

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O.INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI

RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA

FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

I	F	1	W	0	0	D	2	9	C	L	F	A	0	3	A	0	0	0	1	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G. Usai <i>[Signature]</i>	09.2018	P. Di Nucci <i>[Signature]</i>	09.2018	D. Aprea <i>[Signature]</i>	09.2018	<i>[Signature]</i>	09.2018

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
 n° 16392 del 1/1/18
 Fabbricato Centro
 Direzione Tecnica
 Infrastrutture Centro
 ITALFERR S.p.A.

File: IF1W00D11CLFA03A0001A.doc

n. Elab.: 287_1

INDICE

1	PREMESSA	6
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI	9
3.2	DOCUMENTI CORRELATI	9
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
4.1	CEMENTO ARMATO.....	10
4.1.1	<i>Calcestruzzo</i>	<i>10</i>
4.1.2	<i>Acciaio d'armatura in barre tonde ad aderenza migliorata</i>	<i>11</i>
4.1.3	<i>Copriferro.....</i>	<i>12</i>
4.2	PANNELLI DI TAMPONATURA	13
5	TERRENO DI FONDAZIONE.....	14
6	ANALISI DEI CARICHI	18
6.1	PESO PROPRIO STRUTTURE.....	19
6.1.1	<i>Struttura principale in c.a.</i>	<i>19</i>
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	20
6.3	SOVRACCARICHI VARIABILI.....	20
6.4	DEPRESSIONE INTERNA.....	21
6.5	AZIONE DELLA NEVE	21
6.6	AZIONE DEL VENTO	22
6.7	VARIAZIONI TERMICHE.....	27
6.8	EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI	27
6.9	AZIONE SISMICA	28
7	MODELLO STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO	33

7.1	CONSIDERAZIONI GENERALI SUL MODELLO DI CALCOLO	33
7.2	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	40
8	VERIFICHE STRUTTURALI	43
8.1	CRITERI DI VERIFICA	43
8.1.1	<i>Verifica agli SLU-SLV</i>	43
8.1.2	<i>Verifica limitazioni armatura</i>	48
8.1.3	<i>Verifica di instabilità per elementi snelli (Pilastrini)</i>	51
8.1.4	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE</i>	52
8.2	SOLAIO DI COPERTURA	53
8.3	TRAVI SECONDARIE (70x75)	54
8.3.1	<i>Sollecitazioni</i>	54
8.3.2	<i>Materiali</i>	58
8.3.3	<i>Geometrie</i>	59
8.3.4	<i>Verifiche a pressoflessione deviata</i>	60
8.3.5	<i>Verifica a taglio</i>	61
8.3.6	<i>Verifica a torsione</i>	63
8.3.7	<i>Verifica limitazioni armatura</i>	64
8.3.8	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE</i>	65
8.4	TRAVI PRINCIPALI (70x75)	67
8.4.1	<i>Sollecitazioni</i>	67
8.4.2	<i>Materiali</i>	71
8.4.3	<i>Geometrie</i>	72
8.4.4	<i>Verifiche a pressoflessione deviata</i>	72
8.4.5	<i>Verifica a taglio</i>	74
8.4.6	<i>Verifica a torsione</i>	76
8.4.7	<i>Verifica limitazioni armatura</i>	76

8.4.8	Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE.....	77
8.5	TRAVI PRINCIPALI 30X125.....	80
8.5.1	Sollecitazioni.....	80
8.5.2	Materiali.....	82
8.5.3	Geometrie.....	83
8.5.4	Verifiche a pressoflessione deviata.....	84
8.5.5	Verifica a taglio.....	85
8.5.6	Verifica a torsione.....	87
8.5.7	Verifica limitazioni armatura.....	87
8.5.8	Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE.....	88
8.6	PILASTRI (70X70).....	90
8.6.1	Sollecitazioni.....	90
8.6.2	Materiali.....	95
8.6.3	Geometrie.....	96
8.6.4	Verifiche a pressoflessione deviata.....	97
8.6.5	Verifiche a taglio.....	98
8.6.6	Verifiche a torsione.....	99
8.6.7	Verifiche limitazione armatura.....	99
8.6.8	Verifiche di instabilità per elementi snelli.....	99
8.6.9	Verifiche agli stati limite di esercizio -SLE.....	100
8.7	SETTI (30X140).....	103
8.7.1	Sollecitazioni.....	103
8.7.2	Materiali.....	108
8.7.3	Geometrie.....	109
8.7.4	erifiche a pressoflessione deviata.....	110
8.7.5	Verifiche a taglio.....	111

8.7.6	Verifiche a torsione	113
8.7.7	Verifiche limiti di armatura.....	113
8.7.8	Verifiche di instabilità per elementi snelli.....	113
8.7.9	Verifiche agli stati limite di esercizio -SLE.....	114
8.8	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (SLO)	115
8.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E DEGLI IMPIANTI.....	117
9	VERIFICA DELLE FONDAZIONI.....	118
9.1	CRITERI DI VERIFICA.....	118
9.2	TRAVI DI FONDAZIONE.....	118
9.2.1	Verifiche strutturali	118
9.2.2	Verifiche geotecniche	130

1 PREMESSA

Allo scopo di ospitare le tecnologie di linea della Tratta Bovino - Orsara verranno realizzati i fabbricati riportati nella seguente tabella.

WBS	km	Descrizione	Locali	B (m)	L (m)
FA01A	30+850.0	PGEP Bovino	GE – MT - BT – TLC – Gest. Emerg.	22,90	7,00
FA01B	30+850.0	Vasca Antincendio di Bovino	Vasca	10,60	7,00
FA02B	40+950.0	Vasca Antincendio di Bovino	Vasca	10,60	7,00
FA01C	30+850.0	Fabbricato ENEL	Misure, Consegna MT, Utente	8,80	7,00
FA02C	40+000.0	Fabbricato ENEL	Misure, Consegna MT, Utente	8,80	7,00
FA01D	30+850.0	Vasca GE	Basamento	Var.	Var.
FA01E	30+850.0	PPT SIAP Bovino	G.E - SIAP -PPT – (libero)	17,20	7,00
FA02A	40+950.0	PGEP Orsara	GE – MT - BT – TLC – Gest. Emerg.	31,30	7,00
FA02D	40+950.0	PGEP Orsara	GE – UPS - DM	31,30	7,00
FA03A	40+950.0	Centrale Ventilazione	Locale ventilatori	18,30	26,70

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Lo scopo del presente documento è quello di calcolare e verificare le strutture in elevazione e in fondazione del fabbricato “centrale di ventilazione” denominato **FA03A al prog. 40+950.**

Si attribuisce una vita nominale $V_N = 75$ anni e la classe d’uso III con coefficiente d’uso $C_u=1.50$, in conformità ai seguenti riferimenti normativi:

- DM 17/01/2018 par. 2.4;
- Circ. 02/02/2009, n. 617 par. C2.4.1 e C2.4.2;
- Decreto 21/10/2003 P.C.M. Dipartimento della Prot. Civile (all.1);
- “Istruzione per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari” (rif. RFI-DTC-ICI-PO-SP-INF-001-A) par. 1.1.

Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell’azione sismica sarà quindi $V_R = C_u \times V_N = 112,5$ anni.

La struttura in pianta del fabbricato ha forma rettangolare avente le seguenti dimensioni 18.30 m x 26.70 m, comprensiva del rivestimento con pannellature prefabbricate.

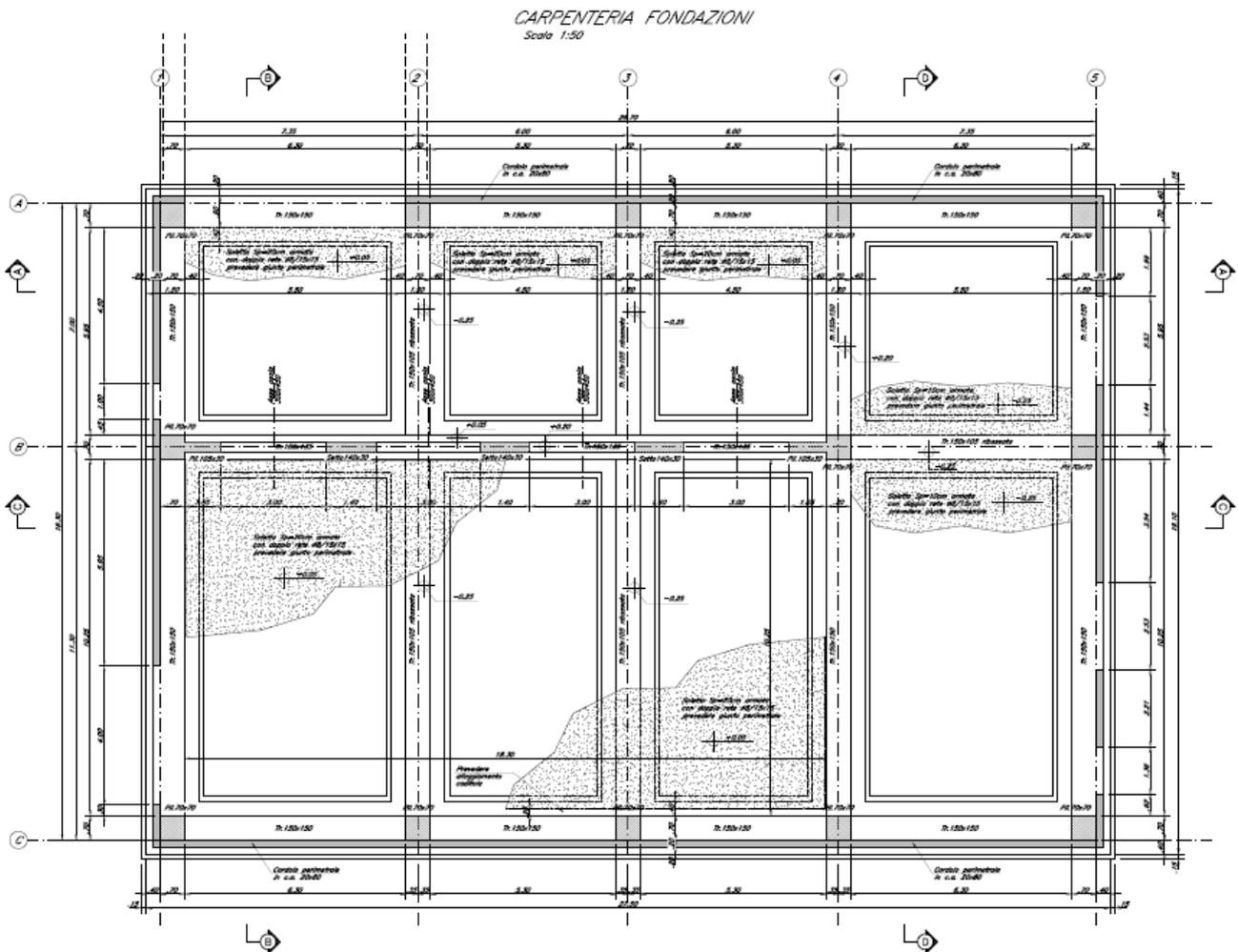
Il sistema strutturale è caratterizzato da un telaio spaziale monolivello avente copertura piana costituito da due campate in direzione trasversale di luce 10.95m e 6.65m rispettivamente e 4 campate in direzione longitudinale di luce 7.00 e 6.00m.

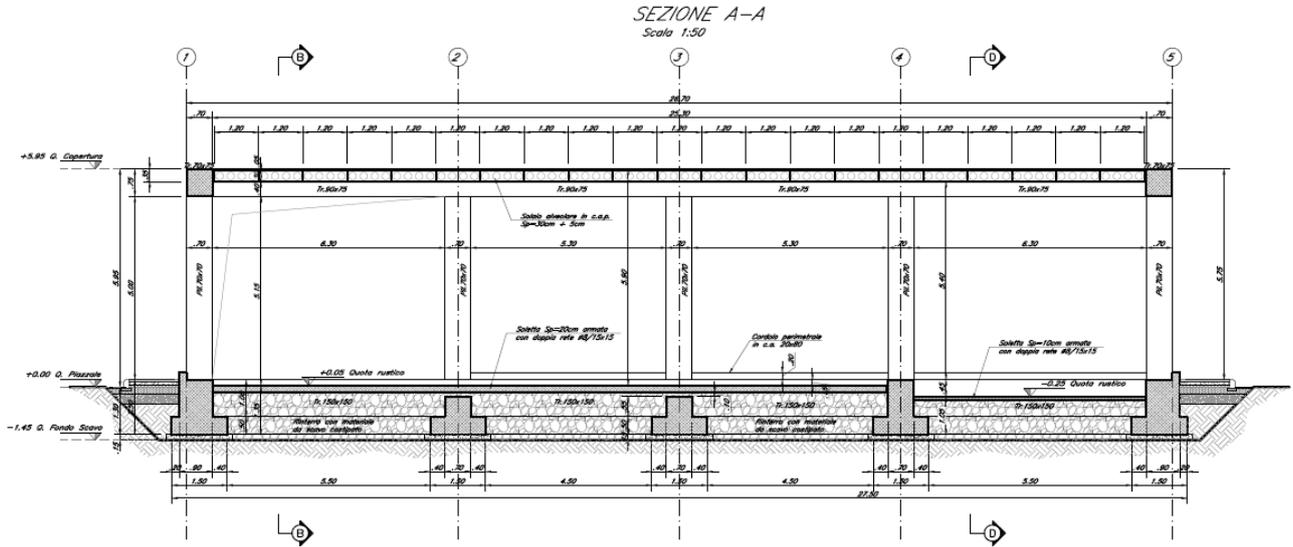
La struttura relativa alla parte in elevazione è costituita da travi e pilastri in cemento armato. Il solaio di copertura è del tipo alveolare prefabbricato in cemento armato. Lo spessore totale del solaio di copertura è di 35cm e comprende 5 cm di caldana superiore. Il solaio è ordito secondo la direzione trasversale.

I pilastri perimetrali hanno dimensione in pianta di 70x70 cm, le travi principali e secondarie perimetrali hanno dimensioni 70x75cm.

Il telaio rompitratta interno è costituito da un setto di spessore 30cm all'interno del quale sono ricavati fori 3.00x4.00m

Il sistema di fondazione è realizzato in opera mediante un graticcio di travi rovesce ordite sia in direzione trasversale che longitudinale. Il rivestimento esterno è ottenuto mediante pannelli di tamponamento prefabbricati.





 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA03A0 001	REV. A

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Documenti Referenziati

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

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

- Rif. [1] - Nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17-01-08 (NTC-2018);
- Rif. [2] - Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- Rif. [3] - Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Rif. [4] - UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici;
- Rif. [5] - UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità;
- Rif. [6] - UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno.
- Rif. [7] 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

3.2 Documenti Correlati

I documenti correlati sono:

- Rif. [8] IF1W00D11RGFA03A0001A FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione tecnico illustrativa
- Rif. [9] IF1W00D11BBFA03A0001A FA03A - Fabbricato Ventilazione - Carpenteria fondazioni
- Rif. [10] IF1W00D11BBFA03A0002A FA03A - Fabbricato Ventilazione - Carpenteria copertura
- Rif. [11] IF1W00D11BBFA03A0003A FA03A - Fabbricato Ventilazione - Sezioni di carpenteria
- Rif. [12] IF1W00D11PAFA03A0001A FA03A - Fabbricato Ventilazione - Piante architettoniche
- Rif. [13] IF1W00D11PAFA03A0002A FA03A - Fabbricato Ventilazione - Prospetti e sezioni architettoniche
- Rif. [14] Manuale RFI di progettazione delle opere civili

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	C28/35	C28/35	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)	35	35	30
f _{ck}	(N/mm ²)	28	28	25
f _{cm}	(N/mm ²)	36	36	33
α _{cc}	(-)	0,85	0,85	0,85
γ _c	(-)	1,5	1,5	1,5
f _{cd}	(N/mm ²)	15,87	15,87	14,17
f _{ctm}	(N/mm ²)	2,77	2,77	2,56
f _{ctk}	(N/mm ²)	1,94	1,94	1,79
f _{ctd}	(N/mm ²)	1,29	1,29	1,19
f _{cfm}	(N/mm ²)	3,32	3,32	3,07
f _{cfk}	(N/mm ²)	2,324	2,324	2,15
E _c	(N/mm ²)	32308	32308	31476

Dove:

R_{ck} = Resistenza cubica caratteristica a compressione

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

$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (N/mm}^2\text{)} = \text{Resistenza cilindrica media a compressione}$

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

$\gamma_c = 1.5$; 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%. $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \text{Resistenza di calcolo a compressione}$

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

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

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

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

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

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

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:

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

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

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

dove:

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

Modulo Elastico:

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

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo:

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

dove:

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

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

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

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

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 2.2.2009, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

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

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

	Ambiente	Copriferro minimo	Tolleranza di posa	Copriferro nominale
Struttura in elevazione	Ordinario	25	10	35

Lastre predalles	Ordinario	20	0	20
Fondazioni	Ordinario	25	10	35

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.

Prove sui materiali

La costruzione delle strutture dovrà essere eseguita nel rispetto delle specifiche d'istruzione tecnica FS 44/M - REV. A DEL 10/04/00.

4.2 Pannelli di tamponatura

Per quanto riguarda i pannelli di tamponatura, questi saranno prefabbricati in lastre di calcestruzzo armato alleggeriti con polistirene espanso e saranno connessi alla struttura principale mediante giunti che consentono uno spostamento orizzontale nel piano del pannello congruente con i limiti da normativa NTC18 al punto 7.3.6.1. I medesimi giunti dovranno altresì sopportare le azioni verticali e orizzontali fuori dal piano del pannello dovute al peso proprio, al vento e al sisma.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA03A0 001	REV. A

5 TERRENO DI FONDAZIONE

Per le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione si assumono le condizioni peggiori indicate nell'elaborato "IF1V02D11GEOC0000001_ Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto da pk 40+950 a pk 41+450".

La caratterizzazione del suolo da un punto di vista sismico è invece riportata nel doc. "IF1V02D11GEOC0000002_ Relazione sismica tratta allo scoperto da pk 40+950 a pk 41+450".

Il tracciato ricade prevalentemente in un'area di pianura alluvionale con depositi eterogenei e variabili sia tracciato ricade in un'area di depositi alluvionali terrazzati del fiume Cervaro costituiti da blocchi, ciottoli, ghiaia in matrice sabbiosa con locali intercalazioni di argille, argille-limose. Tali alluvioni ricoprono la formazione di substrato, costituita dai Calcari e dalle marne argillose del Faeto.

Sui versanti prospicienti il tracciato sono presenti coltri eluvio colluviali e di frana di natura essenzialmente coesiva con inclusi eterometrici, trovanti e blocchi litoidi.

Nei primi metri è presente un terreno di copertura (terreno vegetale e/o riporto) a matrice essenzialmente limo-argillosa.

In particolare, sono state individuate le seguenti unità litostratigrafiche:

- Terreno di copertura: riporto e terreno vegetale a matrice essenzialmente limo-argillosa;
- ALL1_A: argilla e argilla limosa;
- ALL3_G: ghiaia e ghiaia sabbiosa;
- FAE: Flysch di Faeto: calcareniti, calcilutiti e calcari marnosi di colore grigio biancastro.

La falda di progetto è stata considerata cautelativamente a quota +349.1 m slm.

La quota di imposta di fondazione del fabbricato è +356.55 m slm.

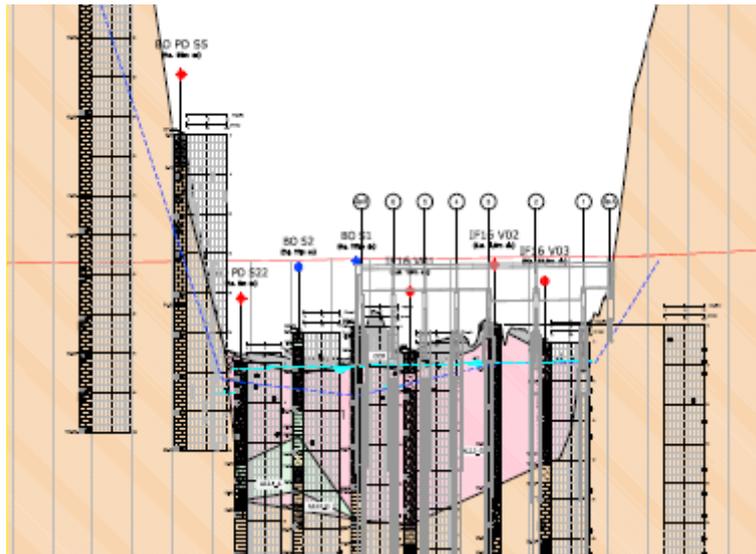
Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame e i relativi parametri geotecnici di calcolo tra pk 40+950 a pk 41+450

Sulla base delle indagini effettuate sono state individuate le seguenti unità geotecniche:

	Terreno di copertura	ALL1_A	ALL3_G	
γ [kN/m ³]	18.0	18.0	18.2÷20.3 [19.0]	
IP [%]	dati non disponibili	25	-	
c_u [kPa]	35÷70 [40]	100	-	
φ' [°]	22	24	36÷46 [36]	
c' [kPa]	2	10	0.0	
E_u/C_u	485	559	-	
E_0 [MPa]	40÷181 [72]	113÷931 [201]	$z \leq 10.0m$	128÷1441 [243]
			$z > 10.0m$	453÷1441 [548]
$E_{op,1}$ [MPa]	8÷36 [14]	22÷186 [40]	$z \leq 10.0m$	25÷288 [48]
			$z > 10.0m$	90÷288 [109]
$E_{op,2}$ [MPa]	4÷18 [7]	11÷93 [20]	$z \leq 10.0m$	12÷144 [24]
			$z > 10.0m$	45÷144 [54]
c_c [-]	dati non disponibili	dati non disponibili	-	
c_r [-]	dati non disponibili	dati non disponibili	-	
c_{ult}	dati non disponibili	$3.2 \cdot 10^3$	-	
c_v [m ² /s]	dati non disponibili	$1.4 \cdot 10^{-7}$	-	
e_0 [-]	dati non disponibili	0.86	0.40÷0.75 [0.45]	
OCR [-]	2÷10 [3]	2	-	
v^3 [-]	0.3	0.3	0.3	
k [m/s]	dati non disponibili	dati non disponibili	$7.2 \cdot 10^{-4} \div 2.3 \cdot 10^{-4}$ [$1.0 \cdot 10^{-4}$]	
Parametri dinamici	-	-	$\alpha=16.45$	
			$\beta=0.81$	
			$\lambda=-2.506$	
			$D_{max}=0.2278$	

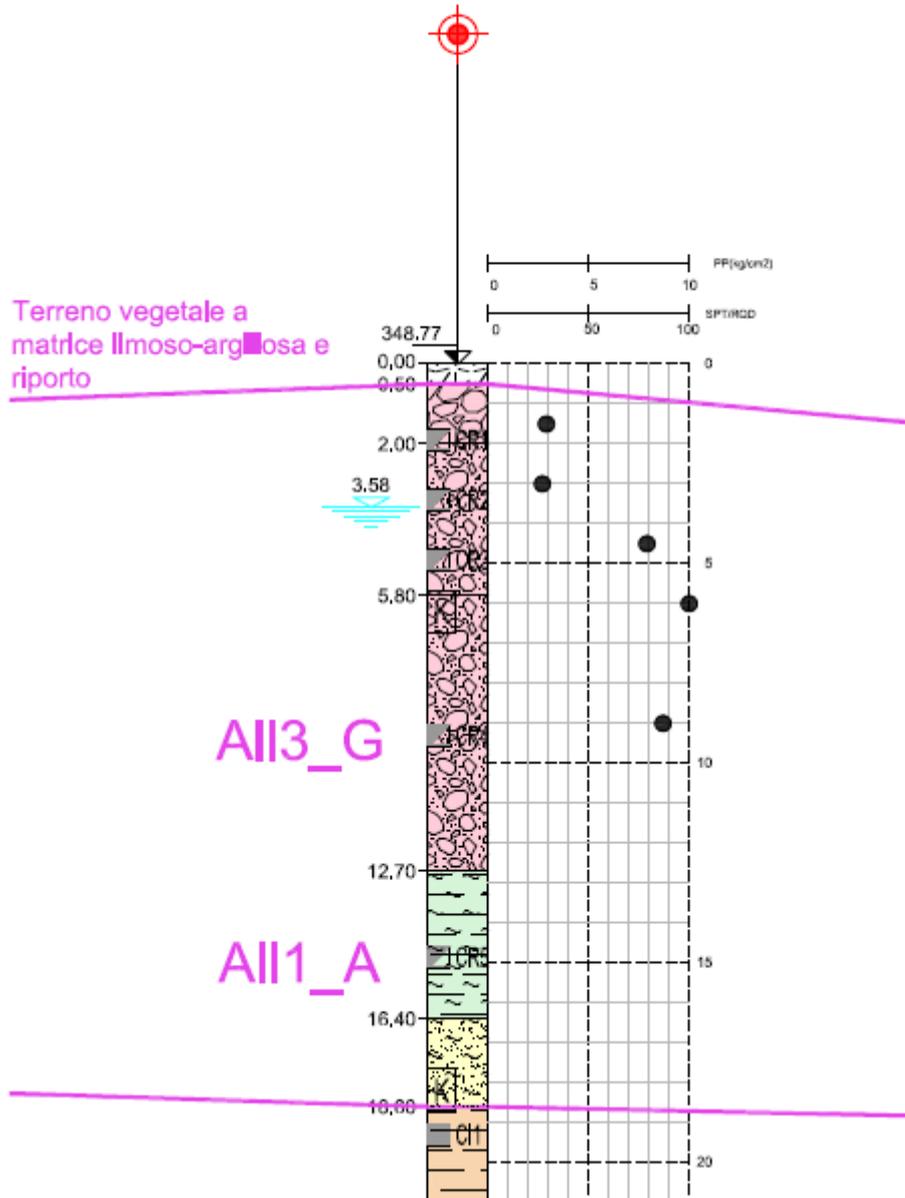
Figura 5-1 Caratterizzazione geotecnica del terreno

Il profilo di riferimento è riportato nell'elaborato “**IF1W00D11F60C000X0001A_Profilo geotecnico** tratta allo scoperto da pk 40.950 a pk 41.950”



IL sondaggio di riferimento al progressivo pk +30+850 risulta essere il **BO PD S22** riportato nella figura seguente

BO PD S22
(f.d. 8m sx)



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA03A0 001	REV. A	FOGLIO 18 di 137

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:

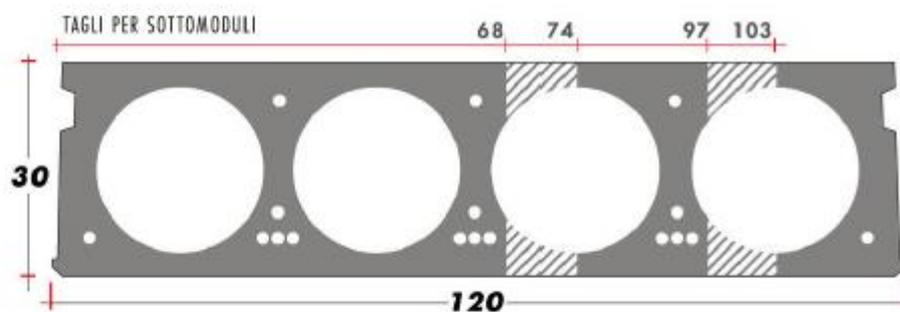
- peso proprio strutture;
- carichi permanenti non strutturali;
- sovraccarico variabile;
- azione sismica;
- azione del vento;
- azione della neve;
- variazioni termiche;
- effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli.

Nel progetto strutturale in esame, al fine di una progettazione tipologica che consenta l'impiego del fabbricato su tutta la rete ferroviaria nazionale, le azioni esterne, quali vento e neve, sono state valutate considerando le condizioni più gravose in accordo con la dislocazione delle stazioni sul territorio della tratta Napoli - Bari.

6.1 Peso proprio strutture

6.1.1 Struttura principale in c.a.

Il solaio è costituito da elementi prefabbricati alveolari di spessore 30cm e larghezza 120cm come indicato nella figura seguente:



dati	
Peso proprio lastra di solaio	363 Kg/mq
Larghezza lastra di solaio	120 cm
Altezza lastra solaio	30 cm
Altezza soletta in opera	5,0 cm
Trasporto	Max 80 mq viaggio
Incidenza getto di testata	0,18 mc lastra
Incidenza getto longitudinale	0,008 mc/ml



Il solaio sarà completato con una caldana in cls ($\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$) spessa 5cm il cui peso è: $25 \times 0.05 = 1.25 \text{ kN/m}^2$.

