferiore 2 Φ 16

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

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU ed agli SLE (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di appoggio e di campata sono state condotte con il supporto del post processore ModeSt considerando le sollecitazioni riportate nel prospetto precedente.



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

FA02A - Relazione di calcolo strutturale

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78	FA02A0 001	A	36 DI 95

Essendo la sezione armata in maniera simmetrica in campata ed in appoggio si esegue la verifica di una sola sezione in cui le sollecitazioni calcolate in appoggio sono invertite di segno.

Travata n. 101

Nodi: 4 6 10 14 18 142 134 129 309

Simbologia

Caso = Caso di verifica

Xg = Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica

CC = Combinazione delle condizioni di carico elementari

c = momento fittizio in campata

a = momento fittizio agli appoggi

TG = taglio da gerarchia delle resistenze

TGND = taglio non dissipativo limitante la gerarchia

T = momento traslato per taglio

e = eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione

TCC = Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)

SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara

SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente

SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

SLD = Stato limite di danno

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso

SLO = Stato limite di operatività

SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco

SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)

El = Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)

Sez. = Numero della sezione

Crit. = Numero del criterio di progetto

X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale

AfE S = Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore

AfE I = Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore

AfEP S = Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore

AfEP I = Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore

My = Momento flettente intorno all'asse Y

MRdy = Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y

Sic. = Sicurezza a rottura

σ_{rda} = Tensione di distacco della fibra di estremità (modo 1)

$\Delta\%$ = Incremento percentuale sicurezza

σ_f sup = Tensione nel ferro - superiore

σ_f inf = Tensione nel ferro - inferiore

σ_c = Tensione nel calcestruzzo

X0 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto

X1 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto

Lung. = Lunghezza del tratto di progettazione

Staff. = Staffatura adottata

AfE St. = Area di ferro effettiva della staffatura (d'anima per travi a T o L)

bw = Larghezza membratura resistente al taglio

Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo

ctg θ = Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo

VRsd = Taglio ultimo lato armatura

VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo

Vrdu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo

Sic.T = Sicurezza a rottura per taglio

c = Ricoprimento dell'armatura

s = Distanza minima tra le barre

K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
 s_{rm} = Distanza media tra le fessure
 Φ = Diametro della barra
 A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
 $A_{c\ eff}$ = Area di calcestruzzo efficace
 σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
 σ_{sr} = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
 ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
 W_k = Apertura delle fessure
 Tipo = Tipologia
 2C = Doppia C lato labbri
 2Cdx = Doppia C lato costola
 2I = Doppia I
 2L = Doppia L lato labbri
 2Ldx = Doppia L lato costole
 C = Sezione a C
 Cdx = C destra
 Cir. = Circolare
 Cir.c = Circolare cava
 I = Sezione a I
 L = Sezione a L
 Ldx = L destra
 Om. = Omega
 Pg = Pi greco
 Pr = Poligono regolare
 Prc = Poligono regolare cavo
 Pc = Per coordinate
 Ia = Inerzie assegnate
 R = Rettangolare
 Rc = Rettangolare cava
 T = Sezione a T
 U = Sezione a U
 Ur = U rovescia
 V = Sezione a V
 Vr = V rovescia
 Z = Sezione a Z
 Zdx = Z destra
 Ts = T stondata
 Ls = L stondata
 Cs = C stondata
 Is = I stondata
 Dis. = Disegnata
 B = Base
 H = Altezza
 Cf sup = Copriferro superiore
 Cf inf = Copriferro inferiore
 Cls = Tipo di calcestruzzo
 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 Tp = Tipo di acciaio
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cm ² >	Fctk <daN/cm ² >	Fcd <daN/cm ² >	Fctd <daN/cm ² >	Tp	Fyk <daN/cm ² >	Fyd <daN/cm ² >
1R		30.00	40.00	4.10	4.10	C32/40	332.00	21.69	188.13	14.46	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <m>	CC	TCC	E1	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.30	1	SLV	1	30.00	4.02	4.02	4.02	4.02	2626.21	5442.78	2.072
4.30	1	SLV	1	430.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-3653.90	-5442.78	1.490
4.90	13	SLV	2	30.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-3532.54	-5442.78	1.541
8.17	1	SLV	2	357.27	4.02	4.02	4.02	4.02	-2771.34	-5442.78	1.964
8.50	1	SLV	2	390.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-2771.34	-5442.78	1.964
9.10	13	SLV	3	30.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-3127.26	-5442.78	1.740
11.95	1	SLV	3	315.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-3192.78	-5442.78	1.705
12.55	13	SLV	4	30.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-2972.22	-5442.78	1.831
16.50	1	SLV	4	425.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-3123.16	-5442.78	1.743
17.10	13	SLV	5	30.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-3113.92	-5442.78	1.748
21.00	1	SLV	5	420.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-3257.26	-5442.78	1.671
21.60	13	SLV	6	30.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-3093.36	-5442.78	1.760
25.56	1	SLV	6	426.32	4.02	4.02	4.02	4.02	-1794.73	-5442.78	3.033
26.65	1	SLV	6	535.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-3118.80	-5442.78	1.745
27.25	13	SLV	7	30.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-2671.08	-5442.78	2.038
30.75	1	SLV	7	380.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-2248.97	-5442.78	2.420
31.05	13	SLV	8	-0.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-2501.28	-5442.78	2.176
34.46	13	SLV	8	340.98	4.02	4.02	4.02	4.02	2257.95	5442.78	2.410
34.85	13	SLV	8	380.00	4.02	4.02	4.02	4.02	2257.95	5442.78	2.410

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Xg <m>	CC	TCC	E1	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	My <daNm>	σ_{ϵ} sup <daN/cmq>	σ_{ϵ} inf <daN/cmq>	σ_c <daN/cmq>
0.30	49	SLE R	1	30.00	4.02	4.02	1147.68	-170.45	875.21	20.35
0.30	31	SLE Q	1	30.00	4.02	4.02	786.63	-116.83	599.88	13.95
4.30	49	SLE R	1	430.00	4.02	4.02	-1947.35	1485.04	-289.22	34.53
4.30	31	SLE Q	1	430.00	4.02	4.02	-1542.97	1176.66	-229.16	27.36
4.90	36	SLE R	2	30.00	4.02	4.02	-1677.43	1279.20	-249.13	29.75
4.90	31	SLE Q	2	30.00	4.02	4.02	-892.58	680.68	-132.56	15.83
8.17	36	SLE R	2	357.27	4.02	4.02	597.38	-88.72	455.56	10.59
8.17	31	SLE Q	2	357.27	4.02	4.02	-249.46	190.24	-37.05	4.42
8.50	36	SLE R	2	390.00	4.02	4.02	584.57	-86.82	445.79	10.37
8.50	31	SLE Q	2	390.00	4.02	4.02	-249.46	190.24	-37.05	4.42
9.10	36	SLE R	3	30.00	4.02	4.02	-1045.81	797.53	-155.32	18.54
9.10	31	SLE Q	3	30.00	4.02	4.02	-358.09	273.08	-53.18	6.35
11.95	49	SLE R	3	315.00	4.02	4.02	-560.80	427.67	-83.29	9.94
11.95	31	SLE Q	3	315.00	4.02	4.02	-396.49	302.36	-58.89	7.03
12.55	37	SLE R	4	30.00	4.02	4.02	-1165.84	889.06	-173.15	20.67
12.55	31	SLE Q	4	30.00	4.02	4.02	-543.18	414.23	-80.67	9.63
16.50	50	SLE R	4	425.00	4.02	4.02	-768.15	585.79	-114.08	13.62
16.50	31	SLE Q	4	425.00	4.02	4.02	-633.99	483.48	-94.16	11.24
17.10	36	SLE R	5	30.00	4.02	4.02	-1274.28	971.76	-189.25	22.60
17.10	31	SLE Q	5	30.00	4.02	4.02	-616.90	470.45	-91.62	10.94
21.00	49	SLE R	5	420.00	4.02	4.02	-854.02	651.27	-126.84	15.14
21.00	31	SLE Q	5	420.00	4.02	4.02	-715.30	545.49	-106.24	12.68
21.60	37	SLE R	6	30.00	4.02	4.02	-1504.04	1146.98	-223.38	26.67
21.60	31	SLE Q	6	30.00	4.02	4.02	-966.97	737.41	-143.61	17.15

976	34.46	53	SLE F	8	1	1	340.98	830.89	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	633.64	2701.16	0.12	0.04
1017	34.85	31	SLE Q	8	1	1	380.00	766.16	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	584.27	2701.16	0.11	0.04
1026	34.85	53	SLE F	8	1	1	380.00	786.32	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	599.64	2701.16	0.12	0.04

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione con combinazione rara

Le verifiche sono condotte in ottemperanza a quanto prescritto dal Manuale di Progettazione delle Opere Civili - RFIDTCSIPSMIAIFS001C al §2.5.1.8.3.2.4

VERIFICA A SLE FESSURAZIONE, TENSIONI DI ESERCIZIO - RARA			
B	30 cm	Mmax	19,47 KNm
H	40 cm	Rck	40
c	4 cm	fck	33,2
d	36 cm	1,2xfctm	3,79 N/mm ²
nbarre	2	fsd	374 N/mm ²
dmedio	1,60 cm	fyk	430 N/mm ²
c'	3,20 cm		
deff1	15,2 cm		
deff2	15,36 cm		
deff	15,2 cm		
determinazione ϵ_{sm}			
β_1	1	c	3,2 cm
β_2	0,5	s	22,00 cm
E_s	206000 N/mm ²	k2	0,4
$\epsilon_{sm} =$	0,052%	k3	0,125
$s_{rm} =$	19,871832	ϕ	1,6 cm
		n	2
		As	4,021239 cm ²
		b	30 cm
		Ac,eff	456,00 cm ²
		ρ_r	0,008819
determinazione w_k			
$w_k =$	0,176 mm	$w_{lim} =$	0,3 mm OK

8.3.2 Verifica a taglio e torsione

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} 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 γ_{Rd} assunto pari a 1.0 per CDB.

Deve risultare (NTC2018 – 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rd} > V_d$$

dove:

V_d = Valore di calcolo del taglio agente;

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

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:

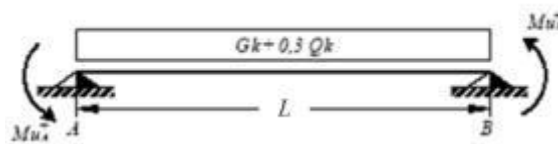
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

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:**

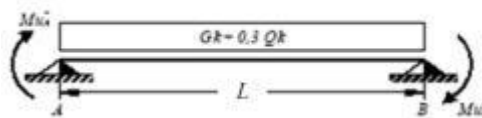


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

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

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

• **2° Schema:**



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

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

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

La verifica di resistenza nei confronti della torsione (SLU) (NTC2018 – 4.1.2.1.4) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A_c \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot (A_s/s) \cdot f_{yd} \cdot ctg\theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot (\Sigma A_l/u_m) \cdot f_{yd} / ctg\theta$$

dove si è posto:

A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

A_s area delle staffe;

u_m perimetro medio del nucleo resistente;

s passo delle staffe;

ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq ctg \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $ctg \theta = (a_l/a_s)^{1/2}$

con: $a_l = \Sigma A_l / u_m$

$$a_s = A_s / s$$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite.

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

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata non è maggiore del taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale mediante il SAP2000 ($V_2=26.78$ kN) si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

$$V_{Ed-max} = 26.78 \text{ kN}$$

Staffe - Verifiche armatura TAGLIO TORSIONE

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.T
13 SLV	0.30	0.70	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	1456.44	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	23.75
1 SLV	0.70	3.90	3.20	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2310.34	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	14.97
1 SLV	3.90	4.30	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2510.34	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	13.78
13 SLV	4.90	5.30	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2512.48	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	13.77
13 SLV	5.30	8.10	2.80	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	2312.47	2.50	15887.70	31441.00	15887.70	6.87
1 SLV	8.10	8.50	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2155.19	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	16.05
13 SLV	9.10	9.50	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2651.82	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	13.04
1 SLV	9.50	11.55	2.05	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	2478.76	2.50	15887.70	31441.00	15887.70	6.41
1 SLV	11.55	11.95	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2678.77	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	12.91
13 SLV	12.55	12.95	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2209.62	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	15.65
1 SLV	12.95	16.10	3.15	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	2055.60	2.50	15887.70	31441.00	15887.70	7.73
1 SLV	16.10	16.50	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2255.60	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	15.33
13 SLV	17.10	17.50	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2241.81	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	15.43
1 SLV	17.50	20.60	3.10	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	2092.27	2.50	15887.70	31441.00	15887.70	7.59
1 SLV	20.60	21.00	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2292.27	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	15.09

13	SLV	21.60	22.00	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2113.24	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	16.37
13	SLV	22.00	26.25	4.25	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	1913.24	2.50	15887.70	31441.00	15887.70	8.30
1	SLV	26.25	26.65	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2109.67	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	16.39
13	SLV	27.25	27.65	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	1827.71	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	18.92
1	SLV	27.65	30.35	2.70	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	1798.33	2.50	15887.70	31441.00	15887.70	8.83
1	SLV	30.35	30.75	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	1998.33	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	17.31
13	SLV	31.05	31.45	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2148.41	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	16.10
13	SLV	31.45	34.45	3.00	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	1948.41	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	17.75
1	SLV	34.45	34.85	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	1074.57	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	32.19

Si adatteranno nelle zone d'appoggio, per un tratto pari ad 80 cm dal filo esterno del pilastro, staffe $\Phi 8 / 8$ cm, per il rispetto dei limiti normativi, mentre nelle zone centrali di campata staffe $\Phi 8 / 20$ cm.

8.3.3 Verifica limitazioni armatura

In ogni sezione della trave, il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove:

$$\rho = A_s / (bh)$$

Rapporto geometrico relativo all'armatura tesa

$$\rho_{comp} = A_s' / (bh)$$

Rapporto geometrico relativo all'armatura compressa

Dati Geometrici

Trave:

Base	b=	30cm
altezza	h=	40cm
allargamento	dsx =	0cm
allargamento	ddx =	0cm

ok

ok

ok

ok

copriferro	c=	4cm
------------	----	-----

Pilastro:

Base	lp=	30cm
------	-----	------

Valori max	Limit. geometriche 7.4.6.1.1	
30cm	$b \geq 20$ cm	$b \leq 2l_p$
120cm	$b/h \geq 0,25$	
20cm	$dsx \leq h/2$	
20cm	$ddx \leq h/2$	

Dati di armatura

Tipo CLS	C32/40	(min C20/25)	D.M.(7.4.2.1)	$R_{ck} = 40$ N/mm ²
Tipo Acciaio	B450C	(B450C)	D.M.(7.4.2.2)	

fck=	33,2	fcd=	18,81	D.M.(4.1.2.1.1.1)	fctm=	3,10	D.M.(11.2.10.2)
fyk=	450	fyd=	391,30	D.M.(4.1.2.1.1.3)			

 Diametro min. armatura long. $\geq \Phi 14$

 Diametro staffe $\geq \Phi 6$

 N° braccia staffe
Armatura longitudinale

In campata	n°ferri_tesi	<input type="text" value="2"/>	As=	<input type="text" value="4,02cm²"/>	As=	4,02cm ²
	n°ferri_comp.	<input type="text" value="2"/>	A's=	<input type="text" value="4,02cm²"/>	A's=	4,02cm ²
zona critica	n°ferri_tesi	<input type="text" value="2"/>	As=	<input type="text" value="4,02cm²"/>	As=	4,02cm ²
	n°ferri_comp.	<input type="text" value="2"/>	A's=	<input type="text" value="4,02cm²"/>	A's=	4,02cm ²

Limitazioni Armatura longitudinale 7.4.6.2.1

In campata:	ρ ; ρ_{comp}	Arm. min.	Arm. max.	limitazioni	
	0,00335	3,7cm ²	13,4cm ²	$1.4/fyk < \rho < (\rho_{comp} + (3.5/fyk))$	OK
	0,00335	1,0cm ²		$\rho_{comp} \geq 0,25\rho$	OK
zona critica:	0,00335	3,7cm ²	13,4cm ²	$1.4/fyk < \rho < (\rho_{comp} + (3.5/fyk))$	OK
	0,00335	2,0cm ²		$\rho_{comp} \geq 0,5\rho$	OK

In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

Per gli elementi in esame l'armatura trasversale è costituita solo da staffe.

8.4 TRAVI 30X50

Si riportano di seguito le verifiche strutturali delle travi interne aventi sezione rettangolare di dimensioni 30x50 cm. Le verifiche saranno condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto della combinazioni di carico più gravose.

Di seguito si riportano le tabelle delle sollecitazioni più gravose ottenute allo SLU (statico e sismico) e agli SLE (Rara, Frequente e Quasi Permanente).

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
17	SLU	0.30	0.000	-0.000	-0.000	1.640	8.878	-10.334
17	SLU	0.72	0.000	-0.000	-0.000	0.000	9.222	-10.334
17	SLU	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-13.960	-15.764	-10.334
18	SLU	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.697	8.723	-9.775
18	SLU	0.74	0.000	0.000	-0.000	0.000	9.092	-9.775
18	SLU	4.30	0.000	0.000	-0.000	-13.903	-15.691	-9.775
24	SLU	0.30	0.000	-0.000	0.000	1.457	12.411	-10.667
24	SLU	0.67	0.000	-0.000	0.000	0.020	12.684	-10.667
24	SLU	4.30	0.000	-0.000	0.000	-14.143	-12.959	-10.667
25	SLU	0.30	0.000	-0.000	0.000	1.514	12.257	-10.108
25	SLU	0.68	0.000	-0.000	0.000	0.022	12.551	-10.108
25	SLU	4.30	0.000	-0.000	0.000	-14.086	-12.885	-10.108
26	SLU	0.30	0.000	-0.000	0.000	1.530	10.998	-10.534
26	SLU	0.69	0.000	-0.000	0.000	0.022	11.298	-10.534
26	SLU	4.30	0.000	-0.000	0.000	-14.070	-14.081	-10.534
27	SLU	0.30	0.000	-0.000	0.000	1.587	10.844	-9.975
27	SLU	0.71	0.000	-0.000	0.000	-0.000	11.166	-9.975
27	SLU	4.30	0.000	-0.000	0.000	-14.013	-14.007	-9.975
37	SLU	0.30	0.000	-0.000	-0.000	-1.035	14.004	-13.783
37	SLU	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-16.635	-21.337	-13.783
38	SLU	0.30	0.000	-0.000	-0.000	-0.978	13.850	-13.225
38	SLU	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-16.578	-21.264	-13.225
39	SLU	0.30	0.000	-0.000	-0.000	0.035	11.953	-12.403
39	SLU	0.31	0.000	-0.000	-0.000	0.003	11.954	-12.403
39	SLU	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-15.565	-19.108	-12.403
40	SLU	0.30	0.000	-0.000	-0.000	0.092	11.799	-11.845
40	SLU	0.32	0.000	-0.000	-0.000	0.009	11.800	-11.845
40	SLU	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-15.508	-19.035	-11.845

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
19	SLE R	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.558	6.207	-7.255
19	SLE R	0.82	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.612	-7.255
19	SLE R	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.442	-11.559	-7.255
20	SLE R	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.596	6.104	-6.883

20	SLE R	0.83	0.000	0.000	-0.000	0.000	6.529	-6.883
20	SLE R	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.404	-11.510	-6.883
28	SLE R	0.30	0.000	-0.000	0.000	1.437	8.563	-7.477
28	SLE R	0.78	0.000	-0.000	0.000	-0.000	8.907	-7.477
28	SLE R	4.30	0.000	-0.000	0.000	-10.563	-9.689	-7.477
29	SLE R	0.30	0.000	-0.000	0.000	1.475	8.460	-7.105
29	SLE R	0.79	0.000	-0.000	0.000	-0.000	8.823	-7.105
29	SLE R	4.30	0.000	-0.000	0.000	-10.525	-9.640	-7.105
30	SLE R	0.30	0.000	-0.000	0.000	1.485	7.621	-7.388
30	SLE R	0.80	0.000	-0.000	0.000	-0.000	7.989	-7.388
30	SLE R	4.30	0.000	-0.000	0.000	-10.514	-10.437	-7.388
31	SLE R	0.30	0.000	-0.000	0.000	1.523	7.518	-7.016
31	SLE R	0.81	0.000	-0.000	0.000	-0.000	7.905	-7.016
31	SLE R	4.30	0.000	-0.000	0.000	-10.476	-10.388	-7.016
41	SLE R	0.30	0.000	-0.000	-0.000	-0.225	9.625	-9.555
41	SLE R	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-12.225	-15.275	-9.555
42	SLE R	0.30	0.000	-0.000	-0.000	-0.187	9.522	-9.182
42	SLE R	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-12.187	-15.226	-9.182
43	SLE R	0.30	0.000	-0.000	-0.000	0.488	8.258	-8.635
43	SLE R	0.45	0.000	-0.000	-0.000	0.024	8.297	-8.635
43	SLE R	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-11.512	-13.789	-8.635
44	SLE R	0.30	0.000	-0.000	-0.000	0.526	8.155	-8.263
44	SLE R	0.47	0.000	-0.000	-0.000	0.024	8.201	-8.263
44	SLE R	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-11.474	-13.739	-8.263

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
21	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.769	5.637	-5.191
21	SLE F	0.89	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.158	-5.191
21	SLE F	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.231	-11.287	-5.191
22	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.769	5.637	-5.191
22	SLE F	0.89	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.158	-5.191
22	SLE F	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.231	-11.287	-5.191
32	SLE F	0.30	0.000	0.000	0.000	1.745	6.108	-5.235
32	SLE F	0.88	0.000	0.000	0.000	0.000	6.615	-5.235
32	SLE F	4.30	0.000	0.000	0.000	-10.255	-10.913	-5.235
33	SLE F	0.30	0.000	0.000	0.000	1.745	6.108	-5.235
33	SLE F	0.88	0.000	0.000	0.000	0.000	6.615	-5.235
33	SLE F	4.30	0.000	0.000	0.000	-10.255	-10.913	-5.235
34	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.769	5.637	-5.191
34	SLE F	0.89	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.158	-5.191
34	SLE F	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.231	-11.287	-5.191
35	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.769	5.637	-5.191
35	SLE F	0.89	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.158	-5.191

35	SLE F	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.231	-11.287	-5.191
45	SLE F	0.30	0.000	-0.000	-0.000	1.412	6.320	-5.651
45	SLE F	0.77	0.000	-0.000	-0.000	0.000	6.653	-5.651
45	SLE F	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-10.588	-12.030	-5.651
46	SLE F	0.30	0.000	-0.000	-0.000	1.412	6.320	-5.651
46	SLE F	0.77	0.000	-0.000	-0.000	0.000	6.653	-5.651
46	SLE F	4.30	0.000	-0.000	-0.000	-10.588	-12.030	-5.651
47	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.769	5.637	-5.191
47	SLE F	0.89	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.158	-5.191
47	SLE F	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.231	-11.287	-5.191
48	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.769	5.637	-5.191
48	SLE F	0.89	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.158	-5.191
48	SLE F	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.231	-11.287	-5.191

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
23	SLE Q	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.812	5.520	-4.768
23	SLE Q	0.90	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.067	-4.768
23	SLE Q	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.188	-11.231	-4.768
36	SLE Q	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.812	5.520	-4.768
36	SLE Q	0.90	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.067	-4.768
36	SLE Q	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.188	-11.231	-4.768
49	SLE Q	0.30	0.000	0.000	-0.000	1.812	5.520	-4.768
49	SLE Q	0.90	0.000	0.000	-0.000	-0.000	6.067	-4.768
49	SLE Q	4.30	0.000	0.000	-0.000	-10.188	-11.231	-4.768

8.4.1 Verifica a flessione

Si riportano di seguito le verifiche a flessione, in corrispondenza della sezione d'appoggio e della sezione di campata (convenzione sui segni: compressione negativa (-), momento flettente che tende le fibre superiori negativo (-)).

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale delle travi:

1) Zone d'appoggio:

- Armatura superiore 3 Φ 20
- Armatura inferiore 4 Φ 20 + 1 Φ 16

2) Campata:

- Armatura superiore 3 Φ 20
- Armatura inferiore 4 Φ 20 + 1 Φ 16

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



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

FA02A - Relazione di calcolo strutturale

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78	FA02A0 001	A	48 DI 95

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU ed agli SLE (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di appoggio e di campata sono state condotte con il supporto di un post processore considerando le sollecitazioni riportate nel prospetto precedente.

Essendo la sezione armata in maniera simmetrica in campata ed in appoggio si esegue la verifica di una sola sezione in cui le sollecitazioni calcolate in appoggio sono invertite di segno.

Travata n. 108

Nodi: 142 137

Simbologia

Caso = Caso di verifica
Xg = Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica
CC = Combinazione delle condizioni di carico elementari
c = momento fittizio in campata
a = momento fittizio agli appoggi
TG = taglio da gerarchia delle resistenze
TGND = taglio non dissipativo limitante la gerarchia
T = momento traslato per taglio
e = eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione
TCC = Tipo di combinazione di carico
SLU = Stato limite ultimo
SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD = Stato limite di danno
SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
SLO = Stato limite di operatività
SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
El = Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)
Sez. = Numero della sezione
Crit. = Numero del criterio di progetto
X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
AfE S = Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
AfE I = Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
AfEP S = Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore
AfEP I = Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore
My = Momento flettente intorno all'asse Y
MRdy = Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
Sic. = Sicurezza a rottura
 σ_{fd} = Tensione di distacco della fibra di estremità (modo 1)
 $\Delta\%$ = Incremento percentuale sicurezza
 σ_f sup = Tensione nel ferro - superiore
 σ_f inf = Tensione nel ferro - inferiore
 σ_c = Tensione nel calcestruzzo
X0 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto
X1 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto
Lung. = Lunghezza del tratto di progettazione
Staff. = Staffatura adottata
AfE St. = Area di ferro effettiva della staffatura (d'anima per travi a T o L)
bw = Larghezza membratura resistente al taglio
Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
ctg θ = Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
VRsd = Taglio ultimo lato armatura
VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo

Vrdu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
 Sic.T = Sicurezza a rottura per taglio
 c = Ricoprimento dell'armatura
 s = Distanza minima tra le barre
 K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
 s_{rm} = Distanza media tra le fessure
 Φ = Diametro della barra
 A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
 A_{c eff} = Area di calcestruzzo efficace
 σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
 σ_{sr} = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
 ε_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
 Wk = Apertura delle fessure
 Tipo = Tipologia
 2C = Doppia C lato labbri
 2Cdx = Doppia C lato costola
 2I = Doppia I
 2L = Doppia L lato labbri
 2Ldx = Doppia L lato costole
 C = Sezione a C
 Cdx = C destra
 Cir. = Circolare
 Cir.c = Circolare cava
 I = Sezione a I
 L = Sezione a L
 Ldx = L destra
 Om. = Omega
 Pg = Pi greco
 Pr = Poligono regolare
 Prc = Poligono regolare cavo
 Pc = Per coordinate
 Ia = Inerzie assegnate
 R = Rettangolare
 Rc = Rettangolare cava
 T = Sezione a T
 U = Sezione a U
 Ur = U rovescia
 V = Sezione a V
 Vr = V rovescia
 Z = Sezione a Z
 Zdx = Z destra
 Ts = T stondata
 Ls = L stondata
 Cs = C stondata
 Is = I stondata
 Dis. = Disegnata
 B = Base
 H = Altezza
 Cf sup = Copriferro superiore
 Cf inf = Copriferro inferiore
 Cls = Tipo di calcestruzzo
 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 Tp = Tipo di acciaio
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cm ² >	Fctk <daN/cm ² >	Fcd <daN/cm ² >	Fctd <daN/cm ² >	TP	Fyk <daN/cm ² >	Fyd <daN/cm ² >
2R		30.00	50.00	4.10	4.10	C32/40	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.30	37	SLU	1	30.00	9.42	14.58	9.42	14.58	-8358.36	-15818.80	1.893
2.66	37	SLU	1	265.81	9.42	14.58	9.42	14.58	19620.20	24168.00	1.116
5.70	24	SLU	1	570.00	9.42	14.58	9.42	14.58	-6753.39	-15818.80	2.342

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	My <daNm>	σ_f sup <daN/cm ² >	σ_f inf <daN/cm ² >	σ_c <daN/cm ² >
0.30	41	SLE R	1	30.00	9.42	14.58	-5801.15	1478.74	-413.01	39.90
0.30	23	SLE Q	1	30.00	9.42	14.58	-2866.54	730.70	-204.08	19.72
2.66	41	SLE R	1	265.81	9.42	14.58	15203.90	-1169.01	2565.72	102.36
2.66	23	SLE Q	1	265.81	9.42	14.58	9766.78	-750.95	1648.18	65.75
5.70	28	SLE R	1	570.00	9.42	14.58	-4728.34	1205.28	-336.63	32.52
5.70	23	SLE Q	1	570.00	9.42	14.58	-2827.63	720.77	-201.31	19.45

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	Crit.	X <cm>	My <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	S _{rm} <mm>	Φ	A _s <cm ² >	A _{c eff} <cm ² >	σ_s <daN/cm ² >	σ_{sz} <daN/cm ² >	ϵ_{sm}	Wk <mm>
68	0.30	23	SLE Q	1	2	1	30.00	-2866.54	31.00	109.00	0.16	156.97	20.00	9.42	529.56	730.70	1570.08	0.14	0.04
86	0.30	45	SLE F	1	2	1	30.00	-3404.52	31.00	109.00	0.16	156.97	20.00	9.42	529.56	867.83	1570.08	0.17	0.04
129	2.66	23	SLE Q	1	2	1	265.81	9766.78	31.00	54.50	0.16	118.64	20.00	14.58	532.55	1648.18	1114.25	0.62	0.12
138	2.66	45	SLE F	1	2	1	265.81	10701.50	31.00	54.50	0.16	118.64	20.00	14.58	532.55	1805.92	1114.25	0.71	0.14
206	5.70	23	SLE Q	1	2	1	570.00	-2827.63	31.00	109.00	0.16	156.97	20.00	9.42	529.56	720.77	1570.08	0.14	0.04
216	5.70	32	SLE F	1	2	1	570.00	-3159.18	31.00	109.00	0.16	156.97	20.00	9.42	529.56	805.29	1570.08	0.16	0.04

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione con combinazione rara

Le verifiche sono condotte in ottemperanza a quanto prescritto dal Manuale di Progettazione delle Opere Civili - RFIDTCSIPSMIAIFS001C al §2.5.1.8.3.2.4

VERIFICA A SLE FESSURAZIONE, TENSIONI DI ESERCIZIO - RARA			
B	30 cm	M _{max}	152,03 KNm
H	50 cm	R _{ck}	40
c	4 cm	f _{ck}	33,2
d	46 cm	1,2x _{ctm}	3,79 N/mm ²
n _{barre}	5	f _{sd}	374 N/mm ²
d _{medio}	1,93 cm	f _{yk}	430 N/mm ²
c'	3,04 cm		
deff1	17,5 cm		
deff2	16,40 cm		
deff	16,4 cm		

determinazione ε_{sm}			
β_1	1	c	3,036672 cm
β_2	0,5	s	5,50 cm
E_s	206000 N/mm ²	k2	0,4
$\varepsilon_{sm} =$	0,110%	k3	0,125
$S_{rm} =$	10,425481	ϕ	1,926655 cm
		n	5
		As	14,57699 cm ²
		b	30 cm
		Ac,eff	492,11 cm ²
		ρ_r	0,029621
determinazione w_k			
$w_k =$	0,194 mm	$w_{lim} =$	0,3 mm OK

8.4.2 Verifica a taglio e torsione

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} 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 γ_{Rd} assunto pari a 1.0 per CDB.