Il peso complessivo del solaio $P_s = 3.63 + 1.25 = 4.88 \text{ kN/m}^2$.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA03A0 001	REV. A

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

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

6.2 Carichi permanenti non strutturali

- Tamponamenti esterni

Il rivestimento esterno è ottenuto mediante pannelli di tamponamento prefabbricati in calcestruzzo di spessore pari a 20 cm (pannello a taglio termico) il cui peso è pari a **4,20 kN/m²**.

Il peso per unità di superficie moltiplicato per l'altezza totale del singolo pannello $h=7,00$ m, trascurando le eventuali aperture, è pari a 29.4 kN/m, che è il peso a metro lineare del pannello.

Considerando che il pannello viene fissato alle travi di elevazione e al cordolo in c.a. posto al di sopra della trave rovescia, il peso da applicare alle travi perimetrali di elevazione e a quelle di fondazione è pari a **14,7 kN/m**.

- Carichi permanenti non strutturali agenti in copertura

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

6.3 Sovraccarichi variabili

Il sovraccarico variabile in copertura è assunto pari a 0,50 kN/m² in quanto copertura accessibile per sola manutenzione.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA03A0 001	REV. A

6.4 Depressione interna

Si considera una depressione interna causata dall'estrazione dell'aria da parte dei ventilatori pari a $q=1,5$ kN/mq. Il carico sarà applicato nell'ambiente tra all. A-B, all. 1-4.

6.5 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 II, con altezza sul livello del mare pari a $a_s > 200$ m :

$$q_{sk} = 0.85 \cdot (1 + (a_s/481)^2) = 1.33 \text{ kN/m}^2$$

Il fabbricato FA03 si trova nell' altitudine 360.00 m.

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

Il coefficiente termico C_t può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1.0$ (3.4.4 - NTC2008).

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

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

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

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

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA03A0 001	REV. A

$$q_s = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.33 = 1,064 \text{ kN/m}^2.$$

6.6 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 3, con altezza sul livello del mare pari $a_s < a_0 = 500$ 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/m^2) 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/m^3 .

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;

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA03A0 001	REV. A

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 (in accordo con il periodo di riferimento V_R della struttura).

Coefficiente di esposizione:

Il coefficiente d'esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per il caso in esame considerando zona 3, classe di rugosità del terreno D e categoria d'esposizione del sito II, il coefficiente di esposizione, per un'altezza massima del fabbricato di 7,00 m, risulta pari ad 2,13.

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.

Per il carico sopravvento si assume $c_{pe} = + 0,8$;

per il carico sottovento si assume $c_{pe} = - 0,4$;

in copertura si assume $c_{pe} = - 0,4$;

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

I coefficienti saranno combinati nella condizione più sfavorevole secondo quanto indicato negli schemi alla fine del paragrafo.

Azione tangenziale del vento:

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

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

dove:

q_b , c_e sono stati definiti precedentemente;

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

Dati i coefficienti d'attrito riportati in tabella C3.3.I (Circolare 2009) si assume un valore di 0.02, relativo a superficie scabra (cemento a faccia scabra...). Pertanto sviluppando l'espressione relativa all'azione tangenziale del vento si ottiene un valore ampiamente trascurabile rispetto alle altre azioni in gioco.

Azione Tangenziale Vento		
q_b	0.49	kN/m ²
C_e	1.93	
C_f	0.02	
pf	0.0189	kN/m ²

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

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$V_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
3	27	500	0.02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			360
T_s (Tempo di ritorno)			100
$V_s = V_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$V_s = V_{b,0} + k_s (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_s = 50$ [m/s])			27.000
α_w (T_s)			1.03924
V_s (T_s) = $v_b \cdot \alpha_w$ [m/s]			28.059



p (pressione del vento [N/m ²]) = $q_b \cdot C_e \cdot C_f \cdot C_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/m ²])
C_e (coefficiente di esposizione)
C_f (coefficiente di forma)
C_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3)$$

q_b [N/m ²]	492.06
---------------------------	--------

Coefficiente di forma

È il coefficiente di forma (coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati surlivati di opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto analogo, anche pari ad 1, nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 60 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

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

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5							ZONA 6					ZONE 7,8			ZONA 9				
A	--	IV	IV	V	V	V	A	--	III	IV	V	V	A	--	--	IV	A	--	I
B	--	III	III	IV	IV	IV	B	--	II	III	IV	IV	B	--	--	III	B	--	I
C	--	II	III	II	IV	IV	C	--	II	III	III	IV	C	--	--	II	C	--	I
D	I	II	II	II	III	II	D	I	I	II	II	III	D	I	--	I	D	I	I

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

Zona	Classe di rugosità	z ₀ [m]
3	D	360

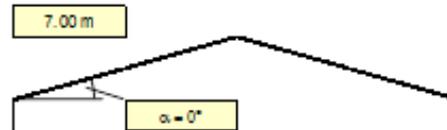
$$C_w(z) = k^2 \cdot c_w \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_w \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{max}$$

$$C_w(z) = C_w(z_{max}) \quad \text{per } z < z_{max}$$

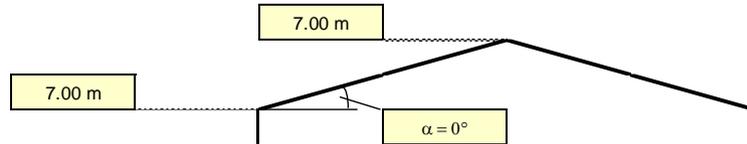
Cat. Esposit.	k _w	z ₀ [m]	z _{max} [m]	c _w
II	0.19	0.05	4	1

z [m]	c _w
z ≤ 4	1.801
z = 7	2.130
z = 7	2.130

7.00 m



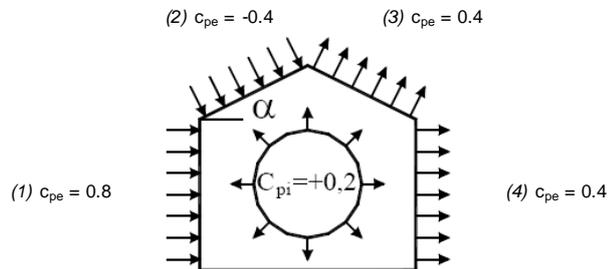
z [m]	c_e
$z \leq 2$	1.883
$z = 7$	2.566
$z = 7$	2.566



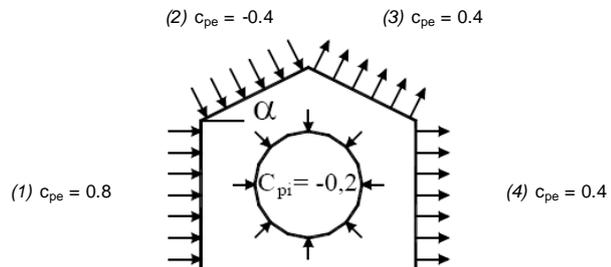
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	1.010
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.40	-0.505
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.505
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.505

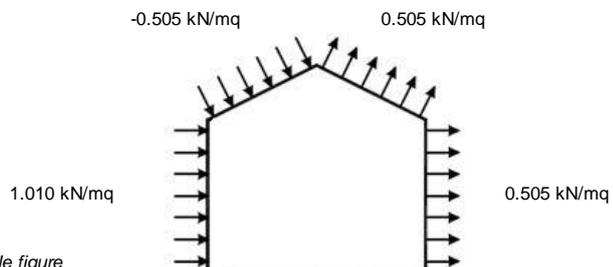


(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	1.010
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.40	-0.505
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.505
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.505



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	1.010
(2)	-0.505
(3)	0.505
(4)	0.505



N.B.: Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

L'azione del vento sui pannelli di tamponamento viene trasmessa alle travi perimetrali e alle travi di fondazione come una forza a metro lineare pari alla pressione del vento precedentemente calcolata (p_2 e p_3) per la metà dell'altezza dei pannelli ($7,00 \times 0,50 = 3,50$ m):

L'azione del vento (depressione) sul solaio viene trasmessa alle travi trasversali come un carico metro lineare pari alla pressione del vento precedentemente calcolata p_1 (pressione vento in copertura) per la zona d'influenza delle travi.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA03A0 001	REV. A

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

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

6.8 Effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli

In accordo con quanto previsto nelle “Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari” (Documento RFI n° RFIDTCICIPOSPINF001A) si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche 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:

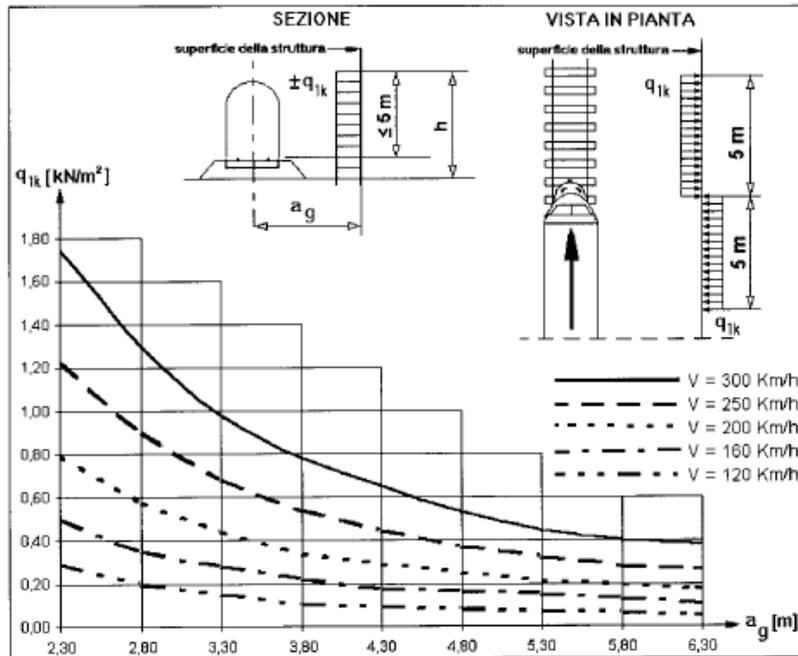
- Superfici verticali parallele al binario (5.2.2.7.1 – NTC2008):

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 vantaggio di sicurezza);

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 seguente in base alla velocità $V = 300\text{ km/h}$ 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.

Considerando l'orientamento del fabbricato rispetto alla linea ferroviaria, tale carico viene omesso perché trascurabile.

6.9 Azione sismica

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

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

Si attribuisce una vita nominale $V_N = 75$ anni e la classe d'uso III con coefficiente d'uso $C_u=1,5$, in conformità ai seguenti riferimenti normativi:

- DM 17/01/2018 par. 2.4;
- Circ. 02/02/2009, n. 617 par. C2.4.1 e C2.4.2;
- Decreto 21/10/2003 P.C.M. Dipartimento della Prot. Civile (all.1);

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA03A0 001	REV. A

- “Istruzione per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari” (rif. RFI-DTC-ICI-PO-SP-INF-001-A) par. 1.1.

Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell’azione sismica sarà quindi $V_R = C_u \times V_N = 112,5$ anni.

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 – NTC2008), 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 – NTC2008).

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 – NTC2008:

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

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

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

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

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 sovrarigidità, 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 - NTC2008 η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

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

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura

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

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

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 al punto 7.4.3.2 delle NTC 2018, il coefficiente di comportamento q_0 può essere valutato come segue:

$$q_0 = 2.5 \cdot$$

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

Pertanto il fattore di struttura al quale si farà riferimento per la definizione dello spettro di progetto è **$q = 2,5$** .

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 2009:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA03A0 001	REV. A

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 §7.3.6	1
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§7.3 §7.3.6	2/3
SLV	Resistenza delle strutture	§7.3 §7.3.6	1/q
	Duttilità delle strutture	§7.3 §7.3.6	
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§7.3 §7.3.6	

Gli spettri di progetto agli stati limite SLD, SLV e SLO sono stati determinati facendo riferimento ad un punto intermedio della tratta Bovino di coordinate:

- Longitudine: 15.280293°,
- Latitudine: 41.240983°,

Risulta per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) quanto segue.

Accelerazione di riferimento a_g/g	Categoria sottosuolo	Categoria topografica	Vita Nominale	Classe d'uso	Accelerazione massima attesa al sito a_{max}/g
0.272	C	T1	75	III	0.354

Figura 6-1 Azione sismica di riferimento

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.272 g
F_o	2.436
T_c^*	0.431 s
S_s	1.302
C_c	1.387
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.302
η	1.000
T_B	0.199 s
T_C	0.597 s
T_D	2.688 s

Figura 6-2 Parametri sismici per la definizione dello spettro di progetto

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}):

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA03A0 001	REV. A

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. La massa è calcolata in maniera automatica dal modello di calcolo a partire dai carichi applicati.

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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA03A0 001	REV. A

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 un graticcio di travi longitudinali e trasversali volto a garantire un comportamento opportunamente rigido nei confronti dei meccanismi di interazione con il terreno.

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 V14 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 rigidità 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 (i carichi di esercizio dovuti alla manutenzione sono trascurati).

La presenza del solaio di copertura è stata modellata mediante un vincolo di diaframma al livello di copertura, oltre che con l'assegnazione dei carichi alle travi. L'assegnazione dei carichi alle travi è stata effettuata sulla base della tessitura dei solai secondo il criterio della larghezza d'influenza. Per considerare l'eccentricità dell'appoggio dei solai prefabbricati rispetto l'asse delle travi portanti, è stato applicato un momento torgente sulla condizione di carico permanente che tiene conto di tale effetto. 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:

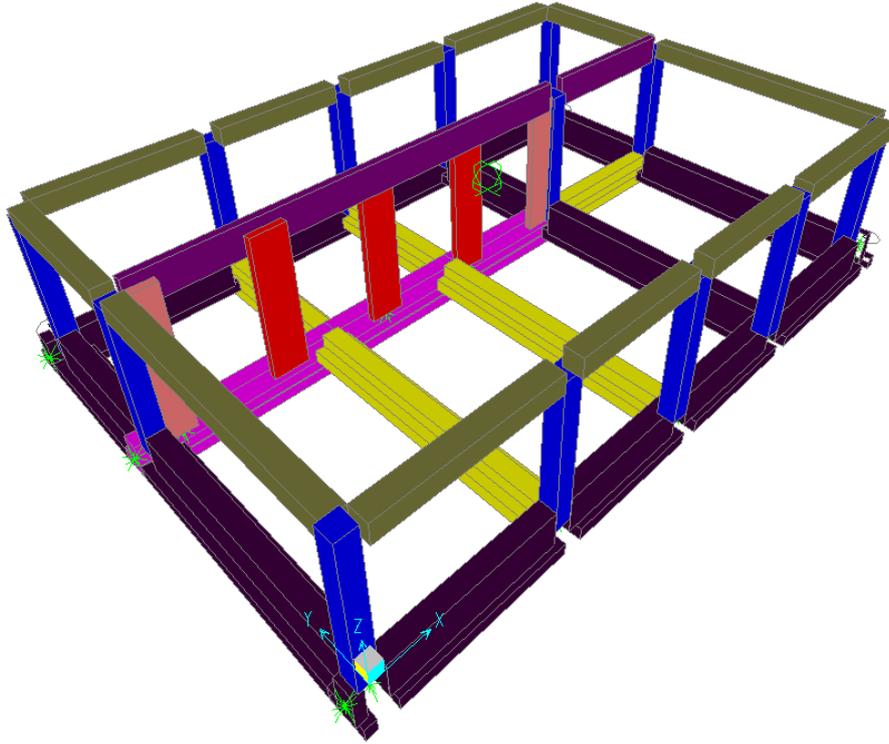


Figura 7-1 Modello di calcolo – Vista estrusa del modello.

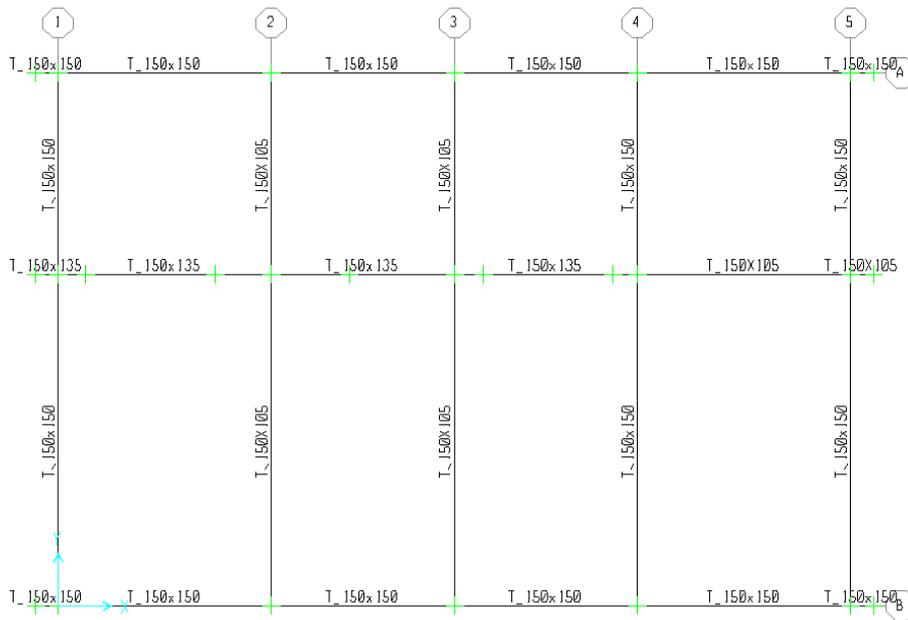


Figura 7-2 Modello di calcolo – Travi fondazione

FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA03A0 001	A	35 di 137

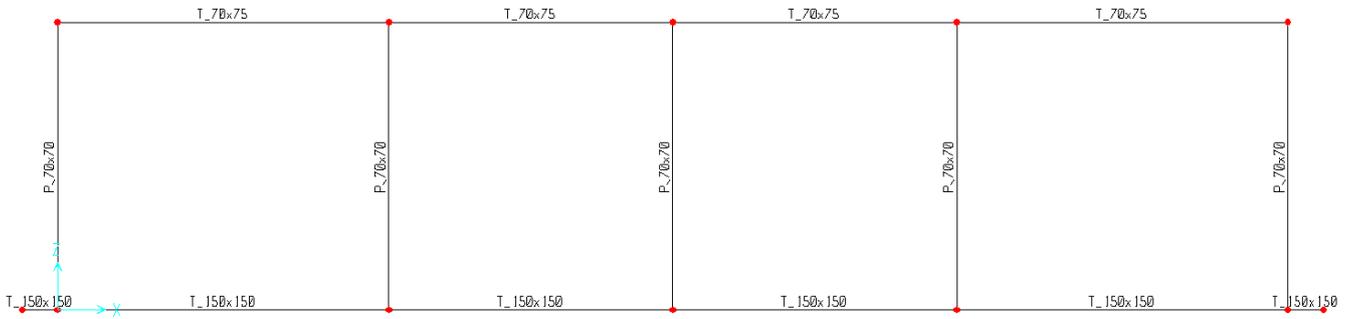


Figura 7-3 Modello di calcolo –Pilastri

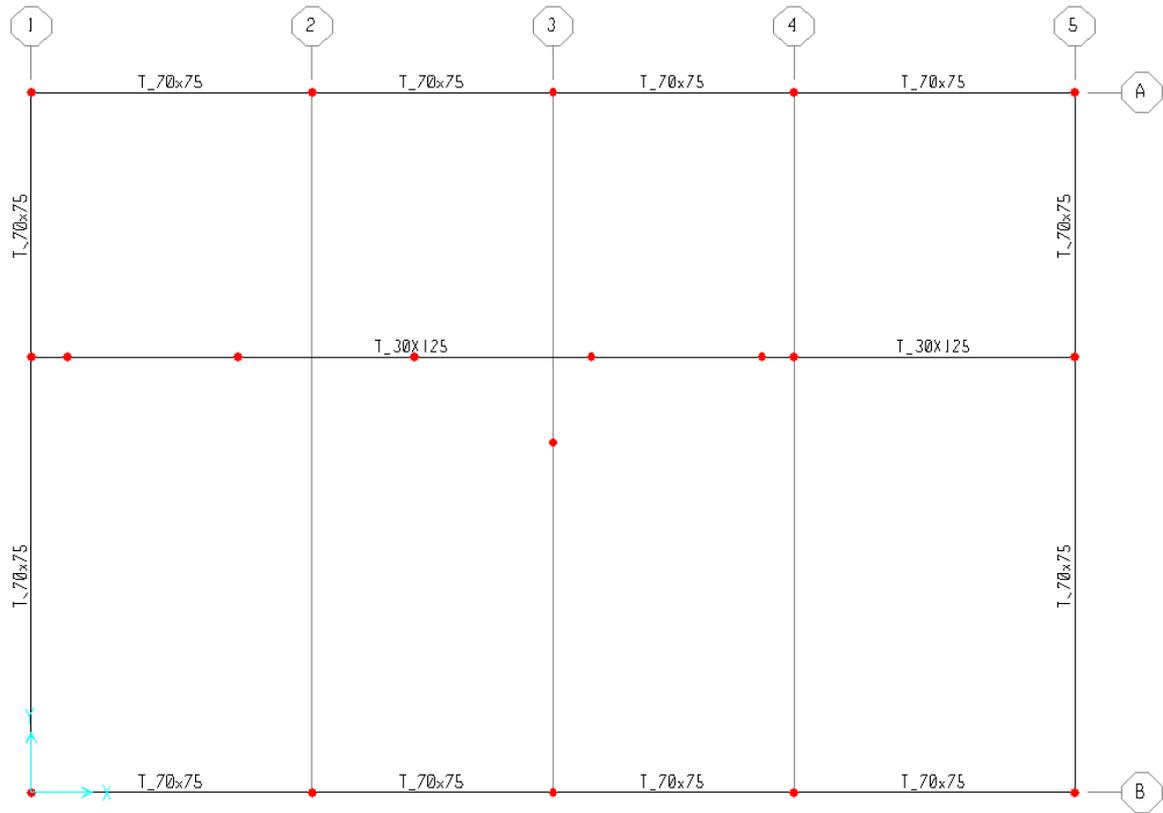


Figura 7-4 Modello di calcolo - Travi di copertura

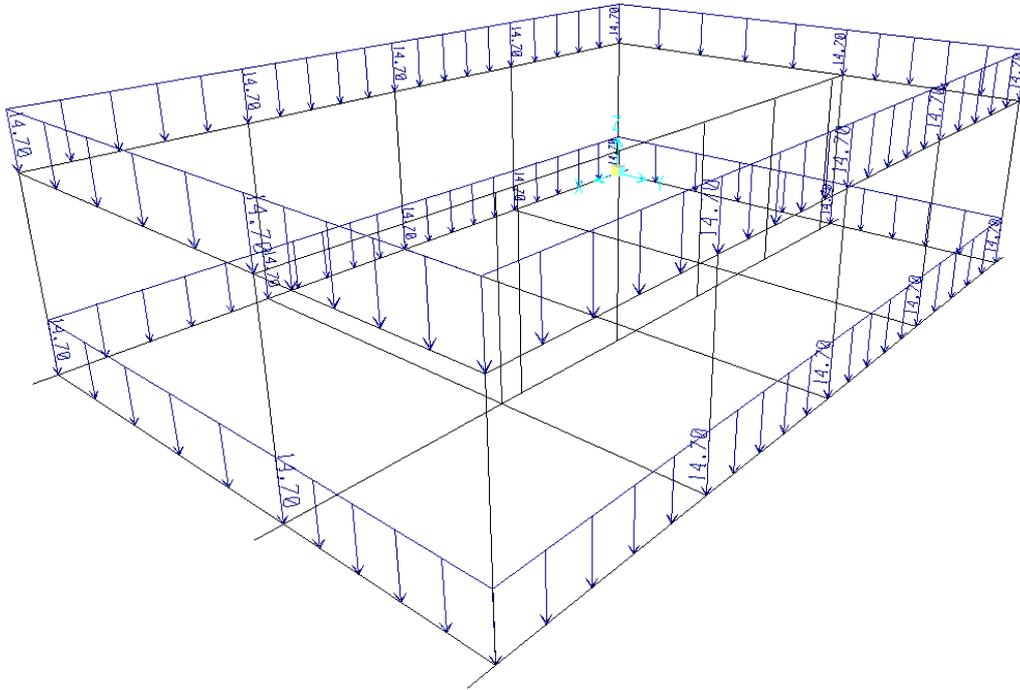


Figura 7-7 Carichi verticali su tamponature

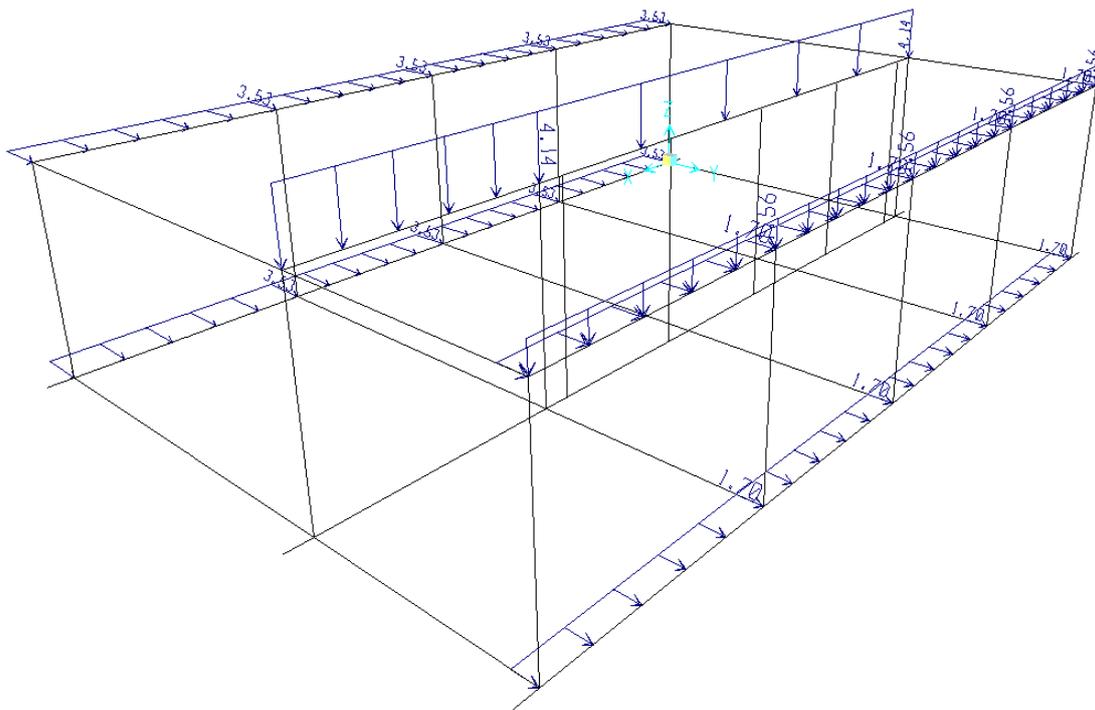
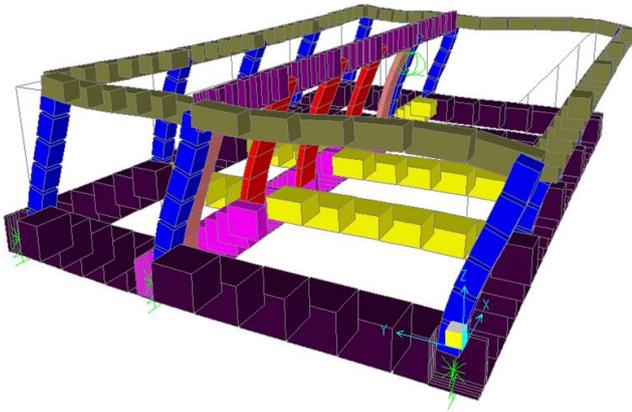
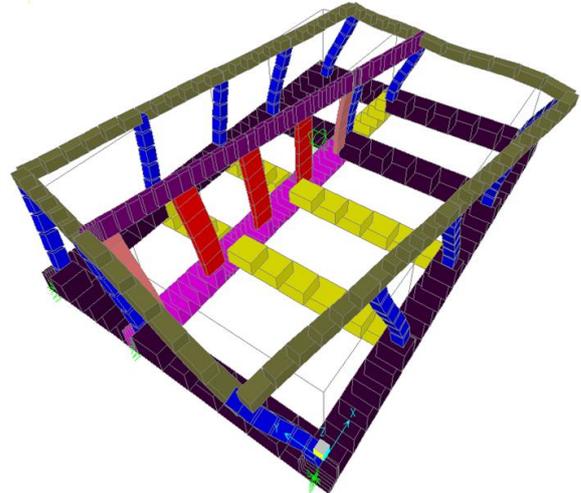