Deve risultare (NTC2018 – 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rd} > V_d$$

dove:

V_d = Valore di calcolo del taglio agente;

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

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:

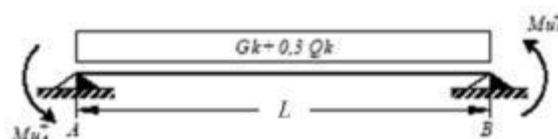
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

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:

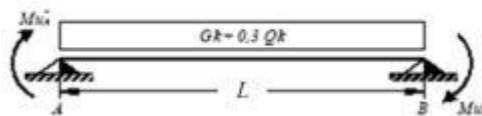


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

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

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

• **2° Schema:**



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

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

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

La verifica di resistenza nei confronti della torsione (SLU) (NTC2018 – 4.1.2.1.4) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}\theta)$$

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot (A_s/s) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot (\Sigma A_l/u_m) \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta$$

dove si è posto:

- A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- A_s area delle staffe;
- u_m perimetro medio del nucleo resistente;
- s passo delle staffe;
- ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $\text{ctg } \theta = (a_i/a_s)^{1/2}$

con: $a_i = \Sigma A_i / u_m$

$a_s = A_s / s$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite.

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

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 ($V_2=200.9$ kN) si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

$$V_{Ed-max} = 200.9 \text{ kN}$$

Staffe - Verifiche armatura TAGLIO E TORSIONE

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic. T
37 SLU	0.30	0.80	0.50	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	20095.90	2.01	40736.00	40736.00	40736.00	2.03
37 SLU	0.80	5.20	4.40	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	16496.60	2.50	20313.30	35174.00	20313.30	1.23
24 SLU	5.20	5.70	0.50	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	19001.30	2.01	40736.00	40736.00	40736.00	2.14

Si adatteranno nelle zone d'appoggio, per un tratto pari ad 80 cm dal filo esterno del pilastro, staffe $\Phi 8 / 8$ cm, per il rispetto dei limiti normativi, mentre nelle zone centrali di campata staffe $\Phi 8 / 20$ cm.

8.4.3 Verifica limitazioni armatura

In ogni sezione della trave, il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove:

$\rho = A_s / (bh)$ Rapporto geometrico relativo all'armatura tesa

$\rho_{comp} = A_s' / (bh)$ Rapporto geometrico relativo all'armatura compressa

In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

Per gli elementi in esame l'armatura trasversale è costituita solo da staffe.

Dati Geometrici

Trave:

Base	b=	30cm	ok
altezza	h=	50cm	ok
allargamento	dsx =	0cm	ok
allargamento	ddx =	0cm	ok
copriferro	c=	4cm	

Valori max	Limit. geometriche 7.4.6.1.1	
30cm	b \geq 20cm	b \leq 2lp
120cm	b/h \geq 0,25	
25cm	dsx \leq h/2	
25cm	ddx \leq h/2	

Pilastro:

Base	lp=	30cm
------	-----	------

Dati di armatura

Tipo CLS	C32/40	(min C20/25)	D.M.(7.4.2.1)
Tipo Acciaio	B450C	(B450C)	D.M.(7.4.2.2)

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

fck=	33,2	fcd=	18,81	D.M.(4.1.2.1.1.1)	fctm=	3,10	D.M.(11.2.10.2)
fyk=	450	fyd=	391,30	D.M.(4.1.2.1.1.3)			

Diametro min. armatura long. $\geq \Phi 14$ 16 D.M.(7.4.6.2.1)

Diametro staffe $\geq \Phi 6$ 8 D.M.(7.4.6.2.1)

N° braccia staffe 2

Armatura longitudinale

In campata	n°ferri_tesi	5	As=	14,58cm ²	As=	14,58cm ²
	n°ferri_comp.	3	A's=	9,42cm ²	A's=	9,42cm ²
zona critica	n°ferri_tesi	3	As=	9,42cm ²	As=	9,42cm ²
	n°ferri_comp.	5	A's=	14,58cm ²	A's=	14,58cm ²

Limitazioni Armatura longitudinale 7.4.6.2.1

In campata:	ρ ; ρ_{comp}	Arm. min.	Arm. max.	limitazioni	
	0,00972	4,7cm ²	21,1cm ²	1.4/fyk < ρ < ($\rho_{comp} + (3.5/fyk)$)	OK
	0,00628	3,6cm ²		$\rho_{comp} \geq 0,25\rho$	OK
zona critica:	0,00628	4,7cm ²	26,2cm ²	1.4/fyk < ρ < ($\rho_{comp} + (3.5/fyk)$)	OK
	0,00972	4,7cm ²		$\rho_{comp} \geq 0,5\rho$	OK

8.5 TRAVE 20X50

Si riportano di seguito le verifiche strutturali della trave in fondazione avente sezione rettangolare di dimensioni 20x50 cm. Le verifiche saranno condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto della combinazioni di carico più gravose.

8.5.1 Verifica a flessione

Si riportano di seguito le verifiche a flessione, convenzione sui segni: compressione negativa (-), momento flettente che tende le fibre superiori negativo (-).

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale della trave:

1) Zone d'appoggio:

- Armatura superiore 2 Φ 16
- Armatura inferiore 2 Φ 16

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

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU ed agli SLE (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4) sono state condotte con il supporto di un post processore.

Si esegue la verifica di una sola sezione in cui le sollecitazioni calcolate in appoggio sono invertite di segno.

Travata 20x50

Simbologia

Caso	= Caso di verifica
Xg	= Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica
CC	= Combinazione delle condizioni di carico elementari
c	= momento fittizio in campata
a	= momento fittizio agli appoggi
TG	= taglio da gerarchia delle resistenze
TGND	= taglio non dissipativo limitante la gerarchia
T	= momento traslato per taglio
e	= eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione
TCC	= Tipo di combinazione di carico
SLU	= Stato limite ultimo
SLU S	= Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R	= Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	= Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	= Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD	= Stato limite di danno
SLV	= Stato limite di salvaguardia della vita
SLE C	= Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	= Stato limite di operatività
SLU I	= Stato limite di resistenza al fuoco
SND	= Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
El	= Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)
Sez.	= Numero della sezione
Crit.	= Numero del criterio di progetto
X	= Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
AfE S	= Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
AfE I	= Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

FA02A - Relazione di calcolo strutturale

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 FA02A0 001	A	56 DI 95

AfEP S = Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore
AfEP I = Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore
My = Momento flettente intorno all'asse Y
MRdy = Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
Sic. = Sicurezza a rottura
 σ_{fda} = Tensione di distacco della fibra di estremità (modo 1)
 $\Delta\%$ = Incremento percentuale sicurezza
 σ_f sup = Tensione nel ferro - superiore
 σ_f inf = Tensione nel ferro - inferiore
 σ_c = Tensione nel calcestruzzo
X0 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto
X1 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto
Lung. = Lunghezza del tratto di progettazione
Staff. = Staffatura adottata
AfE St. = Area di ferro effettiva della staffatura (d'anima per travi a T o L)
bw = Larghezza membratura resistente al taglio
Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
ctg θ = Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
VRsd = Taglio ultimo lato armatura
VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
Vrdu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
Sic.T = Sicurezza a rottura per taglio
c = Ricoprimento dell'armatura
s = Distanza minima tra le barre
K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
s_{rm} = Distanza media tra le fessure
 Φ = Diametro della barra
A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
A_{c eff} = Area di calcestruzzo efficace
 σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
 σ_{sr} = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
 ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk = Apertura delle fessure
Tipo = Tipologia
2C = Doppia C lato labbri
2Cdx = Doppia C lato costola
2I = Doppia I
2L = Doppia L lato labbri
2Ldx = Doppia L lato costole
C = Sezione a C
Cdx = C destra
Cir. = Circolare
Cir.c = Circolare cava
I = Sezione a I
L = Sezione a L
Ldx = L destra
Om. = Omega
Pg = Pi greco
Pr = Poligono regolare
Prc = Poligono regolare cavo
Pc = Per coordinate
Ia = Inerzie assegnate
R = Rettangolare
Rc = Rettangolare cava
T = Sezione a T
U = Sezione a U
Ur = U rovescia
V = Sezione a V
Vr = V rovescia
Z = Sezione a Z

Zdx = Z destra
 Ts = T stondata
 Ls = L stondata
 Cs = C stondata
 Is = I stondata
 Dis. = Disegnata

B = Base
 H = Altezza
 Cf sup = Copriferro superiore
 Cf inf = Copriferro inferiore
 Cls = Tipo di calcestruzzo
 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 Tp = Tipo di acciaio
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cm ² >	Fctk <daN/cm ² >	Fcd <daN/cm ² >	Fctd <daN/cm ² >	Tp	Fyk <daN/cm ² >	Fyd <daN/cm ² >
5R		20.00	50.00	4.10	4.10	C32/40	332.00	21.69	188.13	14.46	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.30	32	SLU	1	30.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-1338.67	-6881.51	5.141
2.96	32	SLU	4	38.50	4.02	4.02	4.02	4.02	2604.06	6881.51	2.643
7.70	1	SLV	10	-16.67	4.02	4.02	4.02	4.02	2002.13	6881.51	3.437

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	My <daNm>	σ _f sup <daN/cm ² >	σ _f inf <daN/cm ² >	σ _c <daN/cm ² >
0.30	36	SLE R	1	30.00	4.02	4.02	-895.75	533.08	-131.13	13.09
0.30	31	SLE Q	1	30.00	4.02	4.02	-432.57	257.43	-63.32	6.32
2.96	36	SLE R	4	38.50	4.02	4.02	1815.14	-265.72	1080.22	26.52
2.96	31	SLE Q	4	38.50	4.02	4.02	746.33	-109.25	444.15	10.90
7.70	36	SLE R	10	-16.67	4.02	4.02	1365.80	-199.94	812.81	19.95
7.70	31	SLE Q	10	-16.67	4.02	4.02	445.72	-65.25	265.25	6.51

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	Crit.	X <cm>	My <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	s _{rm} <mm>	Φ	A _s <cmq>	A _c eff <cmq>	σ _s <daN/cm ² >	σ _{sr} <daN/cm ² >	ε _{sm}	Wk <mm>
57	0.30	31	SLE Q	1	5	2	30.00	-432.57	33.00	118.00	0.17	171.25	16.00	4.02	295.37	257.43	2310.70	0.05	0.01
67	0.30	40	SLE F	1	5	2	30.00	-522.15	33.00	118.00	0.17	171.25	16.00	4.02	295.37	310.74	2310.70	0.06	0.02
149	2.96	31	SLE Q	4	5	2	38.50	746.33	33.00	118.00	0.17	171.25	16.00	4.02	295.37	444.15	2310.70	0.09	0.03
159	2.96	40	SLE F	4	5	2	38.50	947.63	33.00	118.00	0.17	171.25	16.00	4.02	295.37	563.95	2310.70	0.11	0.03
216	7.70	31	SLE Q	10	5	2	-16.67	445.72	33.00	118.00	0.17	171.25	16.00	4.02	295.37	265.25	2310.70	0.05	0.01
221	7.70	40	SLE F	10	5	2	-16.67	625.92	33.00	118.00	0.17	171.25	16.00	4.02	295.37	372.50	2310.70	0.07	0.02

8.5.2 Verifica a taglio e torsione

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} 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 γ_{Rd} assunto pari a 1.0 per CDB.

Deve risultare (NTC2018 – 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rd} > V_d$$

dove:

V_d = Valore di calcolo del taglio agente;

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

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:

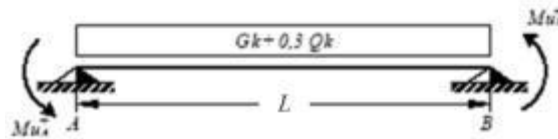
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

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:**

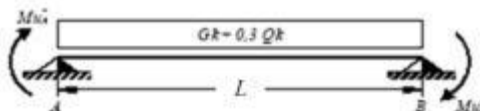


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

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

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

• **2° Schema:**



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

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

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

La verifica di resistenza nei confronti della torsione (SLU) (NTC2018 – 4.1.2.1.4) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}\theta)$$

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot (A_s/s) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot (\Sigma A_l / u_m) \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta$$

dove si è posto:

A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

A_s area delle staffe;

u_m perimetro medio del nucleo resistente;

s passo delle staffe;

ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $\text{ctg}\theta = (a_l/a_s)^{1/2}$

con: $a_l = \Sigma A_l / u_m$

$$a_s = A_s / s$$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite.

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

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 ($V_2=39.5$ kN) si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

$$V_{Ed-max} = 39.5 \text{ kN}$$

Staffe - Verifiche armatura

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic. T
13 SLV	0.15	0.65	0.50	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.20	2378.97	1.68	34147.80	34147.80	34147.80	14.35
32 SLU	0.65	7.35	6.70	ø8/32 2 br.	3.14	0.20	2605.74	2.50	12695.80	26799.30	12695.80	4.87
32 SLU	7.35	7.85	0.50	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.20	3954.05	1.68	34147.80	34147.80	34147.80	8.64

Si adatteranno nelle zone d'appoggio, per un tratto pari ad 80 cm dal filo esterno del pilastro, staffe Φ8/ 8 cm, per il rispetto dei limiti normativi, mentre nelle zone centrali di campata staffe Φ8 / 32 cm.

8.5.3 Verifica limitazioni armatura

In ogni sezione della trave, il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove:

$$\rho = A_s / (bh)$$

Rapporto geometrico relativo all'armatura tesa

$$\rho_{comp} = A_s' / (bh)$$

Rapporto geometrico relativo all'armatura compressa

In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

Per gli elementi in esame l'armatura trasversale è costituita solo da staffe.