Figura 7-8 carichi orizzontali

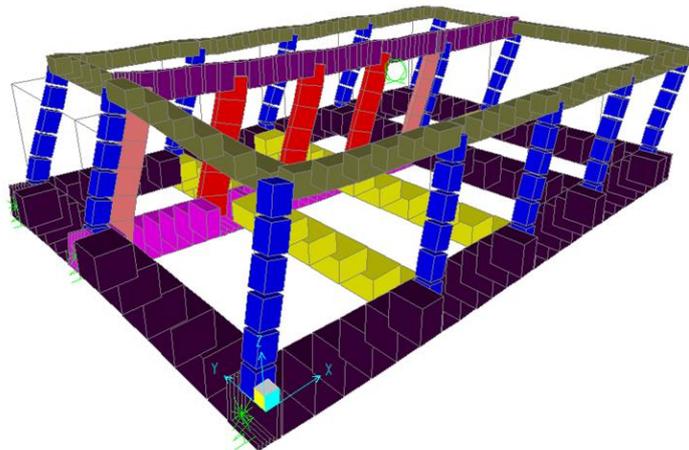


Modo 1 $T=0.3931\text{sec}$



Modo 2 $T=0.2848\text{sec}$

Figura 7-9 Risultati analisi modale – Forme modali



Modo 3 $T=0.2231\text{sec}$

Figura 7-10 Risultati analisi modale – Forme modali

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.39	0.00	0.99	0.00	0.00	0.99	0.00
MODAL	Mode	2	0.28	0.06	0.00	0.00	0.06	0.99	0.00
MODAL	Mode	3	0.22	0.89	0.00	0.00	0.94	0.99	0.00
MODAL	Mode	4	0.13	0.00	0.00	0.73	0.95	0.99	0.73
MODAL	Mode	5	0.12	0.02	0.00	0.04	0.97	0.99	0.77
MODAL	Mode	6	0.12	0.00	0.01	0.17	0.97	1.00	0.95
MODAL	Mode	7	0.12	0.03	0.00	0.00	0.99	1.00	0.95
MODAL	Mode	8	0.11	0.00	0.00	0.03	0.99	1.00	0.98
MODAL	Mode	9	0.11	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	0.98
MODAL	Mode	10	0.10	0.00	0.00	0.02	1.00	1.00	1.00
MODAL	Mode	11	0.09	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
MODAL	Mode	12	0.08	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00

Figura 7-11 Risultati analisi modale – Periodi propri e fattori di partecipazione delle masse

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:

- Azioni Permanenti (G);
- Azioni Variabili (Q);
- Azioni di Precompressione (P);
- Azioni Eccezionali (A);
- 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 – Circolare2009. 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 SLU:

SLU	Peso Prop.	Perm.	Var.	Neve	Vento	Aerod. A	Aerod. B	Var. Term. (+)	Var. Term. (-)
Comb. 1	1,30	1,30	1,50	0,75	0,90	1,20		0,90	
Comb. 2	1,30	1,30	1,05	1,50	0,90	1,20		0,90	
Comb. 3	1,30	1,30	1,05	0,75	1,50	1,20		0,90	
Comb. 4	1,30	1,30	1,05	0,75	0,90	1,50		0,90	
Comb. 5	1,30	1,30	1,05	0,75	0,90	1,20		1,50	
Comb. 6	1,30	1,30	1,50	0,75	0,90		1,20	0,90	
Comb. 7	1,30	1,30	1,05	1,50	0,90		1,20	0,90	
Comb. 8	1,30	1,30	1,05	0,75	1,50		1,20	0,90	
Comb. 9	1,30	1,30	1,05	0,75	0,90		1,50	0,90	
Comb. 10	1,30	1,30	1,05	0,75	0,90		1,20	1,50	
Comb. 11	1,30	1,30	1,50	0,75	0,90	1,20			0,90
Comb. 12	1,30	1,30	1,05	1,50	0,90	1,20			0,90
Comb. 13	1,30	1,30	1,05	0,75	1,50	1,20			0,90
Comb. 14	1,30	1,30	1,05	0,75	0,90	1,50			0,90
Comb. 15	1,30	1,30	1,05	0,75	0,90	1,20			1,50
Comb. 16	1,30	1,30	1,50	0,75	0,90		1,20		0,90
Comb. 17	1,30	1,30	1,05	1,50	0,90		1,20		0,90
Comb. 18	1,30	1,30	1,05	0,75	1,50		1,20		0,90
Comb. 19	1,30	1,30	1,05	0,75	0,90		1,50		0,90
Comb. 20	1,30	1,30	1,05	0,75	0,90		1,20		1,50

- Combinazioni di carico allo SLV – SLD – SLO:

SLO	Peso Prop.	Perm.	SismaX_SLO	SismaY_SLO	Forze SLO - Ecc. Acc.	Var.	Neve	Vento	Aerod.	Var. Term.
Comb. 1	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
Comb. 2	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
SLD	Peso Prop.	Perm.	SismaX_SLD	SismaY_SLD	Forze SLD - Ecc. Acc.	Var.	Neve	Vento	Aerod.	Var. Term.
Comb. 1	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
Comb. 2	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00

SLV	Peso Prop.	Perm.	SismaX_SLV	SismaY_SLV	Forze SLV - Ecc. Acc.	Var.	Neve	Vento	Aerod.	Var. Term.
Comb. 1	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
Comb. 2	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00

- Combinazioni di carico allo SLE (combinazioni rare):

SLE Rara	Peso Prop.	Perm.	Var.	Neve	Vento	Aerod. A	Aerod. B	Var. Term. (+)	Var. Term. (-)
Comb. 1	1,00	1,00	0,00	0,50	0,60	0,80		0,60	
Comb. 2	1,00	1,00	0,00	1,00	0,60	0,80		0,60	
Comb. 3	1,00	1,00	0,00	0,50	1,00	0,80		0,60	
Comb. 4	1,00	1,00	0,00	0,50	0,60	1,00		0,60	
Comb. 5	1,00	1,00	0,00	0,50	0,60	0,80		1,00	
Comb. 6	1,00	1,00	0,00	0,50	0,60		0,80	0,60	
Comb. 7	1,00	1,00	0,00	1,00	0,60		0,80	0,60	
Comb. 8	1,00	1,00	0,00	0,50	1,00		0,80	0,60	
Comb. 9	1,00	1,00	0,00	0,50	0,60		1,00	0,60	
Comb. 10	1,00	1,00	0,00	0,50	0,60		0,80	1,00	
Comb. 11	1,00	1,00	0,00	0,50	0,60	0,80			0,60
Comb. 12	1,00	1,00	0,00	1,00	0,60	0,80			0,60
Comb. 13	1,00	1,00	0,00	0,50	1,00	0,80			0,60
Comb. 14	1,00	1,00	0,00	0,50	0,60	1,00			0,60
Comb. 15	1,00	1,00	0,00	0,50	0,60	0,80			1,00
Comb. 16	1,00	1,00	0,00	0,50	0,60		0,80		0,60
Comb. 17	1,00	1,00	0,00	1,00	0,60		0,80		0,60
Comb. 18	1,00	1,00	0,00	0,50	1,00		0,80		0,60
Comb. 19	1,00	1,00	0,00	0,50	0,60		1,00		0,60
Comb. 20	1,00	1,00	0,00	0,50	0,60		0,80		1,00

- Combinazioni di carico allo SLE (combinazioni frequenti):

SLE frequenti	Peso Prop.	Perm.	Var.	Neve	Vento	Aerod. A	Aerod. B	Var. Term. (+)	Var. Term. (-)
Comb. 1	1,00	1,00	0,00						
Comb. 2	1,00	1,00	0,00	0,20					
Comb. 3	1,00	1,00	0,00		0,20				
Comb. 4	1,00	1,00	0,00			0,50			
Comb. 5	1,00	1,00	0,00				0,50		
Comb. 6	1,00	1,00	0,00					0,50	
Comb. 7	1,00	1,00	0,00						0,50

- Combinazioni di carico allo SLE (combinazione quasi permanente):

LE q. permaner	Peso Prop.	Perm.	Var.	Neve	Vento	Aerod. A	Aerod. B	Var. Term. (+)	Var. Term. (-)
Comb. 1	1,00	1,00	0,00						

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA03A0 001	REV. A

8 VERIFICHE STRUTTURALI

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

8.1 Criteri di verifica

8.1.1 *Verifica agli SLU-SLV*

8.1.1.1 Verifica a pressoflessione deviata

Saranno calcolati i domini ultimi delle sezioni resistenti per ogni sezione in cui risulta una variazione di geometria o di armatura. Le verifiche strutturali saranno soddisfatte se i gruppi di sollecitazioni per le combinazioni di carico più gravose ricadono all'interno dei domini calcolati.

Sono utilizzati i seguenti coefficienti di sicurezza sui materiali:

- $\gamma_c = 1.5$ § 4.1.2.1.1.1 NTC 18;
- $\gamma_s = 1.15$ §4.1.2.1.1.3 NTC 18;

8.1.1.2 Verifica a taglio travi

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 – 4.1.2.3.5):

$$V_{Rd} > V_d$$

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:

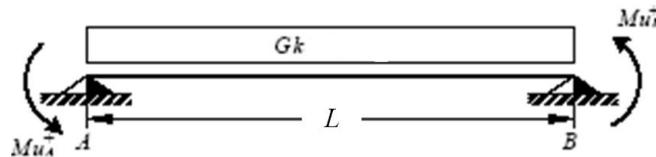
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

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:

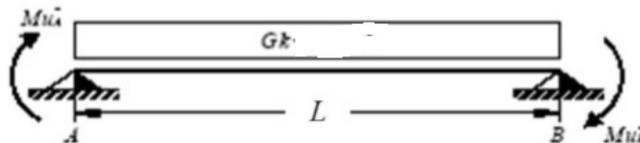


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

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

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

• 2° Schema:



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

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

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

8.1.1.3 Verifica a taglio pilastri

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma la domanda a taglio V_{Ed} si ottiene imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (superiore e inferiore) del pilastro $M_{i,d}^s$, $M_{i,d}^i$, determinate come appresso indicato ed amplificate del fattore di sovreresistenza γ_{Rd} , secondo l'espressione:

$$V_{Ed}l_p = \gamma_{Rd} (M_{i,d}^s + M_{i,d}^i) \quad [7.4.5]$$

dove:

per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I;

$M_{i,d} = M_{c,Rd} \cdot \min(1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}})$ è il momento nella sezione di estremità (superiore o inferiore) in corrispondenza della

formazione delle cerniere nelle travi, dove i valori in sommatoria sono quelli impiegati nella [7.4.4];

$M_{c,Rd}$ è la capacità a flessione nella sezione di estremità (superiore o inferiore);

l_p è la lunghezza del pilastro.

Tab. 7.2.I - Fattori di sovreresistenza γ_{Rd} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Rd}	
			CD''A''	CD''B''
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastri (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
	Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovreresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovreresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	
Ponti	Si impiegano i fattori di sovreresistenza definiti al § 7.9.5			

8.1.1.4 Verifica a taglio setti

Per le pareti si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete. A tal fine, la domanda di taglio di progetto deve essere incrementata del fattore:

$$1,5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \cdot \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \text{ per pareti snelle} \quad [7.4.14]$$

dove per γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I, e con M_{Ed} ed M_{Rd} si indicano i momenti flettenti di progetto, rispettivamente, di domanda e di capacità alla base della parete,

La determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.3.5, assumendo un braccio delle forze interne z pari a $0,8 l_w$ ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° . Nelle zone dissipative tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

8.1.1.5 Verifica a torsione

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:

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

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:

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA03A0 001	REV. A

8.1.2 Verifica limitazioni armatura

8.1.2.1 Travi

Bisogna verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.1 delle NTC2018:

- **Condizione A:** almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave;
- **Condizione B:** 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:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad $A_s/(b \cdot h)$ oppure ad $A_i/(b \cdot h)$;

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

- **Condizione C:** Deve essere rispettata la seguente condizione:
 - $\rho_{comp} \geq 0,25\rho$ (ovunque);
 - $\rho_{comp} \geq 0,5\rho$ (nelle zone dissipative);
- **Condizione D:** 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:
 - 1/4 dell'altezza della sezione trasversale per CDB;
 - 175 mm (per CD" B");
 - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali che collegano (per CD" B");
- **Condizione E:** Devono inoltre essere rispettati i limiti previsti per le travi in calcestruzzo in zona non sismica (punto 4.1.6.1.1 delle NTC2018):
 - ✓ l'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

e comunque non minore di $0.0013 b_t \cdot d$

dove:

b_t rappresenta la larghezza media della zona tesa;

d è l'altezza utile della sezione;

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale;

f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

- ✓ negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio;
- ✓ al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,\max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.
- ✓ le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b$ mm²/m essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione;
- ✓ in ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

8.1.2.2 Pilastr

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

- **CONDIZIONE F** 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:

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

$$\rho = A_l / (bH) = 41.9975 / (40 \cdot 30) = 3.50\%$$

- **CONDIZIONE F** Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore al max di 6 mm e $0,4 \cdot \Phi$ dove Φ è il diametro massimo dell'armatura longitudinale.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA03A0 001	REV. A

- **CONDIZIONE H** il passo delle staffe 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”)
- **CONDIZIONE I:** Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a:

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

- **CONDIZIONE L** 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 Ac;

dove:

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

Ac è l’area di calcestruzzo;

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

8.1.2.3 Setti

Per le zone dissipative dovranno essere rispettati i quantitativi minimi di armature longitudinali e trasversali secondo quanto previsto per i pilastri principali al § 8.1.2.2.

Per le zone non dissipative si dovrà rispettare quanto segue tratto dal §7.4.6.2.4 della NTC2018:

Nelle parti della parete, in pianta ed in altezza, al di fuori di una zona dissipativa, vanno seguite le regole del Capitolo 4, con un’armatura minima verticale e orizzontale, finalizzata a controllare la fessurazione da taglio, avente rapporto geometrico ρ riferito, rispettivamente, all’area della sezione orizzontale e verticale almeno pari allo 0,2%. Tuttavia, in quelle parti della sezione dove, nella situazione sismica di progetto, la deformazione a compressione ϵ_c è maggiore dello 0,2%, si raccomanda di fornire un rapporto geometrico di armatura verticale $\rho \geq 0,5\%$.

Le armature, sia orizzontali sia verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno 9 legature ogni metro quadrato.

8.1.3 Verifica di instabilità per elementi snelli (Pilastri)

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

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

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;

$r_m = M_{01} / M_{02}$ è il 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 nel piano (YZ) e nel piano ortogonale (XZ):

$$\lambda = L_0 / i$$

dove:

$L_0 = \beta L = 6$ m lunghezza di libera inflessione

$\beta = 1$ coefficiente di vincolo per asta incastrata al piede

$L = 6.00$ m luce netta del pilastro

$i = (I/A)^{0.5} = [(h^3 \cdot b) / (12 \cdot b \cdot h)]^{0.5} = [700^3 \cdot 700 / (12 \cdot 700 \cdot 700)]^{0.5} = 202$ mm raggio giratore d'inerzia

$$\lambda = L_0 / i = 6000 / 202 = 29.7$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA03A0 001	REV. A

8.1.4 Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE

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

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

Nel caso in esame non è necessario effettuare le verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza (punto 7.3.7.1 delle NTC2008) dato che il fabbricato tecnologico in esame non ricade in classe d'uso III e IV.

8.1.4.1 Fessurazione

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

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

Avendo adottato acciai ordinari si rientra nel gruppo di armature poco sensibili alla corrosione. Pertanto sulla base della tabella 4.1.IV – NTC2018 è possibile definire lo stato limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali (ordinarie) e dell'armatura (poco sensibile), prendendo in considerazione le combinazioni quasi permanenti e frequenti. Nel caso in esame lo stato limite di fessurazione da considerare è lo *stato limite di apertura delle fessure*. La verifica consiste nell'accertarsi che il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non supera il valore limite fissato per la combinazione considerata. In particolare:

- per la combinazione di carico frequente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_3 = 0.4 \text{ mm}$;
- per la combinazione di carico quasi permanente bisogna accertarsi che risulti: $w_d < w_2 = 0.3 \text{ mm}$.

8.1.4.2 Limitazioni delle tensioni di esercizio:

Per completare il quadro delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) è necessario controllare le tensioni di esercizio, in accordo con quanto riportato al punto 4.1.2.2.5 delle NTC2018. In particolare bisogna verificare che:

- Per il calcestruzzo compresso:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara});$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad (\text{per combinazione quasi permanente});$$

- Per l'acciaio:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \quad (\text{per combinazione caratteristica rara}).$$

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

8.3 Travi secondarie (70x75)

8.3.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le verifiche strutturali delle travi secondarie aventi sezione rettangolare di dimensioni 70x75 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.

Qui di seguito si riportano le sollecitazioni minime e massime per gli SLU, SLV, SLD, SLE rara, SLE frequente e SLE quasi permanente.

Si nota che le sollecitazioni allo SLD (non riportate nella presente documento) sono inferiori a quelle SLV e dunque si ometteranno le verifiche di resistenza previste al punto 7.3.7.1 del rif.[1].

Si riportano qui di seguito i diagrammi caratteristici delle travi secondarie

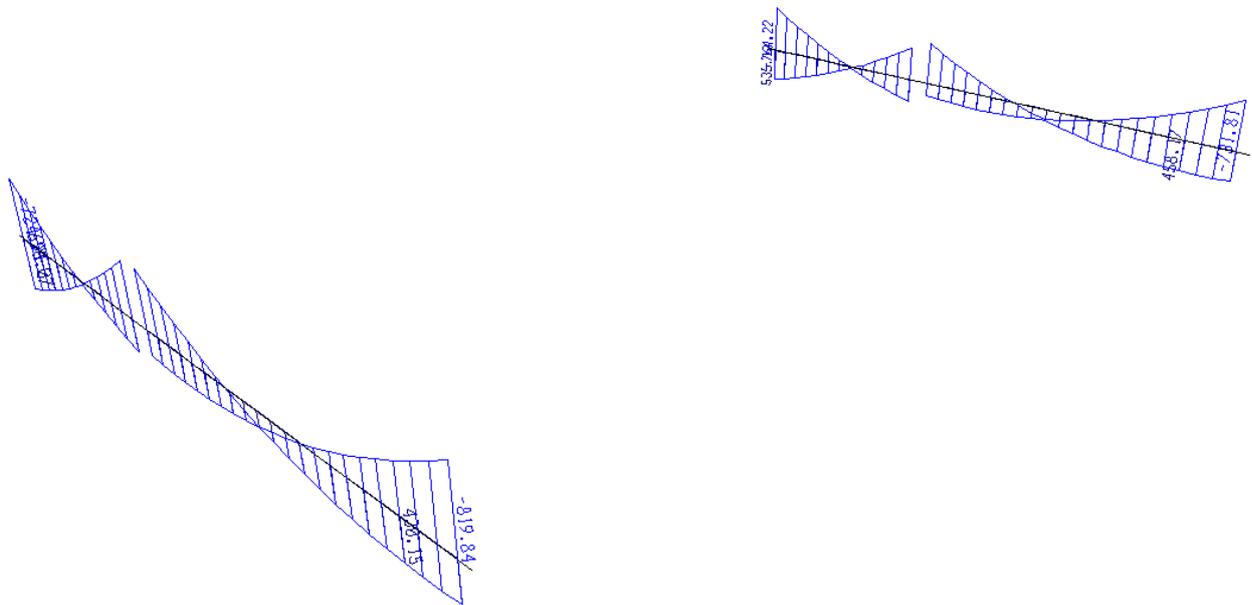


Figura 8-1 Diagrammi ENVE_SLV M33 (kNm)

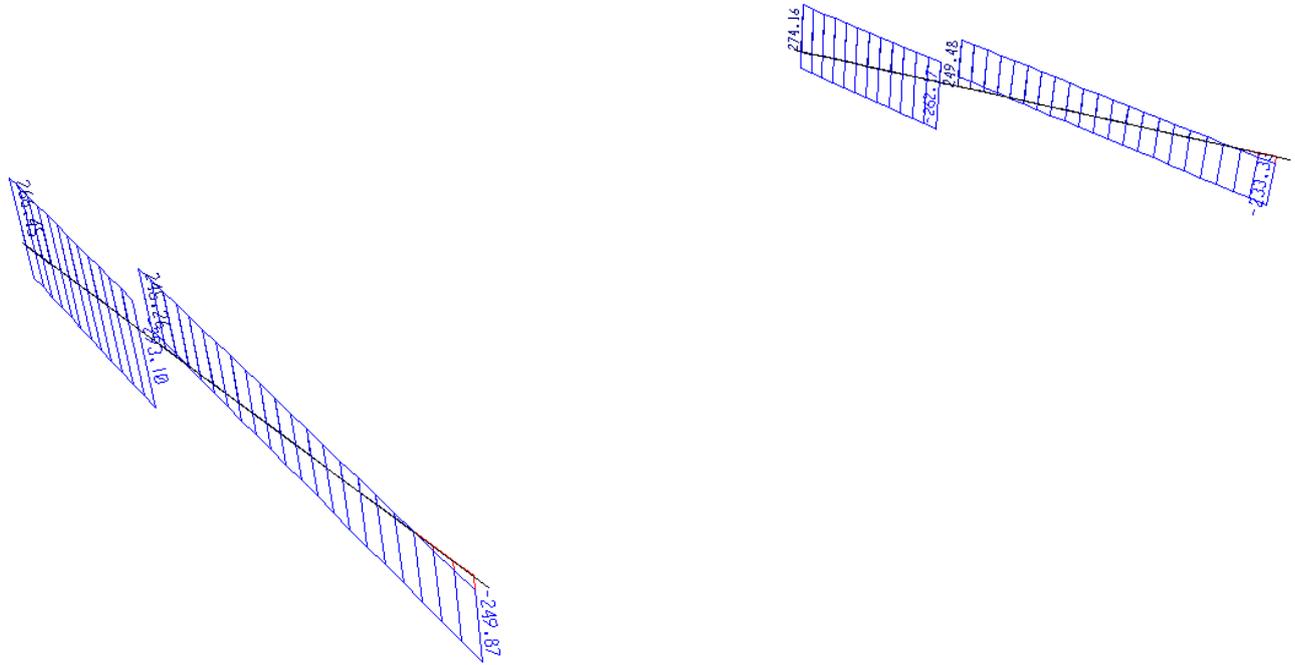


Figura 8-2 Diagrammi ENVE_SLV V22 (kN)

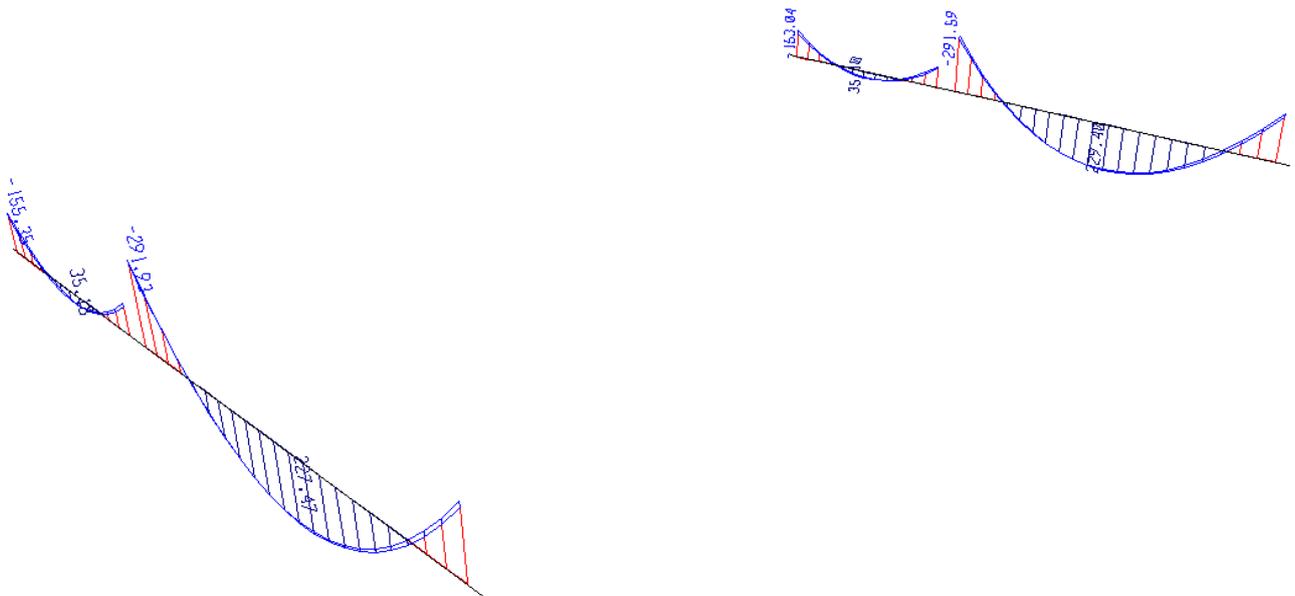


Figura 8-3 Diagrammi ENVE_SLU M33 (kNm)

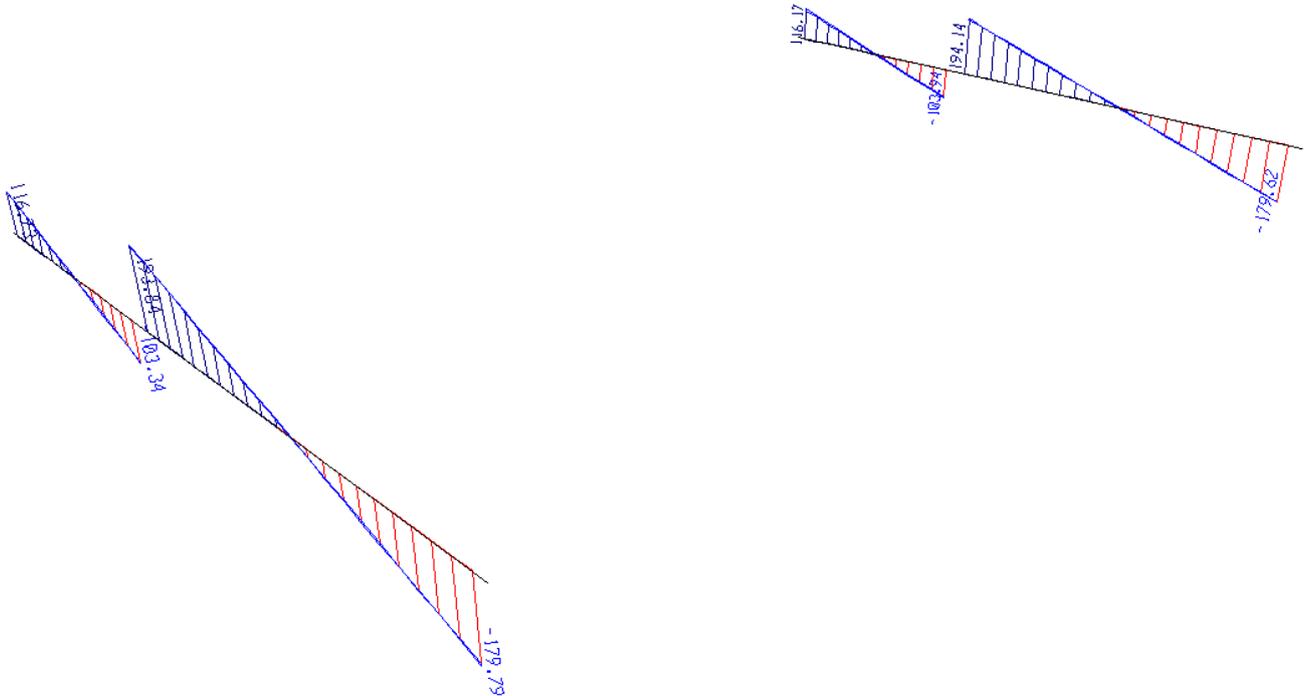


Figura 8-4 Diagrammi ENVE_SLU V22 (kN)

TABLE: Element Forces - Frames SLV SLU

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
25	0	C2_SLV_Y	Min	0	-250	0	-22	0	-820	Min M3
26	6	C2_SLV_Y	Max	0	266	0	26	0	628	Max M3
26	0	C2_SLV_Y	Min	0	-293	0	6	0	-623	Min V2
43	6	C2_SLV_Y	Max	0	274	0	9	0	535	Max V2
25	11	C1_SLV_X	Min	0	93	0	-25	0	-398	Min T
26	0	C3_SLU		0	-99	21	27	19	-101	Max T

TABLE: Element Forces - Frames SLD

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
25	0	C2_SLD_Y	Min	0	-215	0	-19	0	-615	Min M3
26	6	C2_SLD_Y	Max	0	213	0	25	0	401	Max M3
25	11	C2_SLD_Y	Max	0	217	0	-13	0	123	Min V2
26	0	C2_SLD_Y	Min	0	-227	0	11	0	-456	Max V2
25	11	C1_SLD_X	Min	0	111	0	-21	0	-349	Min T
26	0	C1_SLD_X	Max	0	-33	0	25	0	34	Max T

Si nota che le sollecitazioni allo SLD sono inferiori a quelle SLV e dunque si ometteranno le verifiche di resistenza previste al punto 7.3.7.1 del rif.[1].