Dati Geometrici

Trave:

Base	b=	20cm	ok
altezza	h=	50cm	ok
allargamento	dsx =	0cm	ok
allargamento	ddx =	0cm	ok

copriferro	c=	4cm
------------	----	-----

Pilastro:

Base	lp=	30cm
------	-----	------

Valori max	Limit. geometriche 7.4.6.1.1	
30cm	b ≥	20cm
80cm	b/h ≥	0,25
25cm	dsx ≤	h/2
25cm	ddx ≤	h/2

Dati di armatura

Tipo CLS	C32/40	(min C20/25)	D.M.(7.4.2.1)	$R_{ck} = 40$ N/mm ²			
Tipo Acciaio	B450C	(B450C)	D.M.(7.4.2.2)				
fck=	33,2	fcd=	18,81	D.M.(4.1.2.1.1.1)	fctm=	3,10	D.M.(11.2.10.2)
fyk=	450	fyd=	391,30	D.M.(4.1.2.1.1.3)			
Diametro min. armatura long.	16	$\geq \phi 14$	D.M.(7.4.6.2.1)				
Diametro staffe	8	$\geq \phi 6$	D.M.(7.4.6.2.1)				
N° braccia staffe	2						

Armatura longitudinale

In campata	n°ferri_tesi	2	As=	4,02cm ²	As=	4,02cm ²
	n°ferri_comp.	2	A's=	4,02cm ²	A's=	4,02cm ²
zona critica	n°ferri_tesi	2	As=	4,02cm ²	As=	4,02cm ²
	n°ferri_comp.	2	A's=	4,02cm ²	A's=	4,02cm ²

Limitazioni Armatura longitudinale 7.4.6.2.1

In campata:	ρ ; ρ_{comp}	Arm. min.	Arm. max.	limitazioni	
	0,00402	3,1cm ²	11,8cm ²	$1.4/fyk < \rho < (\rho_{comp} + (3.5/fyk))$	OK
	0,00402	1,0cm ²		$\rho_{comp} \geq 0,25\rho$	OK
zona critica:	0,00402	3,1cm ²	11,8cm ²	$1.4/fyk < \rho < (\rho_{comp} + (3.5/fyk))$	OK
	0,00402	2,0cm ²		$\rho_{comp} \geq 0,5\rho$	OK

Limitazioni Armatura longitudinale 4.1.6.1.1

	Arm. min.		Arm. max.	
In campata:	1,65cm ²	OK	40,00cm ²	OK
			40,00cm ²	OK
zona critica:	1,65cm ²	OK	40,00cm ²	OK
			40,00cm ²	OK

8.6 PILASTRI D'ANGOLO (30X60)

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei pilastri d'angolo aventi sezione rettangolare di dimensioni 30x60 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 (4.1.2.1.7-NTC2018):

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{\nu}}$$

dove:

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

$C = 1,7 - r_m$ dipende dalla distribuzione dei momenti del primo ordine;

$r_m = M_{01} / M_{02}$ rapporto tra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro (con $M_{02} \geq M_{01}$).

E' stata valutata la snellezza λ del pilastro:

SNELLEZZA LIMITE PILASTRI

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{\nu}}$$

NED =	68300	N
B=	300	mm
H=	600	mm
fcd=	15,867	N/mm ²

ν 0,0239

C 1,907

Mtesta 17980000 Nxmm

Mpiede 86970000 Nxmm

r_m 0,2067

λ limite 189,881

SNELLEZZA PILASTRO

J min 1350000000 mm⁴

ρ min 86,603 mm

β 1

L0 4000 mm

λ pilastro 46,188

La verifica risulta soddisfatta.

Per quanto concerne le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore θ di seguito definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0.1$$

dove:

P è il carico verticale totale agente;

d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano;

V è la forza orizzontale totale agente;

h è l'altezza dell'elemento.

Si riporta di seguito la verifica delle non linearità geometriche facendo riferimento alle combinazioni di carico che producono lo spostamento orizzontale maggiore SLD_Y.

$d_r=0,0046$ m;

$h=4,00$ m;

Per la combinazione massima si ha che:

$P= -1505.0$ kN

$V= 152.0$ kN

$\theta =0,0114 < 0.1$

8.6.1 Verifica a flessione

Nelle tabelle seguenti sono riportate le sollecitazioni ottenute agli SLU statico e simico ed agli SLE (rara, frequente e quasi permanente).

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
17	SLU	0.00	-129.149	-19.115	-24.397	5.671	-17.397	0.014
17	SLU	4.00	-105.749	-19.115	-100.858	5.671	5.287	0.014
18	SLU	0.00	-124.030	-17.883	-24.133	5.529	-16.951	0.014
18	SLU	4.00	-100.630	-17.883	-95.664	5.529	5.167	0.014
24	SLU	0.00	-129.967	-17.668	-29.782	-21.146	8.184	0.367
24	SLU	4.00	-106.567	-17.668	-100.455	17.614	1.120	0.367
25	SLU	0.00	-124.849	-16.436	-29.517	-21.288	8.630	0.367
25	SLU	4.00	-101.449	-16.436	-95.260	17.472	0.999	0.367
26	SLU	0.00	-129.640	-18.247	-27.628	-10.419	-2.048	0.226
26	SLU	4.00	-106.240	-18.247	-100.616	12.837	2.787	0.226
27	SLU	0.00	-124.521	-17.015	-27.363	-10.561	-1.602	0.226
27	SLU	4.00	-101.121	-17.015	-95.422	12.695	2.666	0.226
37	SLU	0.00	-123.096	11.230	-89.089	3.485	-12.274	0.564
37	SLU	3.74	-101.197	-0.000	-68.069	3.485	0.773	0.564
37	SLU	4.00	-99.696	-0.770	-68.168	3.485	1.667	0.564
38	SLU	0.00	-117.977	12.463	-88.824	3.344	-11.828	0.564
38	SLU	4.00	-94.577	0.463	-62.974	3.344	1.547	0.564

39	SLU	0.00	-125.517	-0.908	-63.212	4.360	-14.323	0.344
39	SLU	4.00	-102.117	-8.108	-81.244	4.360	3.115	0.344
40	SLU	0.00	-120.398	0.324	-62.948	4.218	-13.877	0.344
40	SLU	0.17	-119.391	0.014	-62.918	4.218	-13.150	0.344
40	SLU	4.00	-96.998	-6.876	-76.050	4.218	2.995	0.344

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
19	SLE R	0.00	-93.290	-13.396	-17.610	3.970	-12.306	0.010
19	SLE R	4.00	-75.290	-13.396	-71.194	3.970	3.576	0.010
20	SLE R	0.00	-89.877	-12.574	-17.434	3.876	-12.008	0.010
20	SLE R	4.00	-71.877	-12.574	-67.731	3.876	3.496	0.010
28	SLE R	0.00	-93.836	-12.431	-21.200	-13.908	4.749	0.245
28	SLE R	4.00	-75.836	-12.431	-70.924	11.932	0.798	0.245
29	SLE R	0.00	-90.423	-11.610	-21.023	-14.002	5.046	0.245
29	SLE R	4.00	-72.423	-11.610	-67.462	11.838	0.718	0.245
30	SLE R	0.00	-93.617	-12.817	-19.764	-6.756	-2.073	0.151
30	SLE R	4.00	-75.617	-12.817	-71.032	8.748	1.909	0.151
31	SLE R	0.00	-90.205	-11.995	-19.587	-6.851	-1.776	0.151
31	SLE R	4.00	-72.205	-11.995	-67.569	8.653	1.829	0.151
41	SLE R	0.00	-89.255	6.834	-60.738	2.513	-8.890	0.376
41	SLE R	3.40	-73.939	0.027	-49.061	2.513	-0.336	0.376
41	SLE R	4.00	-71.255	-1.166	-49.400	2.513	1.163	0.376
42	SLE R	0.00	-85.842	7.656	-60.562	2.419	-8.593	0.376
42	SLE R	3.83	-68.622	0.003	-45.907	2.419	0.664	0.376
42	SLE R	4.00	-67.842	-0.344	-45.937	2.419	1.083	0.376
43	SLE R	0.00	-90.869	-1.258	-43.487	3.096	-10.256	0.229
43	SLE R	4.00	-72.869	-6.058	-58.117	3.096	2.129	0.229
44	SLE R	0.00	-87.456	-0.436	-43.310	3.002	-9.959	0.230
44	SLE R	4.00	-69.456	-5.236	-54.654	3.002	2.048	0.230

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
21	SLE F	0.00	-74.372	-8.841	-16.632	3.447	-10.657	0.010
21	SLE F	4.00	-56.372	-8.841	-51.995	3.447	3.132	0.010
22	SLE F	0.00	-74.372	-8.841	-16.632	3.447	-10.657	0.010
22	SLE F	4.00	-56.372	-8.841	-51.995	3.447	3.132	0.010
32	SLE F	0.00	-74.481	-8.648	-17.350	-0.128	-7.246	0.057
32	SLE F	4.00	-56.481	-8.648	-51.941	5.040	2.576	0.057
33	SLE F	0.00	-74.481	-8.648	-17.350	-0.128	-7.246	0.057
33	SLE F	4.00	-56.481	-8.648	-51.941	5.040	2.576	0.057
34	SLE F	0.00	-74.372	-8.841	-16.632	3.447	-10.657	0.010
34	SLE F	4.00	-56.372	-8.841	-51.995	3.447	3.132	0.010
35	SLE F	0.00	-74.372	-8.841	-16.632	3.447	-10.657	0.010
35	SLE F	4.00	-56.372	-8.841	-51.995	3.447	3.132	0.010

45	SLE F	0.00	-73.565	-4.795	-25.258	3.156	-9.974	0.083
45	SLE F	4.00	-55.565	-6.395	-47.636	3.156	2.649	0.083
46	SLE F	0.00	-73.565	-4.795	-25.258	3.156	-9.974	0.083
46	SLE F	4.00	-55.565	-6.395	-47.636	3.156	2.649	0.083
47	SLE F	0.00	-74.372	-8.841	-16.632	3.447	-10.657	0.010
47	SLE F	4.00	-56.372	-8.841	-51.995	3.447	3.132	0.010
48	SLE F	0.00	-74.372	-8.841	-16.632	3.447	-10.657	0.010
48	SLE F	4.00	-56.372	-8.841	-51.995	3.447	3.132	0.010

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
23	SLE Q	0.00	-70.496	-7.907	-16.432	3.340	-10.319	0.010
23	SLE Q	4.00	-52.496	-7.907	-48.061	3.340	3.041	0.010
36	SLE Q	0.00	-70.496	-7.907	-16.432	3.340	-10.319	0.010
36	SLE Q	4.00	-52.496	-7.907	-48.061	3.340	3.041	0.010
49	SLE Q	0.00	-70.496	-7.907	-16.432	3.340	-10.319	0.010
49	SLE Q	4.00	-52.496	-7.907	-48.061	3.340	3.041	0.010

Pilastrini di spigolo

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale del pilastro:

- Armatura d'angolo 4 Φ 20
- Armatura interne lato lungo 2+2 Φ 16

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU ed agli SLE (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di incastro e di campata sono state condotte con il supporto di un post processore considerando le sollecitazioni riportate nel prospetto precedente.

Essendo i pilastri orientati in maniera diversa sono state eseguite le verifiche coerentemente con l'orientamento degli assi locali definiti nel modello di calcolo.

Pilastrata n. 2

Nodi: 2 3

Simbologia

Xg = Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica
 CC = Combinazione delle condizioni di carico elementari
 e = eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione
 α = amplificazione per gerarchia delle resistenze
 TG = taglio da gerarchia delle resistenze
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

SLD	= Stato limite di danno
SLV	= Stato limite di salvaguardia della vita
SLC	= Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	= Stato limite di operatività
SLU I	= Stato limite di resistenza al fuoco
SND	= Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
E1	= Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)
Sez.	= Numero della sezione
X	= Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
N	= Sforzo normale
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
My ver.	= Momento flettente di verifica intorno all'asse Y
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
s _{rm}	= Distanza media tra le fessure
Φ	= Diametro della barra
A _s	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
A _{c eff}	= Area di calcestruzzo efficace
σ _s	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
σ _{sr}	= Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
ε _{sm}	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	= Apertura delle fessure
M	= Momento flettente
MRd	= Momento resistente allo stato limite ultimo
μΦ	= Valore di progetto della duttilità di curvatura
Mz ver.	= Momento flettente di verifica intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
MRdy	= Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
MRdz	= Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Z
α	= Angolo asse neutro a rottura
ε _y	= Deformazione nell'acciaio (*1000)
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
σ _c	= Tensione nel calcestruzzo
σ _f	= Tensione nel ferro
X0	= Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto
X1	= Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto
Staff.	= Staffatura adottata
Br _y	= Numero bracci in dir. Y locale
Br _z	= Numero bracci in dir. Z locale
bw _y	= Larghezza membratura resistente al taglio in dir. Y
Vsdu _y	= Taglio agente in dir. Y
ctgθ _y	= Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo in dir. Y
VRsd _y	= Taglio ultimo lato armatura in dir. Y
VRcd _y	= Taglio ultimo lato calcestruzzo in dir. Y
bw _z	= Larghezza membratura resistente al taglio in dir. Z
Vsdu _z	= Taglio agente in dir. Z
ctgθ _z	= Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo in dir. Z
VRsd _z	= Taglio ultimo lato armatura in dir. Z
VRcd _z	= Taglio ultimo lato calcestruzzo in dir. Z
Sic.T	= Sicurezza a rottura per taglio

Nodo	= Numero del nodo
Conf.	= Nodo confinato
	S = Sì
	N = No
F.	= Identificativo faccia del nodo
	Y+ = Faccia sul lato positivo Y locale pilastro
	Z+ = Faccia sul lato positivo Z locale pilastro
	Y- = Faccia sul lato negativo Y locale pilastro
	Z- = Faccia sul lato negativo Z locale pilastro
Mod.	= Modalità di verifica faccia
	I = Interna
	E = Esterna
Br.	= Numero bracci
As1	= Area di ferro superiore delle travi incidenti sulla faccia
As2	= Area di ferro inferiore delle travi incidenti sulla faccia
Bj	= Larghezza effettiva utile del nodo
Hjc	= Distanza tra armature pilastro
Hjw	= Distanza tra armature trave
Ash	= Area totale della sezione della staffa
Vc	= Taglio nel pilastro al di sopra del nodo
Vjbd	= Taglio agente nel nucleo di calcestruzzo [7.4.6/7]
vd _s	= Sforzo normale normalizzato del pilastro superiore (%)
vd _i	= Sforzo normale normalizzato del pilastro inferiore (%)
VjbR	= Resistenza a compressione del nucleo di calcestruzzo [7.4.8]
Afni	= Azione di fessurazione sul nodo integro [7.4.10]
Rfni	= Resistenza a fessurazione nodo integro [7.4.10]
Vjwd	= Azione agente di trazione diagonale [7.4.11/12]
VjwR	= Resistenza a trazione diagonale [7.4.11/12]
Tipo	= Tipologia
	2C = Doppia C lato labbri
	2Cdx = Doppia C lato costola
	2I = Doppia I
	2L = Doppia L lato labbri
	2Ldx = Doppia L lato costole
	C = Sezione a C
	Cdx = C destra
	Cir. = Circolare
	Cir.c = Circolare cava
	I = Sezione a I
	L = Sezione a L
	Ldx = L destra
	Om. = Omega
	Pg = Pi greco
	Pr = Poligono regolare
	Prc = Poligono regolare cavo
	Pc = Per coordinate
	Ia = Inerzie assegnate
	R = Rettangolare
	Rc = Rettangolare cava
	T = Sezione a T
	U = Sezione a U
	Ur = U rovescia
	V = Sezione a V
	Vr = V rovescia
	Z = Sezione a Z

Zdx = Z destra
 Ts = T stondata
 Ls = L stondata
 Cs = C stondata
 Is = I stondata
 Dis. = Disegnata

B = Base
 H = Altezza
 Cf = Copriferro
 Cls = Tipo di calcestruzzo
 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 Tp = Tipo di acciaio
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Tp	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
4R		60.00	30.00	3.80	C32/40	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	My ver. <daNm>	Mz <daNm>	Mz ver. <daNm>	Nu <daN>	MRdy <daNm>	MRdz <daNm>	α <grad>	ε _y	Sic.
0.50	5	SLV	1	4	50.00	-5055.98	-1653.47		-7958.15		-5055.98	-4322.25	-20173.90	236.25	8.06	2.538
0.50	5	SLV	1	4	50.00	-5055.98	-1653.47		-7958.15		-5055.98	-4322.25	-20173.90	236.25	8.06	2.538
4.00	13	SLV	1	4	400.00	-3693.10	1225.46		-9423.08		-3693.10	2858.85	-20887.20	292.50	9.76	2.219

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	Mz <daNm>	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σ _c <daN/cm²>	σ _f <daN/cm²>
0.50	41	SLE R	1	4	50.00	-8700.46	-5757.07	-763.36	12.31	8.29	54.75	1153.52
0.50	23	SLE Q	1	4	50.00	-6824.56	-2038.54	-864.89	10.30	10.30	27.77	389.22
0.50	41	SLE R	1	4	50.00	-8700.46	-5757.07	-763.36	12.31	8.29	54.75	1153.52
0.50	23	SLE Q	1	4	50.00	-6824.56	-2038.54	-864.89	10.30	10.30	27.77	389.22
4.00	19	SLE R	1	4	400.00	-7528.98	-7119.37	357.64	12.31	8.29	57.69	1459.79
4.00	23	SLE Q	1	4	400.00	-5249.56	-4806.10	304.10	12.31	8.29	40.05	990.39

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	s _{sm} <mm>	Φ	A _s <cmq>	A _{c eff} <cmq>	σ _s <daN/cm²>	σ _{sz} <daN/cm²>	ε _{sm}	Wk <mm>
0.50	23	SLE Q	1	4	50.00	-6824.56	-864.89	-2038.54	29.00	174.68	0.13	183.20	20.00	10.30	930.09	389.22	998.27	0.08	0.02
0.50	23	SLE Q	1	4	50.00	-6824.56	-864.89	-2038.54	29.00	174.68	0.13	183.20	20.00	10.30	930.09	389.22	998.27	0.08	0.02
4.00	23	SLE Q	1	4	400.00	-5249.56	304.10	-4806.10	29.00	174.68	0.13	180.05	20.00	10.30	897.64	990.39	1572.74	0.19	0.06

Staffe - Verifiche armatura

X0 <m>	X1 <m>	Staff.	Br _y	Br _z	CC	TCC	b _{w,y} <m>	Vsdu _y <daN>	ctgθ _y	VRsd _y <daN>	VRcd _y <daN>	b _{w,z} <m>	Vsdu _z <daN>	ctgθ _z	VRsd _z <daN>	VRcd _z <daN>	Sic. T
0.50	1.10	ø8/12	2	2	25	SLU	0.30	1643.59	2.50	41378.90	44759.40	0.60	1644.28	2.50	19251.10	41647.80	11.71
0.50	1.10	ø8/12	2	2	17	SLU	0.30	1911.53	2.50	41378.90	44821.80	0.60	567.10	2.50	19251.10	41705.90	21.65
0.50	1.10	ø8/12	2	2	5 (TG)	SLV	0.30	5941.51	2.50	41378.90	43978.20	0.60	6014.59	2.50	19251.10	40920.90	3.20

0.50	1.10	ø8/12	2	2	7 (TG)	SLV	0.30	14074.50	2.50	41378.90	43913.10	0.60	833.57	2.50	19251.10	40860.30	2.94
1.10	3.40	ø8/18	2	2	24	SLU	0.30	1766.83	2.50	27585.90	44782.80	0.60	1179.98	2.50	12834.10	41669.50	10.88
1.10	3.40	ø8/18	2	2	17	SLU	0.30	1911.53	2.50	27585.90	44770.90	0.60	567.10	2.50	12834.10	41658.50	14.43
1.10	3.40	ø8/18	2	2	5 (TG)	SLV	0.30	5941.51	2.50	27585.90	43978.20	0.60	6014.59	2.50	12834.10	40920.90	2.13
1.10	3.40	ø8/18	2	2	7 (TG)	SLV	0.30	14074.50	2.50	27585.90	43913.10	0.60	833.57	2.50	12834.10	40860.30	1.96
3.40	4.00	ø8/12	2	2	24	SLU	0.30	1766.83	2.50	41378.90	44587.60	0.60	1761.39	2.50	19251.10	41487.90	10.93
3.40	4.00	ø8/12	2	2	17	SLU	0.30	1911.53	2.50	41378.90	44575.70	0.60	567.10	2.50	19251.10	41476.80	21.65
3.40	4.00	ø8/12	2	2	5 (TG)	SLV	0.30	5941.51	2.50	41378.90	43978.20	0.60	6014.59	2.50	19251.10	40920.90	3.20
3.40	4.00	ø8/12	2	2	7 (TG)	SLV	0.30	14074.50	2.50	41378.90	43913.10	0.60	833.57	2.50	19251.10	40860.30	2.94

Caratteristiche nodi trave-pilastro

Nodo	Conf.	Staff.	F.	Mod.	Br.	As1 <cmq>	As2 <cmq>	Bj <m>	Hjc <m>	Hjw <m>	Ash <cmq>
3N		ø8/10	Y-E		2	6.03	6.28	0.30	0.52	0.32	4.02
			Z-E		2	4.02	4.02	0.45	0.22	0.32	4.02

Verifiche nodi trave-pilastro

Nodo	F.	CC	TCC	Vc <daN>	Vjbd <daN>	vd _s	vd _i	VjbR <daN>	Afni <daN/mq>	Rfni <daN/mq>	Vjwd <daN>	VjwR <daN>
3Y-	1	SLV		0.00	25963.20	0.00	1.34	109780.00	73884.50	164940.00	---	---
	Z-	1	SLV	0.00	17308.80	0.00	1.34	70393.00	90572.70	109960.00	---	---

8.6.2 Verifica limitazioni armatura

Resta da verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.2 delle NTC2018:

- Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm;
- Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% < \rho < 4\%$$

- Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o legature; le barre non fissate si devono trovare a meno di 20 cm da una barra fissata per CDB.
- Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:
 - 1/2 del lato minore della sezione trasversale per CDB;
 - 175 mm (per CD"B");
 - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali che collegano (per CD"B")
- li devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a:

$$\frac{A_{st}}{s} = 0.08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$$

Nel caso specifico risulta:

- Le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione
Nella quale n_{st} e A_{st} sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale, i è l'interasse, e b_j è la larghezza utile del nodo determinata come segue:
 - se la trave ha una larghezza b_w superiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_w e $b_c + h_c/2$, essendo h_c la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
 - se la trave ha una larghezza b_w inferiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_c e $b_w + h_c/2$.

Devono inoltre essere rispettati i limiti riportati al punto 4.1.6.1.2 delle NTC2018:

- Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a :

$$A_{s,min} = (0.10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}})$$

e comunque non minore di 0.003 A_c ;

dove:

N_{Ed} rappresenta lo sforzo di compressione assiale di calcolo;

A_c è l'area di calcestruzzo;

f_{yd} è il valore della resistenza di calcolo dell'armatura.

Nel caso in esame risulta:

Dati Geometrici

Pilastro:	Base	b=	30,0cm
	Altezza sez.	h=	60,0cm
	Copriferro	c=	3,0cm
	Altezza pil.	hp=	400,0cm
	Altezza libera	hl=	400,0cm

OK

Lim. Geom. 7.4.6.1.2	
$b \geq$	25cm

Dati di armatura

Tipo CLS	C32/40	(min C20/25)	D.M.(7.4.2.1)
Tipo Acciaio	B450C	(B450C)	D.M.(7.4.2.2)

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

fck=	33,2	fcd=	18,81	D.M.(4.1.2.1.1.1)	fctm=	3,10	D.M.(11.2.10.2)
fyk=	450	fyd=	391,30	D.M.(4.1.2.1.1.3)			

Diametro armatura long.	20	$\geq \phi 12$	
Diametro staffe	8	$\geq \phi 6$	OK $\geq (1/4)\phi \text{ long}$

Armatura longitudinale

n°ferri "b"	n°ferri "h"
4	8
<i>tot sui due lati</i>	<i>tot sui due lati</i>

$$n^{\circ}\text{ferri}_{\text{tot}} = 8$$

$$As+A's = 20,61\text{cm}^2$$

Limitazioni Armatura longitudinale 7.4.6.2.2

ρ	Arm. min.	Arm. max.	limitazioni	
1,15%	18,0cm ²	72,00cm ²	$1\% \leq \rho \leq 4\%$	OK

Limitazioni Armatura longitudinale 4.1.6.1.2

Arm. min.	Arm. max.	
5,4	72	OK

Inter. Ferri "b"	24,0cm	OK	≤ 25	OK	$\leq 12 * \phi \text{ long.}$	24
Inter. Ferri "h"	18,0cm	OK	≤ 25	OK	$\leq 12 * \phi \text{ long.}$	24

Si riscontra, pertanto, che l'armatura dei pilastri rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

8.7 PILASTRI INTERNI (30X60)

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei pilastri interni aventi sezione rettangolare di dimensioni 30x60 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 (4.1.2.1.7-NTC2018):

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{\nu}}$$

dove:

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

$C = 1,7 - r_m$ dipende dalla distribuzione dei momenti del primo ordine;

$r_m = M_{01} / M_{02}$ rapporto tra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro (con $M_{02} \geq M_{01}$).

E' stata valutata la snellezza λ del pilastro:

E' stata valutata la snellezza λ del pilastro:

SNELLEZZA LIMITE PILASTRI

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{\nu}}$$

NED =	68300	N
B=	300	mm
H=	600	mm
fcd=	15,867	N/mm ²

ν 0,0239

C 1,907

Mtesta	17980000	Nxmm
Mpiede	86970000	Nxmm
r_m	0,2067	

λ limite 189,881

SNELLEZZA PILASTRO

J min 1350000000 mm⁴

ρ min 86,603 mm

β	1	
L0	4000	mm

λ pilastro 46,188

La verifica risulta soddisfatta.

Per quanto concerne le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore θ di seguito definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0.1$$

dove:

P è il carico verticale totale agente;

d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano;

V è la forza orizzontale totale agente;

h è l'altezza dell'elemento.

Si riporta di seguito la verifica delle non linearità geometriche facendo riferimento alle combinazioni di carico che producono lo spostamento orizzontale maggiore SLD_Y.

$d_r=0,0046$ m;

h=4,00 m;

Per la combinazione massima si ha che:

P= -1505.0 kN

V= 152.0 kN

$\theta = 0,0114 < 0.1$

8.7.1 Verifica a flessione

Nelle tabelle seguenti sono riportate le sollecitazioni ottenute agli SLU statico e simico ed agli SLE (rara, frequente e quasi permanente).

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
17	SLU	0.00	-209.023	-25.952	17.310	1.061	-5.875	0.014
17	SLU	4.00	-185.623	-25.952	-86.498	1.061	-1.632	0.014
18	SLU	0.00	-200.032	-24.383	15.779	0.976	-5.555	0.014
18	SLU	4.00	-176.632	-24.383	-81.752	0.976	-1.652	0.014
24	SLU	0.00	-205.039	-26.373	18.811	-18.725	31.769	0.367
24	SLU	4.00	-181.639	-26.373	-86.683	-10.325	-26.330	0.367
25	SLU	0.00	-196.048	-24.804	17.279	-18.810	32.089	0.367
25	SLU	4.00	-172.648	-24.804	-81.937	-10.410	-26.351	0.367
26	SLU	0.00	-206.633	-26.205	18.210	-10.811	16.711	0.226
26	SLU	4.00	-183.233	-26.205	-86.609	-5.771	-16.451	0.226
27	SLU	0.00	-197.642	-24.636	16.679	-10.896	17.032	0.226
27	SLU	4.00	-174.242	-24.636	-81.863	-5.856	-16.471	0.226
37	SLU	0.00	-207.396	0.318	-21.125	-1.528	0.183	0.564
37	SLU	0.05	-207.086	0.000	-21.116	-1.528	0.102	0.564
37	SLU	4.00	-183.996	-23.682	-67.852	-1.528	-5.931	0.564
38	SLU	0.00	-198.405	1.887	-22.656	-1.614	0.503	0.564
38	SLU	0.31	-196.612	0.048	-22.359	-1.614	0.008	0.564
38	SLU	4.00	-175.005	-22.113	-63.106	-1.614	-5.951	0.564
39	SLU	0.00	-208.047	-10.190	-5.751	-0.493	-2.240	0.344

39	SLU	4.00	-184.647	-24.590	-75.311	-0.493	-4.211	0.344
40	SLU	0.00	-199.056	-8.621	-7.282	-0.578	-1.920	0.344
40	SLU	4.00	-175.656	-23.021	-70.564	-0.578	-4.232	0.344

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
19	SLE R	0.00	-149.856	-18.246	12.100	0.748	-4.216	0.010
19	SLE R	4.00	-131.856	-18.246	-60.884	0.748	-1.225	0.010
20	SLE R	0.00	-143.862	-17.200	11.079	0.691	-4.002	0.010
20	SLE R	4.00	-125.862	-17.200	-57.719	0.691	-1.239	0.010
28	SLE R	0.00	-147.200	-18.527	13.100	-12.443	20.880	0.245
28	SLE R	4.00	-129.200	-18.527	-61.007	-6.843	-17.691	0.245
29	SLE R	0.00	-141.206	-17.481	12.079	-12.499	21.093	0.245
29	SLE R	4.00	-123.206	-17.481	-57.843	-6.899	-17.704	0.245
30	SLE R	0.00	-148.262	-18.415	12.700	-7.167	10.842	0.151
30	SLE R	4.00	-130.262	-18.415	-60.958	-3.807	-11.104	0.151
31	SLE R	0.00	-142.268	-17.368	11.680	-7.223	11.055	0.151
31	SLE R	4.00	-124.268	-17.368	-57.793	-3.863	-11.118	0.151
41	SLE R	0.00	-148.771	-0.732	-13.523	-0.978	-0.177	0.376
41	SLE R	4.00	-130.771	-16.732	-48.453	-0.978	-4.091	0.376
42	SLE R	0.00	-142.777	0.314	-14.544	-1.035	0.036	0.376
42	SLE R	0.08	-142.417	-0.006	-14.532	-1.035	-0.047	0.376
42	SLE R	4.00	-124.777	-15.686	-45.289	-1.035	-4.105	0.376
43	SLE R	0.00	-149.205	-7.738	-3.274	-0.288	-1.793	0.229
43	SLE R	4.00	-131.205	-17.338	-53.425	-0.288	-2.945	0.229
44	SLE R	0.00	-143.211	-6.692	-4.295	-0.345	-1.579	0.230
44	SLE R	4.00	-125.211	-16.292	-50.261	-0.345	-2.958	0.230