TABLE: Element Forces - Frames SLE RARA

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
25	11	C18_SLE_R	0	149	0	-16	0	-223	Min M3
42	5	C3_SLE_R	0	-1	0	4	0	176	Max M3

TABLE: Element Forces - Frames SLE FREQUENTE

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
25	11	C3_SLE_F	0	146	0	-15	0	-213	Min M3
42	5	C1_SLE_F	0	-4	0	5	0	173	Max M3

TABLE: Element Forces - Frames SLE_QUASI PERMANENTE

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
25	11	C1_SLE_QP	0	146	0	-15	0	-210	Min M3
42	5	C1_SLE_QP	0	-4	0	5	0	173	Max M3

8.3.2 Materiali

I materiali adottati sono conformi a quanto riportato nel §4.1.

DEFINIZIONE DEI MATERIALI		
Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005		
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	35 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	28 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85 [-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	36 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.8 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	1.9 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3.6 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	32308 [MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0.0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035 [-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	15.87 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.29 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6 [MPa]
Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15 [-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000 [MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.001957 [-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{u}	0.01 [-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]

8.3.3 Geometrie

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	750	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700	[mm]
Copriferro	d'	64	[mm]
Altezza utile della sezione	d	686	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	24	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	10	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	4524	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	24	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	6	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2714	[mm ²]

Figura 8-5 Sezione all'appoggio

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	750	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700	[mm]
Copriferro	d'	64	[mm]
Altezza utile della sezione	d	686	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	24	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	8	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	3619	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	24	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1810	[mm ²]

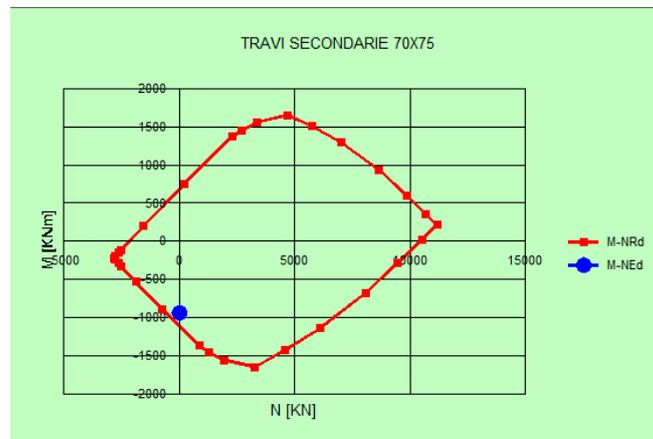
Figura 8-6 Sezione in campata

8.3.4 Verifiche a pressoflessione deviata

8.3.4.1 Dominio ultimo sezione all'appoggio:

Il momento flettente massimo nella sezione considerata tende le fibre superiori ($M_{max}=-820$ kNm).

- Armatura superiore 10 Φ 24
- Armatura inferiore 6 Φ 24

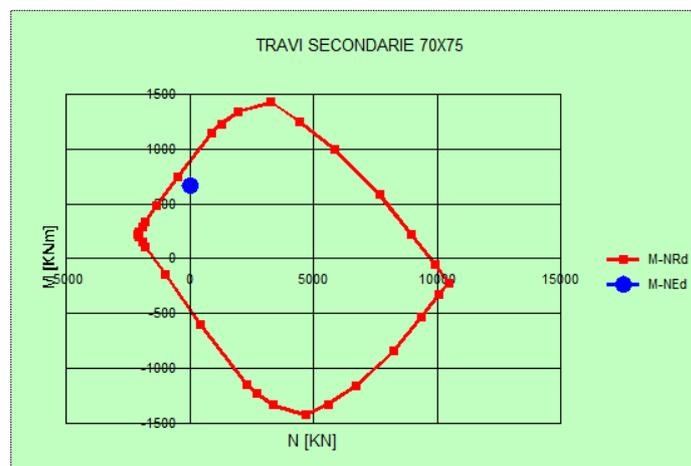


Dalla verifica si evince che il momento massimo di calcolo (M_x) è inferiore al valore ultimo, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

8.3.4.2 Dominio ultimo sezione in campata

Il momento flettente massimo nella sezione considerata tende le fibre inferiori ($M_{max}=628$ kNm)

- Armatura superiore 4 Φ 24
- Armatura inferiore 8 Φ 24

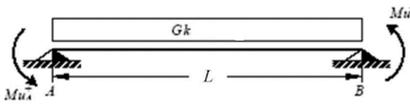
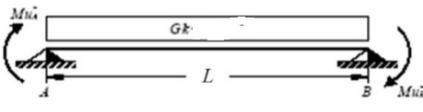


Dalla verifica si evince che il momento massimo di calcolo (M_x) è inferiore al valore ultimo, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 3+3 Φ 12 come ferri di parete.

8.3.5 Verifica a taglio

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti ottenute seguendo la metodologia descritta e riportata nel §8.1.1.2.

Base	0.7		1° SCHEMA			2° SCHEMA		
Altezza	0.75							
Ltrave	10.93							
Linfluenza	0		$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$ $V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$			$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$ $V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$		
G1_trave	13.125	kN/m						
G1_Solaio	4.88	kN/m ²	$V_A = 183 \text{ kN}$ $V_B = 183 \text{ kN}$			$V_A = 183 \text{ kN}$ $V_B = 183 \text{ kN}$		
G2_Solaio	2.6	kN/m ²						
G_k	0	kN/m	$V_{ED} \text{ (SAP)}$			$V_{ED} \text{ (SAP)}$		
γ_c	0.3	[-]						
Q_k	0	kN/m ²	293			293		
γ_{Rd}	1.1	[-]						
M_{uA}⁽⁺⁾	1130	(kNm)	$V_A = 183 \text{ kN}$ $V_B = 183 \text{ kN}$			$V_A = 183 \text{ kN}$ $V_B = 183 \text{ kN}$		
M_{uA}⁽⁻⁾	688	(kNm)						
M_{uB}⁽⁺⁾	688	(kNm)	$V_{ED} \text{ (SAP)}$			$V_{ED} \text{ (SAP)}$		
M_{uB}⁽⁻⁾	1130	(kNm)						

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

$$V_{Ed-max} = 293 \text{ kN}$$

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

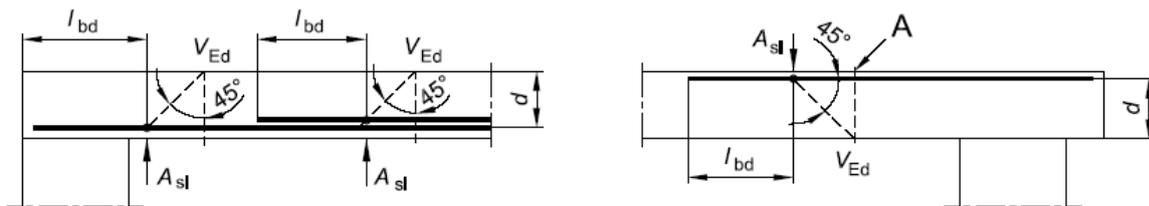
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	293	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.54	[-]
		1.54	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0075367	[-]
		0.0075367	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	245.22	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	169.95	[kN]

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	100	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	226	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	621.9	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00	[-]

Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	550.45	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7.93	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	1726.81	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	851.51	[mm ²]

Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	550.45	[kN]
---	----------------------------	---------------	-------------

§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE

Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	1918.68	[kN]
--	----------------------------	----------------	-------------

Si adotteranno nelle zone d'appoggio, per un tratto pari ad 0,80 m dal pilastro, staffe $\Phi 12 / 10$ cm, mentre nelle zone centrali di campata rimanenti staffe $\Phi 12 / 20$ cm.

8.3.6 Verifica a torsione

Calcestruzzo		Staffe Trasversali		Armatura Longitudinale	
B (m)	0.7	Ac (m2)	0.525	Φsup (m)	0.012
H (m)	0.75	Φstaffa (m)	0.012	nsup	2
Ac (m2)	0.525	bracci staffa	2.00	Φsinf (m)	0.012
u (m)	2.9	As (m2)	0.0002	ninf	3
t (m)	0.18	A (m2)	0.30	SAI (m2)	0.0006
A (m2)	0.30	s (prog.) (m)	0.08	u _m (m)	2.18
f'cd (kN/m2)	7935	f _{yd} (kN/m2)	391304	f _{yd} (kN/m2)	391304
cotgθ (-)	1	cotgθ (-)	1	cotgθ (-)	1
TRcd (kNm)	424.16	TRsd (kNm)	653.04	TRld (kNm)	60.03
Trd=min(TRcd, TRsd, TRld)		60.03 kN			

Poiché la sollecitazione torsionale massima, $T_{Edmax} = 27 \text{ kNm}$ è minore della resistenza minima a torsione ($T_{Rcd} = 60,03 \text{ kNm}$), la verifica si ritiene soddisfatta.

La trozone è stata affidata conservativamente ai soli ferri di parete

8.3.7 Verifica limitazioni armatura

SEZIONE DI APPOGGIO																
GEOMETRIA			ARM. TESA		ARM. COMP		MATERIALI				RAP.GEOM.		ARM. TRASV. (mm)			
B =	700	mm	Φ_{TESA}	24	Φ_{COMP}	24	f_{yk}	450	MPa	fctm	2.77	ρ	0.00861	ρ_{STAFFE}	100	
H=	750	mm	n_{TESA}	10	n_{COMP}	6	f_{yd}	391.3	MPa			ρ_{comp}	0.00517	Φ_{STAFFE}	12	
SEZIONE DI CAMPATA																
GEOMETRIA			ARM. TESA		ARM. COMP		MATERIALI				RAP.GEOM.		ARM. TRASV.			
B =	700	mm	Φ_{TESA}	24	Φ_{COMP}	24	f_{yk}	450	MPa	fctm	2.77	ρ	0.00517	ρ_{STAFFE}	200	
H=	750	mm	n_{TESA}	6	n_{COMP}	4	f_{yd}	391.3	MPa			ρ_{comp}	0.00345	Φ_{STAFFE}	12	
APPOGGIO (ZONE DISSIPATIVE CD" B")																
CONDIZIONE A			CONDIZIONE B				CONDIZIONE C			CONDIZIONE D		CONDIZIONE E				
Φ_{TESA}	24	> 14	ok	$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	$0.0031 < \rho < 0.0129$	ok	$\rho_{comp} \geq 0,5\rho$	$0.005 > 0.0043$	ok	175 mm	A_s	4521.6 >	783.09	ok		
n_{TESA}	10	≥ 2	ok							100 <		225 mm	ok	4521.6 <	21000	ok
Φ_{COMP}	24	> 14	ok							192 mm						
n_{COMP}	6	≥ 2	ok							288 mm						
CAMPATA																
CONDIZIONE A			CONDIZIONE B				CONDIZIONE C			CONDIZIONE D		CONDIZIONE E				
Φ_{TESA}	24	> 14	ok	$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$	$0.0031 < \rho < 0.0112$	ok	$\rho_{comp} \geq 0,25\rho$	$0.003 > 0.0013$	ok	330 mm	A_s	2713 >	783.09	ok		
n_{TESA}	6	≥ 2	ok							200 <		560 mm	ok	2713 <	21000	ok
Φ_{COMP}	24	> 14	ok													
n_{COMP}	4	≥ 2	ok													

Si riscontra, pertanto, che l'armatura della trave rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

8.3.8 Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE

8.3.8.1 Fessurazione

Viene eseguita la verifica a fessurazione considerando l'involuppo delle sezioni (appoggio e campata) prendendo il massimo momento agente e la sezione con la minima armatura

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	750 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700 [mm]
Copriferro	d'	64 [mm]
Altezza utile della sezione	d	686 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	3619 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1810 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	47 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	s _{rif,max}	295 [mm]

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	223 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	237.08 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	101.03 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _f	0.4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	160 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	112000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0.03231 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0.000300 [-] 0.000303 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	24.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0.5 [-]
	k ₃	3.4 [-]
	k ₄	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	286.06 [mm] 286.06 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0867 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

8.3.8.2 Limitazioni delle tensioni di esercizio

Viene eseguita la verifica sulle limitazioni delle tensioni di esercizio considerando l'involuppo delle sezioni (appoggio e campata) prendendo il massimo momento agente e la sezione con la minima armatura

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	223.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	750	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700	[mm]
Copriferro	d'	64	[mm]
Altezza utile della sezione	d	686	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	3619	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1810	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	237.08	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	14862776302	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3.56	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	101.03	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	223.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	750	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700	[-]
Copriferro	d'	64	[-]
Altezza utile della sezione	d'	686	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	3619	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1810	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	237.08	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	14862776302	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3.56	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	101.03	[MPa]

8.4 Travi principali (70x75)

8.4.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le verifiche strutturali delle travi principali aventi sezione rettangolare di dimensioni 70x75 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.

Qui di seguito si riportano le sollecitazioni minime e massime per gli SLU, SLV, SLD, SLE rara, SLE frequente e SLE quasi permanente.

Si nota che le sollecitazioni allo SLD (non riportate nella presente documento) sono inferiori a quelle SLV e dunque si ometteranno le verifiche di resistenza previste al punto 7.3.7.1 del rif.[1].

Si riportano qui di seguito i diagrammi caratteristici delle travi principali

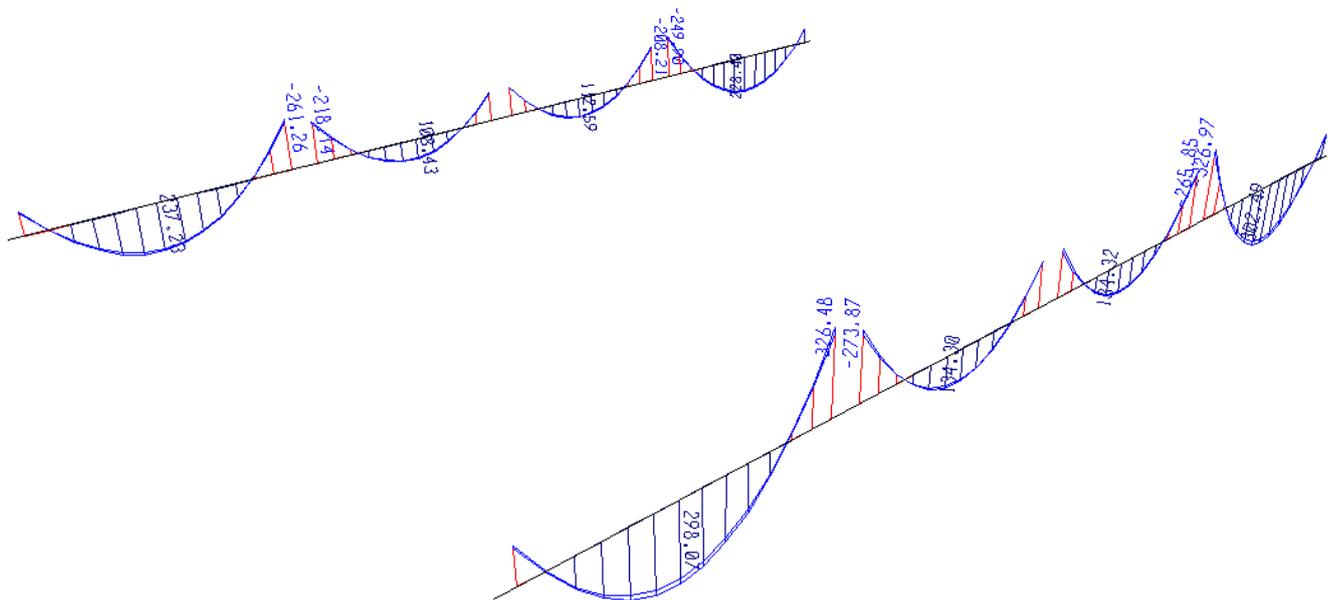


Figura 8-7 Diagrammi momento ENVE_SLU M33 (kNm)

FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA03A0 001	A	68 di 137

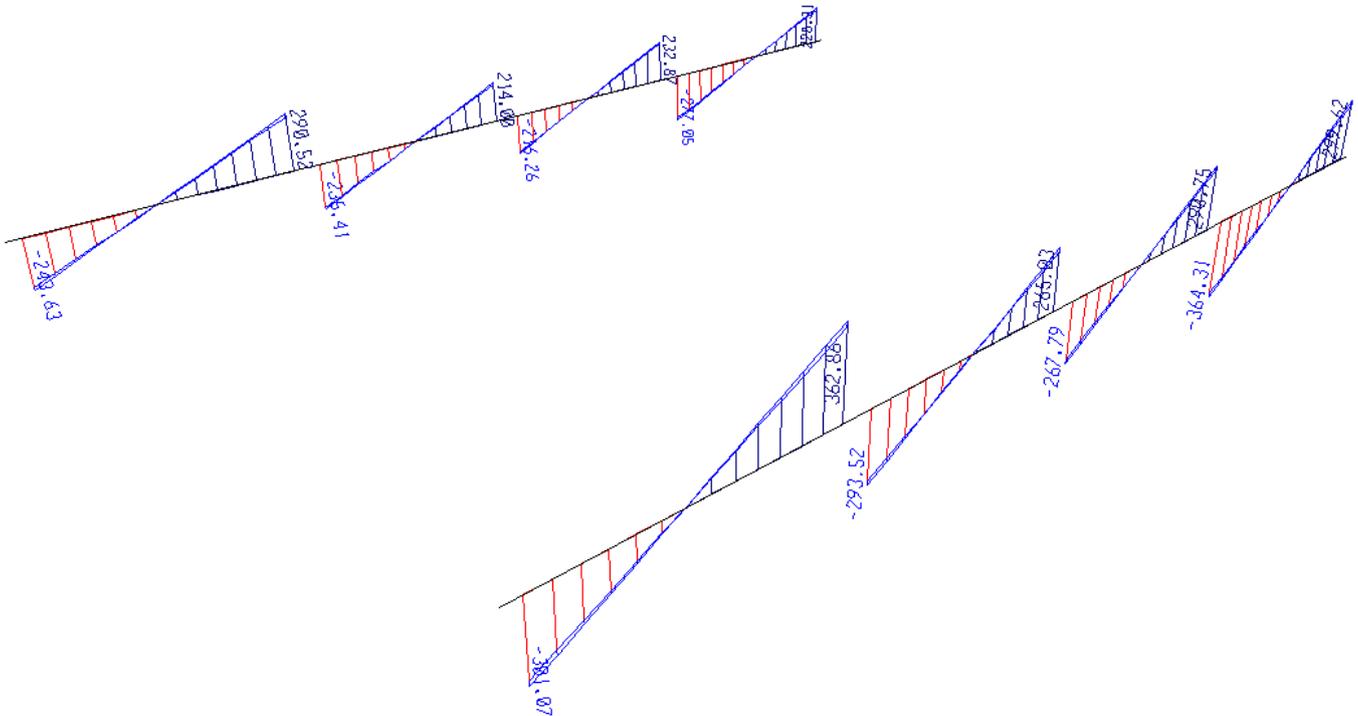


Figura 8-8 Diagrammi taglio ENVE_SLU V22 (kN)

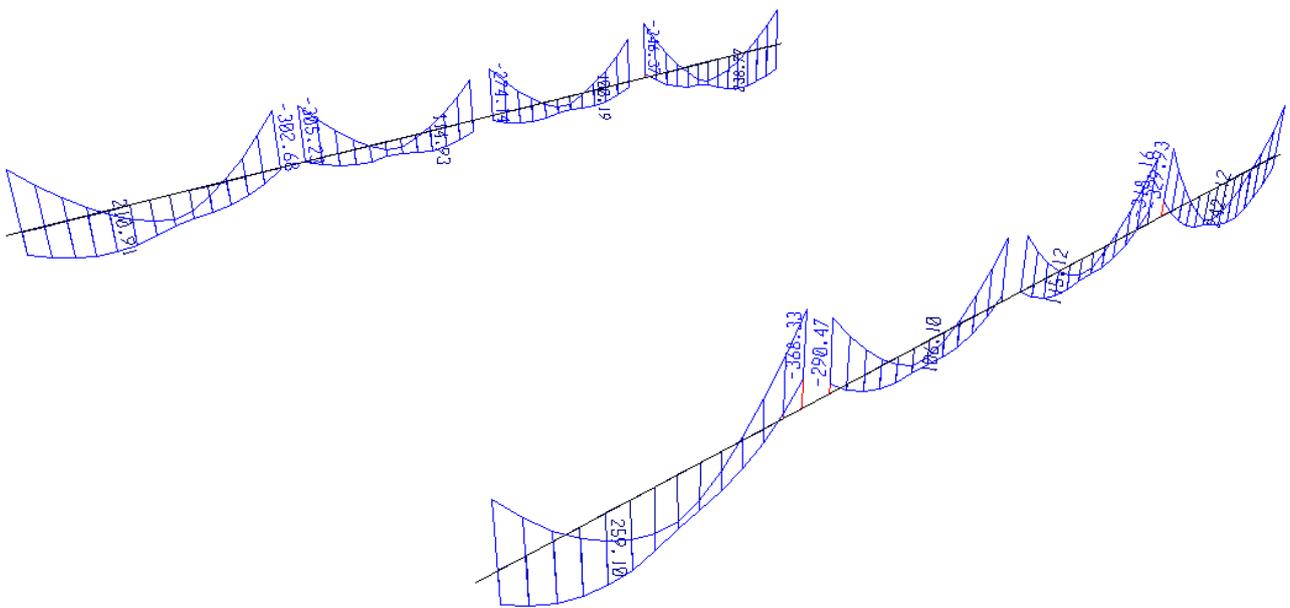


Figura 8-9 Diagrammi taglio ENVE_SLV M33 (kNm)

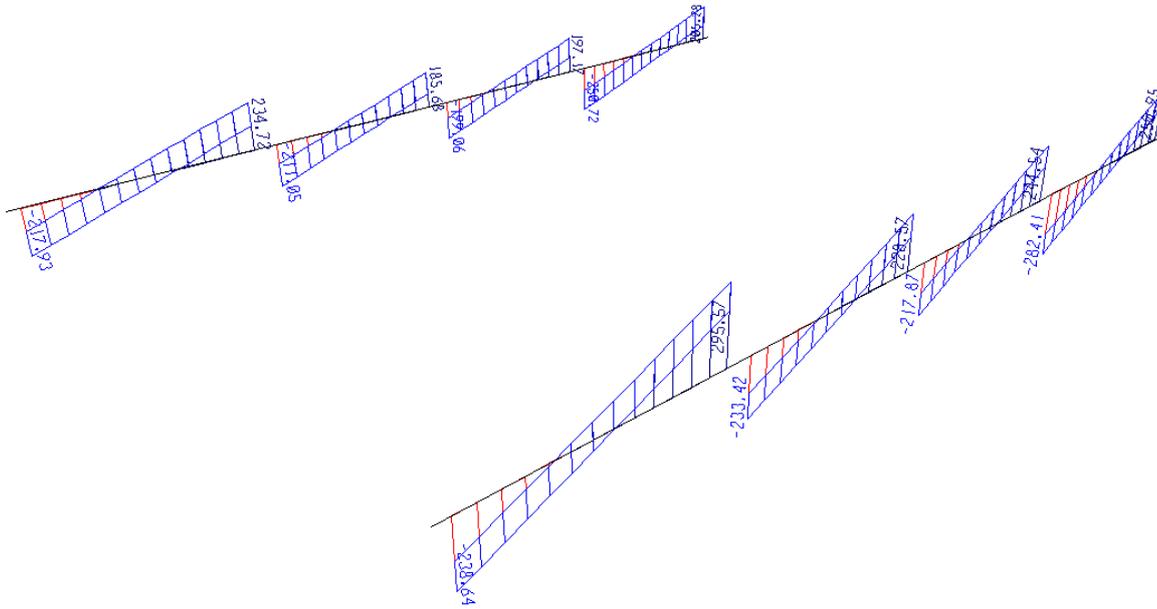


Figura 8-10 Diagrammi taglio ENVE_SLV V22 (kNm)

TABLE: Element Forces - Frames SLV SLU

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
39	7	C1_SLV_X	Min	0	200	0	17	0	-368	Min M3
46	4	C2_SLU		0	-7	1	0	6	302	Max M3
46	0	C17_SLU		0	-364	-10	-53	-9	-327	Min V2
39	7	C2_SLU		0	363	10	55	-9	-326	Max V2
39	7	C2_SLV_Y	Max	0	280	0	115	0	-143	Min T
46	0	C2_SLV_Y	Min	0	-261	0	-123	0	-277	Max T

TABLE: Element Forces - Frames SLD

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
39	7	C1_SLD_X	Min	0	210	0	26	0	-316	Min M3
39	3	C1_SLD_X	Max	0	7	0	16	0	233	Max M3
46	0	C1_SLD_X	Min	0	-273	0	-63	0	-304	Min V2
39	7	C1_SLD_X	Max	0	276	0	63	0	-136	Max V2
39	7	C2_SLD_Y	Max	0	266	0	95	0	-159	Min T
46	0	C2_SLD_Y	Min	0	-257	0	-98	0	-267	Max T

Si nota che le sollecitazioni allo SLD sono inferiori a quelle SLV e dunque si ometteranno le verifiche di resistenza previste al punto 7.3.7.1 del rif.[1].

FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA03A0 001	A	70 di 137

TABLE: Element Forces - Frames SLE RARA

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
46	0	C7_SLE_R	0	-275	-7	-40	-6	-248	Min M3
46	4	C2_SLE_R	0	-5	1	0	4	228	Max M3

TABLE: Element Forces - Frames SLE FREQUENTE

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
46	0	C2_SLE_F	0	-248	0	-44	0	-226	Min M3
46	4	C2_SLE_F	0	-6	0	-3	0	205	Max M3

TABLE: Element Forces - Frames SLE_QUASI PERMANENTE

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
46	0	C1_SLE_QP	0	-242	0	-44	0	-221	Min M3
46	4	C1_SLE_QP	0	-6	0	-3	0	200	Max M3

8.4.2 Materiali

I materiali adottati sono conformi a quanto riportato nel §4.1.

DEFINIZIONE DEI MATERIALI		
Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005		
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	35 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	28 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85 [-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	36 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.8 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0.05}$	1.9 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0.95}$	3.6 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	32308 [MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0.0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035 [-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	15.87 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.29 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6 [MPa]
Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15 [-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000 [MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.001957 [-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{u}	0.01 [-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]

8.4.3 Geometrie

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	750	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700	[mm]
Copriferro	d'	62	[mm]
Altezza utile della sezione	d	688	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	7	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	2199	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	7	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2199	[mm ²]

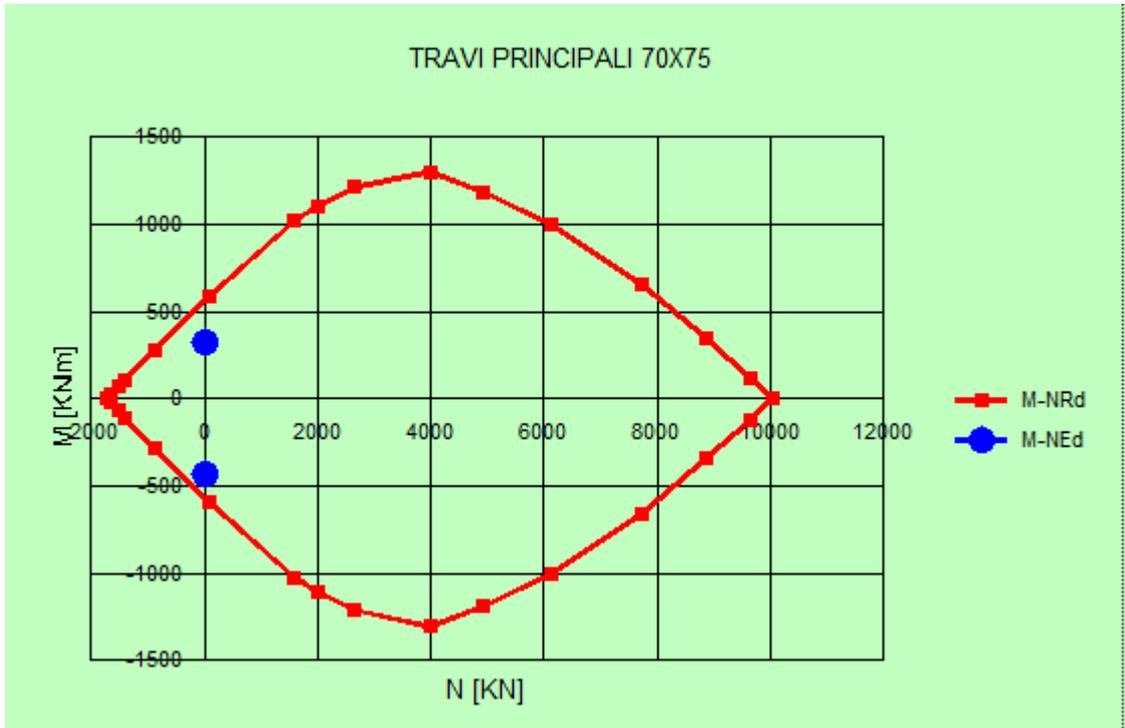
Figura 8-11 Sezione all'appoggio/campata

8.4.4 Verifiche a pressoflessione deviata

8.4.4.1 Dominio ultimo sezione all'appoggio/campata:

Il momento flettente massimo nella sezione considerata tende le fibre superiori.

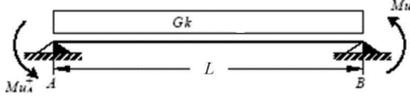
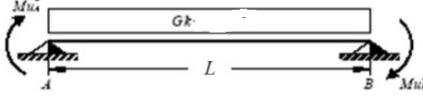
- Armatura superiore 7 Φ 20
- Armatura inferiore 7 Φ 20



Dalla verifica si evince che il momento massimo di calcolo ($M_x = -368 \text{ kNm}$; $+30 \text{ kNm}$) è inferiore al valore ultimo, pertanto la verifica risulta soddisfatta. In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 3+ 3 Φ 12 come ferri di parete.

8.4.5 Verifica a taglio

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti ottenute seguendo la metodologia descritta e riportata nel §8.1.1.2.

		1° SCHEMA	2° SCHEMA
Base	0.7	 $V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$ $V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$	 $V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$ $V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$
Altezza	0.75		
L _{trave}	7		
L _{influenza}	5.475		
G _{1_trave}	13.125 kN/m		
G _{1_Solaio}	4.88 kN/m ²		
G _{2_Solaio}	2.6 kN/m ²		
G _k	54.078 kN/m		
γ _Q	0.3 [-]		
Q _k	0 kN/m ²		
γ _{Rd}	1.1 [-]		
M _{uA} ⁽⁺⁾	561 (kNm)		
M _{uA} ⁽⁻⁾	561 (kNm)		
M _{uB} ⁽⁺⁾	561 (kNm)		
M _{uB} ⁽⁻⁾	561 (kNm)		
		V _B -13 kN	V _B -13 kN
		V _{ED} (SAP) 364	V _{ED} (SAP) 364

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

V_{Ed-max}=366kN

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

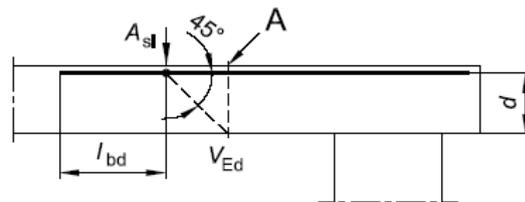
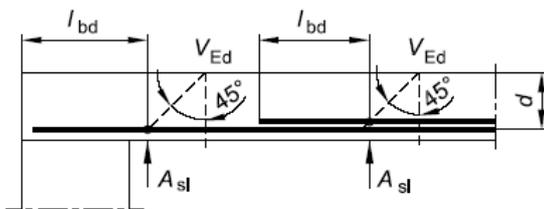
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	366	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.54	[-]
		1.54	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0045464	[-]
		0.0045464	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	208.44	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	170.87	[kN]

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	80	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	226	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	621.9	[mm]
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di α	cot α	0.00	[-]
Seno di α	sin α	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	688.06	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7.93	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	1726.81	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per cot $\theta = 1$	$A_{sw,max}$	681.21	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	688.06	[kN]

Si adotteranno nelle zone d'appoggio, per un tratto pari ad 0,80 m dal pilastro, staffe $\Phi 12 / 8\text{cm}$, mentre nelle zone centrali di campata rimanenti staffe $\Phi 12 / 20\text{ cm}$.

8.4.6 Verifica a torsione

Calcestruzzo		Staffe Trasversali		Armatura Longitudinale	
B (m)	0.7	Ac (m2)	0.525	Φsup (m)	0.024
H (m)	0.75	Φstaffa (m)	0.012	nsup	2
Ac (m2)	0.525	bracci staffa	2.00	Φsinf (m)	0.024
u (m)	2.9	As (m2)	0.0002	ninf	2
t (m)	0.18	A (m2)	0.30	SAI (m2)	0.0018
A (m2)	0.30	s (prog.) (m)	0.1	u _m (m)	2.18
f'cd (kN/m2)	7935	f _{yd} (kN/m2)	391304	f _{yd} (kN/m2)	391304
cotgθ (-)	1	cotgθ (-)	1	cotgθ (-)	1
TRcd (kNm)	424.16	TRsd (kNm)	522.43	TRld (kNm)	192.08
Trd=min(TRcd, TRsd, TRld)		192.08 kN			

La massima torsione è di 123 kNm < 192 kN. VERIFICA SODDISFATTA

8.4.7 Verifica limitazioni armatura

SEZIONE DI APPOGGIO													
GEOMETRIA		ARM. TESA		ARM. COMP		MATERIALI				RAP.GEOM.		ARM. TRASV. (mm)	
B =	700 mm	Φ _{TESA}	20	Φ _{COMP}	20	f _{yk}	450 MPa	fctm	2.77	ρ	0.00419	ρ _{STAFFE}	80
H =	750 mm	n _{TESA}	7	n _{COMP}	7	f _{yd}	391.3 MPa			ρ _{comp}	0.00419	Φ _{STAFFE}	12
SEZIONE DI CAMPATA													
GEOMETRIA		ARM. TESA		ARM. COMP		MATERIALI				RAP.GEOM.		ARM. TRASV.	
B =	700 mm	Φ _{TESA}	20	Φ _{COMP}	20	f _{yk}	450 MPa	fctm	2.77	ρ	0.00419	ρ _{STAFFE}	200
H =	750 mm	n _{TESA}	7	n _{COMP}	7	f _{yd}	391.3 MPa			ρ _{comp}	0.00419	Φ _{STAFFE}	12
APPOGGIO (ZONE DISSIPATIVE CD" B")													
CONDIZIONE A		CONDIZIONE B				CONDIZIONE C				CONDIZIONE D		CONDIZIONE E	
Φ _{TESA}	20 > 14 ok	$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}}$	0.0031 < ρ < 0.0120 ok	0.0042	ρ _{comp} ≥ 0,5ρ	0.004 > 0.0021 ok	175 mm	As	2198 > 783.09 ok	80 < 225 mm ok	2198 < 21000 ok	2198 > 783.09 ok	2198 < 21000 ok
n _{TESA}	7 ≥ 2 ok												
Φ _{COMP}	20 > 14 ok												
n _{COMP}	7 ≥ 2 ok												
CAMPATA													
CONDIZIONE A		CONDIZIONE B				CONDIZIONE C				CONDIZIONE D		CONDIZIONE E	
Φ _{TESA}	20 > 14 ok	$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}}$	0.0031 < ρ < 0.0120 ok	0.0042	ρ _{comp} ≥ 0,25ρ	0.004 > 0.001 ok	330 mm	As	2198 > 783.09 ok	200 < 560 mm ok	2198 < 21000 ok	2198 > 783.09 ok	2198 < 21000 ok
n _{TESA}	7 ≥ 2 ok												
Φ _{COMP}	20 > 14 ok												
n _{COMP}	7 ≥ 2 ok												

Si riscontra, che l'armatura della trave rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

8.4.8 Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE

8.4.8.1 Fessurazione

Viene eseguita la verifica a fessurazione considerando l'involuppo delle sezioni (appoggio e campata) prendendo il massimo momento agente e la sezione con la minima armatura

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	750 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700 [mm]
Copriferro	d'	62 [mm]
Altezza utile della sezione	d	688 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	2199 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	2199 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	47 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	s _{rif,max}	285 [mm]

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	248 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	187.83 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	180.28 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _f	0.4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	155 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	108500 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0.02027 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0.000594 [-]
		0.000594 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	20.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0.5 [-]
	k ₃	3.4 [-]
	k ₄	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	327.55 [mm]
		327.55 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1946 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

8.4.8.2 Limitazioni delle tensioni di esercizio

Viene eseguita la verifica sulle limitazioni delle tensioni di esercizio considerando l'involuppo delle sezioni (appoggio e campata) prendendo il massimo momento agente e la sezione con la minima armatura

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	248.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	750	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700	[mm]
Copriferro	d'	62	[mm]
Altezza utile della sezione	d	688	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2199	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2199	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	187.83	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	10320796726	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.51	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	180.28	[MPa]

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	248.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	750	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700	[-]
Copriferro	d'	62	[-]
Altezza utile della sezione	d'	688	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	2199	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2199	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	187.83	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	10320796726	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.51	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	180.28	[MPa]

Controllo tensionale per la Combinazione Frequente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	248.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	750	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700	[-]
Copriferro	d'	62	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	688	[kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2199	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2199	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	187.83	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	10320796726	[mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.51	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	180.28	[MPa]

Figura 8-12 Sezione all'appoggio/campata

8.5 Travi principali 30x125

8.5.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le verifiche strutturali delle travi rompitratta aventi sezione rettangolare di dimensioni 30x125 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.

Qui di seguito si riportano le sollecitazioni minime e massime per gli SLU, SLV, SLD, SLE rara, SLE frequente e SLE quasi permanente.

Si nota che le sollecitazioni allo SLD (non riportate nella presente documento) sono inferiori a quelle SLV e dunque si ometteranno le verifiche di resistenza previste al punto 7.3.7.1 del rif.[1].

Si riportano qui di seguito i diagrammi caratteristici dei pilastri

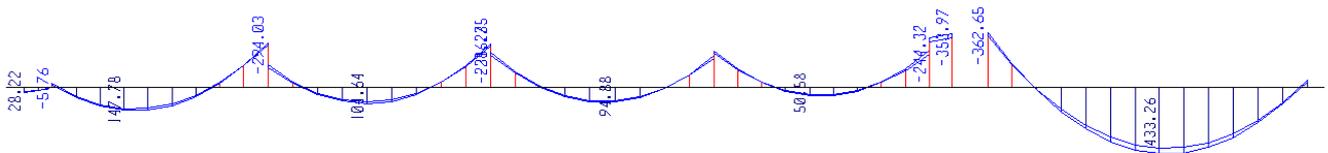


Figura 8-13 Diagrammi momenti Enve_SLU M33 (kNm)

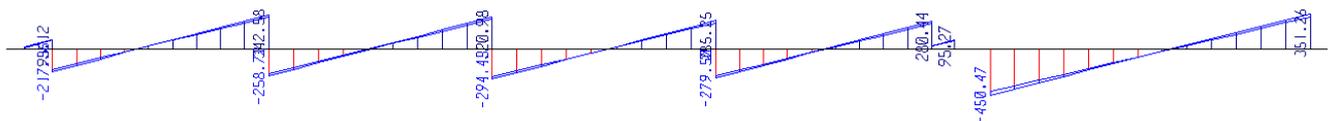


Figura 8-14 Diagrammi taglio Enve_SLU V22 (kN)

TABLE: Element Forces - Frames SLU-SLV

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
36	10	C1_SLV_X	Min	0	-355	0	-6	0	-546	Min M3
45	4	C2_SLU		0	-19	0	8	0	433	Max M3
36	5	C1_SLV_X	Max	0	358	0	7	0	121	Min V2
45	0	C2_SLU		0	-450	0	8	0	-363	Max V2
36	1	C2_SLV_Y	Min	0	3	0	-120	0	-24	Min T
36	0	C2_SLV_Y	Max	0	110	0	102	0	66	Max T

TABLE: Element Forces - Frames SLD

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
36	10	C1_SLD_X	Min	0	74	0	-6	0	-429	Min M3
45	5	C1_SLD_X	Max	0	110	0	15	0	318	Max M3
36	5	C1_SLD_X	Max	0	314	0	3	0	23	Min V2
45	0	C1_SLD_X	Min	0	-330	0	-5	0	-392	Max V2
36	1	C2_SLD_Y	Min	0	26	0	-89	0	-18	Min T
36	0	C2_SLD_Y	Max	0	88	0	65	0	54	Max T

Si nota che le sollecitazioni allo SLD sono inferiori a quelle SLV e dunque si ometteranno le verifiche di resistenza previste al punto 7.3.7.1 del rif.[1].

TABLE: Element Forces - Frames SLE RARA

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
45	0	C7_SLE_R	0	-337	0	6	0	-274	Min M3
45	4	C7_SLE_R	0	-16	0	6	0	324	Max M3

TABLE: Element Forces - Frames SLE FREQUENTE

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
45	0	C2_SLE_F	0	-286	0	5	0	-242	Min M3
45	4	C2_SLE_F	0	-17	0	5	0	272	Max M3

TABLE: Element Forces - Frames SLE_QUASI PERMANENTE

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
45	0	C1_SLE_QP	0	-277	0	5	0	-236	Min M3
45	4	C1_SLE_QP	0	-17	0	5	0	262	Max M3

8.5.2 Materiali

I materiali adottati sono conformi a quanto riportato nel §4.1.

DEFINIZIONE DEI MATERIALI		
Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005		
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	35 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	28 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85 [-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	36 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.8 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk0,05}$	1.9 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk0,95}$	3.6 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	32308 [MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0.0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035 [-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	15.87 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.29 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6 [MPa]
Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15 [-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000 [MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.001957 [-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01 [-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]

8.5.3 Geometrie

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA				
SEZIONE TRASVERSALE				
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h		1250	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b		300	[mm]
Copriferro	d'		60	[mm]
Altezza utile della sezione	d		1190	[mm]
ARMATURA TESA				
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1		20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1		4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2		0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2		0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s		1257	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA				
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1		20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1		2	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2		0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2		0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s		628	[mm ²]

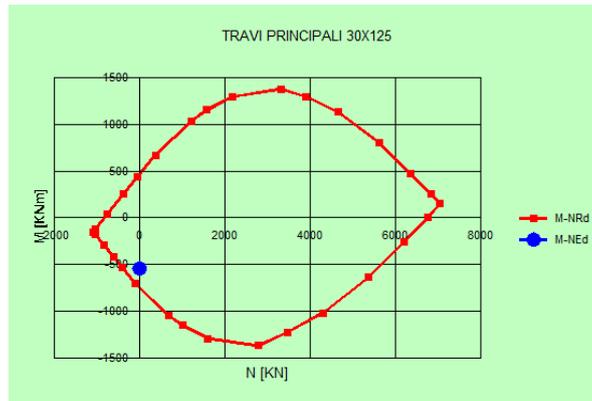
Figura 8-15 Sezione all'appoggio/campata

8.5.4 Verifiche a pressoflessione deviata

8.5.4.1 Dominio ultimo sezione all'appoggio:

Il momento flettente massimo nella sezione considerata tende le fibre superiori ($M_{max} = -546 \text{ kNm}$).

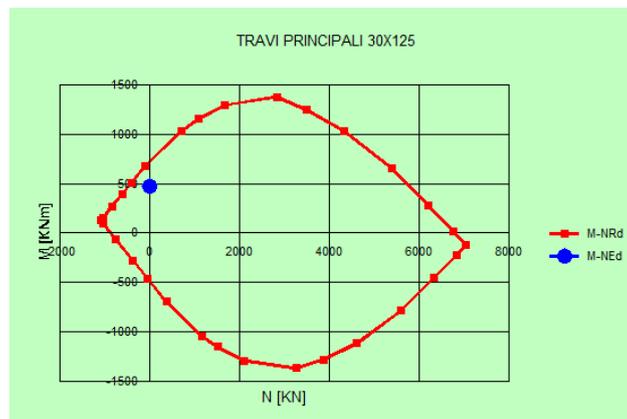
- Armatura superiore 4 Φ 20
- Armatura inferiore 2 Φ 20
- Ferri di parete 2+2 Φ 12/20cm



8.5.4.2 Dominio ultimo sezione in campata:

Il momento flettente massimo nella sezione considerata tende le fibre inferiori ($M_{max} = 433 \text{ kNm}$).

- Armatura superiore 2 Φ 20
- Armatura inferiore 4 Φ 20
- Ferri di parete 2+2 Φ 12/20cm



8.5.5 Verifica a taglio

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti ottenute seguendo la metodologia descritta e riportata nel §8.1.1.2.

Base	0.3									
Altezza	1.25									
L_{trave}	7									
$L_{influenza}$	8.8									
G1_trave	9.375	kN/m								
G2_Solaio	4.88	kN/m ²								
G _k	75.199	kN/m								
γ_Q	0.3	[-]								
Q _k	0	kN/m ²								
γ_{Rd}	1.1	[-]								
$M_{uA}^{(+)}$	739	(kNm)								
$M_{uA}^{(-)}$	498	(kNm)								
$M_{uB}^{(+)}$	498	(kNm)								
$M_{uB}^{(-)}$	739	(kNm)								
			V_A	458	kN	$V_{ED} (SAP)$	V_A	458	kN	$V_{ED} (SAP)$
			V_B	-69	kN	450	V_B	-69	kN	450

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

$$V_{Ed-max} = 458 \text{ kN}$$

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

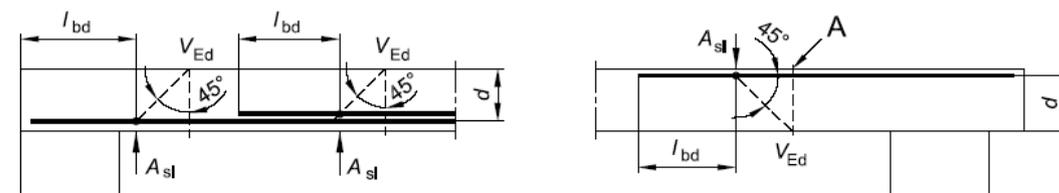
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	458	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.41	[-]
		1.41	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.00352	[-]
		0.00352	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	129.51	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	110.69	[kN]

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	10	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	100	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	157	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	1071.9	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00	[-]

Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	658.85	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7.93	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	1275.56	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	364.93	[mm ²]

Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	658.85	[kN]
---	----------	---------------	------

§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE

Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	1417.29	[kN]
--	----------	----------------	------

Si adatteranno nelle zone d'appoggio, per un tratto pari ad 0,80 m dal pilastro, staffe $\Phi 10 / 10\text{cm}$, mentre nelle zone centrali di campata rimanenti staffe $\Phi 10 / 20\text{ cm}$.

8.5.6 Verifica a torsione

Calcestruzzo		Staffe Trasversali		Armatura Longitudinale	
B (m)	0.3	Ac (m2)	0.375	Φsup (m)	0.02
H (m)	1.25	Φstaffa (m)	0.012	nsup	4
Ac (m2)	0.375	bracci staffa	2.00	Φsinf (m)	0.02
u (m)	3.1	As (m2)	0.0002	ninf	4
t (m)	0.12	A (m2)	0.20	SAI (m2)	0.0025
A (m2)	0.20	s (prog.) (m)	0.08	u _m (m)	2.62
f'cd (kN/m2)	7935	f _{yd} (kN/m2)	391304	f _{yd} (kN/m2)	391304
cotgθ (-)	1	cotgθ (-)	1	cotgθ (-)	1
TRcd (kNm)	194.02	TRsd (kNm)	447.05	TRld (kNm)	151.89
Trd=min(TRcd, TRsd, TRld)		151.89 kN			

La massima torsione è di 120 kNm < 152 kN. VERIFICA SODDISFATTA

8.5.7 Verifica limitazioni armatura

SEZIONE DI APPOGGIO																
GEOMETRIA			ARM. TESA		ARM. COMP		MATERIALI				RAP.GEOM.		ARM. TRASV. (mm)			
B =	300	mm	Φ _{TESA}	20	Φ _{COMP}	20	f _{yk}	450	MPa	fctm	2.77	ρ	0.00335	ρ _{STAFFE}	100	
H=	1250	mm	n _{TESA}	4	n _{COMP}	2	f _{yd}	391.3	MPa			ρ _{comp}	0.00167	Φ _{STAFFE}	10	
SEZIONE DI CAMPATA																
GEOMETRIA			ARM. TESA		ARM. COMP		MATERIALI				RAP.GEOM.		ARM. TRASV.			
B =	300	mm	Φ _{TESA}	20	Φ _{COMP}	20	f _{yk}	450	MPa	fctm	2.77	ρ	0.00335	ρ _{STAFFE}	200	
H=	1250	mm	n _{TESA}	4	n _{COMP}	2	f _{yd}	391.3	MPa			ρ _{comp}	0.00167	Φ _{STAFFE}	10	
APPOGGIO (ZONE DISSIPATIVE CD"B")																
CONDIZIONE A			CONDIZIONE B				CONDIZIONE C				CONDIZIONE D		CONDIZIONE E			
Φ _{TESA}	20	> 14	$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}}$				$0.0031 < \rho < 0.0095$				$\rho_{comp} \geq 0.5\rho$		$0.002 > 0.0017$		$1256 > 575.33$	
n _{TESA}	4	>= 2														
Φ _{COMP}	20	> 14	0.0033		$0.002 > 0.0017$		160		$1256 < 15000$							
n _{COMP}	2	>= 2									0.0033		$0.002 > 0.0017$		240	
CAMPATA																
CONDIZIONE A			CONDIZIONE B				CONDIZIONE C				CONDIZIONE D		CONDIZIONE E			
Φ _{TESA}	20	> 14	$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}}$				$0.0031 < \rho < 0.0095$				$\rho_{comp} \geq 0.25\rho$		$1256 > 575.33$			
n _{TESA}	4	>= 2													0.0033	
Φ _{COMP}	20	> 14	0.0033		$0.002 > 0.0008$		$200 < 960$		$1256 < 15000$							
n _{COMP}	2	>= 2									0.0033		$0.002 > 0.0008$		$200 < 960$	

Si riscontra, che l'armatura della trave rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

8.5.8 Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE

8.5.8.1 Fessurazione

Viene eseguita la verifica a fessurazione considerando l'involuppo delle sezioni (appoggio e campata) prendendo il massimo momento agente e la sezione con la minima armatura

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1250 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300 [mm]
Copriferro	d'	60 [mm]
Altezza utile della sezione	d	1190 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	1257 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	628 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	47 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	80 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	s _{rif,max}	285 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	324 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	308.48 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	235.85 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0.4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	150 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	45000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0.02793 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0.000947 [-] 0.000947 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	20.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0.5 [-]
	k ₃	3.4 [-]
	k ₄	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	281.55 [mm] 281.55 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.2666 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA03A0 001	REV. A

8.5.8.2 Limitazioni delle tensioni di esercizio

Viene eseguita la verifica sulle limitazioni delle tensioni di esercizio considerando l'involuppo delle sezioni (appoggio e campata) prendendo il massimo momento agente e la sezione con la minima armatura

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	324.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1250	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1190	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1257	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	628	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	308.48	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	18164968148	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	5.50	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	235.85	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	324.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	1250	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[-]
Copriferro	d'	60	[-]
Altezza utile della sezione	d'	1190	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1257	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	628	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	308.48	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	18164968148	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	5.50	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	235.85	[MPa]

Figura 8-16 Sezione all'appoggio/campata

8.6 Pilastri (70x70)

8.6.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei pilastri aventi sezione rettangolare di dimensioni 70x70 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.

Qui di seguito si riportano le sollecitazioni minime e massime per gli SLU, SLV, SLD, SLE rara, SLE frequente e SLE quasi permanente.

Si nota che le sollecitazioni allo SLD (non riportate nella presente documento) sono inferiori a quelle SLV e dunque si ometteranno le verifiche di resistenza previste al punto 7.3.7.1 del rif.[1].

Si riportano qui di seguito i diagrammi caratteristici dei pilastri

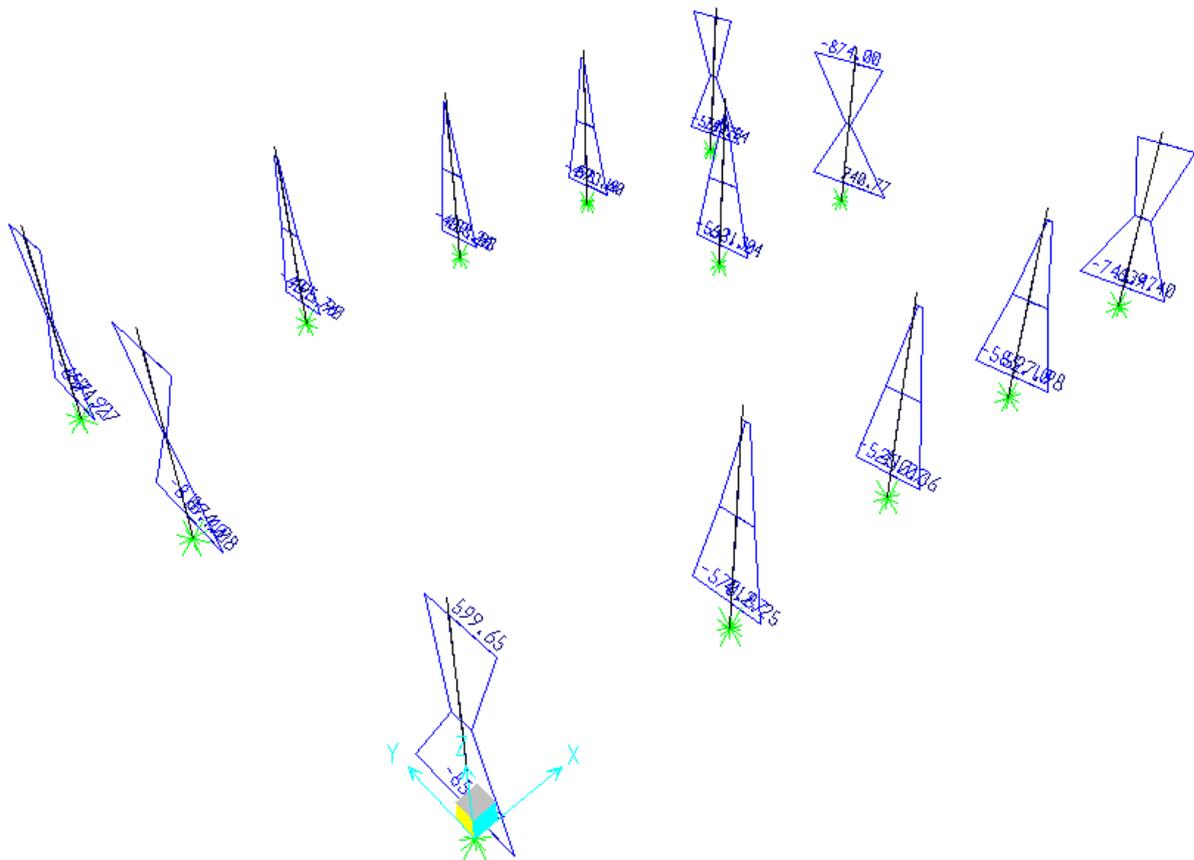


Figura 8-17 Diagrammi momenti Enve_SLV M22 (kNm)

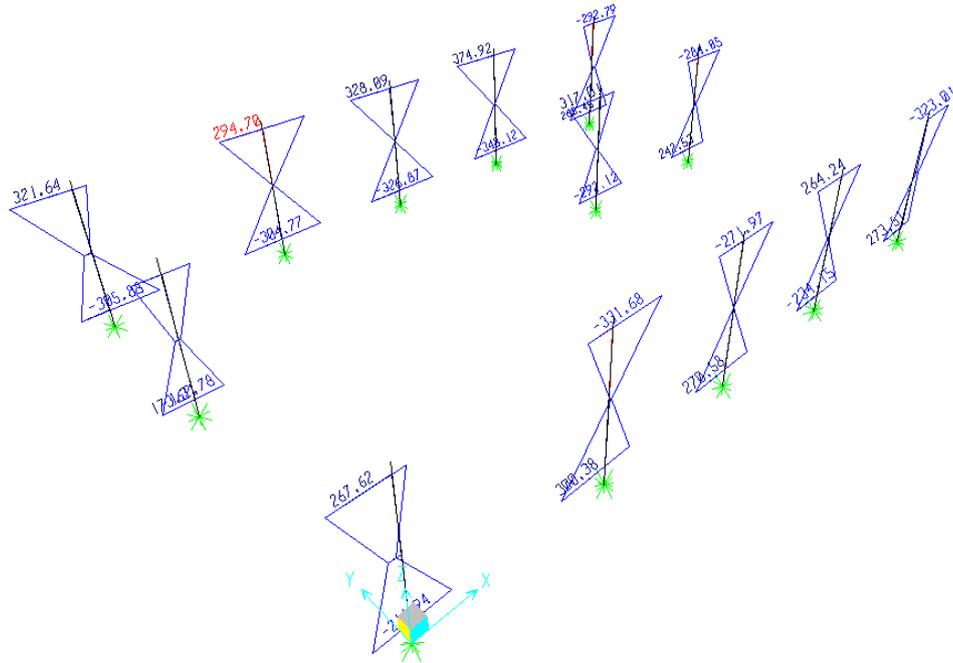


Figura 8-18 Diagrammi momenti Enve_SVU M33 (kNm)

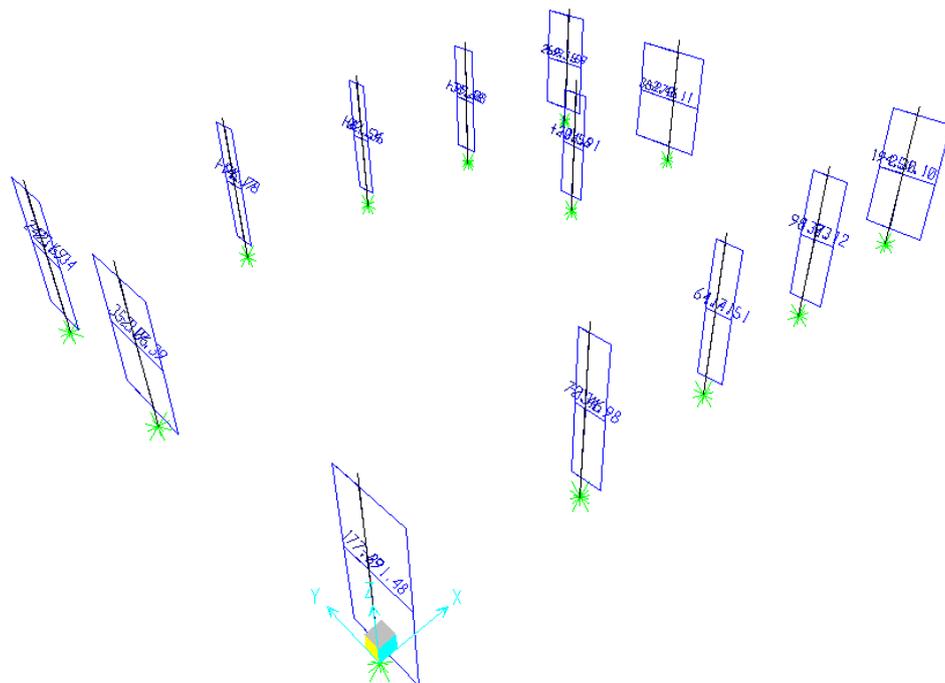


Figura 8-19 Diagrammi taglio Enve_SLV V33 (kN)

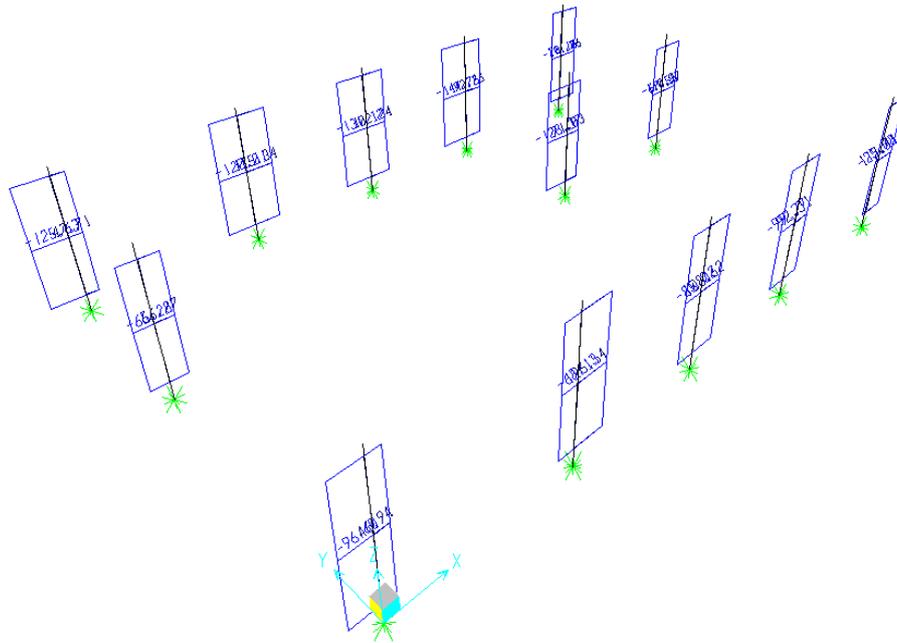


Figura 8-20 Diagrammi taglio Enve_SLV V22 (kN)

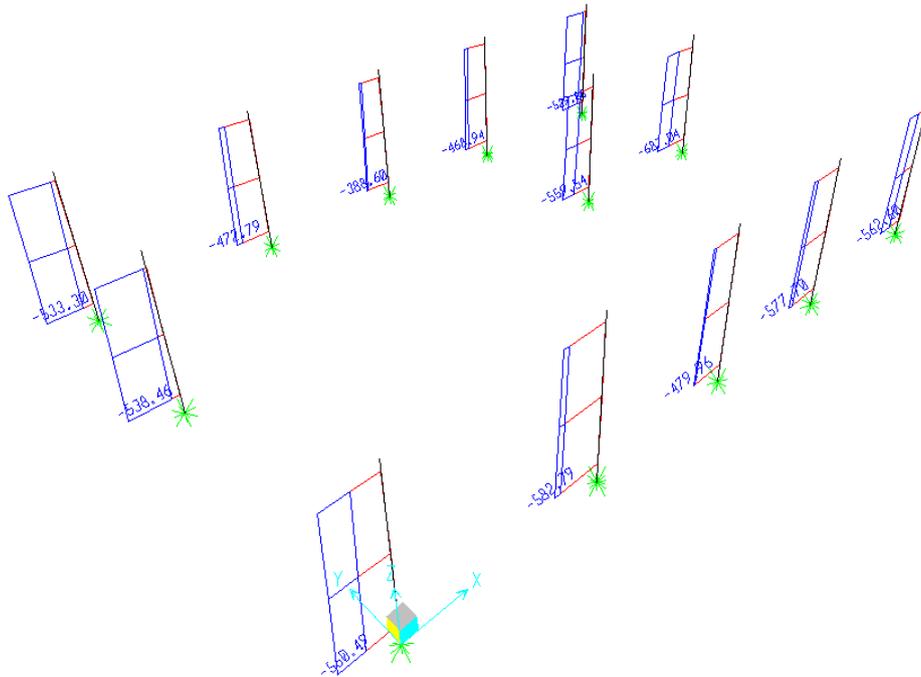


Figura 8-21 Diagrammi Axial Enve_SLV (kN)

TABLE: Element Forces - Frames SLV SLU

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
53	1	C1_SLV_X	Min	-464	-145	-27	-8	-157	-348	Min M3
53	6	C1_SLV_X	Max	-347	93	59	16	-23	375	Max M3
65	5	C2_SLV_Y	Min	-605	-7	-273	-1	-874	-147	Min M2
65	1	C2_SLV_Y	Max	-426	51	382	9	941	94	Max M2
53	6	C1_SLV_X	Min	-403	-145	-27	-8	-65	-226	Min V2
55	1	C1_SLV_X	Max	-520	127	8	16	102	300	Max V2
48	5	C2_SLV_Y	Min	-387	-21	-317	-1	-796	-45	Min V3
65	3	C2_SLV_Y	Max	-397	51	382	9	33	-25	Max V3
55	1	C17_SLU		-816	20	-34	0	-73	32	Min P
48	5	C1_SLV_X	Max	-30	66	162	16	268	147	Max P

TABLE: Element Forces - Frames SLD

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
58	6	C1_SLD_X	Min	-449	-10	-108	-7	-29	-256	Min M3
53	6	C1_SLD_X	Max	-357	64	44	10	-27	265	Max M3
65	5	C2_SLD_Y	Min	-572	2	-185	-2	-625	-128	Min M2
65	1	C2_SLD_Y	Max	-466	43	271	5	663	74	Max M2
53	6	C1_SLD_X	Min	-393	-101	-16	-7	-56	-153	Min V2
54	1	C1_SLD_X	Max	-242	90	97	10	272	206	Max V2
49	6	C2_SLD_Y	Min	-462	-61	-212	-2	-186	49	Min V3
65	3	C2_SLD_Y	Max	-437	43	271	5	19	-25	Max V3
65	1	C1_SLD_X	Min	-646	-40	-59	-7	-163	-127	Min P
48	5	C1_SLD_X	Max	-95	47	130	10	145	102	Max P

Si nota che le sollecitazioni allo SLD sono inferiori a quelle SLV e dunque si ometteranno le verifiche di resistenza previste al punto 7.3.7.1 del rif.[1].

TABLE: Element Forces - Frames SLE RARA

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
58	6	C17_SLE_R	-406	43	-36	0	105	-156	Min M3
49	6	C7_SLE_R	-407	-43	-35	0	100	153	Max M3
65	5	C18_SLE_R	-531	31	50	0	-128	-107	Min M2
65	1	C3_SLE_R	-589	31	50	0	109	40	Max M2
55	1	C7_SLE_R	-616	15	-25	0	-53	22	Min P
48	5	C9_SLE_R	-260	-1	47	0	-118	9	Max P

TABLE: Element Forces - Frames SLE FREQUENTE

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
58	6	C2_SLE_F	-380	37	-42	0	118	-135	Min M3
49	6	C2_SLE_F	-382	-37	-43	0	118	134	Max M3
65	5	C3_SLE_F	-494	24	39	0	-104	-84	Min M2
58	6	C1_SLE_F	-376	36	-42	0	119	-132	Max M2
55	1	C2_SLE_F	-561	14	-28	0	-66	23	Min P
48	5	C4_SLE_F	-249	1	36	0	-94	1	Max P

TABLE: Element Forces - Frames SLE_QUASI PERMANENTE

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
58	6	C1_SLE_QP	-374	36	-42	0	119	-131	Min M3
49	6	C1_SLE_QP	-376	-36	-43	0	118	130	Max M3
65	5	C1_SLE_QP	-492	23	37	0	-98	-82	Min M2
58	6	C1_SLE_QP	-374	36	-42	0	119	-131	Max M2
65	0.75	C1_SLE_QP	-550	23	36	0	74	26	Min P
48	5.495	C1_SLE_QP	-249	0	35	0	-92	5	Max P

8.6.2 Materiali

I materiali adottati sono conformi a quanto riportato nel §4.1.

DEFINIZIONE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	35	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	28	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	36	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.8	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0.05}$	1.9	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0.95}$	3.6	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	32308	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	15.87	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.29	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6	[MPa]
Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{ya}	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{yu}	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

8.6.3 Geometrie

Si considera una sezione in c.a 70x70 armata con **8 Φ 24** su tutti e 4 i lati come riportato nella figura seguente considerando un copriferro (asse armatura di 64mm).

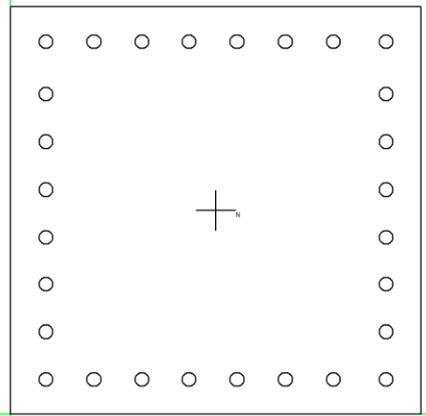


Figura 8-22 Armature pilastro

8.6.4 Verifiche a pressoflessione deviata

Il dominio ultimo della sezione è stato ricavato a partire dalle geometrie riportate nel §8.6.3. Le sollecitazioni utilizzate sono state ricavate dal §8.6.1 utilizzando una condizione fittizia costituita da:

Min P; Max M22 e Max M33 (i momenti presi in valore assoluto)

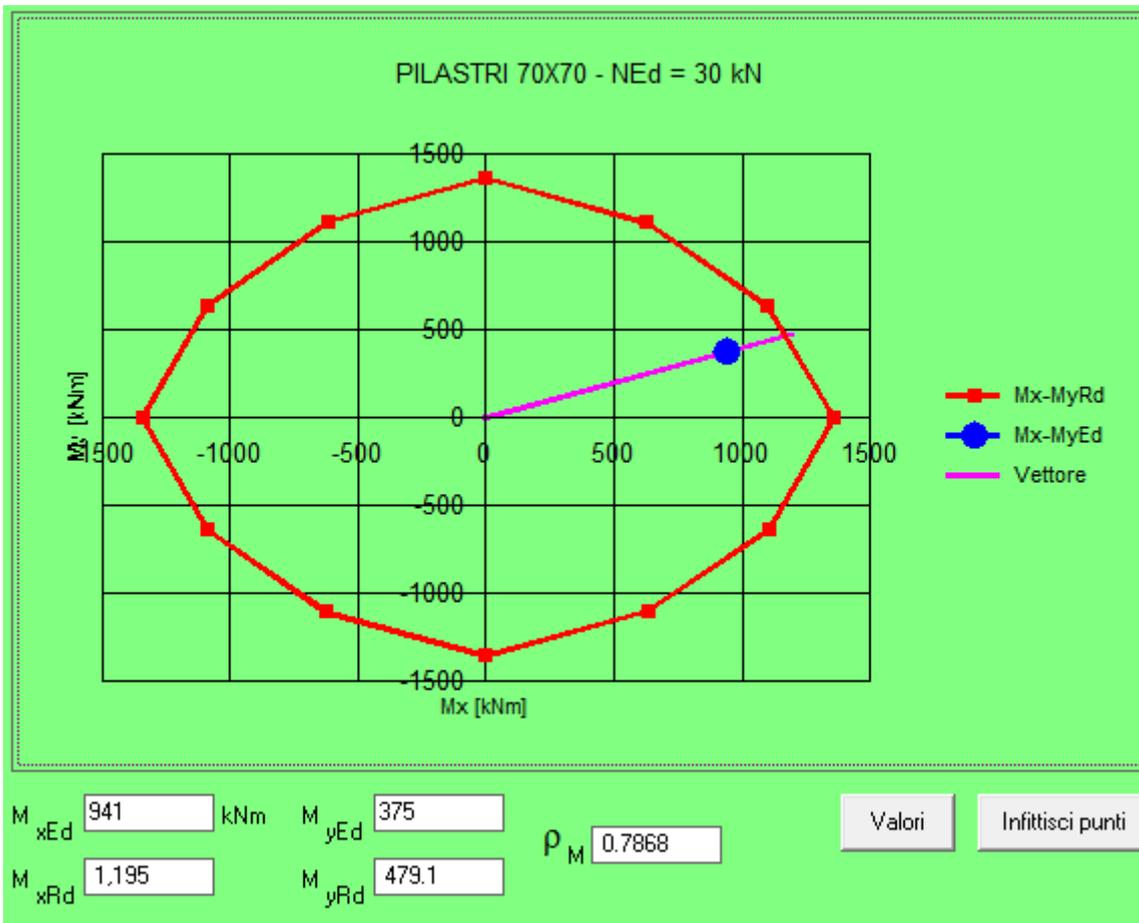


Figura 8-23 Dominio di resistenza pressoflessione deviata

Il dominio di resistenza riportato in Figura 8-23 mostra che la sezione è **VERIFICATA** con un coefficiente di sicurezza prossimo all'unità. Tale valore si può ritenere accettabile visto la combinazione fittizia che tiene conto l'involuppo delle sollecitazioni più gravose.

8.6.5 Verifiche a taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici o fragili dovuti al taglio, per quanto concerne la verifica a taglio del pilastro si utilizza il valore massimo tra il taglio di calcolo dedotto dall'output del modello di calcolo e quello che si ottiene dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{C,Rd}^s$ ed inferiore $M_{C,Rd}^i$ secondo l'espressione:

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

dove:

$\gamma_{Rd} = 1.10$ per strutture in CD" B";

$M_{C,Rd}^s = M_{C,Rd}^i = 1363$ kNm (calcolato con il minimo sforzo assiale $P=30$ kN)

$l_p = 6$ m

$V_{Ed} = 499$ kN

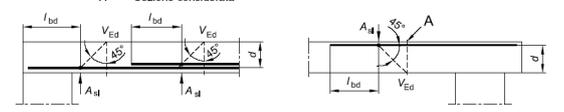
Dalla tabella di cui al §8.6.1 si evince che il taglio massimo $V_3=382$ kN pertanto le verifiche a taglio saranno condotte con $V_{Ed} = 499$ kN.

Le verifiche vengono condotte considerando staffe $\Phi 12/100$ mm nella zona duttile

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE	
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO	
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed} 499 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo	si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	0.12 [-]
Coefficiente k	k 1.56 [-]
	1.56 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l 0.0080658 [-]
	0.0080658 [-]

figura 6.3 Definizione di A_{dt} nella espressione (6.2)

Legenda
A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$ 237.21 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$ 161.70 [kN]

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO	
Diametro delle staffe	ϕ_w 12 [mm]
Numero di braccia	n_b 2 [-]
Passo delle staffe	s 100 [mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ 45 [°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α 90 [°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw} 226 [mm ²]
Braccio della coppia interna	z 576.9 [mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$ 1.00 [-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$ 0.00 [-]
Seno di α	$\sin\alpha$ 1.00 [-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rd} 510.62 [kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f_{cd} 7.93 [MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rd} 1601.86 [kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$ 851.51 [mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd} 510.62 [kN]

8.6.6 Verifiche a torsione

Vista la ridotta entità delle sollecitazioni torsionali la verifica può essere opportunamente trascurata poiché risulta implicitamente soddisfatta e non dimensionante.

8.6.7 Verifiche limitazione armatura

GEOMETRIA		ARM. TESA		ARM. COMP		MATERIALI				RAP.GEOM.		ARM. TRASV. (mm)		CARICHI Ned kN
B =	700 mm	Φ_{TESA}	24	Φ_{COMP}	24	f_{yk}	450 MPa	f_{ctm}	2.77	ρ	0.01476	ρ_{STAFFE}	100	827
H =	700 mm	n_{TESA}	8	n_{COMP}	8	f_{yd}	391.3 MPa	f_{cd}	15.9			Φ_{STAFFE}	12	

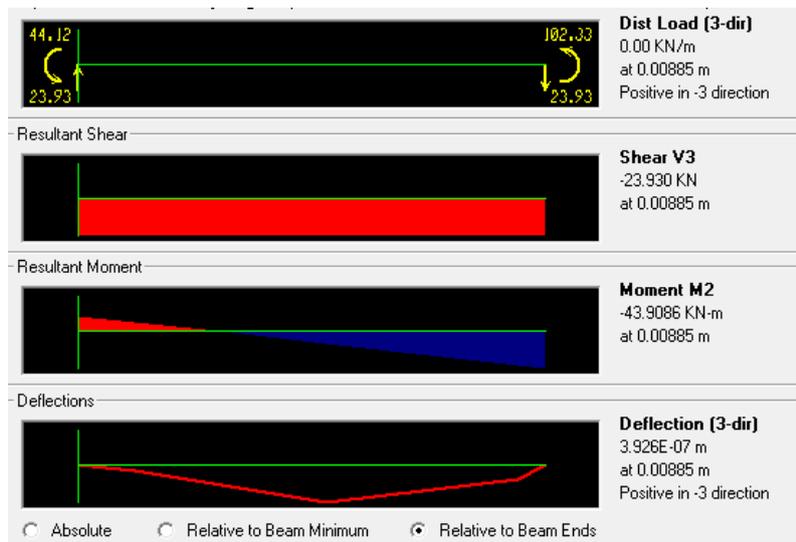
CONDIZIONE F				CONDIZIONE G				CONDIZIONE H				CONDIZIONE I				CONDIZIONE L			
1% < ρ < 4%				6 mm				350 mm				$\frac{A_{st}}{s} = 0.08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$				211			
1.0% < ρ < 4.0% 1.5%				$\Phi_{STAFFE} > \max$ 12				9.6 mm ok				100 < min 175 mm ok 192 mm				2.26 > 2.01 ok			
												As = 7235 > min 1470 ok							

8.6.8 Verifiche di instabilità per elementi snelli

Il massimo sforzo assiale riportato nel §8.6.1 è 827000N (di compressione) pertanto;

$$v = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 827000 / (700 \times 700 \times 15.87) = 0.106$$

Il massimo sforzo assiale corrisponde alla combinazione C2_SLU i cui momenti di estremità sono -102 kN e 44 kN. (vedi figura seguente)



$$r_m = -0,37$$

$$C=2,07$$

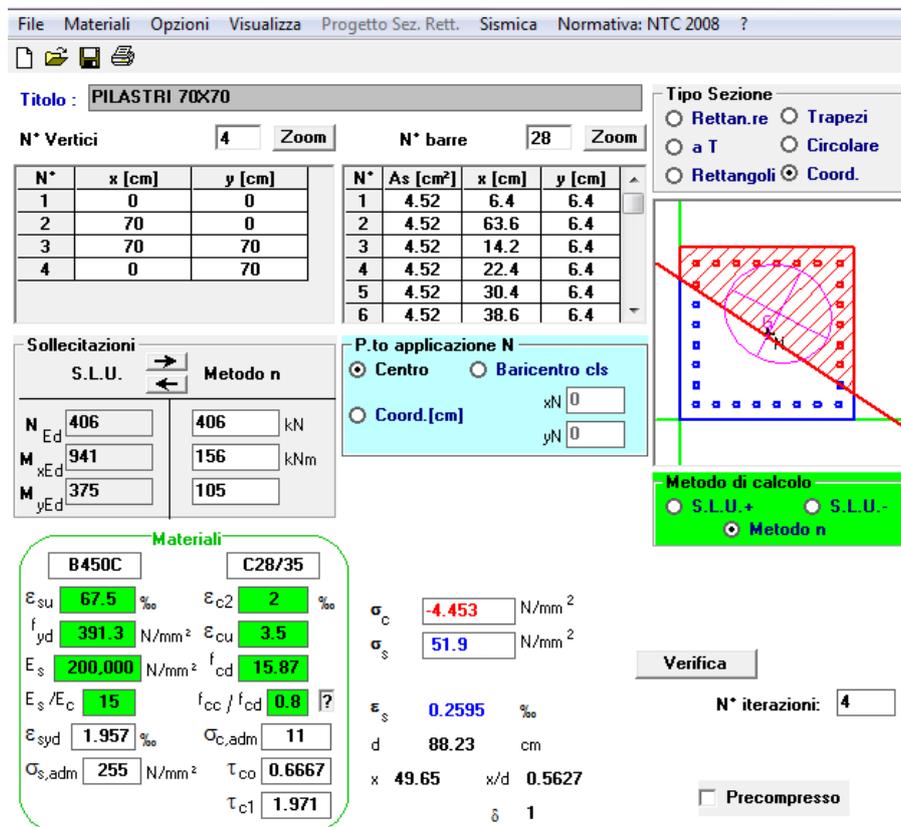
$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{v}} = 85 > \lambda = 29.7 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

8.6.9 Verifiche agli stati limite di esercizio -SLE

8.6.9.1 Sollecitazioni

Tra le sollecitazioni riportate al §8.6.1 sono state estrapolate quelle caratteristiche per le verifiche a fessurazione e limitazioni di esercizio riportate nei §8.6.9.2 e §8.6.9.3

TABLE: Element Forces - Frames SLE RARA						
Frame	Station	OutputCase	P	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m	
58	6	C17_SLE_R	-416	105	-156	Min M3



Titolo: PILASTRI 70X70

N° Vertici: 4 N° barre: 28

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

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	6.4	6.4
2	4.52	63.6	6.4
3	4.52	14.2	6.4
4	4.52	22.4	6.4
5	4.52	30.4	6.4
6	4.52	38.6	6.4

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	406	406	kN
M _{xEd}	941	156	kNm
M _{yEd}	375	105	

Materiali

B450C	C28/35
ε _{su} 67.5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391.3 N/mm²	ε _{cu} 3.5 ‰
E _s 200,000 N/mm²	f _{cd} 15.87
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
ε _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 11
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.6667
	τ _{c1} 1.971

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

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

Verifica
N° iterazioni: 4

Precompresso

σ_c -4.453 N/mm²
σ_s 51.9 N/mm²
ε_s 0.2595 ‰
d 88.23 cm
x 49.65 x/d 0.5627
δ 1

Le verifiche saranno condotte considerando un unico stato tensionale in cui risulta:

$$\sigma_c = -4.45 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 51.9 \text{ Mpa}$$

8.6.9.2 Fessurazione

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 700 [mm]
Larghezza della sezione	b 700 [mm]
Altezza utile della sezione	d 636 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 64 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 47 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ 8 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ 24 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ 3619 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3.2 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 34077 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 51.9 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 496 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 5.87 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 3619 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 112000 [mm ²] $A_{c,eff,2}$ 47600 [mm ²] $A_{c,eff,3}$ 245000 [mm ²] $A_{c,eff,min}$ 47600 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0.07603 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3.2 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_f 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[e_{sm} - e_{cm}]_{min}$ 0.000156 [-] $[e_{sm} - e_{cm}]_{calc.}$ 0.000137 [-] $[e_{sm} - e_{cm}]$ 0.000156 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 80 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 24.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ 295 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0.800 [-] k_2 1.000 [-] k_3 3.400 [-] k_4 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max,1}$ 267 [mm] $s_{r,max,2}$ 265 [mm] $s_{r,max}$ 267 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0.20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0.04 [mm]

8.6.9.3 Limitazioni delle tensioni di esercizio

TENSIONI CONDIZIONE RARA

Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	16,8 [MPa]	>	4,45 [MPa]	ok
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360 [MPa]	>	51.90 [MPa]	ok

8.7 Setti (30x140)

8.7.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei setti aventi sezione rettangolare di dimensioni 30x140 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.

Qui di seguito si riportano le sollecitazioni minime e massime per gli SLU, SLV, SLD, SLE rara, SLE frequente e SLE quasi permanente.

Si nota che le sollecitazioni allo SLD (non riportate nella presente documento) sono inferiori a quelle SLV e dunque si ometteranno le verifiche di resistenza previste al punto 7.3.7.1 del rif.[1].

Si riportano qui di seguito i diagrammi caratteristici dei setti

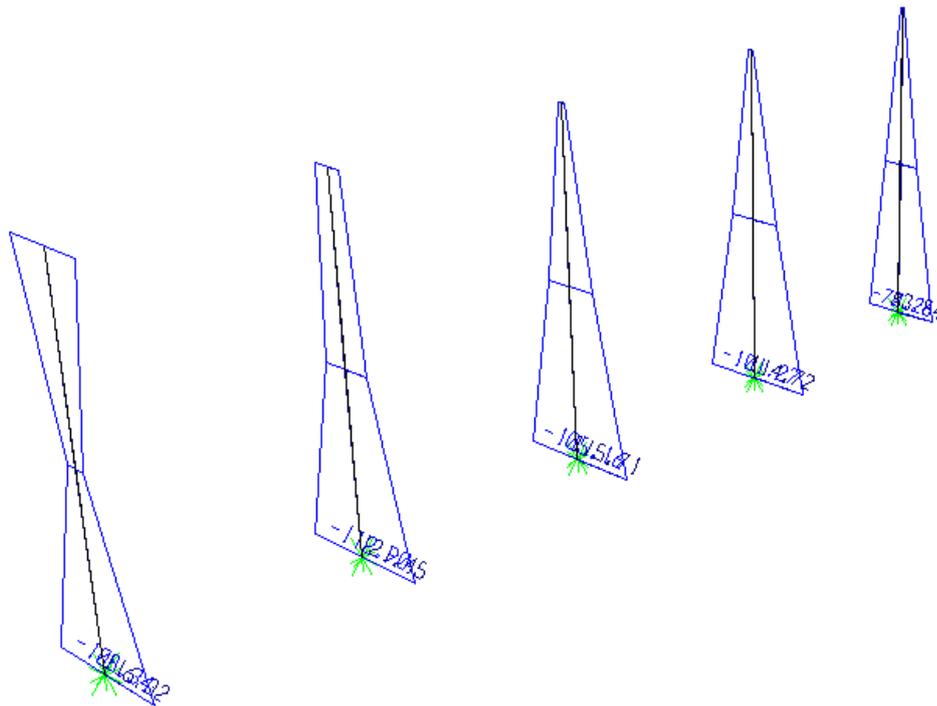


Figura 8-24 Diagrammi momenti Enve_SLV M22 (kNm)

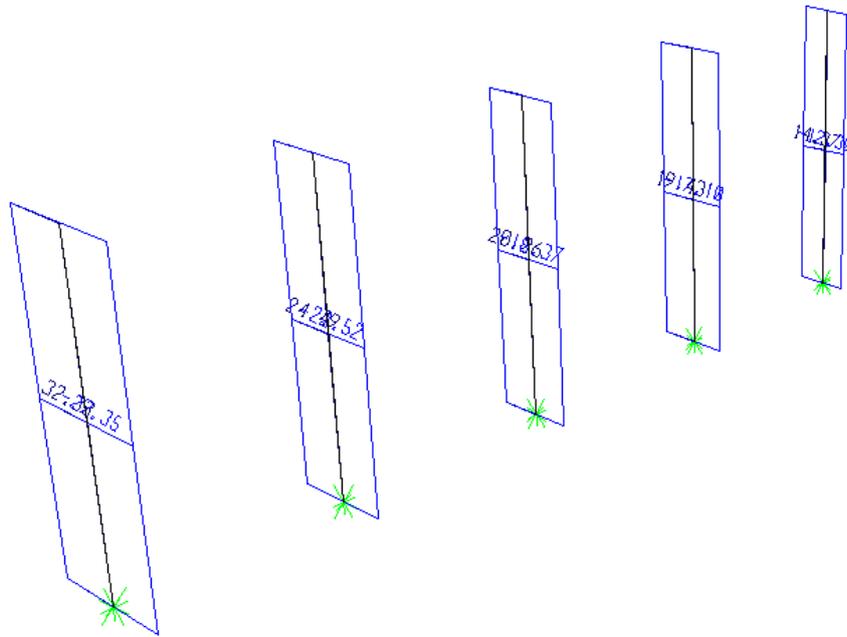


Figura 8-25 Diagrammi taglio Enve_SLV V33 (kN)

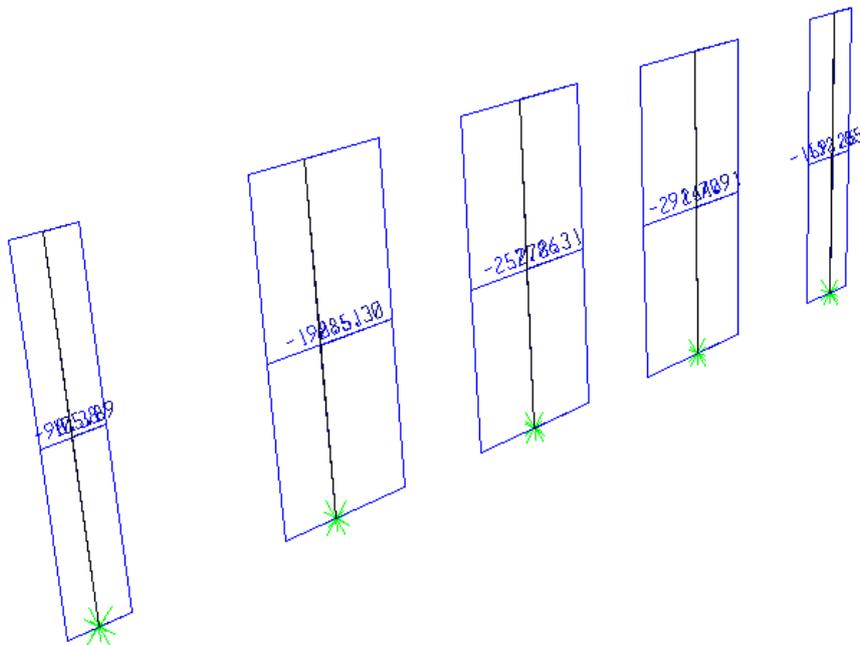


Figura 8-26 Diagrammi taglio Enve_SLV V22 (kN)

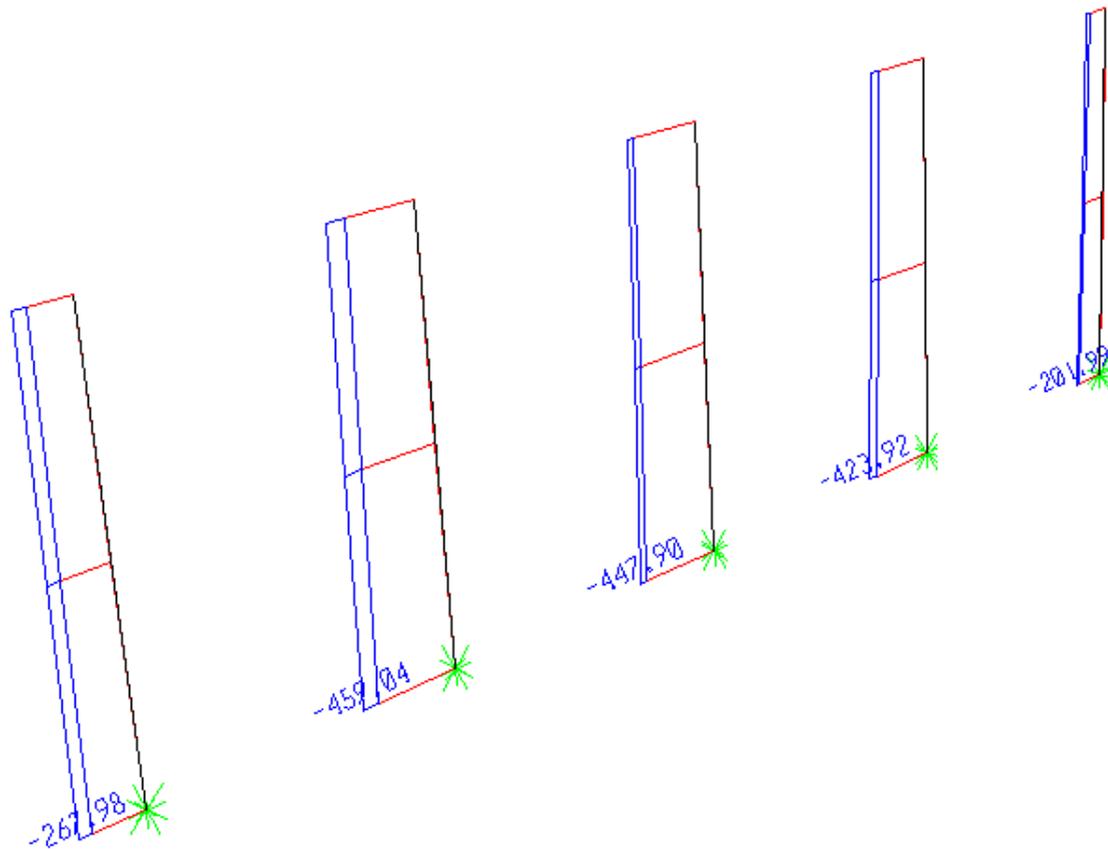


Figura 8-27 Diagrammi axial Enve_SLV P(kN)

TABLE: Element Forces - Frames SLV SLU										
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
62	0	C1_SLV_X	Min	-424	-292	-4	-3	-27	-971	Min M3
60	0	C1_SLV_X	Max	-381	285	10	5	49	945	Max M3
62	0	C1_SLV_X		-423	-423	-289	-5	-5	-31	Min M2
62	0	C1_SLV_X		-359	-359	254	7	7	40	Max M2
62	6	C1_SLV_X	Min	-360	-292	-4	-3	-2	-713	Min V2
60	3	C1_SLV_X	Max	-349	285	10	5	18	72	Max V2
60	6	C2_SLV_Y	Min	-372	-33	-23	0	-28	-329	Min V3
60	0	C2_SLV_Y	Max	-404	120	24	3	121	407	Max V3
61	0	C2_SLU		-695	32	2	0	9	98	Min P
63	6.12	C1_SLV_X	Max	-130	116	6	6	1	469	Max P

TABLE: Element Forces - Frames SLD

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
62	0	C1_SLD_X	Min	-415	-208	-3	-2	-17	-697	Min M3
60	0	C1_SLD_X	Max	-394	213	8	3	38	710	Max M3
60	0	C2_SLD_Y	Min	-431	-8	-15	-1	-75	-13	Min M2
60	0	C2_SLD_Y	Max	-409	99	18	2	88	336	Max M2
62	6	C1_SLD_X	Min	-351	-208	-3	-2	-1	-487	Min V2
60	3	C1_SLD_X	Max	-361	213	8	3	14	57	Max V2
60	6	C2_SLD_Y	Min	-367	-8	-15	-1	-21	-267	Min V3
60	3	C2_SLD_Y	Max	-377	99	18	2	34	35	Max V3
60	0	C1_SLD_X	Min	-446	-123	-5	-2	-24	-387	Min P
62	6	C1_SLD_X	Max	-312	165	5	3	0	576	Max P

Si nota che le sollecitazioni allo SLD sono inferiori a quelle SLV e dunque si ometteranno le verifiche di resistenza previste al punto 7.3.7.1 del rif.[1].

TABLE: Element Forces - Frames SLE RARA

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
60	6	C10_SLE_R	-424	92	2	0	-4	-249	Min M3
60	0	C5_SLE_R	-488	92	2	0	9	314	Max M3
60	6	C10_SLE_R	-424	92	2	0	-4	-249	Min M2
60	0	C3_SLE_R	-497	47	10	0	22	169	Max M2
61	0	C17_SLE_R	-522	12	6	0	15	35	Min P
62	6	C9_SLE_R	-378	-19	2	0	-1	38	Max P

TABLE: Element Forces - Frames SLE FREQUENTE

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
60	6	C3_SLE_F	-363	46	1	0	-3	-118	Min M3
60	0	C6_SLE_F	-428	66	1	0	6	227	Max M3
60	6	C2_SLE_F	-365	38	2	0	-3	-96	Min M2
60	0	C3_SLE_F	-428	46	4	0	11	166	Max M2
61	0	C2_SLE_F	-442	10	1	0	7	28	Min P
62	6	C4_SLE_F	-332	-20	1	0	0	41	Max P

FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA03A0 001	A	107 di 137

TABLE: Element Forces - Frames SLE_QUASI PERMANENTE

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
60	6	C1_SLE_QP	-355	46	2	0	-3	-117	Min M3
60	0	C1_SLE_QP	-420	46	2	0	8	165	Max M3
60	6	C1_SLE_QP	-355	46	2	0	-3	-117	Min M2
60	0	C1_SLE_QP	-420	46	2	0	8	165	Max M2
61	0	C1_SLE_QP	-429	10	1	0	7	29	Min P
62	6	C1_SLE_QP	-332	-20	1	0	0	41	Max P

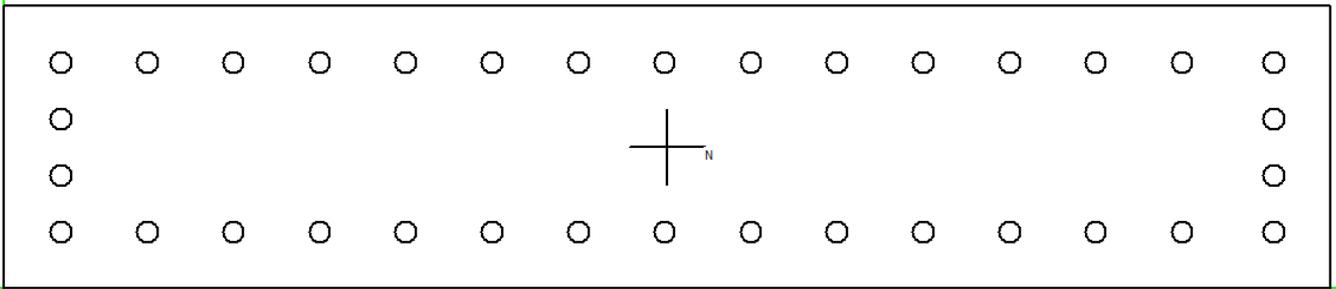
8.7.2 Materiali

I materiali adottati sono conformi a quanto riportato nel §4.1.

DEFINIZIONE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	35	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	28	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	36	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.8	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0.05}$	1.9	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0.95}$	3.6	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	32308	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	15.87	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.29	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6	[MPa]
Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

8.7.3 Geometrie

Si considera una sezione in c.a 30x140 armata con **13+13 Φ 16** nella direzione lunga e **4+4 Φ 16** nella direzione corta considerando un copriferro (asse armatura) di 58mm.

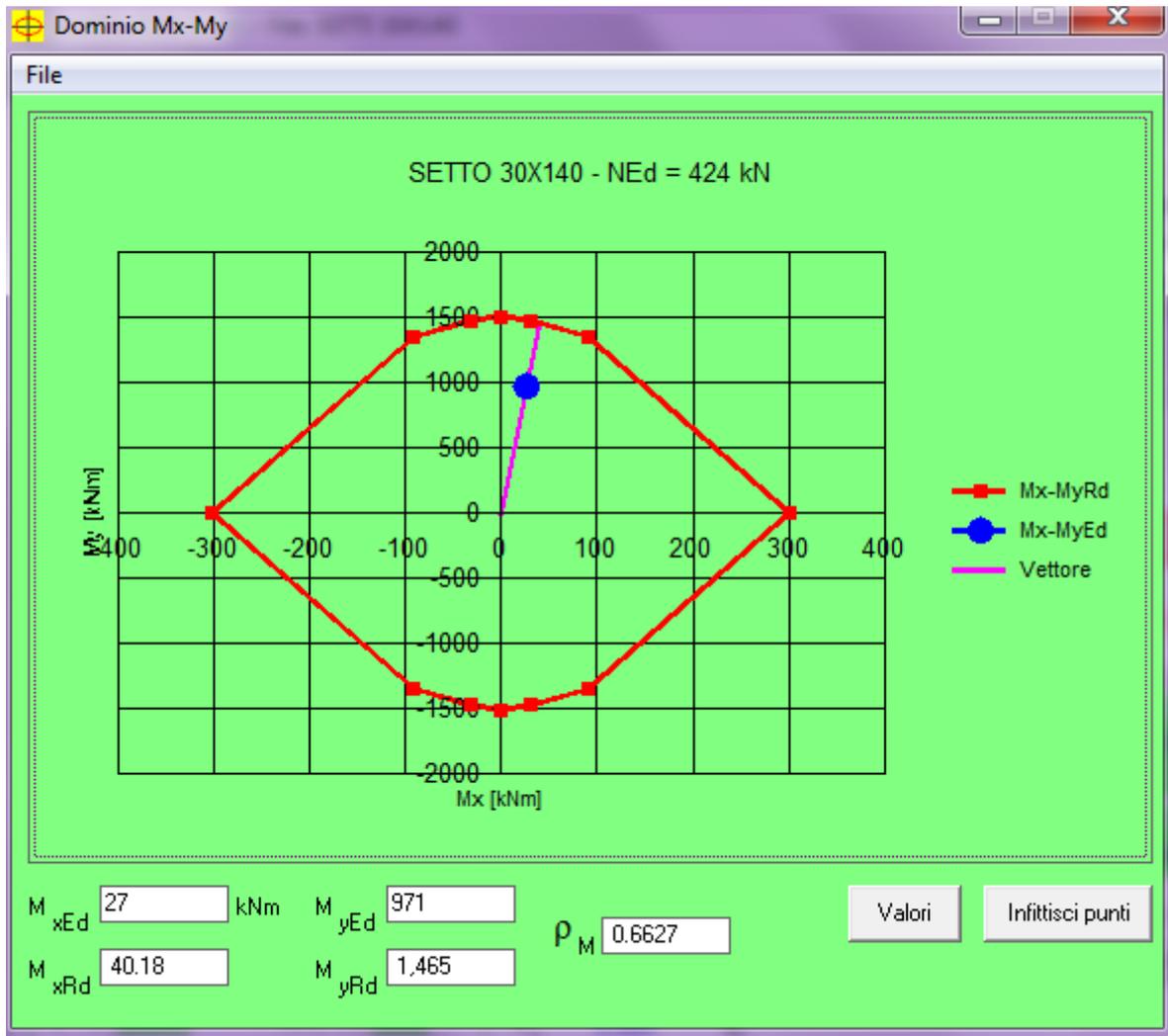


Si noti che ai fini delle verifiche agli SLU SLV i momenti flettenti M22 sono orientati lungo la direzione lunga e gli M33 lungo la direzione corta.

8.7.4 erifiche a pressoflessione deviata

Il dominio ultimo della sezione è stato ricavato a partire dalle geometrie riportate nel §8.6.3. Le sollecitazioni utilizzate sono state ricavate dal §8.6.1 utilizzando una condizione fittizia costituita da:

Min P; Max M22 e Max M33 (i momenti presi in valore assoluto)



8.7.5 Verifiche a taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici o fragili dovuti al taglio, per quanto concerne la verifica a taglio del pilastro si utilizza il valore massimo tra il taglio di calcolo dedotto dall'output del modello di calcolo e quello che si ottiene dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{C,Rd}^s$ ed inferiore $M_{C,Rd}^i$ secondo l'espressione:

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

dove:

$\gamma_{Rd} = 1.10$ per strutture in CD''B'';

$M_{C,Rd}^s = M_{C,Rd}^i = 291$ kNm (calcolato con il minimo sforzo assiale $P=61$ kN)

$l_p = 6,0$ m

$V_{Ed} = 106$ kN

Dalla tabella di cui al §8.6.1 si evince che il taglio massimo $V_3=292$ kN pertanto le verifiche a taglio saranno condotte con $V_{Ed} = 292$ kN.

In aggiunta, in accordo all'espressione 7.4.14 della NTC2018 il tagli di calcolo sarà incrementato conservativamente pari a $q=2.5$

$V_{Ed} = 292 \times 2.5$ kN = 738 kN.

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	100	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	226	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	1008	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	892.19	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7.93	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	1199.52	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	364.93	[mm]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	892.19	[kN]

8.7.6 Verifiche a torsione

Vista la ridotta entità delle sollecitazioni torsionali la verifica può essere opportunamente trascurata poiché risulta implicitamente soddisfatta e non dimensionante.

8.7.7 Verifiche limiti di armatura

GEOMETRIA			ARM. TESA		ARM. COMP		MATERIALI				RAP.GEOM.		ARM. TRASV. (mm)		CARICHI Ned kN	
B =	300	mm	Φ_{TESA}	16	Φ_{COMP}	16	f_{yk}	450	MPa	f_{ctm}	2.77	ρ	0.01244	ρ_{STAFFE}	100	695
H =	1400	mm	n_{TESA}	13	n_{COMP}	13	f_{yd}	391.3	MPa	f_{cd}	15.9			Φ_{STAFFE}	12	

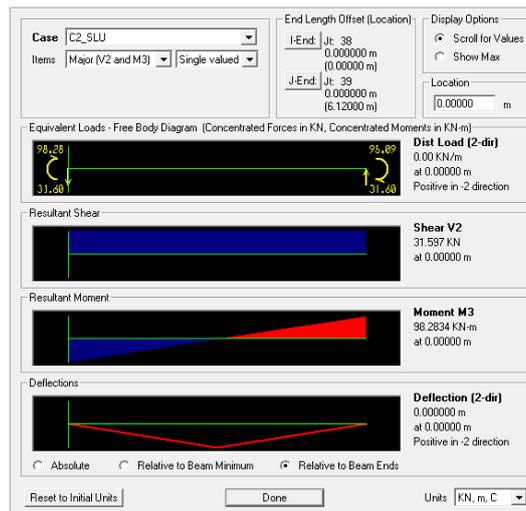
CONDIZIONE F			CONDIZIONE G			CONDIZIONE H			CONDIZIONE L		
$1\% < \rho < 4\%$	$1.0\% < \rho < 4.0\%$	1.2%	$\Phi_{STAFFE} > \max$	6 mm	6.4 mm	$100 < \min$	150 mm	175 mm	128 mm	$As = 5225 > \min$	1260
			ok		ok			ok		ok	

8.7.8 Verifiche di instabilità per elementi snelli

Il massimo sforzo assiale riportato nel §8.6.1 è 695000N (di compressione) pertanto;

$$v = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 695000 / (300 \times 1400 \times 15.87) = 0.104$$

Il massimo sforzo assiale corrisponde alla combinazione C2_SLU i cui momenti di estremità sono -98 kN e 96 kN. (vedi figura seguente)



$$r_m = -0,98$$

$$C=2,6$$

$$i = (I/A)^{0.5} = [(h^3 \cdot b) / (12 \cdot b \cdot h)]^{0.5} = [300^3 \cdot 1400 / (12 \cdot 300 \cdot 1400)]^{0.5} = 86 \text{ mm raggio giratore d'inerzia}$$

$$\lambda = L_o / i = 6000 / 86 = 69$$

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{v}} = 127 > \lambda = 68 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

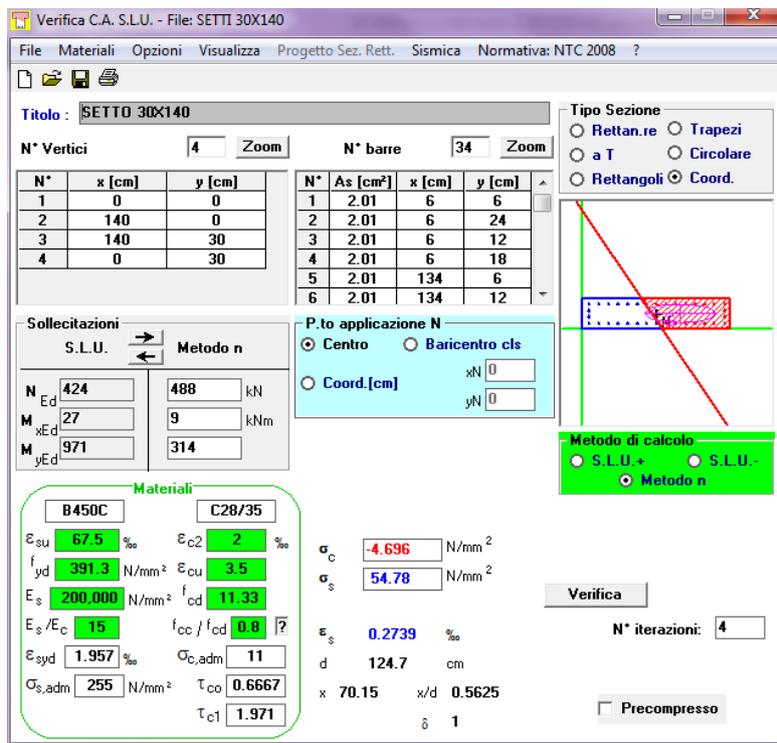
8.7.9 Verifiche agli stati limite di esercizio -SLE

8.7.9.1 Sollecitazioni

Tra le sollecitazioni riportate al §8.6.1 sono state estrapolate quelle caratteristiche per le verifiche a fessurazione e limitazioni di esercizio riportate nei §8.6.9.2 e §8.6.9.3

TABLE: Element Forces - Frames SLE RARA

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
60	0	C5_SLE_R	-488	92	2	0	9	314	Max M3



Titolo: SETTI 30X140

N° Vertici: 4 N° barre: 34

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	2.01	6	6
2	140	0	2	2.01	6	24
3	140	30	3	2.01	6	12
4	0	30	4	2.01	6	18
			5	2.01	134	6
			6	2.01	134	12

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	424	488	kN
M _{xEd}	27	9	kNm
M _{yEd}	971	314	

Materiali

B450C	C28/35
ε _{su} 67.5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391.3 N/mm²	ε _{cu} 3.5 ‰
E _s 200,000 N/mm²	f _{cd} 11.33
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
ε _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 11
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0.6667
	τ _{c1} 1.971

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

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

σ_c -4.696 N/mm²
σ_s 54.78 N/mm²

ε_s 0.2739 ‰
d 124.7 cm
x 70.15 x/d 0.5625
δ 1

Verifica N° iterazioni: 4 Precompresso

Le verifiche saranno condotte considerando un unico stato tensionale in cui risulta:

$$\sigma_c = -4.69 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 54.78 \text{ Mpa}$$

Le tensioni di esercizio sono talmente basse che le verifiche a fessurazione e delle limitazioni delle tensioni possono essere omesse.

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 III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori a:

- per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano, per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq 2 \times 0.01h / 3 = 0,04 \text{ m}$$

Si riportano gli spostamenti lungo l'asse x per effetto della Comb1 – SLOX ,

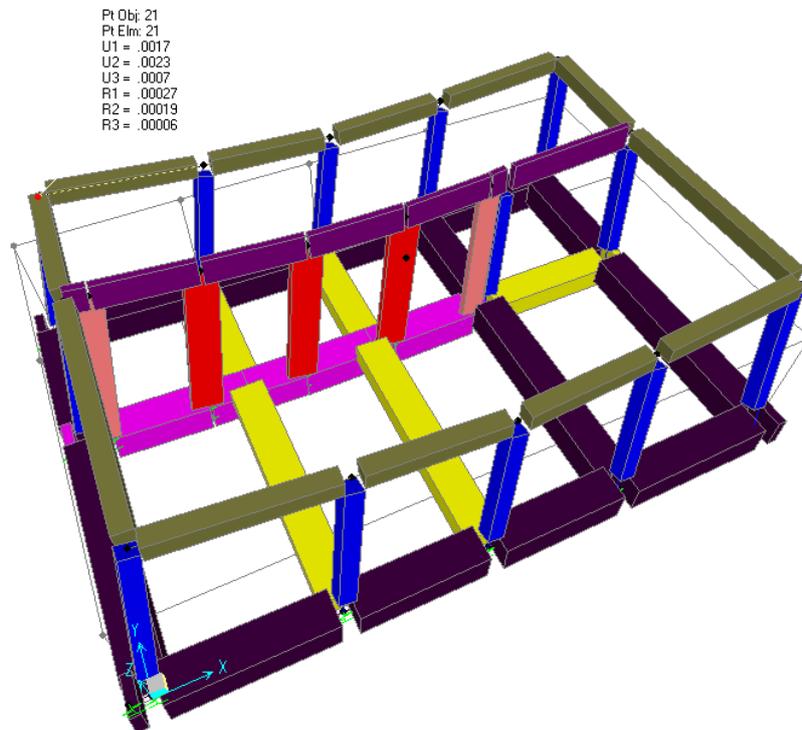
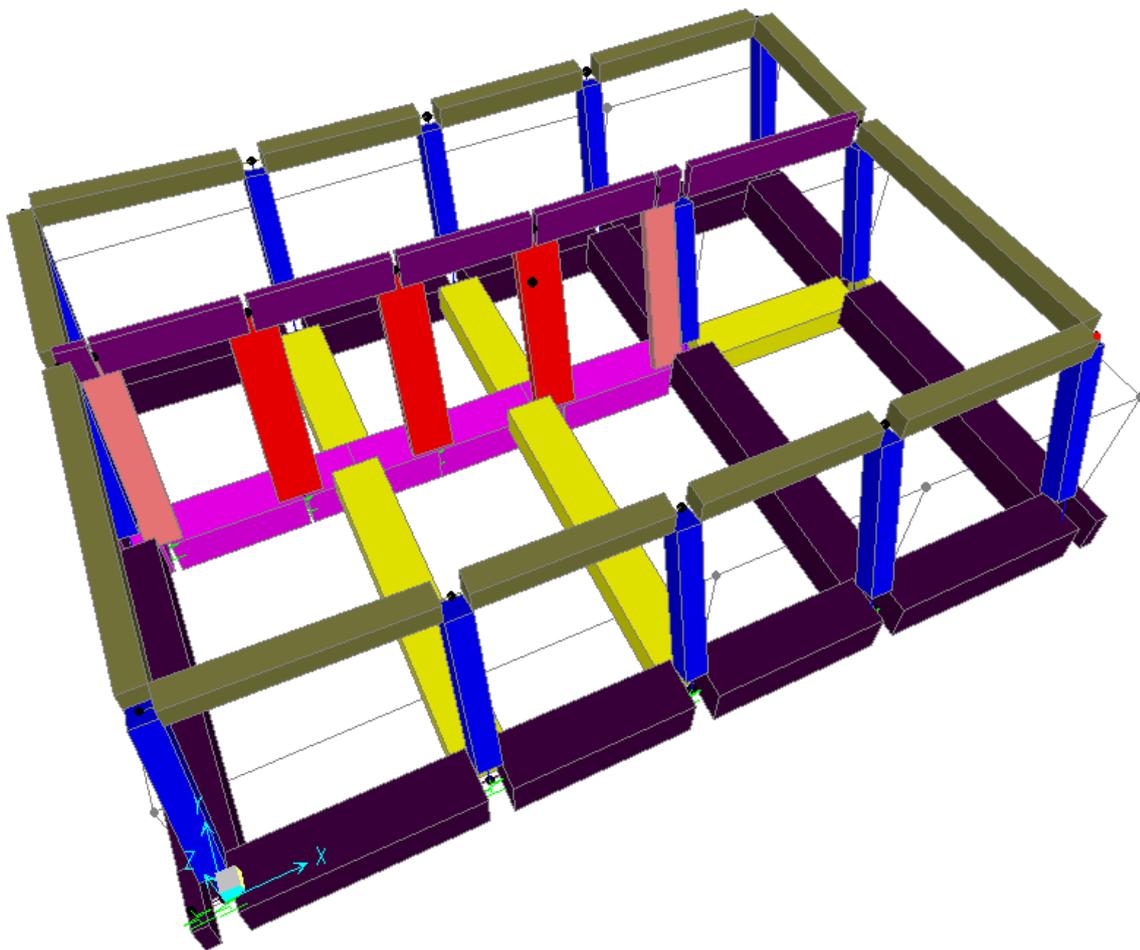


Figura 8-28 Spostamenti orizzontali in direzione X
 $d_r = u_1 = 0,0017 \text{ m} < 0,04 \text{ m}$. VERIFICA SODDISFATTA

Si riportano gli spostamenti lungo l'asse y per effetto della Comb2-SLOY,



Pt Obj: 31
Pt Elm: 31
U1 = .0005
U2 = .0051
U3 = .0007
R1 = .00073
R2 = .00008
R3 = .00003

Figura 8-29 Spostamenti orizzontali in direzione Y
 $d_r = u_1 = 0,005 \text{ m} < 0,04 \text{ m}$. VERIFICA SODDISFATTA

8.9 Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti

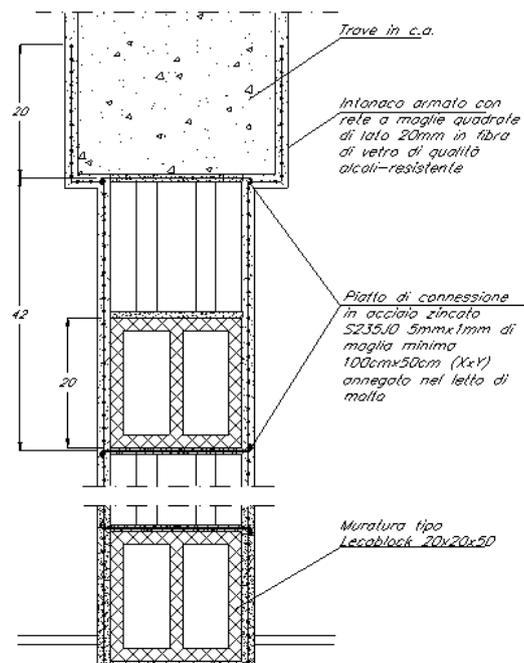
Per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale debbono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della Fa corrispondente allo SLV.

Per ciascuno degli impianti principali, gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro ed alla struttura principale devono avere resistenza sufficiente a sostenere l'azione della Fa corrispondente allo SLV.

La prestazione consistente nell'evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della Fa delle tamponature si può ritenere conseguita con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm.

Per maggiore chiarezza e pratica applicazione è stato predisposto un dettaglio di collegamento della tamponatura alla struttura come intervento di riferimento.

Di seguito si riporta lo schema dell'intervento previsto, da riadattarsi caso per caso alla geometria delle tramezzature interessate.



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA03A0 001	REV. A

9 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Le fondazioni dell'edificio sono di tipo diretto, costituite da un grigliato di travi rovesce. Le travi di bordo hanno sezione a "T" rovescia con altezza 1.50 m e larghezza (alla base) 1.50 m. Le travi sotto i setti sono a sezione a "T" rovescia con altezza 1.35 m e larghezza (alla base) 1.50 m. Anche le travi di collegamento, trasversalmente all'edificio, sono a T rovescia ma di dimensioni 1.50x1.05m. Al di sotto delle fondazioni è previsto uno strato di magrone di spessore 0.15 m debordante l'impronta delle fondazioni di 0.15 m.

9.1 Criteria di verifica

Le verifiche di resistenza delle travi di fondazione sono state eseguite con riferimento alle travi rovesce perimetrali e ai cordoli trasversali di collegamento.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione. Le azioni 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 2018.

In condizioni statiche utilizzando le sollecitazioni non amplificate della combinazione non sismica SLU.

Inoltre sono state eseguite le verifiche a fessurazione e delle tensioni di esercizio per le combinazioni relative allo SLE.

9.2 Travi di fondazione

9.2.1 Verifiche strutturali

9.2.1.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le verifiche strutturali delle travi rovesce di fondazione. 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.

Qui di seguito si riportano le sollecitazioni minime e massime per gli SLU, SLV, SLD, SLE rara, SLE frequente e SLE quasi permanente.

Si nota che le sollecitazioni allo SLD (non riportate nella presente documento) sono inferiori a quelle SLV e dunque si ometteranno le verifiche di resistenza previste al punto 7.3.7.1 del rif.[1].

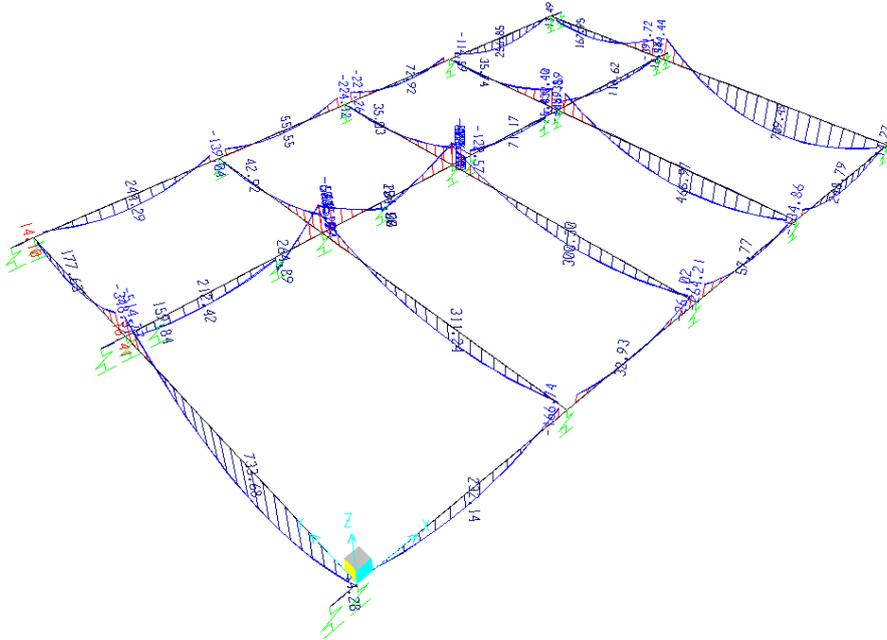


Figura 9-1 Diagrammi momenti ENVE_SLU M33 (kNm)

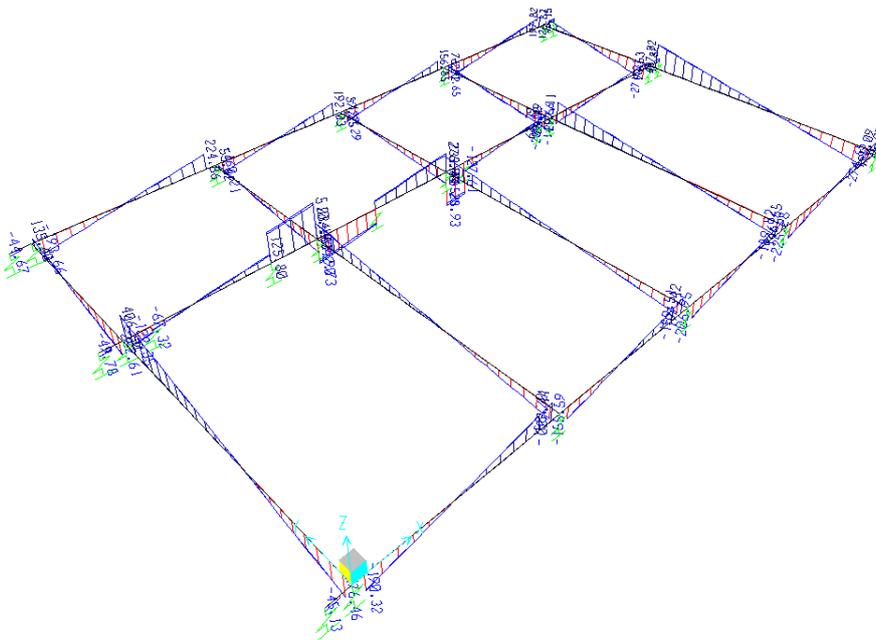


Figura 9-2 Diagrammi taglio ENVE_SLU V22 (kN)

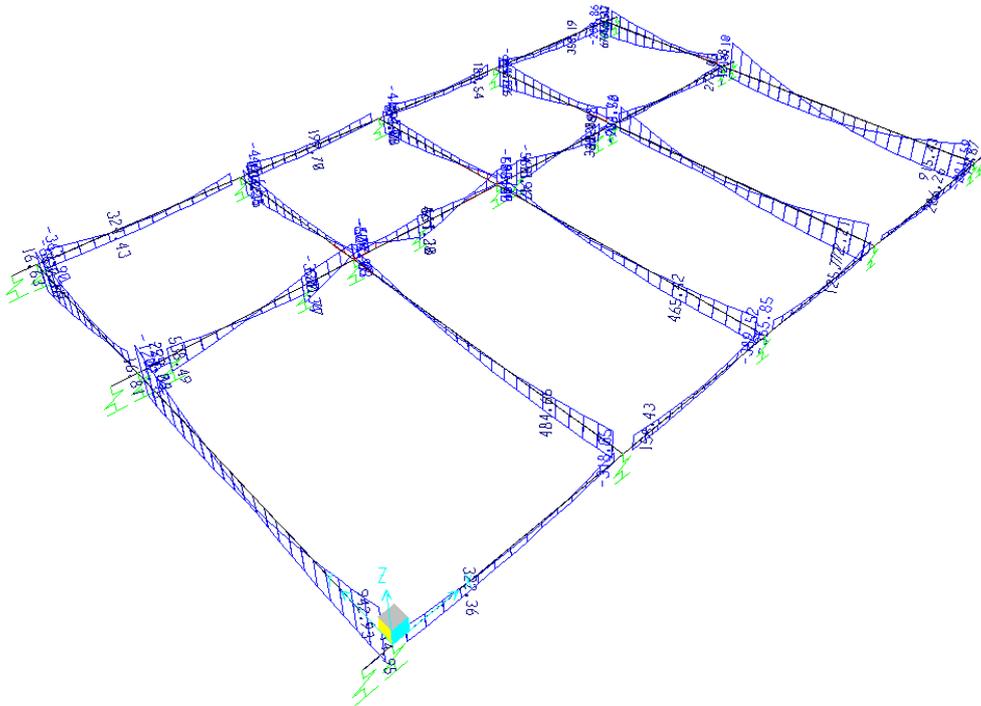


Figura 9-3 Diagrammi momenti ENVE_SLV M33 (kNm)

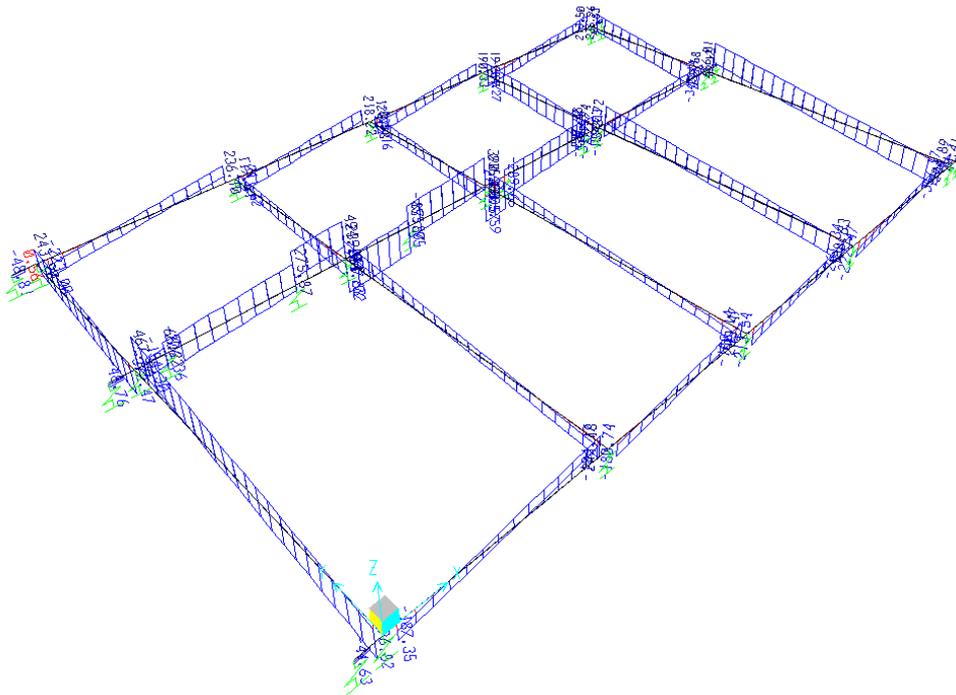


Figura 9-4 Diagrammi taglio ENVE_SLV V22 (kN)

TABLE: Element Forces - Frames SLU

Frame	Station	OutputCase	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
12	7	C17_SLU	510	0	21	0	-604	Min M3
1	5	C2_SLU	15	0	-11	2	734	Max M3
14	0	C17_SLU	-526	0	-33	0	-504	Min V2
12	7	C2_SLU	510	0	21	0	-604	Max V2
9	7	C20_SLU	225	-9	-54	8	-139	Min T
22	0	C1_SLU	-221	-4	41	0	-113	Max T

TABLE: Element Forces - Frames 1,1X SLV

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
18	11	C2_SLV_Y	Min	0	181	-1	-16	-1	-1338	Min M3
1	1	C2_SLV_Y	Max	0	-6	1	10	4	1037	Max M3
14	0	C1_SLV_X	Min	0	-556	-1	-78	-2	-667	Min V2
12	7	C1_SLV_X	Max	0	544	1	79	2	-247	Max V2
12	7	C2_SLV_Y	Max	0	298	0	-206	0	-545	Min T
12	5	C2_SLV_Y	Min	0	356	0	206	2	320	Max T

TABLE: Element Forces - Frames SLD

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
1	2	C2_SLD_Y	Max	0	-2	0	3	2	781	Min M3
1	11	C2_SLD_Y	Min	0	183	0	-29	-2	-964	Max M3

TABLE: Element Forces - Frames SLE RARA

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
12	7	C17_SLE_R	72	384	0	15	0	-457	Min M3
1	4	C7_SLE_R	87	-13	0	-10	2	565	Max M3

TABLE: Element Forces - Frames SLE FREQUENTE

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
12	7	C2_SLE_F	0	337	0	6	0	-418	Min M3
1	5	C2_SLE_F	0	7	0	-11	1	551	Max M3

9.2.1.2 Materiali

DEFINIZIONE DEI MATERIALI

Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005

Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	33	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.6	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	1.8	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3.3	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	31476	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	14.17	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.20	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25	[MPa]

Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005

Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

9.2.1.3 Geometrie

Si considera una sezione a T rovescia con anima spessa 70cm e ala larga 150cm. L'altezza presa in considerazione è quella della fondazione sull'all b pari a 135cm. Lo spessore dell'ala è 50cm. La trave è armata con $6\Phi 24$ superiori e $6\Phi 24$ inferiori. Conservativamente nel calcolo non vengono considerati i ferri intermedi.

Verifica C.A. S.L.U. - File: TRAVI ROVESCE DI FONDAZIONE

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

Titolo: TRAVI ROVESCE DI FONDAZIONE

N° Vertici: 8 Zoom N° barre: 13 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
2	150	0	9	4.52	70	128.6
3	150	50	10	4.52	104	128.6
4	110	50	11	4.52	56	128.6
5	110	135	12	4.52	76	128.6
6	40	135	13	4.52	96	128.6
7	40	50				

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Calcoli

M_{xRd} -1,554 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 63.2 ‰
d 128.6 cm
x 6.749 x/d 0.05248
 δ 0.7

N° rett. 100

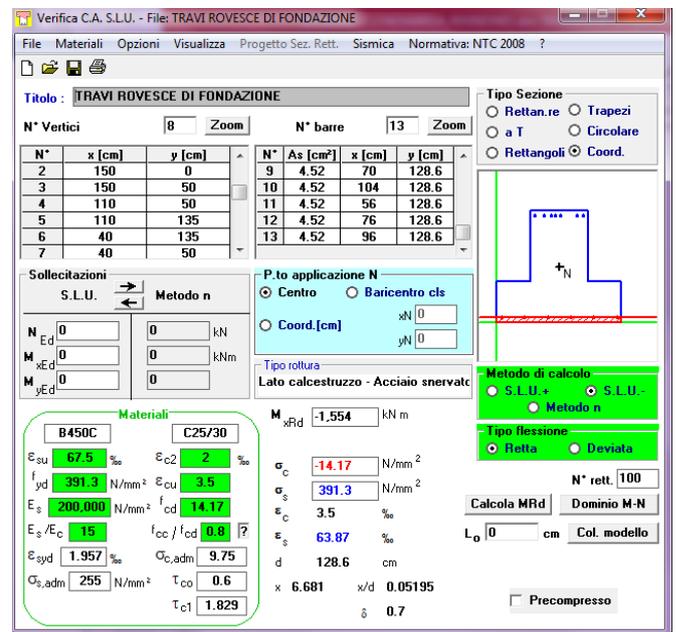
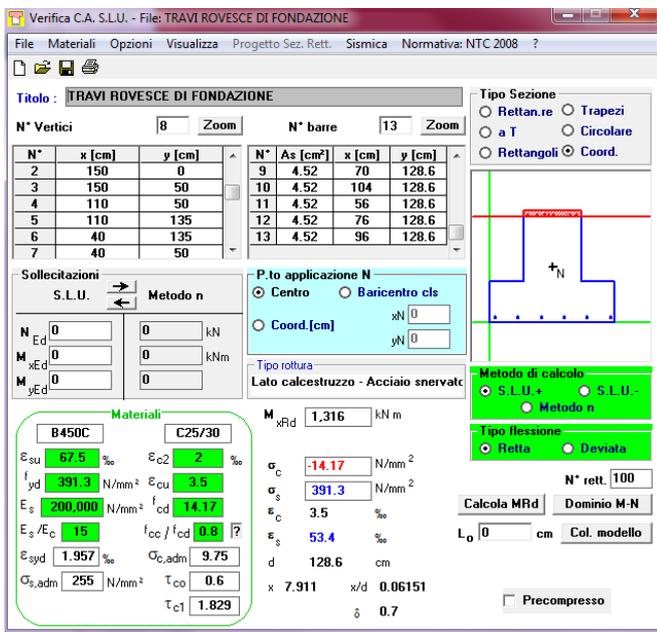
Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

9.2.1.4 Verifiche a presflessione deviata

La sezione risulta sollecitata da solo momento flettente pari a -1338kNm e $+1037\text{kNm}$. Come si evince dalla figura qui di seguito i momenti ultimi sono $M_{u+}=1316$ e $M_{u-}=1544\text{ kNm}$. La verifica risulta quindi **SODDISFATTA**



9.2.1.5 Verifiche a taglio

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA

SEZIONE TRASVERSALE

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1350	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700	[mm]
Copriferro	d'	64	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1286	[mm]

ARMATURA TESA

Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	24	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	6	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	2714	[mm ²]

ARMATURA COMPRESSA

Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	24	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	6	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2714	[mm ²]

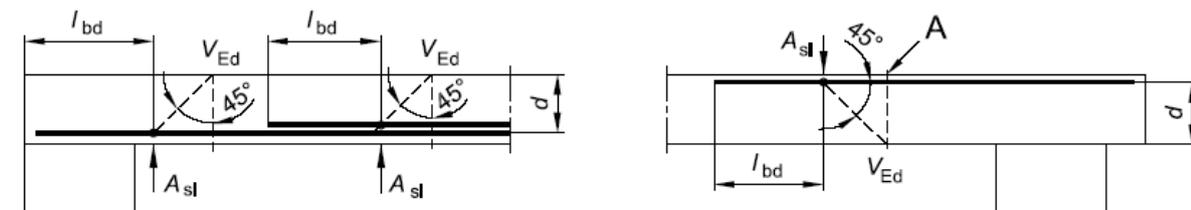
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	557	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.37	[-]
		1.37	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.00187	[-]
		0.00187	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	277.63	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	283.69	[kN]

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	100	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	226	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	1157.4	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	1024.43	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7.08	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	2869.39	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	760.28	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	1024.43	[kN]

Si adotteranno staffe $\Phi 12 / 10$ cm, mentre nelle zone centrali di campata staffe $\Phi 12 / 20$ cm,-

9.2.1.6 Verifiche a torsione

Calcestruzzo		Staffe Trasversali		Armatura Longitudinale	
B (m)	0.7	Ac (m ²)	1.05	Φ_{sup} (m)	0.02
H (m)	1.5	Φ_{staffa} (m)	0.012	n_{sup}	6
Ac (m ²)	1.05	bracci staffa	2.00	Φ_{sinf} (m)	0.02
u (m)	4.4	As (m ²)	0.0002	n_{inf}	6
t (m)	0.24	A (m ²)	0.58	SAI (m ²)	0.0038
A (m ²)	0.58	s (prog.) (m)	0.2	u_m (m)	3.45
f'_{cd} (kN/m ²)	7385	f_{yd} (kN/m ²)	391304	f_{yd} (kN/m ²)	391304
$\cot\theta$ (-)	1	$\cot\theta$ (-)	1	$\cot\theta$ (-)	1
TRcd (kNm)	1025.58	TRsd (kNm)	514.83	TRld (kNm)	498.07
Trd=min(TRcd, TRsd, TRld)		498.07 kN			

La massima torsione $t = 54 \text{ kNm} < 498 \text{ kNm}$ **VERIFICA SODDISFATTA**

9.2.1.7 Verifiche a agli stati limite di esercizio – SLE

Le verifiche agli SLE sono state condotte ipotizzando conservativamente una sezione rettangolare 70x135cm armata con 4+4 $\Phi 24$ caricata con un momento flettente involuppo tra tutti gli SLE pari a **-221 kNm**.

9.2.1.7.1 Fessurazione

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1350 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700 [mm]
Copriferro	d'	64 [mm]
Altezza utile della sezione	d	1286 [mm]
Area dell'armatura tesa	As	2714 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A's	2714 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	43 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	48 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	285 [mm]

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	565 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	296.68 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	174.14 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	160 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	112000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.02424 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000626 [-] 0.000626 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	321.35 [mm] 321.35 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.2013 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	565 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	296.68 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	174.14 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	160 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	112000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.02424 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000626 [-] 0.000626 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	321.35 [mm] 321.35 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.2013 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

9.2.1.7.2 Limitazioni delle tensioni di esercizio

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	565.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1350	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700	[mm]
Copriferro	d'	64	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1286	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2714	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	2714	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	296.68	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	48147473969	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3.48	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	174.14	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	565.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	1350	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700	[-]
Copriferro	d'	64	[-]
Altezza utile della sezione	d'	1286	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	2714	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	2714	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	296.68	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	48147473969	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q,p.}$	11.25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3.48	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	174.14	[MPa]

FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA03A0 001	A	129 di 137

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Frequente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	565.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	1350	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700	[-]
Copriferro	d'	64	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	1286	[kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	2714	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2714	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	296.68	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	48147473969	[mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3.48	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	174.14	[MPa]

9.2.2 Verifiche geotecniche

In accordo al §6.4.2.1 della NTC2018 le verifiche delle fondazioni superficiali saranno condotte secondo la combinazione A1+M1+R3 dell'Approccio 2 i cui coefficienti parziali di sicurezza e di combinazione sono riportati nelle tabelle qui di seguito.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

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

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche

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

Si riportano qui di seguito le reazioni massime per unità di lunghezza (q) delle molle alla Winkler ottenute dal modello di calcolo. Le reazioni sono state selezionate tra le massime delle combinazioni SLV e SLU.

Joint	OutputCase	U3	WINKLER	q (kN/ml)
45	ENVE_SLU	-0.006211	22500	-139.75

9.2.2.1 Verifica condizioni drenate

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*N_c^* s_c^* d_c^* i_c^* b_c^* g_c + q^* N_q^* s_q^* d_q^* i_q^* b_q^* g_q + 0,5^* \gamma^* B^* N_{\gamma}^* s_{\gamma}^* d_{\gamma}^* i_{\gamma}^* b_{\gamma}^* g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

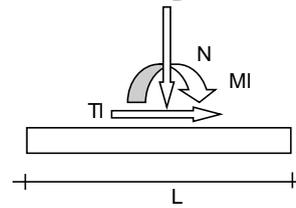
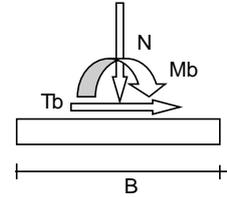
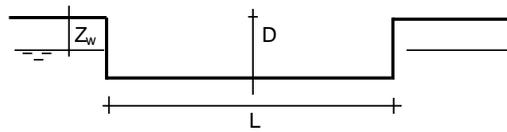
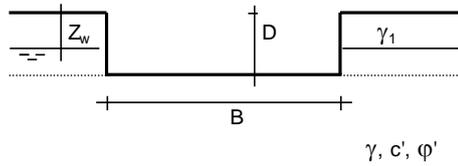
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2^*e_B$)

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

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

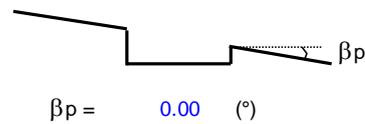
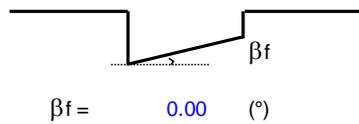
coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	tan ϕ'	c'
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.25	1.25
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.00	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 1.50 (m)
L = 1.00 (m)
D = 1.50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	139.75	0.00	139.75
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
Ml [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
Tl [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA03A0 001	A	133 di 137

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 18.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 18.00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 2.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 22.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned}c' &= 2.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 22.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 3.50 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.50 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 27.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 7.82$$

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

$$N_c = 16.88$$

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

$$N_\gamma = 7.13$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.69$$

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

$$s_q = 1.61$$

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

$$s_\gamma = 0.40$$

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

$$d_q = 1.32$$

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

$$d_c = 1.36$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 562.79 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B \cdot L$$

$$q = 93.17 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 6.04$$

9.2.2.2 Verifica condizioni non drenate

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

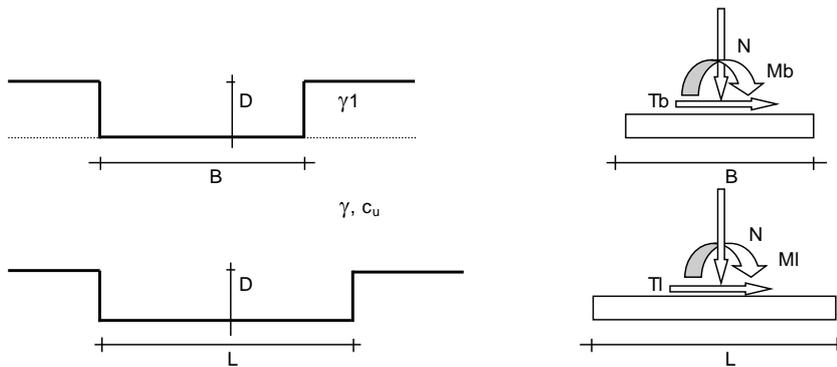
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno
		permanenti	temporanee variabili	c_u
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.40
Tensioni ammissibili	●	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	○	1.10	1.10	1.20



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 1.50 (m)
L = 1.00 (m)
D = 1.50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	139.75	0.00	139.75
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
Ml [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
Tl [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 40.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.50 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 27.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

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

$$s_c = 1.30$$

FA03A - Fabbricato Ventilazione - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA03A0 001	A	137 di 137

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.40$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 401.19 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 93.17 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 4.31$$