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
21	SLE F	0.00	-116.625	-12.446	6.442	0.433	-3.033	0.010
21	SLE F	4.00	-98.625	-12.446	-43.341	0.433	-1.300	0.010
22	SLE F	0.00	-116.625	-12.446	6.442	0.433	-3.033	0.010
22	SLE F	4.00	-98.625	-12.446	-43.341	0.433	-1.300	0.010
32	SLE F	0.00	-116.094	-12.502	6.642	-2.205	1.987	0.057
32	SLE F	4.00	-98.094	-12.502	-43.365	-1.085	-4.593	0.057
33	SLE F	0.00	-116.094	-12.502	6.642	-2.205	1.987	0.057
33	SLE F	4.00	-98.094	-12.502	-43.365	-1.085	-4.593	0.057
34	SLE F	0.00	-116.625	-12.446	6.442	0.433	-3.033	0.010
34	SLE F	4.00	-98.625	-12.446	-43.341	0.433	-1.300	0.010
35	SLE F	0.00	-116.625	-12.446	6.442	0.433	-3.033	0.010
35	SLE F	4.00	-98.625	-12.446	-43.341	0.433	-1.300	0.010
45	SLE F	0.00	-116.408	-8.943	1.317	0.088	-2.225	0.083
45	SLE F	4.00	-98.408	-12.143	-40.855	0.088	-1.873	0.083
46	SLE F	0.00	-116.408	-8.943	1.317	0.088	-2.225	0.083

46	SLE F	4.00	-98.408	-12.143	-40.855	0.088	-1.873	0.083
47	SLE F	0.00	-116.625	-12.446	6.442	0.433	-3.033	0.010
47	SLE F	4.00	-98.625	-12.446	-43.341	0.433	-1.300	0.010
48	SLE F	0.00	-116.625	-12.446	6.442	0.433	-3.033	0.010
48	SLE F	4.00	-98.625	-12.446	-43.341	0.433	-1.300	0.010

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
23	SLE Q	0.00	-109.816	-11.257	5.282	0.369	-2.790	0.010
23	SLE Q	4.00	-91.816	-11.257	-39.746	0.369	-1.315	0.010
36	SLE Q	0.00	-109.816	-11.257	5.282	0.369	-2.790	0.010
36	SLE Q	4.00	-91.816	-11.257	-39.746	0.369	-1.315	0.010
49	SLE Q	0.00	-109.816	-11.257	5.282	0.369	-2.790	0.010
49	SLE Q	4.00	-91.816	-11.257	-39.746	0.369	-1.315	0.010

Pilastri interni

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale del pilastro:

- Armatura d'angolo 4 Φ 20
- Armatura interne lato lungo 2+2 Φ 16

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU ed agli SLE (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di incastro e di campata sono state condotte con il supporto di un post processore considerando le sollecitazioni riportate nel prospetto precedente.

Essendo i pilastri orientati in maniera diversa sono state eseguite le verifiche coerentemente con l'orientamento degli assi locali definiti nel modello di calcolo.

Pilastrata n. 15

Nodi: 16 15

Simbologia

Xg	=	Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica
CC	=	Combinazione delle condizioni di carico elementari
e	=	eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione
α	=	amplificazione per gerarchia delle resistenze
TG	=	taglio da gerarchia delle resistenze
TCC	=	Tipo di combinazione di carico
SLU	=	Stato limite ultimo
SLU S	=	Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R	=	Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	=	Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	=	Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD	=	Stato limite di danno
SLV	=	Stato limite di salvaguardia della vita
SLC	=	Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	=	Stato limite di operatività

SLU I	= Stato limite di resistenza al fuoco
SND	= Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
E1	= Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)
Sez.	= Numero della sezione
X	= Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
N	= Sforzo normale
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
My ver.	= Momento flettente di verifica intorno all'asse Y
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
s _{rm}	= Distanza media tra le fessure
Φ	= Diametro della barra
A _s	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
A _{c eff}	= Area di calcestruzzo efficace
σ _s	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
σ _{sr}	= Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
ε _{sm}	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	= Apertura delle fessure
M	= Momento flettente
MRd	= Momento resistente allo stato limite ultimo
μΦ	= Valore di progetto della duttilità di curvatura
Mz ver.	= Momento flettente di verifica intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
MRdy	= Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
MRdz	= Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Z
α	= Angolo asse neutro a rottura
ε _y	= Deformazione nell'acciaio (*1000)
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
σ _c	= Tensione nel calcestruzzo
σ _f	= Tensione nel ferro
X0	= Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto
X1	= Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto
Staff.	= Staffatura adottata
Br _y	= Numero bracci in dir. Y locale
Br _z	= Numero bracci in dir. Z locale
bw _y	= Larghezza membratura resistente al taglio in dir. Y
Vsdu _y	= Taglio agente in dir. Y
ctgθ _y	= Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo in dir. Y
VRsd _y	= Taglio ultimo lato armatura in dir. Y
VRcd _y	= Taglio ultimo lato calcestruzzo in dir. Y
bw _z	= Larghezza membratura resistente al taglio in dir. Z
Vsdu _z	= Taglio agente in dir. Z
ctgθ _z	= Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo in dir. Z
VRsd _z	= Taglio ultimo lato armatura in dir. Z
VRcd _z	= Taglio ultimo lato calcestruzzo in dir. Z
Sic.T	= Sicurezza a rottura per taglio
Nodo	= Numero del nodo
Conf.	= Nodo confinato
	S = Sì
	N = No

F. = Identificativo faccia del nodo
Y+ = Faccia sul lato positivo Y locale pilastro
Z+ = Faccia sul lato positivo Z locale pilastro
Y- = Faccia sul lato negativo Y locale pilastro
Z- = Faccia sul lato negativo Z locale pilastro

Mod. = Modalità di verifica faccia
I = Interna
E = Esterna

Br. = Numero bracci

As1 = Area di ferro superiore delle travi incidenti sulla faccia
As2 = Area di ferro inferiore delle travi incidenti sulla faccia

Bj = Larghezza effettiva utile del nodo

Hjc = Distanza tra armature pilastro
Hjw = Distanza tra armature trave

Ash = Area totale della sezione della staffa

Vc = Taglio nel pilastro al di sopra del nodo

Vjbd = Taglio agente nel nucleo di calcestruzzo [7.4.6/7]

vd_s = Sforzo normale normalizzato del pilastro superiore (%)
vd_i = Sforzo normale normalizzato del pilastro inferiore (%)

VjbR = Resistenza a compressione del nucleo di calcestruzzo [7.4.8]

Afni = Azione di fessurazione sul nodo integro [7.4.10]

Rfni = Resistenza a fessurazione nodo integro [7.4.10]

Vjwd = Azione agente di trazione diagonale [7.4.11/12]

VjwR = Resistenza a trazione diagonale [7.4.11/12]

Tipo = Tipologia
2C = Doppia C lato labbri
2Cdx = Doppia C lato costola
2I = Doppia I
2L = Doppia L lato labbri
2Ldx = Doppia L lato costole
C = Sezione a C
Cdx = C destra
Cir. = Circolare
Cir.c = Circolare cava
I = Sezione a I
L = Sezione a L
Ldx = L destra
Om. = Omega
Pg = Pi greco
Pr = Poligono regolare
Prc = Poligono regolare cavo
Pc = Per coordinate
Ia = Inerzie assegnate
R = Rettangolare
Rc = Rettangolare cava
T = Sezione a T
U = Sezione a U
Ur = U rovescia
V = Sezione a V
Vr = V rovescia
Z = Sezione a Z
Zdx = Z destra
Ts = T stondata
Ls = L stondata
Cs = C stondata

- Is = I stondata
- Dis. = Disegnata
- B = Base
- H = Altezza
- Cf = Copriferro
- Cls = Tipo di calcestruzzo
- Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
- Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
- Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
- Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
- Tp = Tipo di acciaio
- Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
- Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Tp	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
3R		30.00	60.00	3.80	C32/40	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	My ver. <daNm>	Mz <daNm>	Mz ver. <daNm>	Nu <daN>	MRdy <daNm>	MRdz <daNm>	α <grad>	ε _y	Sic.
0.50	5	SLV	1	3	50.00	-9279.95	-1953.50		-2724.36		-9279.95	-7408.94	-10535.10	263.67	9.57	3.842
0.50	5	SLV	1	3	50.00	-9279.95	-1953.50		-2724.36		-9279.95	-7408.94	-10535.10	263.67	9.57	3.842
3.90	24	SLU	1	3	390.00	-18222.40	-2528.73		-8404.60		-18222.40	-3365.29	-11684.40	267.54	11.35	1.385

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	Mz <daNm>	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σ _c <daN/cm²>	σ _f <daN/cm²>
0.50	42	SLE R	1	3	50.00	-14052.70	-1488.70	-48.16	10.30	10.30	21.71	261.49
0.50	23	SLE Q	1	3	50.00	-10756.60	-34.64	-260.58	0.00	20.61	6.55	94.88
0.50	42	SLE R	1	3	50.00	-14052.70	-1488.70	-48.16	10.30	10.30	21.71	261.49
0.50	23	SLE Q	1	3	50.00	-10756.60	-34.64	-260.58	0.00	20.61	6.55	94.88
3.90	28	SLE R	1	3	390.00	-12965.00	-5915.44	-1699.95	10.30	10.30	96.28	2099.66
3.90	23	SLE Q	1	3	390.00	-9226.56	-3862.04	-135.23	10.30	10.30	54.05	1217.91

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	s _{sm} <mm>	Φ	A _s <cmq>	A _{c eff} <cmq>	σ _s <daN/cm²>	σ _{s z} <daN/cm²>	ε _{sm}	Wk <mm>
3.90	23	SLE Q	1	3	390.00	-9226.56	-135.23	-3862.04	29.00	174.68	0.13	181.17	20.00	10.30	909.18	1213.58	1395.32	0.24	0.07

Staffe - Verifiche armatura

X0 <m>	X1 <m>	Staff.	Br _y	Br _z	CC	TCC	b _{w,y} <cm>	V _{sdu,y} <daN>	ctgθ _{,y}	VR _{sd,y} <daN>	VR _{cd,y} <daN>	b _{w,z} <cm>	V _{sdu,z} <daN>	ctgθ _{,z}	VR _{sd,z} <daN>	VR _{cd,z} <daN>	Sic. T
0.50	1.10	ø8/12	2	2	25	SLU	0.60	2480.41	2.50	19251.10	42609.00	0.30	1775.99	2.50	41378.90	45792.40	7.76
0.50	1.10	ø8/12	2	2	24	SLU	0.60	2637.35	2.50	19251.10	42730.40	0.30	1767.48	2.50	41378.90	45922.90	7.30
0.50	1.10	ø8/12	2	2	1 (TG)	SLV	0.60	4286.45	2.50	19251.10	41370.10	0.30	11616.90	2.50	41378.90	44461.00	3.56
0.50	1.10	ø8/12	2	2	15 (TG)	SLV	0.60	7073.14	2.50	19251.10	41398.30	0.30	846.57	2.50	41378.90	44491.30	2.72
1.10	3.30	ø8/18	2	2	25	SLU	0.60	2480.41	2.50	12834.10	42561.60	0.30	1649.99	2.50	27585.90	45741.50	5.17
1.10	3.30	ø8/18	2	2	24	SLU	0.60	2637.35	2.50	12834.10	42683.00	0.30	1641.48	2.50	27585.90	45872.00	4.87
1.10	3.30	ø8/18	2	2	1 (TG)	SLV	0.60	4286.45	2.50	12834.10	41370.10	0.30	11616.90	2.50	27585.90	44461.00	2.37
1.10	3.30	ø8/18	2	2	15 (TG)	SLV	0.60	7073.14	2.50	12834.10	41398.30	0.30	846.57	2.50	27585.90	44491.30	1.81

3.30	3.90	ø8/12	2	2	25	SLU	0.60	2480.41	2.50	19251.10	42387.90	0.30	1187.99	2.50	41378.90	45554.80	7.76
3.30	3.90	ø8/12	2	2	24	SLU	0.60	2637.35	2.50	19251.10	42509.30	0.30	1179.48	2.50	41378.90	45685.20	7.30
3.30	3.90	ø8/12	2	2	1 (TG)	SLV	0.60	4286.45	2.50	19251.10	41370.10	0.30	11616.90	2.50	41378.90	44461.00	3.56
3.30	3.90	ø8/12	2	2	15 (TG)	SLV	0.60	7073.14	2.50	19251.10	41398.30	0.30	846.57	2.50	41378.90	44491.30	2.72

Caratteristiche nodi trave-pilastro

Nodo	Conf.	Staff.	F.	Mod.	Br.	As1 <cmq>	As2 <cmq>	Bj <m>	Hjc <m>	Hjw <m>	Ash <cmq>
15N		ø12/ 7	Z+I		2	4.02	4.02	0.30	0.52	0.32	13.57
			Y-E		2	6.28	12.31	0.45	0.22	0.42	15.83
			Z-I		2	4.02	4.02	0.30	0.52	0.32	13.57

Verifiche nodi trave-pilastro

Nodo	F.	CC	TCC	Vc <daN>	Vjbd <daN>	vd _s	vd _i	VjbR <daN>	Afni <daN/mq>	Rfni <daN/mq>	Vjwd <daN>	VjwR <daN>
15Z+	1	SLV		0.00	34617.60	0.00	2.77	135130.00	245702.00	556672.00	---	---
	Y-	1	SLV	0.00	27045.00	0.00	2.77	67878.90	452874.00	329387.00	51835.30	61957.70
		5	SLV	0.00	27045.00	0.00	2.62	67878.90	452874.00	329387.00	51899.10	61957.70
	Z-	1	SLV	0.00	34617.60	0.00	2.77	135130.00	245702.00	556672.00	---	---

8.7.2 Verifica limitazioni armatura

Resta da verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.2 delle NTC2018:

- Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm;
- Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% < \rho < 4\%$$

- Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o legature; le barre non fissate si devono trovare a meno di 20 cm da una barra fissata per CDB.
- Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:
 - 1/2 del lato minore della sezione trasversale per CDB;
 - 175 mm (per CD"B");
 - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali che collegano (per CD"B")
- li devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a:

$$\frac{A_{st}}{s} = 0.08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$$

Nel caso specifico risulta:

- Le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione
Nella quale n_{st} e A_{st} sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale, i è l'interasse, e b_j è la larghezza utile del nodo determinata come segue:
 - se la trave ha una larghezza b_w superiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_w e $b_c + h_c/2$, essendo h_c la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
 - se la trave ha una larghezza b_w inferiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_c e $b_w + h_c/2$.

Devono inoltre essere rispettati i limiti riportati al punto 4.1.6.1.2 delle NTC2018:

- Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a :

$$A_{s,min} = (0.10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}})$$

e comunque non minore di 0.003 A_c ;

dove:

N_{Ed} rappresenta lo sforzo di compressione assiale di calcolo;

A_c è l'area di calcestruzzo;

f_{yd} è il valore della resistenza di calcolo dell'armatura.

Nel caso in esame risulta:

Dati Geometrici

Pilastro:	Base	b=	30,0cm
	Altezza sez.	h=	60,0cm
	Copriferro	c=	3,0cm
	Altezza pil.	hp=	400,0cm
	Altezza libera	hl=	400,0cm

OK

Lim. Geom. 7.4.6.1.2	
b≥	25cm

Dati di armatura

Tipo CLS	C32/40	(min C20/25)	D.M.(7.4.2.1)	$R_{ck} = 40$ N/mm ²
Tipo Acciaio	B450C	(B450C)	D.M.(7.4.2.2)	

fck=	33,2	fcd=	18,81	D.M.(4.1.2.1.1.1)	fctm=	3,10	D.M.(11.2.10.2)
fyk=	450	fyd=	391,30	D.M.(4.1.2.1.1.3)			

Diametro armatura long.	20	$\geq \phi 12$	
Diametro staffe	8	$\geq \phi 6$	OK $\geq (1/4)\phi$ long

Armatura longitudinale

n°ferri "b"	n°ferri "h"	n°ferri_tot =	8
4	8	As+A's=	20,61cm ²
<i>tot sui due lati</i>	<i>tot sui due lati</i>		

Limitazioni Armatura longitudinale 7.4.6.2.2

ρ	Arm. min.	Arm. max.	limitazioni	
1,15%	18,0cm ²	72,00cm ²	$1\% \leq \rho \leq 4\%$	OK

Limitazioni Armatura longitudinale 4.1.6.1.2

Arm. min.	Arm. max.	
5,4	72	OK

Inter. Ferri "b"	24,0cm	OK	≤ 25	OK	$\leq 12 * \phi$ long. 24
Inter. Ferri "h"	18,0cm	OK	≤ 25	OK	$\leq 12 * \phi$ long. 24

Si riscontra, pertanto, che l'armatura dei pilastri rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

8.8 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (SLO)

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi d'interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti d'interpiano ottenuti dall'analisi in presenza di dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori a:

$$d_r \leq 0,01h$$

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.

Considerando h altezza d'interpiano che vale 4,00 m si ottiene che deve essere:

$$d_r < 0,04 \text{ m.}$$

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 SLD siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

$$U1 = d_r = 0,0069 \text{ m} < 2 \cdot 0,01 \cdot h / 3 = 0,04 \cdot 2 / 3 = 0,0266 \text{ m.}$$

Si riporta di seguito la tabella degli spostamenti calcolati in testa ai pilastri nella combinazione più gravosa SLD_Uy.

N1	N2	h <m>	δ <cm>	δ/h	CC
1	4	4.40	0.69	1.56	9
9	10	4.40	0.60	1.36	9
17	18	4.40	0.52	1.19	9
132	133	4.40	0.48	1.09	21
859	142	4.40	0.50	1.14	21

N1	N2	h <m>	δ <cm>	δ/h	CC
2	3	4.40	0.69	1.57	9
12	11	4.40	0.60	1.37	9
20	19	4.40	0.53	1.20	9
858	134	4.40	0.48	1.09	21
310	309	4.40	0.46	1.04	9

N1	N2	h <m>	δ <cm>	δ/h	CC
5	6	4.40	0.64	1.46	9
13	14	4.40	0.57	1.29	9
124	123	4.40	0.45	1.03	9
136	137	4.40	0.50	1.13	21

N1	N2	h <m>	δ <cm>	δ/h	CC
7	8	4.40	0.64	1.46	9
16	15	4.40	0.57	1.29	9
131	129	4.40	0.47	1.07	9
139	141	4.40	0.47	1.06	9

Come si vede in tabella lo spostamento massimo 0.0069 m è inferiore di quello ammissibile

9 FONDAZIONI

Le fondazioni dell'edificio sono di tipo diretto, costituite da una platea in c.a. di spessore 40 cm. 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.

9.1 PLATEA DI FONDAZIONE

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 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:

- In condizioni sismiche utilizzando le sollecitazioni ottenute amplificando i valori nelle SLV mediante il coefficiente 1,1. (combinazione di carico 1,1 x SLV) ed utilizzando le sollecitazioni ottenute amplificando i valori nelle SLD mediante il coefficiente 1,1 (combinazione di carico 1,1 x SLD), secondo quanto prescritto nel paragrafo 7.2.5 delle NTC 2008.
- 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.

Seguono tabelle delle sollecitazioni ottenute per la platea di fondazione nelle combinazioni statiche sismiche e agli stati limite.

CC	TCC	Nodi	sxx <kN/mq>	szz <kN/mq>	txz <kN/mq>	Mxx <kNm/m>	Mzz <kNm/m>	Mxz <kNm/m>	tzy <kN/mq>	txy <kN/mq>
17	SLU	733	0.000	0.000	0.000	-7.083	-73.578	0.934	10.564	-1.583
17	SLU	731	0.000	0.000	0.000	-7.083	-73.578	0.934	10.564	-1.583
17	SLU	740	0.000	0.000	0.000	-7.083	-73.578	0.934	10.564	-1.583
17	SLU	737	0.000	0.000	0.000	-7.083	-73.578	0.934	10.564	-1.583
18	SLU	733	0.000	0.000	0.000	-6.837	-71.147	0.897	10.275	-1.529
18	SLU	731	0.000	0.000	0.000	-6.837	-71.147	0.897	10.275	-1.529
18	SLU	740	0.000	0.000	0.000	-6.837	-71.147	0.897	10.275	-1.529
18	SLU	737	0.000	0.000	0.000	-6.837	-71.147	0.897	10.275	-1.529
24	SLU	733	0.000	0.000	0.000	-7.781	-72.400	0.952	9.023	-1.746
24	SLU	731	0.000	0.000	0.000	-7.781	-72.400	0.952	9.023	-1.746
24	SLU	740	0.000	0.000	0.000	-7.781	-72.400	0.952	9.023	-1.746
24	SLU	737	0.000	0.000	0.000	-7.781	-72.400	0.952	9.023	-1.746
25	SLU	733	0.000	0.000	0.000	-7.536	-69.969	0.915	8.733	-1.692
25	SLU	731	0.000	0.000	0.000	-7.536	-69.969	0.915	8.733	-1.692
25	SLU	740	0.000	0.000	0.000	-7.536	-69.969	0.915	8.733	-1.692
25	SLU	737	0.000	0.000	0.000	-7.536	-69.969	0.915	8.733	-1.692
26	SLU	733	0.000	0.000	0.000	-7.502	-72.871	0.945	9.639	-1.681
26	SLU	731	0.000	0.000	0.000	-7.502	-72.871	0.945	9.639	-1.681
26	SLU	740	0.000	0.000	0.000	-7.502	-72.871	0.945	9.639	-1.681
26	SLU	737	0.000	0.000	0.000	-7.502	-72.871	0.945	9.639	-1.681
27	SLU	733	0.000	0.000	0.000	-7.256	-70.440	0.908	9.350	-1.627

27	SLU	731	0.000	0.000	0.000	-7.256	-70.440	0.908	9.350	-1.627
27	SLU	740	0.000	0.000	0.000	-7.256	-70.440	0.908	9.350	-1.627
27	SLU	737	0.000	0.000	0.000	-7.256	-70.440	0.908	9.350	-1.627
37	SLU	733	0.000	0.000	0.000	-6.970	-73.368	0.994	23.272	-1.970
37	SLU	731	0.000	0.000	0.000	-6.970	-73.368	0.994	23.272	-1.970
37	SLU	740	0.000	0.000	0.000	-6.970	-73.368	0.994	23.272	-1.970
37	SLU	737	0.000	0.000	0.000	-6.970	-73.368	0.994	23.272	-1.970
38	SLU	733	0.000	0.000	0.000	-6.724	-70.937	0.958	22.982	-1.917
38	SLU	731	0.000	0.000	0.000	-6.724	-70.937	0.958	22.982	-1.917
38	SLU	740	0.000	0.000	0.000	-6.724	-70.937	0.958	22.982	-1.917
38	SLU	737	0.000	0.000	0.000	-6.724	-70.937	0.958	22.982	-1.917
39	SLU	733	0.000	0.000	0.000	-7.015	-73.452	0.970	18.189	-1.815
39	SLU	731	0.000	0.000	0.000	-7.015	-73.452	0.970	18.189	-1.815
39	SLU	740	0.000	0.000	0.000	-7.015	-73.452	0.970	18.189	-1.815
39	SLU	737	0.000	0.000	0.000	-7.015	-73.452	0.970	18.189	-1.815
40	SLU	733	0.000	0.000	0.000	-6.769	-71.021	0.933	17.899	-1.762
40	SLU	731	0.000	0.000	0.000	-6.769	-71.021	0.933	17.899	-1.762
40	SLU	740	0.000	0.000	0.000	-6.769	-71.021	0.933	17.899	-1.762
40	SLU	737	0.000	0.000	0.000	-6.769	-71.021	0.933	17.899	-1.762

CC	TCC	Nodi	sxx <kN/mq>	szz <kN/mq>	txz <kN/mq>	Mxx <kNm/m>	Mzz <kNm/m>	Mxz <kNm/m>	tzy <kN/mq>	txy <kN/mq>
19	SLE R	733	0.000	0.000	0.000	-4.996	-51.983	0.673	7.479	-1.126
19	SLE R	731	0.000	0.000	0.000	-4.996	-51.983	0.673	7.479	-1.126
19	SLE R	740	0.000	0.000	0.000	-4.996	-51.983	0.673	7.479	-1.126
19	SLE R	737	0.000	0.000	0.000	-4.996	-51.983	0.673	7.479	-1.126
20	SLE R	733	0.000	0.000	0.000	-4.833	-50.362	0.649	7.286	-1.090
20	SLE R	731	0.000	0.000	0.000	-4.833	-50.362	0.649	7.286	-1.090
20	SLE R	740	0.000	0.000	0.000	-4.833	-50.362	0.649	7.286	-1.090
20	SLE R	737	0.000	0.000	0.000	-4.833	-50.362	0.649	7.286	-1.090
28	SLE R	733	0.000	0.000	0.000	-5.462	-51.197	0.685	6.451	-1.234
28	SLE R	731	0.000	0.000	0.000	-5.462	-51.197	0.685	6.451	-1.234
28	SLE R	740	0.000	0.000	0.000	-5.462	-51.197	0.685	6.451	-1.234
28	SLE R	737	0.000	0.000	0.000	-5.462	-51.197	0.685	6.451	-1.234
29	SLE R	733	0.000	0.000	0.000	-5.298	-49.577	0.661	6.258	-1.199
29	SLE R	731	0.000	0.000	0.000	-5.298	-49.577	0.661	6.258	-1.199
29	SLE R	740	0.000	0.000	0.000	-5.298	-49.577	0.661	6.258	-1.199
29	SLE R	737	0.000	0.000	0.000	-5.298	-49.577	0.661	6.258	-1.199
30	SLE R	733	0.000	0.000	0.000	-5.276	-51.511	0.680	6.862	-1.191
30	SLE R	731	0.000	0.000	0.000	-5.276	-51.511	0.680	6.862	-1.191
30	SLE R	740	0.000	0.000	0.000	-5.276	-51.511	0.680	6.862	-1.191
30	SLE R	737	0.000	0.000	0.000	-5.276	-51.511	0.680	6.862	-1.191
31	SLE R	733	0.000	0.000	0.000	-5.112	-49.891	0.656	6.669	-1.155
31	SLE R	731	0.000	0.000	0.000	-5.112	-49.891	0.656	6.669	-1.155

31	SLE R	740	0.000	0.000	0.000	-5.112	-49.891	0.656	6.669	-1.155
31	SLE R	737	0.000	0.000	0.000	-5.112	-49.891	0.656	6.669	-1.155
41	SLE R	733	0.000	0.000	0.000	-4.921	-51.842	0.713	15.951	-1.384
41	SLE R	731	0.000	0.000	0.000	-4.921	-51.842	0.713	15.951	-1.384
41	SLE R	740	0.000	0.000	0.000	-4.921	-51.842	0.713	15.951	-1.384
41	SLE R	737	0.000	0.000	0.000	-4.921	-51.842	0.713	15.951	-1.384
42	SLE R	733	0.000	0.000	0.000	-4.757	-50.222	0.689	15.758	-1.348
42	SLE R	731	0.000	0.000	0.000	-4.757	-50.222	0.689	15.758	-1.348
42	SLE R	740	0.000	0.000	0.000	-4.757	-50.222	0.689	15.758	-1.348
42	SLE R	737	0.000	0.000	0.000	-4.757	-50.222	0.689	15.758	-1.348
43	SLE R	733	0.000	0.000	0.000	-4.951	-51.898	0.697	12.562	-1.280
43	SLE R	731	0.000	0.000	0.000	-4.951	-51.898	0.697	12.562	-1.280
43	SLE R	740	0.000	0.000	0.000	-4.951	-51.898	0.697	12.562	-1.280
43	SLE R	737	0.000	0.000	0.000	-4.951	-51.898	0.697	12.562	-1.280
44	SLE R	733	0.000	0.000	0.000	-4.787	-50.278	0.673	12.369	-1.245
44	SLE R	731	0.000	0.000	0.000	-4.787	-50.278	0.673	12.369	-1.245
44	SLE R	740	0.000	0.000	0.000	-4.787	-50.278	0.673	12.369	-1.245
44	SLE R	737	0.000	0.000	0.000	-4.787	-50.278	0.673	12.369	-1.245

CC	TCC	Nodi	sxx <kN/mq>	szz <kN/mq>	txz <kN/mq>	Mxx <kNm/m>	Mzz <kNm/m>	Mxz <kNm/m>	tzy <kN/mq>	txy <kN/mq>
21	SLE F	733	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
21	SLE F	731	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
21	SLE F	740	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
21	SLE F	737	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
22	SLE F	733	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
22	SLE F	731	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
22	SLE F	740	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
22	SLE F	737	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
32	SLE F	733	0.000	0.000	0.000	-4.181	-42.841	0.540	6.203	-0.950
32	SLE F	731	0.000	0.000	0.000	-4.181	-42.841	0.540	6.203	-0.950
32	SLE F	740	0.000	0.000	0.000	-4.181	-42.841	0.540	6.203	-0.950
32	SLE F	737	0.000	0.000	0.000	-4.181	-42.841	0.540	6.203	-0.950
33	SLE F	733	0.000	0.000	0.000	-4.181	-42.841	0.540	6.203	-0.950
33	SLE F	731	0.000	0.000	0.000	-4.181	-42.841	0.540	6.203	-0.950
33	SLE F	740	0.000	0.000	0.000	-4.181	-42.841	0.540	6.203	-0.950
33	SLE F	737	0.000	0.000	0.000	-4.181	-42.841	0.540	6.203	-0.950
34	SLE F	733	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
34	SLE F	731	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
34	SLE F	740	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
34	SLE F	737	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
35	SLE F	733	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
35	SLE F	731	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
35	SLE F	740	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928

35	SLE F	737	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
45	SLE F	733	0.000	0.000	0.000	-4.073	-42.970	0.546	8.103	-0.980
45	SLE F	731	0.000	0.000	0.000	-4.073	-42.970	0.546	8.103	-0.980
45	SLE F	740	0.000	0.000	0.000	-4.073	-42.970	0.546	8.103	-0.980
45	SLE F	737	0.000	0.000	0.000	-4.073	-42.970	0.546	8.103	-0.980
46	SLE F	733	0.000	0.000	0.000	-4.073	-42.970	0.546	8.103	-0.980
46	SLE F	731	0.000	0.000	0.000	-4.073	-42.970	0.546	8.103	-0.980
46	SLE F	740	0.000	0.000	0.000	-4.073	-42.970	0.546	8.103	-0.980
46	SLE F	737	0.000	0.000	0.000	-4.073	-42.970	0.546	8.103	-0.980
47	SLE F	733	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
47	SLE F	731	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
47	SLE F	740	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
47	SLE F	737	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
48	SLE F	733	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
48	SLE F	731	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
48	SLE F	740	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928
48	SLE F	737	0.000	0.000	0.000	-4.088	-42.998	0.538	6.409	-0.928

CC	TCC	Nodi	sxx <kN/mq>	szz <kN/mq>	txz <kN/mq>	Mxx <kNm/m>	Mzz <kNm/m>	Mxz <kNm/m>	tzy <kN/mq>	txy <kN/mq>
23	SLE Q	733	0.000	0.000	0.000	-3.902	-41.157	0.510	6.189	-0.888
23	SLE Q	731	0.000	0.000	0.000	-3.902	-41.157	0.510	6.189	-0.888
23	SLE Q	740	0.000	0.000	0.000	-3.902	-41.157	0.510	6.189	-0.888
23	SLE Q	737	0.000	0.000	0.000	-3.902	-41.157	0.510	6.189	-0.888
36	SLE Q	733	0.000	0.000	0.000	-3.902	-41.157	0.510	6.189	-0.888
36	SLE Q	731	0.000	0.000	0.000	-3.902	-41.157	0.510	6.189	-0.888
36	SLE Q	740	0.000	0.000	0.000	-3.902	-41.157	0.510	6.189	-0.888
36	SLE Q	737	0.000	0.000	0.000	-3.902	-41.157	0.510	6.189	-0.888
49	SLE Q	733	0.000	0.000	0.000	-3.902	-41.157	0.510	6.189	-0.888
49	SLE Q	731	0.000	0.000	0.000	-3.902	-41.157	0.510	6.189	-0.888
49	SLE Q	740	0.000	0.000	0.000	-3.902	-41.157	0.510	6.189	-0.888
49	SLE Q	737	0.000	0.000	0.000	-3.902	-41.157	0.510	6.189	-0.888

9.1.1 Verifica a flessione

Come prescritto dalle NTC2018 nel paragrafo 7.2.5, poiché le sollecitazioni di calcolo più gravose si rilevano in corrispondenza della combinazione sismica SLV, andranno amplificate del fattore 1,1 per CDB.

Le verifiche a flessione e pressoflessione allo SLU ed agli SLE (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4) sono state condotte con il supporto di un postprocessore considerando le sollecitazioni riportate nel prospetto precedente.

La sezione viene armata con:

- Φ 12/20 superiori e inferiori

Armatura platea a quota 0.00

Simbologia

Nodo	= Numero del nodo
X	= Coordinata X del nodo
Y	= Coordinata Y del nodo
DV	= Direzione di verifica
	XX = Verifica per momento Mxx
	YY = Verifica per momento Myy
CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	= Tipo di combinazione di carico
	SLU = Stato limite ultimo
	SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
	SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
	SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
	SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
	SLD = Stato limite di danno
	SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
	SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
	SLO = Stato limite di operatività
	SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
	SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
s _{rm}	= Distanza media tra le fessure
Φ	= Diametro della barra
A _s	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
A _{c eff}	= Area di calcestruzzo efficace
σ _s	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
σ _{sz}	= Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
ε _{sm}	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	= Apertura delle fessure
AfE S	= Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
AfE I	= Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
M'ydy	= Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Y
MRdy	= Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
Sic.	= Sicurezza a rottura
Vsdu	= Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Vrdu	= Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
Mom	= Momento flettente
σ _c	= Tensione nel calcestruzzo
σ _f	= Tensione nel ferro
Spess.	= Spessore
Cf sup	= Copriferro superiore
Cf inf	= Copriferro inferiore
Cls	= Tipo di calcestruzzo
Fck	= Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk	= Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd	= Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd	= Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Tp	= Tipo di acciaio
Fyk	= Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd	= Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Spess. <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cmq>	Fctk <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>
40.00	3.00	3.00	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
281	21.31	6.20	XX	17	SLU	5.65	5.65	5181.71	8163.19	1.575
31	1.94	-0.20	XX	37	SLU	5.65	5.65	-4847.01	-8163.19	1.684
655	10.20	2.28	YY	37	SLU	5.65	5.65	-7815.47	-8163.19	1.044
440	-0.10	5.70	YY	38	SLU	5.65	5.65	7047.27	8163.19	1.158

Stato limite elastico - Verifiche a flessione/pressoflessione

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	My <daNm>	M'ydy <daNm>	Sic.
281	21.31	6.20	XX	9	SLV(E)	5.65	5.65	4137.31	7683.86	1.857
31	1.94	-0.20	XX	5	SLV(E)	5.65	5.65	-3544.63	-7683.86	2.168
655	10.20	2.28	YY	5	SLV(E)	5.65	5.65	-4866.67	-7683.86	1.579
440	-0.10	5.70	YY	5	SLV(E)	5.65	5.65	7850.96	7883.86	1.009

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	Mom <daNm>	σ_c <daN/cmq>	σ_f <daN/cmq>
31	1.94	-0.20	XX	41	SLE R	5.65	5.65	-3423.59	25.81	1746.32
228	2.15	0.00	XX	23	SLE Q	5.65	5.65	-2296.85	17.32	1171.59
281	21.31	6.20	XX	19	SLE R	5.65	5.65	3696.21	27.86	1885.38
281	21.31	6.20	XX	23	SLE Q	5.65	5.65	2614.62	19.71	1333.68
655	10.20	2.28	YY	41	SLE R	5.65	5.65	-5499.87	41.46	2805.40
732	10.91	3.04	YY	23	SLE Q	5.65	5.65	-4207.75	31.72	2146.31
440	-0.10	5.70	YY	42	SLE R	5.65	5.65	4773.18	35.98	2434.73
2	0.00	6.00	YY	23	SLE Q	5.65	5.65	801.27	6.04	408.72

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	c <mm>	s <mm>	K3	s_{rm} <mm>	Φ	A_s <cmq>	$A_{c\ off}$ <cmq>	σ_s <daN/cmq>	σ_{sr} <daN/cmq>	ϵ_{sm}	Wk <mm>
228	2.15	0.00	XX	23	SLE Q	24.00	168.00	0.18	201.33	12.00	1.13	157.67	1171.59	5000.41	0.23	0.08
228	2.15	0.00	XX	45	SLE F	24.00	168.00	0.18	201.33	12.00	1.13	157.67	1275.62	5000.41	0.25	0.08
281	21.31	6.20	XX	23	SLE Q	24.00	168.00	0.18	201.33	12.00	1.13	157.67	1333.68	5000.41	0.26	0.09
281	21.31	6.20	XX	21	SLE F	24.00	168.00	0.18	201.33	12.00	1.13	157.67	1427.50	5000.41	0.28	0.09
732	10.91	3.04	YY	23	SLE Q	24.00	168.00	0.18	201.33	12.00	1.13	157.67	2146.31	5000.41	0.42	0.14
732	10.91	3.04	YY	45	SLE F	24.00	168.00	0.18	201.33	12.00	1.13	157.67	2253.24	5000.41	0.44	0.15
2	0.00	6.00	YY	23	SLE Q	24.00	168.00	0.18	201.33	12.00	1.13	157.67	408.72	5000.41	0.08	0.03
440	-0.10	5.70	YY	45	SLE F	24.00	168.00	0.18	201.33	12.00	1.13	157.67	805.09	5000.41	0.16	0.05

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione con combinazione rara

Le verifiche sono condotte in ottemperanza a quanto prescritto dal Manuale di Progettazione delle Opere Civili - RFIDTCSIPSMIAIFS001C al §2.5.1.8.3.2.4

VERIFICA A SLE FESSURAZIONE, TENSIONI DI ESERCIZIO - RARA			
B	100 cm	Mmax	54,99 KNm
H	40 cm	Rck	30
c	4 cm	fck	24,9
d	36 cm	1,2xfctm	3,13 N/mm ²
nbarre	10	fsd	374 N/mm ²
dmedio	1,20 cm	fyk	430 N/mm ²
c'	3,40 cm		
deff1	12,4 cm		
deff2	15,63 cm		
deff	12,4 cm		
determinazione ϵ_{sm}			
β_1	1	c	3,4 cm
β_2	0,5	s	10,22 cm
E_s	206000 N/mm ²	k2	0,4
$\epsilon_{sm} =$	0,040%	k3	0,125
$s_{rm} =$	15,422849	ϕ	1,2 cm
		n	10
		As	11,30973 cm ²
		b	100 cm
		Ac,eff	1240,00 cm ²
		ρ_r	0,009121
determinazione w_k			
$w_k =$	0,105 mm	$w_{lim} =$	0,3 mm OK

9.1.2 Verifica a taglio

Si procede alla verifica di resistenza considerando il massimo valore del taglio massimo:

$$V_{Ed} = 1,1 V_{sis} = 157.08 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{slu} = 157.08 \text{ kN}$$

Stato limite ultimo - Verifica a taglio del calcestruzzo

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
138	5.33	-0.20	XX	37	SLU	5.65	5.65	15708.90	15954.10
121	0.00	5.70	YY	37	SLU	5.65	5.65	13179.30	15954.10

9.2 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

Si riportano qui di seguito si riportano le reazioni delle molle alla Winkler ottenute dal modello di calcolo, nelle combinazioni SLV, SLU e SLD (per le verifiche a breve termine) in quanto trattandosi di terreno incoerente la verifica di capacità portante sarà condotta solo in termini di tensioni efficaci, falda a piano campagna e angolo d'attrito interno pari a 28° in favore di sicurezza.

Si utilizza l'approccio 2 (A1+M1+R3)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Il carico massimo si ottiene dalla massimo sforzo assiale calcolato alla base dei pilastri, riportato al capitolo 8.6 ed è pari a 2.032,5 kN ottenuto in combinazione sismica.

Di seguito le verifiche condotte.

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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

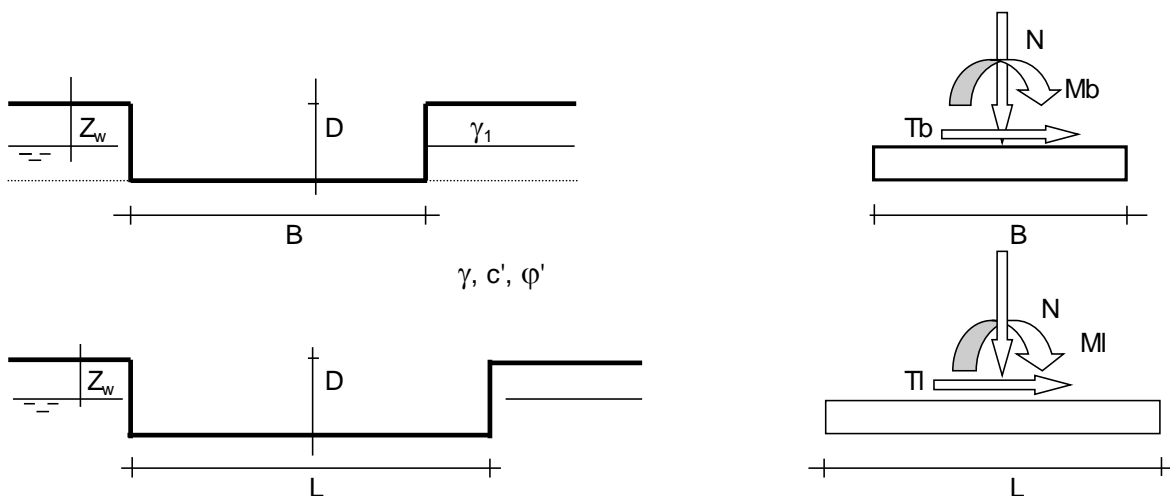
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

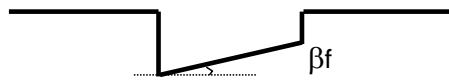
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30
Tensioni Ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista	●	1,00	1,00	1,25	1,25	2,30	1,00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 6,40 (m)
L = 35,95 (m)
D = 0,40 (m)



$$\beta_f = 0,00 \text{ (}^\circ\text{)}$$



$$\beta_p = 0,00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	2032,50	0,00	2032,50
Mb [kNm]	0,00	0,00	0,00
Ml [kNm]	0,00	0,00	0,00
Tb [kN]	520,30	0,00	520,30
Tl [kN]	520,30	0,00	520,30
H [kN]	735,82	0,00	735,82

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19,00 \text{ (kN/mc)}$$

$$\gamma = 19,00 \text{ (kN/mc)}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 7,50 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 25,00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Valori di progetto

$$c' = 6,00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 20,46 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 10,00 \text{ (m)}$$

$$e_B = 0,00 \text{ (m)}$$

$$e_L = 0,00 \text{ (m)}$$

$$B^* = 6,40 \text{ (m)}$$

$$L^* = 35,95 \text{ (m)}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 7,60 \text{ (kN/mq)}$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19,00 \text{ (kN/mc)}$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi' \cdot c'/\gamma)}$$

$$N_q = 6,70$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 15,27$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 5,74$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,08$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan(\varphi') / L$$

$$s_q = 1,07$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0,93$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1,85 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 45,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1,15 \quad m = 1,50 \quad (-)$$

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

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^m$$

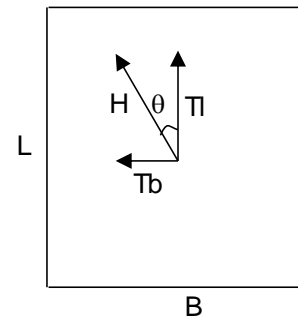
$$i_q = 0,81$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0,78$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0,71$$



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 $D/B > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan(\varphi') (1 - \sin(\varphi'))^2) \cdot \arctan(D / B)$

$$d_q = 1,02$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan(\varphi'))$$

$$d_c = 1,02$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 354,06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 8,83 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 153,94 \geq q = 8,83 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO**Carico agente**

$$H_d = 735,82 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 2138,70 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 2138,7 \geq H_d = 735,82 \quad (\text{kN})$$



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

FA02A - Relazione di calcolo strutturale

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78	FA02A0 001	A	95 DI 95

10 CONCLUSIONI

Con la presente relazione si è proceduto al progetto e alla verifica del “Fabbricato PGEP - FA02A” da prevedere nell’ambito delle opere del piazzale di emergenza all’imbocco della Galleria Miglionico (Lato Ferrandina), allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio.