

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI

RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA

FABBRICATI

FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - 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 1 A 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G. Usai <i>GU</i>	09.2018	P. Di Nucci <i>PDN</i>	09.2018	D. Aprea <i>DA</i>	09.2018	F. Arduini 09.2018

ITALFERR S.p.A.
Direzione Tecnica
Infrastrutture Centro
Prof. Ing. Fabrizio Arduini
Ingegneri della Provincia di Roma
n° 15902 del 4

File: IF1W00D29CLFA01A0001A.doc

n. Elab.: 238_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.....	18
6.1.1	<i>Struttura principale in c.a.</i>	<i>18</i>
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	19
6.3	SOVRACCARICHI VARIABILI.....	19
6.4	AZIONE DELLA NEVE	19
6.5	AZIONE DEL VENTO	20
6.6	VARIAZIONI TERMICHE.....	24
6.7	EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI	24
6.8	AZIONE SISMICA	25
7	MODELLO STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO	31
7.1	CONSIDERAZIONI GENERALI SUL MODELLO DI CALCOLO	31

7.2	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	37
8	VERIFICHE STRUTTURALI.....	40
8.1	CRITERI DI VERIFICA.....	40
8.1.1	Verifica agli SLU-SLV.....	40
8.1.2	Verifica limitazioni armatura (Travi e Pilastrì).....	44
8.1.3	Verifica di instabilità per elementi snelli (Pilastrì).....	47
8.1.4	Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE.....	48
8.2	SOLAIO DI COPERTURA CAMPATA L=570CM.....	49
8.2.1	Verifica di SLU a flessione.....	50
8.2.2	Verifica di SLU a taglio.....	52
8.2.3	Verifica di fessurazione (SLE frequente).....	54
8.2.4	Verifica di deformabilità (SLE quasi permanente).....	56
8.3	SOLAIO DI COPERTURA CAMPATA L=420CM.....	59
8.3.1	Verifica di SLU a flessione.....	60
8.3.2	Verifica di SLU a taglio.....	61
8.3.3	Verifica di fessurazione (SLE frequente).....	63
8.3.4	Verifica di deformabilità (SLE quasi permanente).....	65
8.4	TRAVI SECONDARIE (30X40)	68
8.4.1	Sollecitazioni	68
8.4.2	Materiali.....	71
8.4.3	Geometrie.....	72
8.4.4	Verifiche a pressoflessione deviata	73
8.4.5	Verifica a taglio.....	74
8.4.6	Verifica a torsione.....	76
8.4.7	Verifica limitazioni armatura	77
8.4.8	Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE.....	78

8.5	TRAVI PRINCIPALI (30X40)	82
8.5.1	<i>Sollecitazioni</i>	82
8.5.2	<i>Materiali</i>	85
8.5.3	<i>Geometrie</i>	86
8.5.4	<i>Verifiche a pressoflessione deviata</i>	87
8.5.5	<i>Verifica a taglio</i>	88
8.5.6	<i>Verifica a torsione</i>	90
8.5.7	<i>Verifica limitazioni armatura</i>	90
8.5.8	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE</i>	91
8.6	PILASTRI (30X40)	94
8.6.1	<i>Sollecitazioni</i>	94
8.6.2	<i>Materiali</i>	99
8.6.3	<i>Geometrie</i>	100
8.6.4	<i>Verifiche a pressoflessione deviata</i>	101
8.6.5	<i>Verifiche a taglio</i>	102
8.6.6	<i>Verifiche a torsione</i>	105
8.6.7	<i>Verifiche limitazione armatura</i>	105
8.6.8	<i>Verifiche di instabilità per elementi snelli</i>	105
8.6.9	<i>Verifiche agli stati limite di esercizio -SLE</i>	106
8.7	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (SLO)	109
8.8	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E DEGLI IMPIANTI.....	111
9	VERIFICA DELLE FONDAZIONI.....	112
9.1	CRITERI DI VERIFICA	112
9.2	TRAVI DI FONDAZIONE.....	112
9.2.1	<i>Verifiche strutturali</i>	112

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	5 di 128

9.2.2 *Verifiche geotecniche* 121

9.3 CORDOLI DI COLLEGAMENTO..... 128

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	41+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 tecnologico FA01A.

Il fabbricato oggetto della presente relazione sarà realizzato al fine di ospitare i seguenti locali:

- Locale media tensione (MT);
- Locale bassa tensione (BT);
- Sala TLC;
- Locale Gestione Emergenze.

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 7.00 m x 22.90 m, comprensiva del rivestimento con pannellature prefabbricate.

Il sistema strutturale è caratterizzato da un telaio spaziale monolivello avente copertura piana costituito da una campata in direzione trasversale di luce 6.20 m circa mentre, parallelamente al lato lungo, è suddiviso in 4 campate di luce pari a 4.20 m e una campata intermedia di 5.70m..

La struttura relativa alla parte in elevazione è costituita da travi e pilastri in cemento armato. Il solaio di copertura è del tipo semiprefabbricato a prédalles, con getto in opera dei travetti e della caldana superiore. Lo spessore totale del solaio di copertura è di 20 cm e comprende 4 cm di prédalles, 12 cm di nervature e 4 cm di caldana superiore.

Le lastre in c.a.p. sono larghe 120 cm e presentano tre tralicci metallici di irrigidimento ed elementi di alleggerimento delimitanti le nervature intermedie. Il solaio è ordito secondo la direzione longitudinale del fabbricato in modo da essere poggiato direttamente sui telai trasversali disposti a 4.20 m di interasse.

I pilastri hanno dimensione in pianta di 30x40 cm, le travi perimetrali (longitudinali e trasversali) hanno dimensioni 30x40 cm, mentre le travi trasversali interne risultano 30x40 cm.

Il sistema di fondazione è realizzato in opera mediante un graticcio di travi rovesce poste perimetralmente e collegate tra loro trasversalmente mediante dei cordoli (per le caratteristiche dimensionali della fondazione si rimanda agli elaborati grafici specifici). Il rivestimento esterno è ottenuto mediante pannelli di tamponamento prefabbricati.

PIANTA CARPENTERIA FONDAZIONI
Scala 1:50

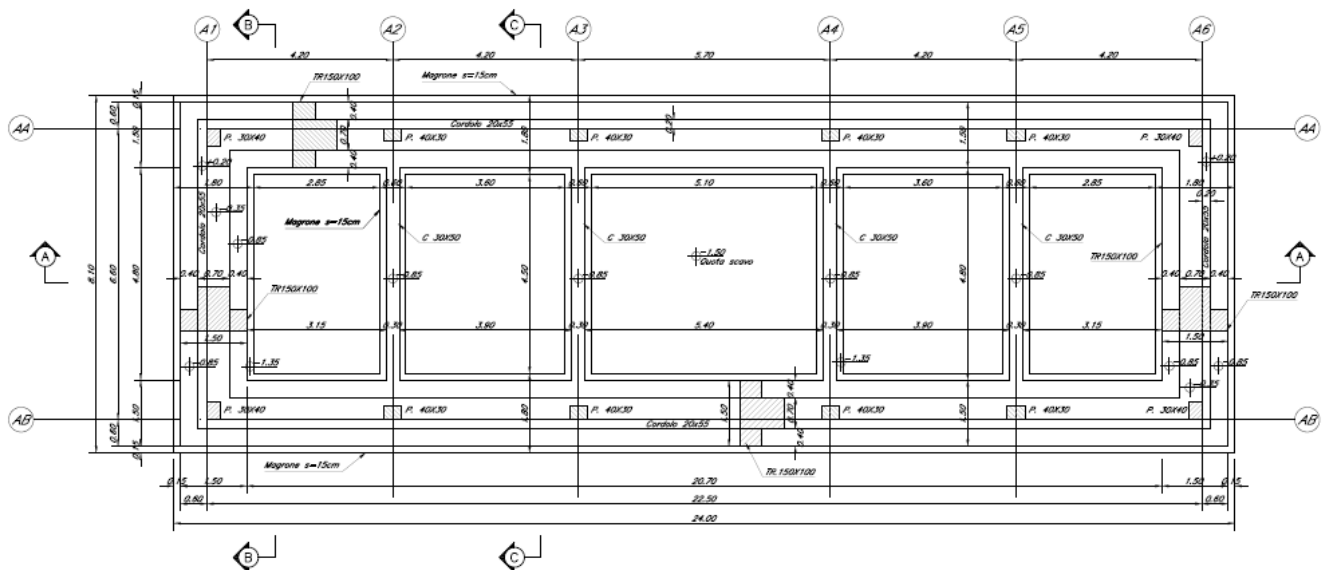


Figura 2-1 Pianta fondazione

PIANTA CARPENTERIA COPERTURA
Scala 1:50

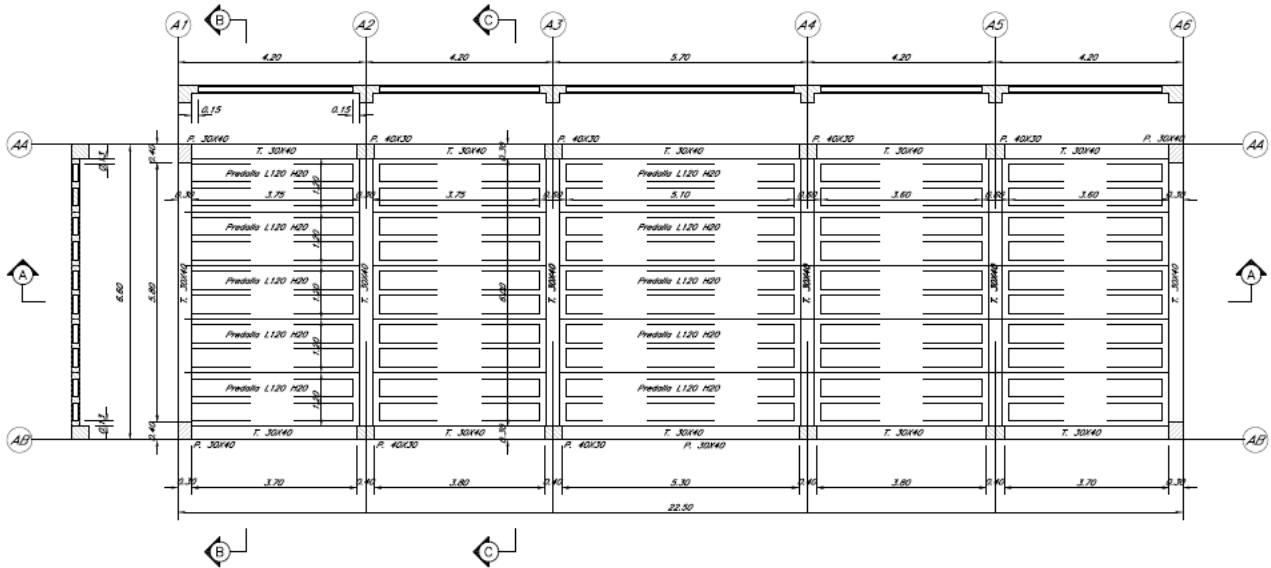


Figura 2-2 Carpenteria copertura

SEZIONE A-A
Scala 1:50

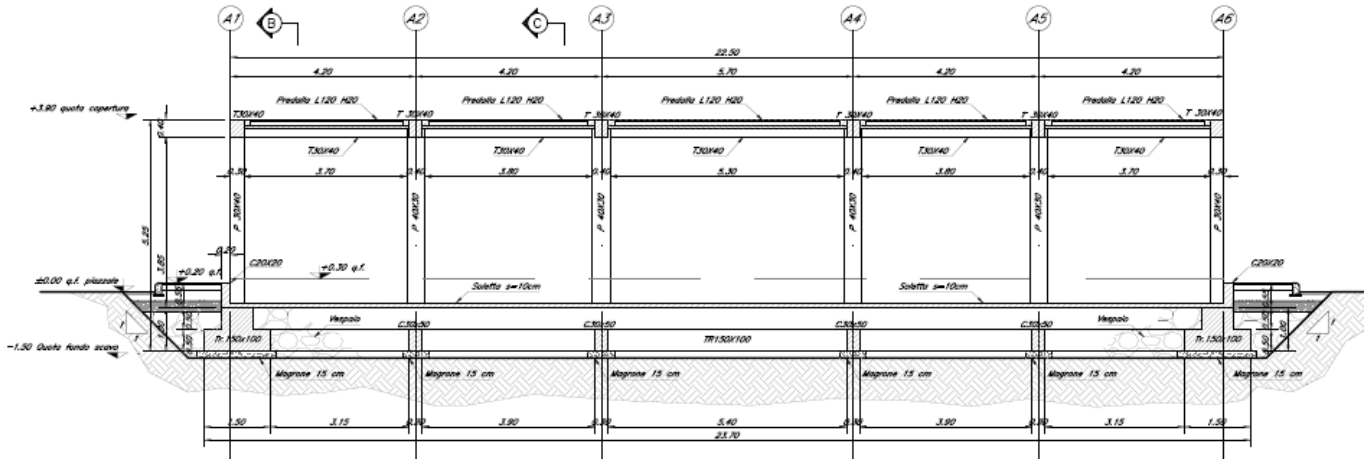


Figura 2-3 Sezione

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 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] IF1W00D11RGFA01A0001A FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione tecnico illustrativa
- Rif. [9] IF1W00D11BBFA01A0001A FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Carpenteria fondazioni
- Rif. [10] IF1W00D11BBFA01A0002A FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Carpenteria copertura
- Rif. [11] IF1W00D11BBFA01A0003A FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Sezioni di carpenteria
- Rif. [12] IF1W00D11PAFA01A0001A FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Piante architettoniche
- Rif. [13] IF1W00D11PAFA01A0002A FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Prospetti e sezioni architettoniche

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

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

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

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

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

$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$ [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	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

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

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

Lastre predalles	Ordinario	20	0	20
Fondazioni	Ordinario	25	10	35

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

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					
	FA01A - Fabbricato PGE di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A

5 TERRENO DI FONDAZIONE

Per le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione si assumono le condizioni peggiori indicate nell'elaborato "IT1W03D11GEOC0000001_Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto da pk 29+050 a pk 31+050".

La caratterizzazione del suolo da un punto di vista sismico è invece riportata nel doc.

"IT1W03D11GEOC0000003_Relazione sismica tratta allo scoperto da pk 29+050 a pk 31+050"

Il tracciato ricade in un'area di pianura alluvionale con depositi eterogenei e variabili sia orizzontalmente che verticalmente, costituiti da argille, limi e ghiaie ad andamento lenticolare. I depositi alluvionali si presentano di spessore limitato, compreso tra 3 e 14 metri circa, e ricoprono la formazione delle Argille Sub-Appennine (ASP): si tratta di argille limose e limi argillosi di colore grigio e grigio-azzurro, in strati da sottili a molto spessi, generalmente poco evidenti e a laminazione piano-parallela, con sottili intercalazioni di argille marnose, sabbie e sabbie limose grigie.

Nei primi metri (circa 3m) è presente un terreno di copertura (riporto e terreno vegetale) 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;
- **ASP:** Argille Sub-Appenniniche. Argille limose e limi argillosi di colore grigio e grigio-azzurro, in strati da sottili a molto spessi, generalmente poco evidenti e a laminazione piano-parallela, con sottili intercalazioni di argille marnose, sabbie e sabbie limose grigie; nella parte alta della successione si rinviene una porzione costituita da sabbie limose e limi sabbiosi di colore giallastro e grigio-verdastro, in strati da sottili a spessi, progressivamente passanti a conglomerati poligenici grossolanamente stratificati e ben selezionati.

In corrispondenza del sondaggio BO_PD_S9, essendo questo ubicato all'imbocco della galleria, si rinviene uno strato di coltre di natura eluvio-colluviale essenzialmente di matrice argillosa che ricopre la formazione delle Argille Sub-Appennine (ASP).

La falda di progetto è stata considerata cautelativamente a circa -2.0m da piano campagna.

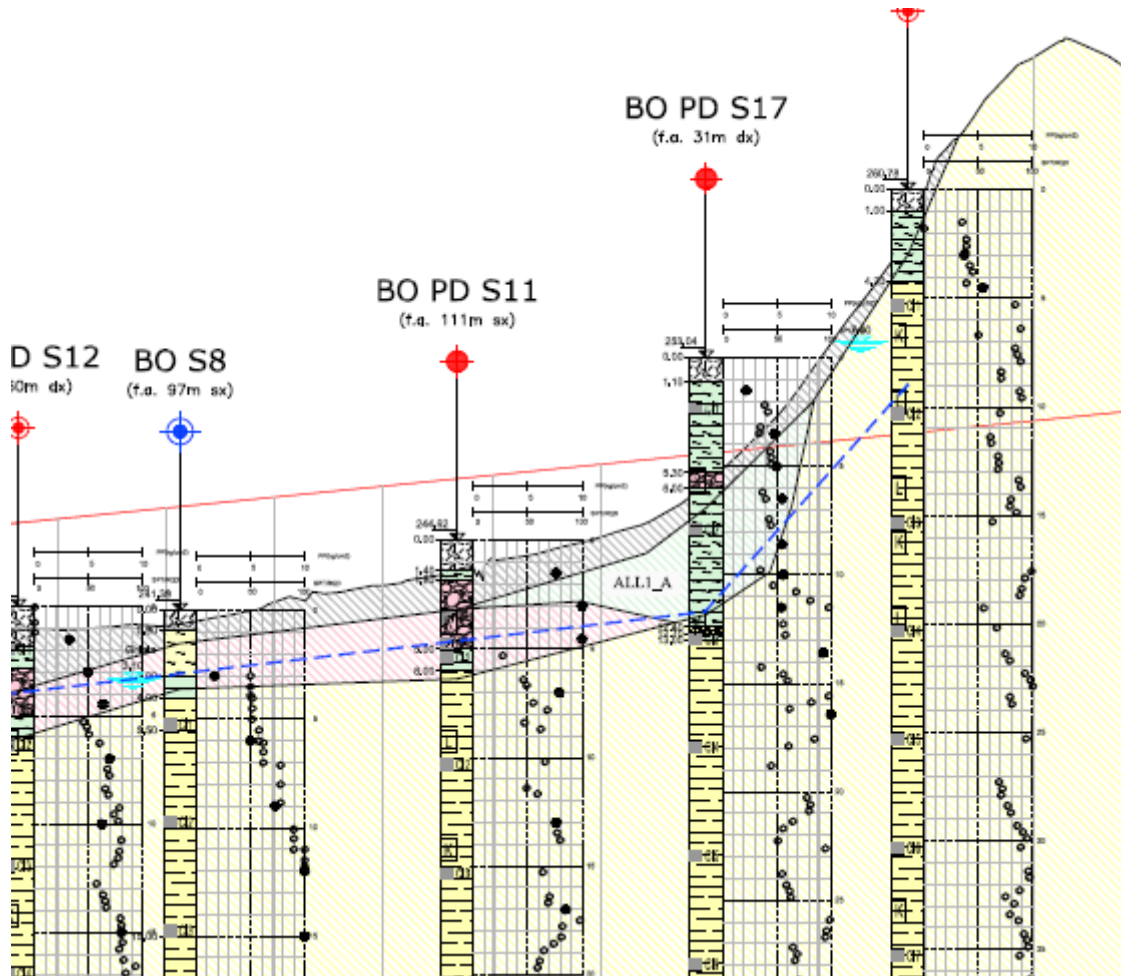
Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame e i relativi parametri geotecnici di calcolo tra la pk 29+050 e pk 31+050.

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

	Terreno di Copertura	ALL1_A	ALL3_G	ASP	
γ [kN/m ³]	18.0÷18.6 [18.3]	17.7÷19.7 [19.0]	18.0÷20.2 [19.0]	19.0÷21.0 [20.0]	
IP [%]	18÷26 [21]	27÷51 [38]	-	20÷45 [30]	
c_u [kPa]	75÷250 [130]	150÷290 [180]	-	$z \leq 20m$	130÷300 [180]
				$z > 20m$	200÷300 [250]
ϕ' [°]	24	24	36÷59 [36]	20÷30 [22]	
c' [kPa]	10	10	0.0	20÷40 [26]	
E_w/C_u	403	268	-	228	
E_0 [MPa]	40÷340 [85]	113÷582 [201]	145÷846 [367]	$z \leq 15m$	266÷1258 [367]
				$z > 15m$	453÷1258 [689]
$E_{op,1}$ [MPa]	8÷68 [17]	22÷116 [40]	29÷169 [73]	$z \leq 15m$	53÷251 [73]
				$z > 15m$	90÷251 [137]
$E_{op,2}$ [MPa]	4÷34 [8.5]	11÷58 [20]	14÷84 [36]	$z \leq 15m$	26÷125 [36]
				$z > 15m$	45÷125 [68]
c_c [-]	dato non disponibile	$8.0 \cdot 10^{-2}$	-	$7.5 \cdot 10^{-2}$	
c_r [-]	dato non disponibile	$1.4 \cdot 10^{-2}$	-	$1.3 \cdot 10^{-2}$	
$c_{\alpha z}$	dato non disponibile	$2.4 \cdot 10^{-3} \div 3.4 \cdot 10^{-3}$ [2.8*10 ⁻³]	-	$2.6 \cdot 10^{-3}$	
c_v [m ² /s]	$2.0 \cdot 10^{-7} \div 4.0 \cdot 10^{-7}$ [2.5*10 ⁻⁷]	$4.0 \cdot 10^{-8} \div 1.0 \cdot 10^{-6}$ [5.4*10 ⁻⁷]	-	$5.0 \cdot 10^{-8} \div 5.0 \cdot 10^{-7}$ [1.0*10 ⁻⁷]	
e_0 [-]	0.75	0.6÷0.87 [0.75]	0.41÷0.56 [0.45]	0.45÷0.70 [0.50]	
OCR [-]	2÷10 [4]	4÷10 [6]	-	1÷13 [7]	
v' [-]	0.3	0.3	0.3	0.3	
k [m/s]	$2.0 \cdot 10^{-6}$	$5.0 \cdot 10^{-7} \div 6.5 \cdot 10^{-6}$ [2.0*10 ⁻⁶]	$4.0 \cdot 10^{-8} \div 2.0 \cdot 10^{-5}$ [2.4*10 ⁻⁷]	$3.0 \cdot 10^{-10} \div 1.0 \cdot 10^{-6}$ [7.0*10 ⁻⁹]	
Caratterizzazione dinamica	-	-	-	$\alpha = 7.42$	
				$\beta = 0.68$	
				$\lambda = -2.417$	
				$D_{max} = 0.3058$	

Figura 5-1 Caratterizzazione geotecnica del terreno

Il profilo di riferimento è riportato nell'elaborato "IF1W00D11F60C000X0001A_Profilo geotecnico tratta allo scoperto TAV2 di 2."

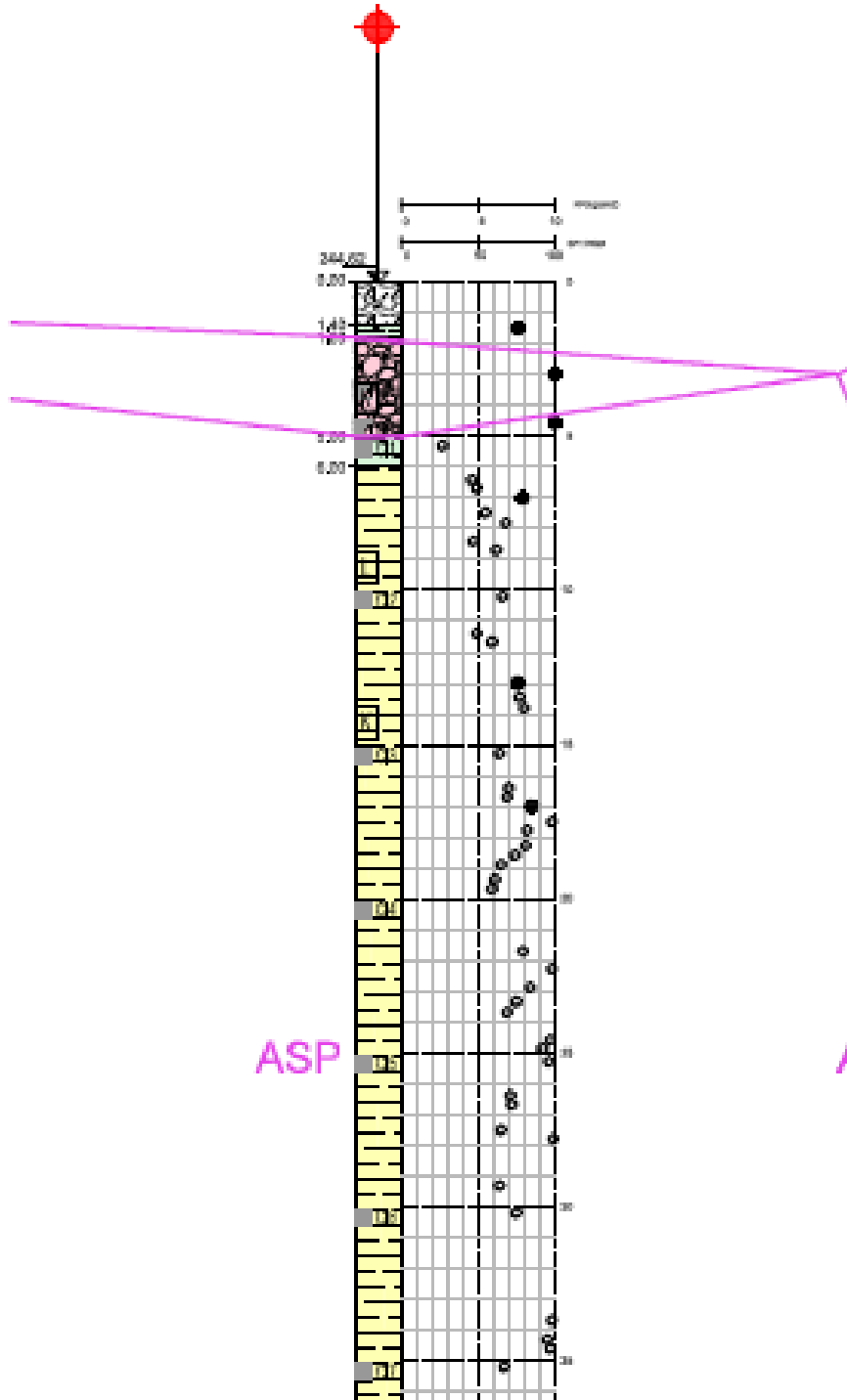


IL sondaggio di riferimento al progressivo pk +30+850 risulta essere il **BO PD S11** riportato nella figura seguente

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	17 di 128

BO PD S11
(f.l. 111m ax)



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A

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.

- Solaio di copertura

E' realizzato con lastre predalles in cemento armato di altezza 20 cm alleggerite con polistirene espanso.

Solaio in lastre Predalles (H =4+12+4=20cm) lastra larga 1,20 m.

Predalles (s = 4cm) 25x0,04x1,20=1,2 kN;

Nervatura centrale (h=12 cm, s=14 cm) 25x0,12x0,14= 0,42 kN;

Nervature laterali (h=12 cm, s=13 cm) 2x25x0,12x0,13= 0,78 kN;

Soletta superiore (s=4 cm) 25x0,04x1,20= 1,2 kN;

Alleggerimento in polistirene espanso (h=12 cm, s=40 cm) 2x0,15x0,4x0,12=0,0144 kN.

Peso totale di una lastra larga 1,20 m: $G=1,2+0,42+0,78+1,2+0,014 = 3,61$ kN

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A

Peso totale a metro quadrato = $3,61/1,20 = 3,00 \text{ kN/m}^2$

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

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

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 $h=5,00 \text{ m}$, trascurando le eventuali aperture, è pari a 21 kN/m, che è il peso a metro lineare del pannello.

Considerando che il pannello viene fissato alle travi di elevazione e al cordolo in c.a. posto al di sopra della trave rovescia, il peso da applicare alle travi perimetrali di elevazione e a quelle di fondazione è pari a **10,5 kN/m**.

- Carichi permanenti non strutturali agenti in copertura

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

6.3 Sovraccarichi variabili

Il sovraccarico variabile in copertura è assunto pari a $0,50 \text{ kN/m}^2$ in quanto copertura accessibile per sola manutenzione.

6.4 Azione della neve

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

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A

dove:

μ_i - Coefficiente di forma della copertura;

C_e - Coefficiente di esposizione;

C_t - Coefficiente termico;

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

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

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

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 tipico, 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:

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

6.5 Azione del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al punto 3.3.3 – NTC2018. Per il calcolo dell'azione statica equivalente dovuta al vento, si è fatto riferimento ad un sito posto in zona 3, con altezza sul livello del mare pari $a_s < a_0 = 500$ m.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A

Pressione del vento:

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

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

dove

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

Pressione cinetica di riferimento:

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

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

dove:

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

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

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

dove:

v_b - Velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;

α_R - Coefficiente posto in un diagramma in funzione di T_R espresso in anni;

Il periodo di ritorno T_R al quale si è fatto affidamento per la valutazione della velocità di riferimento del vento risulta pari a 100 anni (in accordo con il periodo di riferimento V_R della struttura).

Coefficiente di esposizione:

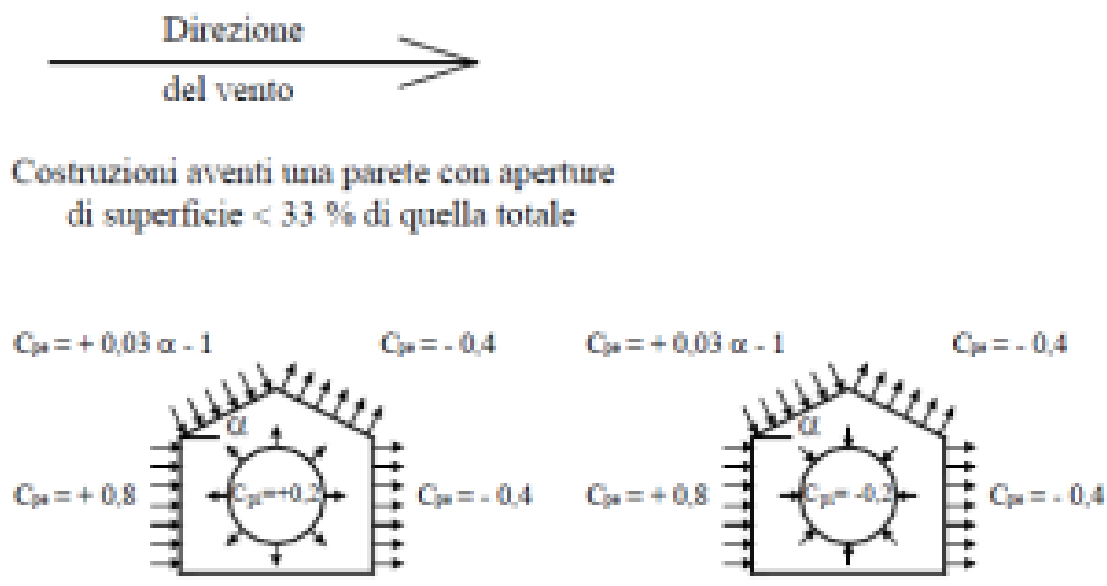
Il coefficiente d'esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per il caso in esame considerando zona 3, classe di rugosità del terreno D e categoria d'esposizione del sito II, il coefficiente di esposizione, per un'altezza massima del fabbricato di 5,00 m, risulta pari ad 1,93.

Coefficiente dinamico:

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

Coefficiente di forma (o aerodinamico):

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



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

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

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

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

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.

<u>Azione Tangenziale Vento</u>		
q_b	0.49	kN/m ²
c_e	1.93	
c_f	0.02	
p_f	0.0189	kN/m ²

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

<u>Azione Normale Vento</u>		
Zona	3	
a_s	<500	m
a_0	500	m
$v_{b,0}$	27	m/s
K_a	0.02	1/s
$v_b(T_R)$	28,06	m/s
q_b	0.49	kN/m ²
Categoria di esposizione sito	II	
k_r	0.19	
z_0	0.05	m
z_{min}	4	m
$c_e(z_{min})$	1.80	
z (altezza costruzione sul suolo)	5,00	m
c_d	1	
$c_e(z)$	1.93	
α (Inclinazione copertura)	0	°
c_{p1} (Copertura) = -0,4 + 0,2	- 0.2	
c_{p2} (Elementi Verticali - Sopravento) = 0,8 + 0,2	+ 1.0	
c_{p3} (Elementi Verticali - Sottovento) = -0,4 + 0,2	- 0.2	
p_1 (Pressione vento in copertura)	- 0,19	kN/m ²
p_2 (Pressione vento elementi verticali - Sopravento)	+ 0,95	kN/m ²
p_3 (Pressione vento elementi verticali - Sottovento)	- 0,19	kN/m ²

L'azione del vento sui pannelli di tamponamento viene trasmessa alle travi perimetrali e alle travi di fondazione come una forza a metro lineare pari alla pressione del vento precedentemente calcolata (p_2 e p_3) per la metà dell'altezza dei pannelli (5,00 x 0,50 = 2,50 m):

L'azione del vento (depressione) sul solaio viene trasmessa alle travi trasversali lunghe 6.3 m come un carico metro lineare pari a 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					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A

6.6 Variazioni termiche

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

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

Tabella 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

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

6.7 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:

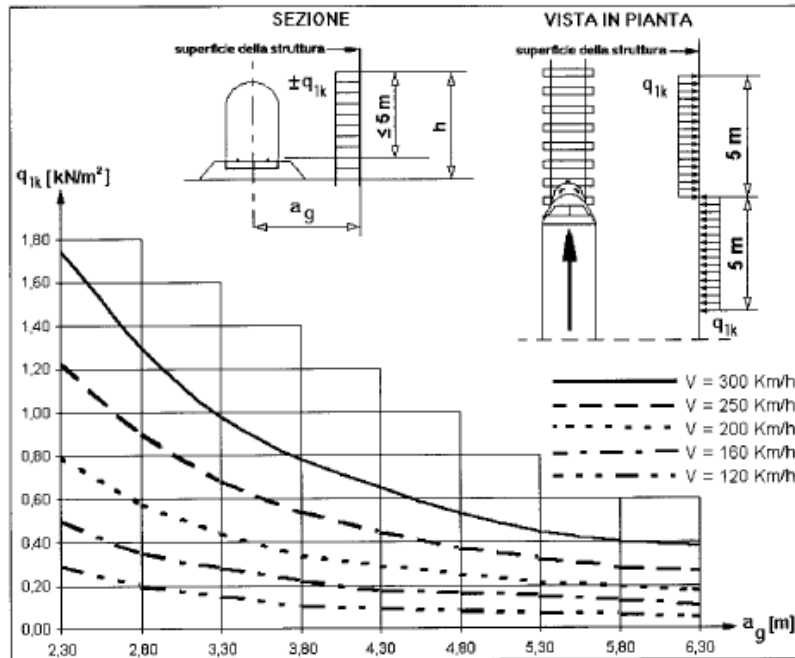
- Superfici verticali parallele al binario (5.2.2.7.1 – NTC2008):

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.

6.8 Azione sismica

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

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

Si attribuisce una vita nominale $V_N = 75$ 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);
- “Istruzione per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari” (rif. RFI-DTC-ICI-PO-SP-INF-001-A) par. 1.1.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A

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:

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

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

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

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

Poiché il fabbricato è dotato di solai che presentano luce inferiore a 8 m, non è stata considerata la componente verticale dell'azione sismica, come stabilito al punto 7.2.2 delle NTC2018:

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

In tal caso lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4 - 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 – NTC2008 si evince che l'edificio in esame può essere riconducibile ad un sistema a telaio.

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

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

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

Trattandosi di una struttura a telaio ad un solo piano ed una sola campata in direzione trasversale, in accordo con il paragrafo 7.4.3.2 delle NTC 2008, si assume:

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$$

Tuttavia la costruzione si considera NON REGOLARE IN PIANTA (a vantaggio di sicurezza).

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A

Pertanto il fattore di struttura al quale si farà riferimento per la definizione dello spettro di progetto è $q = 3,15$.

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

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:

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

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A

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

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

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

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

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

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

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

L'analisi dinamica lineare consiste:

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

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

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

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

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	30 di 128

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

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					
FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A	FOGLIO 31 di 128

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) valutate automaticamente dal software di calcolo e applicate in maniera distribuita.

La presenza del solaio di copertura è stata modellata mediante un vincolo di diaframma al livello di copertura, oltre che con l'assegnazione dei carichi alle travi. L'assegnazione dei carichi alle travi è stata effettuata sulla base della tessitura dei solai secondo il criterio della larghezza d'influenza. Agli elementi in elevazione è stato assegnato un carico termico, pari a quello riportato nell'analisi dei carichi.

Seguono alcune immagini rappresentative del modello di calcolo:

**FA01A - Fabbricato PGE di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	32 di 128

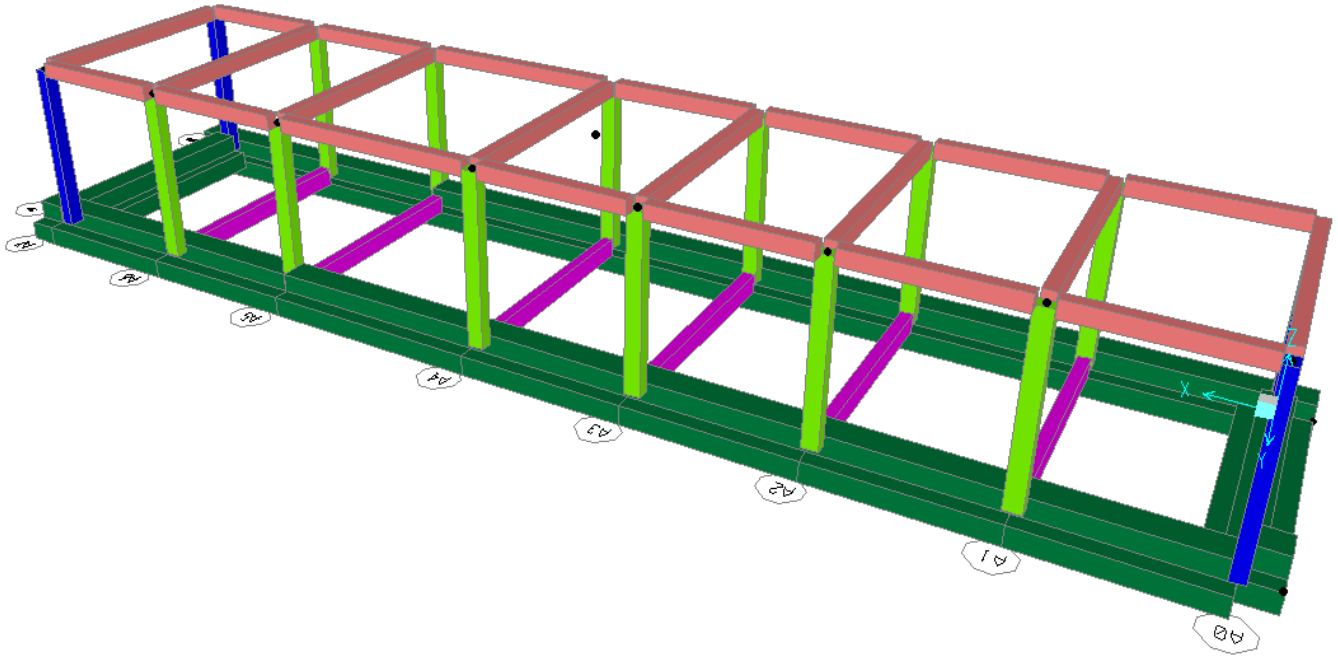


Figura 7-1 Modello di calcolo – Vista estrusa del modello.

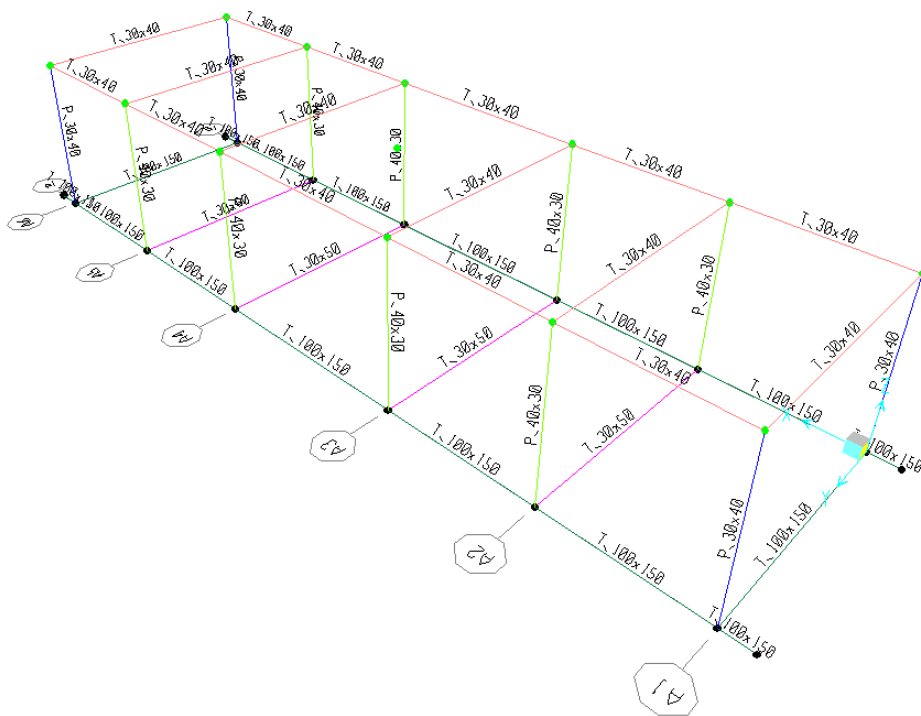


Figura 7-2 Modello di calcolo – Sezione elementi

FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	33 di 128

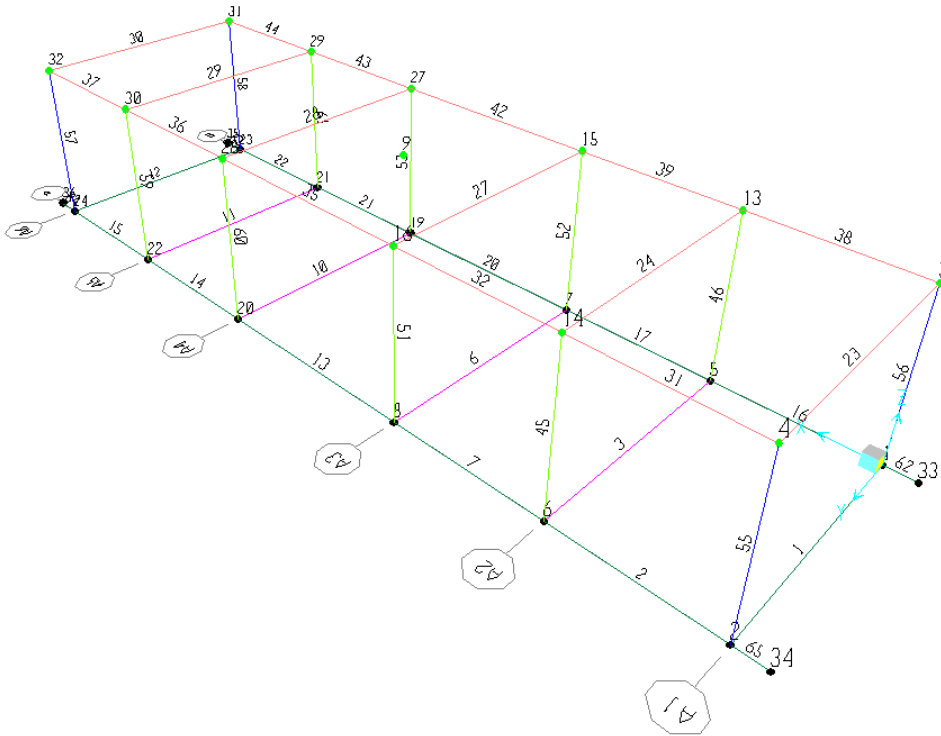


Figura 7-3Modello di calcolo – Numerazione elementi

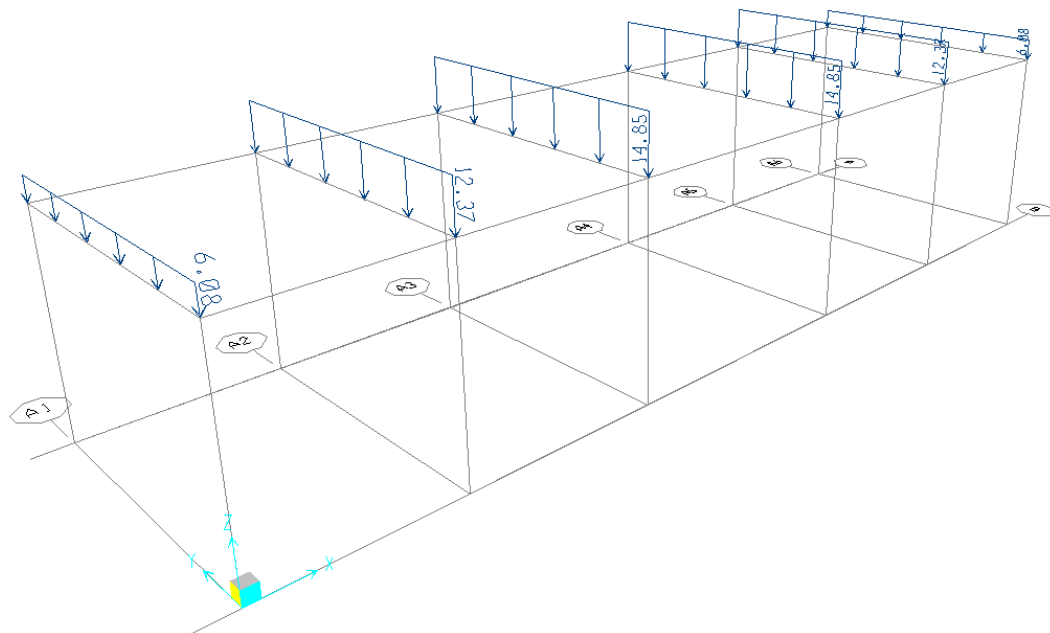


Figura 7-4 Carichi verticali copertura

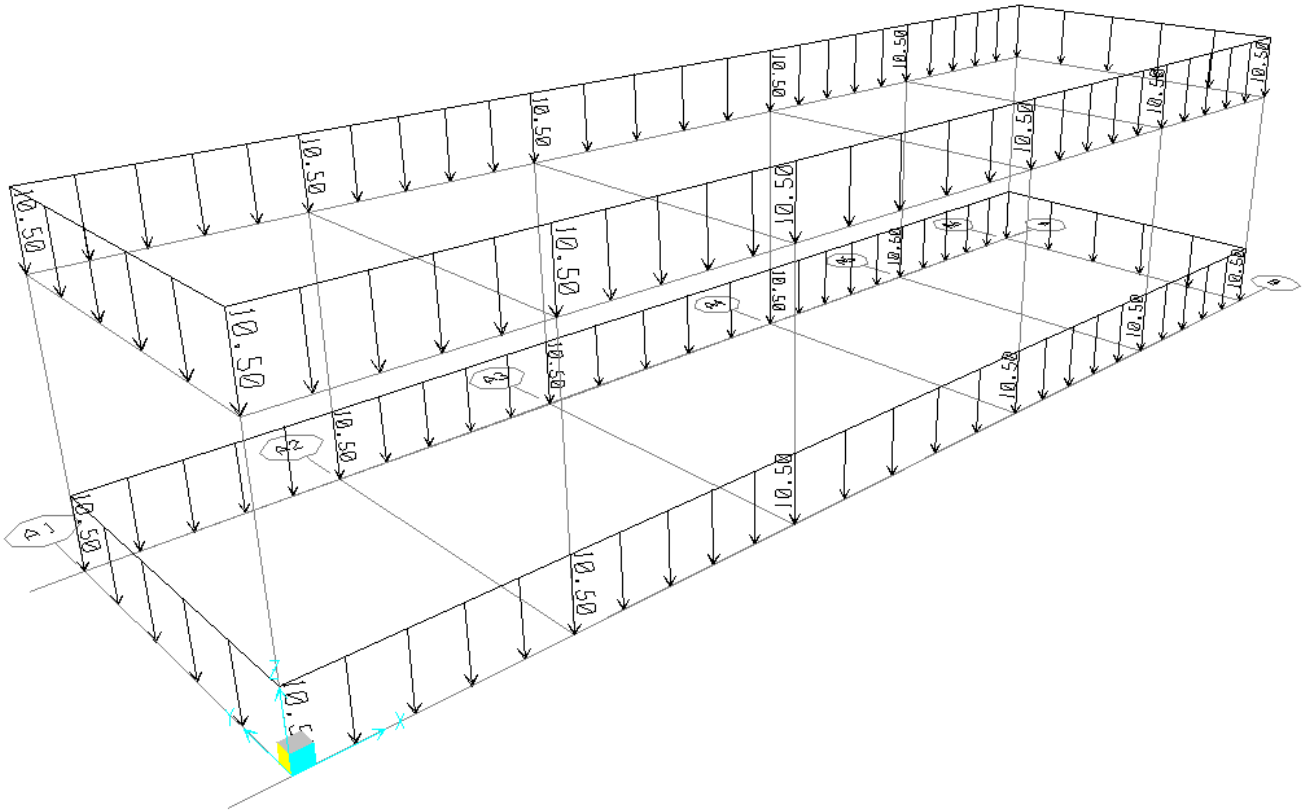


Figura 7-5 Carichi verticali su tamponature

Modo 1 T=0.456 sec

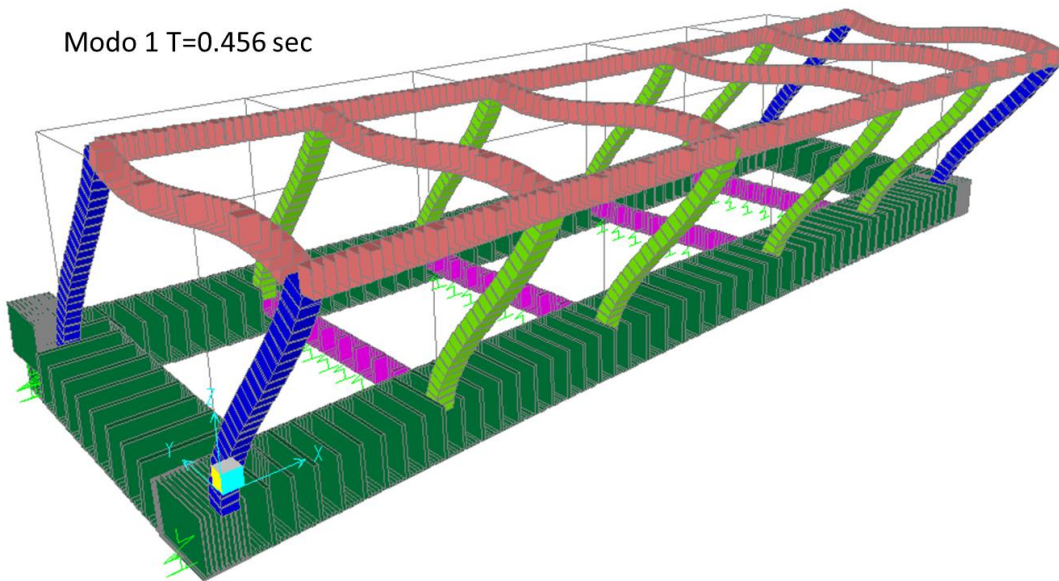


Figura 7-6 Risultati analisi modale – Forme modali

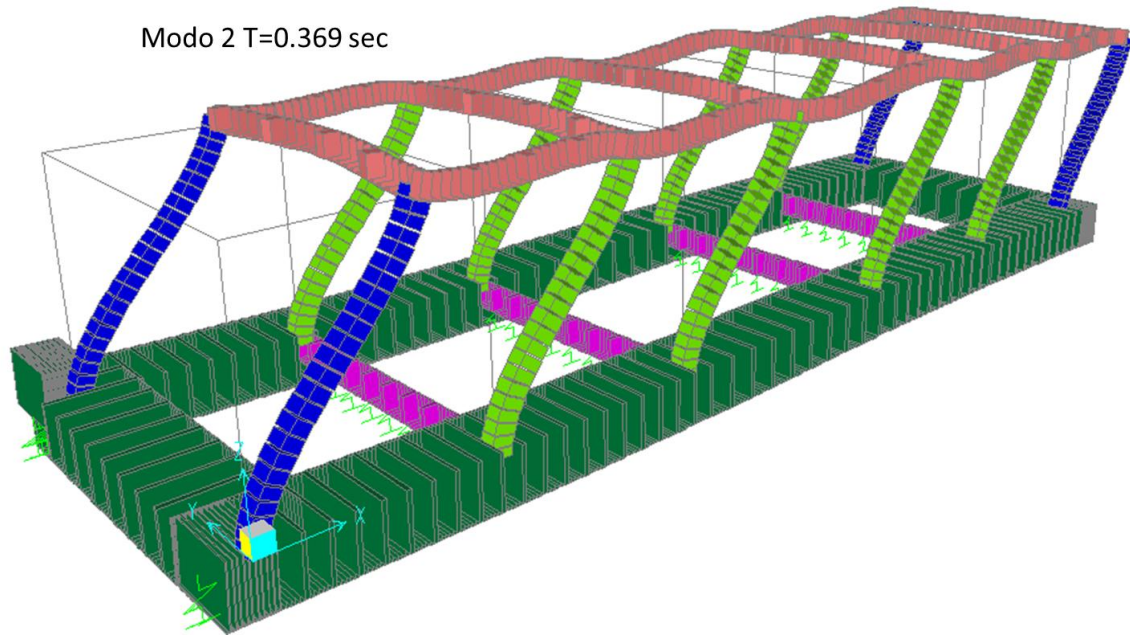


Figura 7-7 Risultati analisi modale – Forme modali

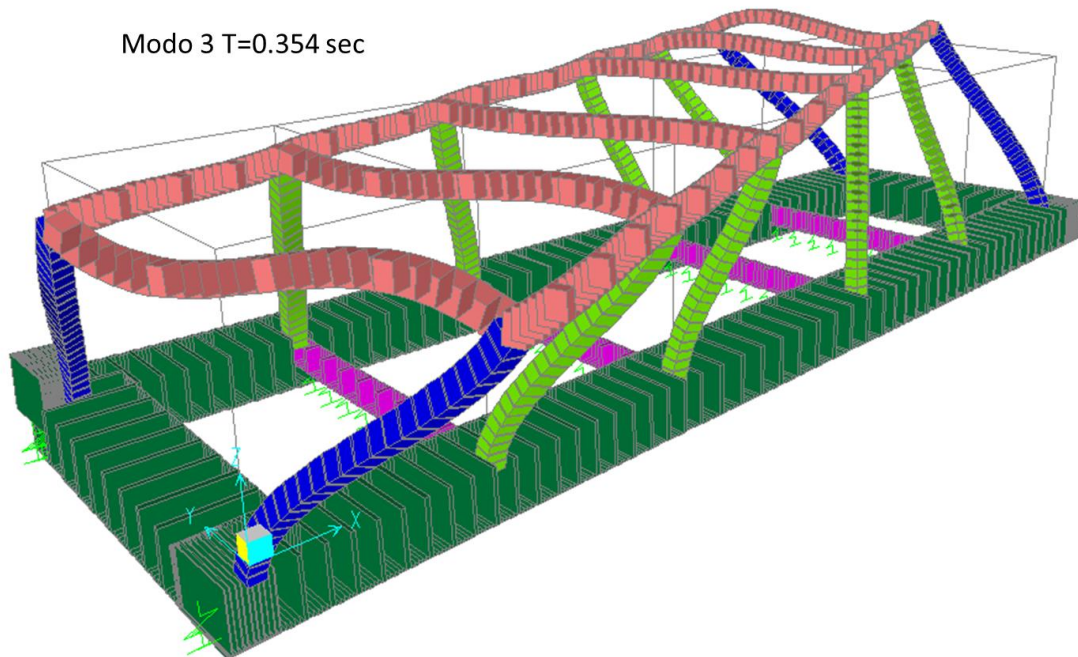


Figura 7-8 Risultati analisi modale – Forme modali

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	36 di 128

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,45	0,00	0,86	0,00	0,00	0,86
MODAL	Mode	2	0,37	0,86	0,00	0,00	0,86	0,86
MODAL	Mode	3	0,35	0,00	0,00	0,00	0,86	0,86
MODAL	Mode	4	0,15	0,00	0,00	0,37	0,86	0,86
MODAL	Mode	5	0,14	0,00	0,00	0,00	0,86	0,86
MODAL	Mode	6	0,13	0,00	0,00	0,15	0,86	0,86

Figura 7-9 Risultati analisi modale – Periodi propri e fattori di partecipazione delle masse

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA01A - Fabbricato PGE di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A

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	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
Comb. 2	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,30	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	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
Comb. 2	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,30	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	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
Comb. 2	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00

- Combinazioni di carico allo SLE (combinazioni rare):

SLE	Peso Prop.	Perm.	Var.	Neve	Vento	Aerod. A	Aerod. B	Var. Term. (+)	Var. Term. (-)
Comb. 1	1,00	1,00	1,00	0,50	0,60	0,80		0,60	
Comb. 2	1,00	1,00	0,70	1,00	0,60	0,80		0,60	
Comb. 3	1,00	1,00	0,70	0,50	1,00	0,80		0,60	
Comb. 4	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60	1,00		0,60	
Comb. 5	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60	0,80		1,00	
Comb. 6	1,00	1,00	1,00	0,50	0,60		0,80	0,60	
Comb. 7	1,00	1,00	0,70	1,00	0,60		0,80	0,60	
Comb. 8	1,00	1,00	0,70	0,50	1,00		0,80	0,60	
Comb. 9	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60		1,00	0,60	
Comb. 10	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60		0,80	1,00	
Comb. 11	1,00	1,00	1,00	0,50	0,60	0,80			0,60
Comb. 12	1,00	1,00	0,70	1,00	0,60	0,80			0,60
Comb. 13	1,00	1,00	0,70	0,50	1,00	0,80			0,60
Comb. 14	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60	1,00			0,60
Comb. 15	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60	0,80			1,00
Comb. 16	1,00	1,00	1,00	0,50	0,60		0,80		0,60
Comb. 17	1,00	1,00	0,70	1,00	0,60		0,80		0,60
Comb. 18	1,00	1,00	0,70	0,50	1,00		0,80		0,60
Comb. 19	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60		1,00		0,60
Comb. 20	1,00	1,00	0,70	0,50	0,60		0,80		1,00

- Combinazioni di carico allo SLE (combinazioni frequenti):

SLE	Peso Prop.	Perm.	Var.	Neve	Vento	Aerod. A	Aerod. B	Var. Term. (+)	Var. Term. (-)
Comb. 1	1,00	1,00	0,50						
Comb. 2	1,00	1,00	0,30	0,20					
Comb. 3	1,00	1,00	0,30		0,20				
Comb. 4	1,00	1,00	0,30			0,50			
Comb. 5	1,00	1,00	0,30				0,50		
Comb. 6	1,00	1,00	0,30					0,50	
Comb. 7	1,00	1,00	0,30						0,50

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

SLE	Peso Prop.	Perm.	Var.	Neve	Vento	Aerod. A	Aerod. B	Var. Term. (+)	Var. Term. (-)
Comb. 1	1,00	1,00	0,30						

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 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

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:

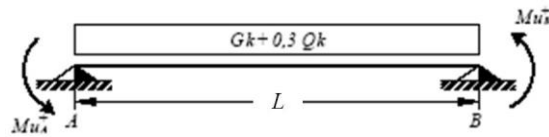
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

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:**

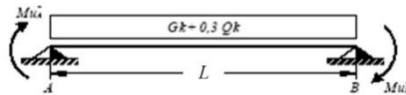


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

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

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

• **2° Schema:**



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

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

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A

8.1.1.3 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:

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

dove si è posto

A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

A_s area delle staffe;

u_m perimetro medio del nucleo resistente;

s passo delle staffe;

ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali.

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

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

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

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	43 di 128

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					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A

8.1.2 Verifica limitazioni armatura (Travi e Pilastri)

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. 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.

- **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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A

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):

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

dove:

$v = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ 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:

$L_0 = \beta L = 3.85 \text{ m}$ lunghezza di libera inflessione

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

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

$i = (I/A)^{0.5} = [(h^3 \cdot b) / (12 \cdot b \cdot h)]^{0.5} = [300^3 \cdot 400 / (12 \cdot 400 \cdot 300)]^{0.5} = 86 \text{ mm}$ raggio giratore d'inerzia (asse debole);

$$\lambda = L_0 / i = 3850 / 86 = 44$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A

8.2 Solaio di copertura campata L=570cm

Il solaio si considera, a vantaggio di sicurezza, come una trave semplicemente appoggiata, con campata di luce pari a $L = 5.70$ m. Con riferimento all'analisi dei carichi, di seguito si riportano le caratteristiche di sollecitazioni significative. La verifica viene condotta in riferimento al singolo travetto (interasse $i = 0.54$ m).

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

Carichi Permanenti: $G = [(3.00 + 2,6) \cdot 1.2] = 6,72$ kN/m

Sovraccarico variabile: $Q = 0.50 \cdot 1.2 = 0,60$ kN/m

Carico Neve: $Q_N = 1.06 \times 1,20 = 1,272$ kN/m

Carico Totale SLU: $1,3 G + 1,5 (Q + Q_N) = 11,54$ kN/m

Carico Totale SLE rara: $G + Q + Q_N = 8,59$ kN/m

Carico Totale SLE frequente: $G + 0,3 \times Q + 0,2 \times Q_N = 7,15$ kN/m

Carico Totale SLE quasi permanente: $G + 0,3 \times Q + 0,0 \times Q_N = 6,9$ kN/m

Sollecitazioni SLU

M_{max} (in campata) = $[11,54 \times (5,70)^2] / 8 = 46,86$ kNm

T_{max} (in appoggio) = $11,54 \times 5,70 / 2 = 32,89$ kN

M_{min} (in appoggio) = $[11,54 \times (5,70)^2] / 12 = 31,38$ kNm

$M_{max,tr}$ (in campata) = $46,86 / 3 = 15,62$ kNm

$T_{max,tr}$ (in appoggio) = $32,89 / 3 = 10,96$ kN

$M_{min,tr}$ (in appoggio) = $31,38 / 3 = 10,46$ kNm

Sollecitazioni SLE rara

$M_{max,tr}$ (in campata) = $11,63$ kNm

$M_{min,tr}$ (in appoggio) = $7,78$ kNm

$T_{max,tr}$ (in appoggio) = $8,15$ kN

Sollecitazioni SLE frequente

$M_{max,tr}$ (in campata) = $9,67$ kNm

$M_{min,tr}$ (in appoggio) = $6,64$ kNm

$T_{\max, tr}$ (in appoggio) = 6,78 kN

Sollecitazioni SLE quasi permanente

$M_{\max, tr}$ (in campata) = 9,28 kNm

$M_{\min, tr}$ (in appoggio) = 6,37 kNm

$T_{\max, tr}$ (in appoggio) = 6,51kN

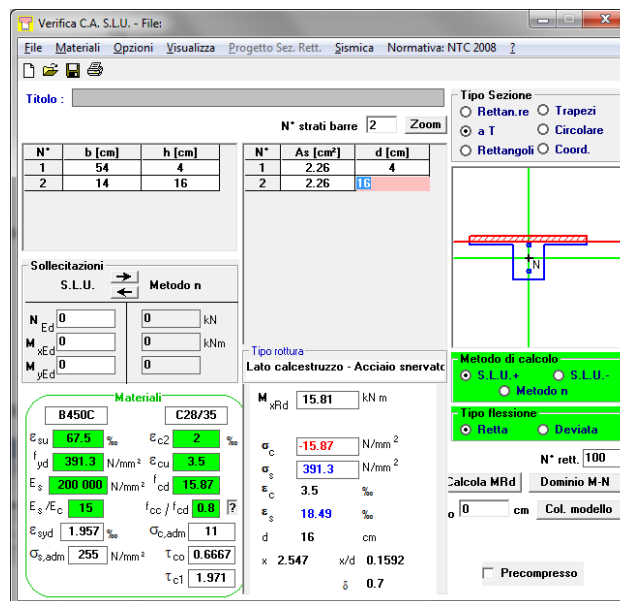
Di seguito si riportano la verifiche del singolo travetto. La verifica a flessione è stata condotta mediante il software VcaSlu per la sezione di appoggio e quella di campata, allo SLU.

Si disporranno 2 Ø 12 all'intradosso e 2 Ø 12 all'estradosso.

8.2.1 Verifica di SLU a flessione

Sezione di campata

Si considera la larghezza del travetto trascurando il contributo della soletta.



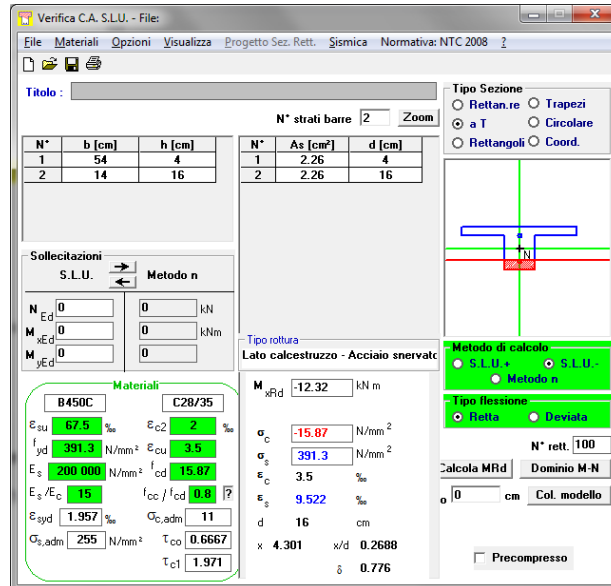
Il momento resistente del travetto è pari a:

$$M_{xRd} = 15.81 \text{ kNm} > M_{Ed} = 15,62 \text{ kNm}.$$

La verifica risulta soddisfatta (verranno utilizzati tuttavia 2Ø14 all'intradosso e 2Ø12 all'estradosso)

Verifica di SLU a flessione

Sezione di appoggio



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

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

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	54	4	1	2.26	4
2	14	16	2	2.26	16

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

Materiali

B450C		C28/35	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm ²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200 000 N/mm ²	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/mm ²	τ _{co}	0.6667
		τ _{ct1}	1.971

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

o 0 cm Col. modello

Precompresso

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo rottura

M_{xRd} -12.32 kNm

σ_c -15.07 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 9.522 ‰
d 16 cm
x 4.301 x/d 0.2688
δ 0.776

Il momento resistente del travetto è pari a:

$$M_{xRd} = 12.32 \text{ kNm} > M_{Ed} = 10.46 \text{ kNm.}$$

La verifica risulta soddisfatta.

8.2.2 Verifica di SLU a taglio

La verifica a taglio si effettua considerando la larghezza effettiva del travetto centrale $b_w=14\text{cm}$.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

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

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

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

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

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

e dove

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

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{ba} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{ba} è la lunghezza di ancoraggio;

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

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

Resistenza al taglio di elementi senza armatura trasversale (eq. 4.1.23 NTC 2018)

h 200.000 mm

b_w 140.000 mm

c 40.000 mm

d 160.000 mm

A_{sl} 226.000 mm²

I strato d'armatura

A_s 113.00 mm²

ϕ 12.000 mm

n 2.000

II strato d'armatura

f_{ck} 28.000 N/mm²

f_{ctm} 2.766 $f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$

f_{ctk} 1.936 N/mm² $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$

γ_c 1.500

ρ_l 0.01

k 2.000

v_{\min} 0.524

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	53 di 128

$$V_{Rd} \quad 14.501 \text{ kN} > \quad V_{Ed} \quad 10.11 \text{ kN}$$

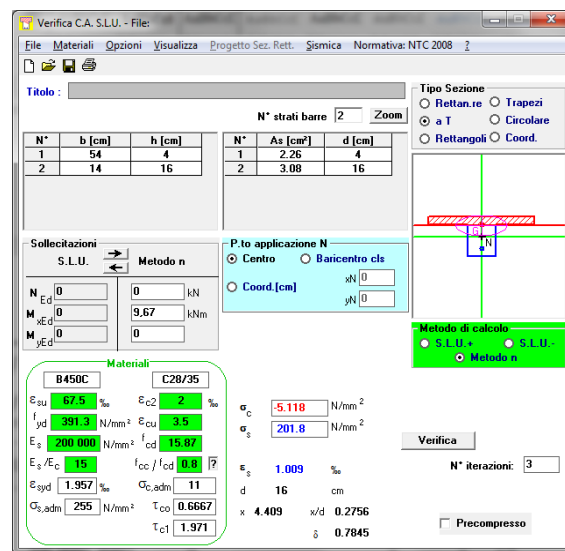
La verifica risulta soddisfatta

In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

$$V_{Ed} = 10.96 \text{ kN} < T = A_s f_{yd} = 226 \cdot 450 / 1,15 = 88.46 \text{ kN}.$$

8.2.3 Verifica di fessurazione (SLE frequente)

Si verifica qui di seguito che la sollecitazione di momento in condizione frequente è maggiore di quella quasi permanente, produca una fessura inferiore al limite consentito per quella quasi permanente. Si riporta qui di seguito il calcolo delle tensioni nella sezione e il relativo calcolo dell'ampiezza delle fessure



Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo
Resistenza a trazione media del calcestruzzo
Modulo di elasticità del calcestruzzo
Resistenza a snervamento dell'acciaio
Modulo di elasticità dell'acciaio

f_{ck}	29,1	[MPa]
f_{ctm}	2,8	[MPa]
E_{cm}	32601	[MPa]
f_{yk}	450	[MPa]
E_s	200000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
Asse neutro della sezione

σ_s	201	[MPa]
x	4,4	[mm]

Tipo e durata dei carichi applicati
Coefficiente di omogeneizzazione
Area totale delle armature presenti nella zona tesa
Area efficace tesa di calcestruzzo

	Lunga	▼
α_e	6,13	[-]
A_s	308	[mm²]
$A_{c,eff.1}$	14000	[mm²]
$A_{c,eff.2}$	9128	[mm²]
$A_{c,eff.3}$	14000	[mm²]
$A_{c,eff.min}$	9128	[mm²]

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	55 di 128

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0,03373 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,8 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t	0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$	0,000603 [-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$	0,000802 [-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$	0,000802 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	S	60 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	14,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$S_{max,rif}$	200 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0,800 [-]
	k_2	0,500 [-]
	k_3	3,400 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max.1}$	183 [mm]
	$S_{r,max.2}$	254 [mm]
	$S_{r,max}$	183 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0,15 [mm]

Le tensioni del CLS (5.1 N/mm^2) e dell'acciaio (201 N/mm^2) per le verifiche agli SLE sono ampiamente inferiori di quelle dal §4.1.2.2.5.1 della NTC18 considerando la massima sollecitazione derivante dall'involuppo della condizione, frequente e quasi permanente.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A

8.2.4 Verifica di deformabilità (SLE quasi permanente)

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

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

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

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

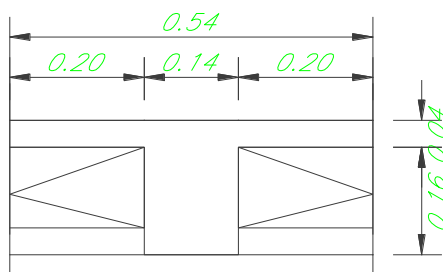
in cui:

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

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

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

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



J_I = momento di inerzia sezione interamente reagente

y_{cl} = asse neutro sezione interamente reagente

$b = 140\text{mm}$;

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	57 di 128

$bs = 540\text{mm};$

$s = 40\text{mm};$

$A_{s,t}$ = area armatura tesa;

$A_{s,c}$ = area armatura compressa;

$A_s = A_{s,t} + A_{s,c}$ = area totale armature;

d_G = distanza dal lembo compresso del baricentro delle armature,

$$d_G = \frac{\sum A_{s_i} \cdot d_i}{\sum A_{s_i}}$$

A_{se} = area della soletta collaborante omogeneizzata ad acciaio concentrata a $s/2$ dal lembo compresso,

$$d_t = (d_G \cdot A_s + d_e \cdot A_{se}) / A_t;$$

n = coefficiente di omogeneizzazione = 15;

$$A_t = A_{se} + A_{s,t} + A_{s,c};$$

$$y_{cII} = \text{asse neutro sezione fessurata} = n \cdot A_t / b \left[(1 + 2 \cdot b \cdot d_t / n \cdot A_t) / 2 - 1 \right];$$

$$J_{II} = \text{momento d' inerzia sezione fessurata} = 1/3 \cdot [b_s y_c^3 - (b_s - b) \cdot (y_c - s)^3] + n \cdot \sum A_{s_i} \cdot (y_c - d_i)^2;$$

$$M_f = \text{momento di fessurazione} = f_{ctm} \cdot J_{II} / (h - y_c);$$

$$\beta = M_f / M_d;$$

$$c = 0,50;$$

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

q = carico SLE quasi permanente;

$$p_f = (5/384) \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J_{II});$$

$$p = (5/384) \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J_I);$$

Il calcolo viene eseguito conservativamente ipotizzando 2 Ø 10 all'intradosso (anche se e verifiche SLU sono state verificate con 2 Ø 14).

Input dimensioni sezione cls

H=	200	mm
h=H-s=	160	mm
s=	40	mm
bs=	540	mm

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	58 di 128

b=	140	mm
$l=0.5*(bs-b)$	200	mm
cs=	40	mm
ci=	40	mm
yc'=	66	mm
J'=	110298000	mm ⁴
As,t=	226	mm ²
As,c=	0	mm ²
As=	157	mm ²
ds,t=	155	mm
ds,c=	40	mm
dg=	155	mm
Ase=	1067	mm ²
de=	20	mm
dt=	37	mm
n=	15	
At=	1224	mm ²
yc''=	33	mm
J''=	41583539.4	mm ⁴
Mf=	3.25	kNm
Md=	5.07	kNm
fctm=	2.77	N/mm ²
fck=	28.00	N/mm ²
Rck=	35.00	N/mm ²
$\beta=Mf/Md=$	0.6	
c=	0.5	
$\zeta=1- c\beta^2=$	0.80	
q=	3.726	N/mm
pf=	11.24	mm
p=	4.24	mm
L=	4200	mm
Ecm=	32308.25	N/mm ²
fcm=	36.00	N/mm ²
p*=	9.80	mm
L/250=	22.8	mm

La verifica risulta soddisfatta.

$$p^* = \zeta * p_f + (1 - \zeta) * p = 9.80 \text{ mm} < L/250 = 5700/250 = 22.8 \text{ mm}$$

8.3 Solaio di copertura campata L=420cm

Il solaio si considera, a vantaggio di sicurezza, come una trave semplicemente appoggiata, con campata di luce pari a $L = 4.20 \text{ m}$. Con riferimento all'analisi dei carichi, di seguito si riportano le caratteristiche di sollecitazioni significative. La verifica viene condotta in riferimento al singolo travetto (interasse $i = 0.54 \text{ m}$).

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

Carichi Permanenti: $G = [(3.00 + 2,6) * 1.2] = 6,72 \text{ kN/m}$

Sovraccarico variabile: $Q = 0.50 * 1.2 = 0,60 \text{ kN/m}$

Carico Neve: $Q_N = 1.06 \times 1,20 = 1,272 \text{ kN/m}$

Carico Totale SLU: $1,3 G + 1,5 (Q + Q_N) = 11,54 \text{ kN/m}$

Carico Totale SLE rara: $G + Q + Q_N = 8,59 \text{ kN/m}$

Carico Totale SLE frequente: $G + 0,3 \times Q + 0,2 \times Q_N = 7,15 \text{ kN/m}$

Carico Totale SLE quasi permanente: $G + 0.3 \times Q + 0,0 \times Q_N = 6,9 \text{ kN/m}$

M_{\max} (in campata) = $[11,54 \times (4,20)^2] / 8 = 25,45 \text{ kNm}$

T_{\max} (in appoggio) = $11,54 \times 4,20 / 2 = 24,23 \text{ kN}$

M_{\min} (in appoggio) = $[11,54 \times (4,20)^2] / 12 = 16,98 \text{ kNm}$

$M_{\max, \text{tr}}$ (in campata) = $25,45 / 3 = 8,48 \text{ kNm}$

$T_{\max, \text{tr}}$ (in appoggio) = $24,23 / 3 = 8,08 \text{ kN}$

$M_{\min, \text{tr}}$ (in appoggio) = $16,98 / 3 = 5,66 \text{ kNm}$

Sollecitazioni SLE rara

$M_{\max, \text{tr}}$ (in campata) = $6,31 \text{ kNm}$

$M_{\min, \text{tr}}$ (in appoggio) = $4,21 \text{ kNm}$

$T_{\max, \text{tr}}$ (in appoggio) = $6,01 \text{ kN}$

Sollecitazioni SLE frequente

$M_{\max, \text{tr}}$ (in campata) = $5,23 \text{ kNm}$

$M_{\min, \text{tr}}$ (in appoggio) = 3,49 kNm

$T_{\max, \text{tr}}$ (in appoggio) = 4,99 kN

Sollecitazioni SLE quasi permanente

$M_{\max, \text{tr}}$ (in campata) = 5,05 kNm

$M_{\min, \text{tr}}$ (in appoggio) = 3,36 kNm

$T_{\max, \text{tr}}$ (in appoggio) = 4,81 kN

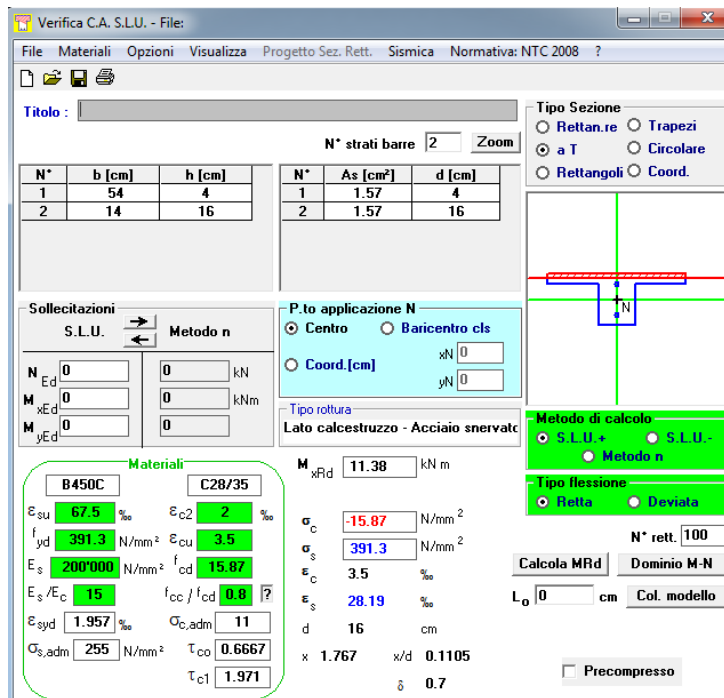
Di seguito si riportano la verifiche del singolo travetto. La verifica a flessione è stata condotta mediante il software PresFLE, per la sezione di appoggio e quella di campata, allo SLU.

Si disporranno 2 Ø 10 all'intradosso e all'estradosso.

8.3.1 Verifica di SLU a flessione

Sezione di campata

Si considera la larghezza del travetto trascurando il contributo della soletta.



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U. - File' software interface. It displays material properties for B450C and C28/35, and calculation results for a reinforced concrete beam section. The results include:

- $M_{xRd} = 11.38$ kNm
- $\sigma_c = -15.87$ N/mm²
- $\sigma_s = 391.3$ N/mm²
- $\epsilon_s = 28.19$ ‰
- $d = 16$ cm
- $x = 1.767$, $x/d = 0.1105$
- $\delta = 0.7$

The interface also shows a diagram of the beam section with a vertical force N applied at the center.

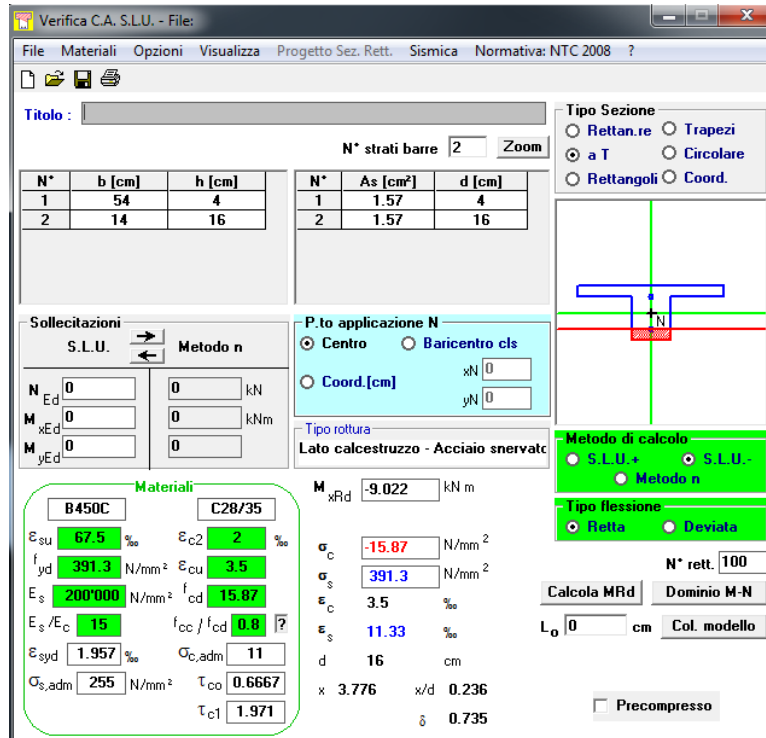
Il momento resistente del travetto è pari a:

$$M_{xRd} = 11.38 \text{ kNm} > M_{Ed} = 8.48 \text{ kNm}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica di SLU a flessione

Sezione di appoggio



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** [Empty field]
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	54	4
2	14	16
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.57	4
2	1.57	16
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n. N_{Ed}, M_{xEd}, M_{yEd} (all 0).
- P.to applicazione N:** Centro. N = 0, M_{xRd} = -9.022 kNm.
- Materiali:** B450C, C28/35. Properties: E_{su} = 67.5‰, E_{c2} = 2‰, f_{yd} = 391.3 N/mm², E_{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.
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, Metodo n.
- Tipo flessione:** Retta.
- Calcoli:** σ_c = -15.87 N/mm², σ_s = 391.3 N/mm², ε_c = 3.5‰, ε_s = 11.33‰, d = 16 cm, x = 3.776, x/d = 0.236, δ = 0.735.

Il momento resistente del travetto è pari a:

$$M_{xRd} = 9.022 \text{ kNm} > M_{Ed} = 5,66 \text{ kNm}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

8.3.2 Verifica di SLU a taglio

La verifica a taglio si effettua considerando la larghezza effettiva del travetto centrale $b_w = 14 \text{ cm}$.

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	62 di 128

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

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

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

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

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

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

e dove

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

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{ba} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{ba} è la lunghezza di ancoraggio;

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

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

Resistenza al taglio di elementi senza armatura trasversale (eq. 4.1.23 NTC 2018)

h 200.000 mm

b_w 140.000 mm

c 40.000 mm

d 160.000 mm

A_{sl} 157.000 mm²

I strato d'armatura

A_s 78.500 mm²

ϕ 10.000 mm

n 2.000

II strato d'armatura

f_{ck} 28.000 N/mm²

f_{ctm} 2.766 $f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$

f_{ctk} 1.936 N/mm² $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$

γ_c 1.500

ρ_l 0.007

k 2.000

v_{\min} 0.524

V_{Rd} 14.501 kN >

V_{Ed}

7.460 kN

La verifica risulta soddisfatta

In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

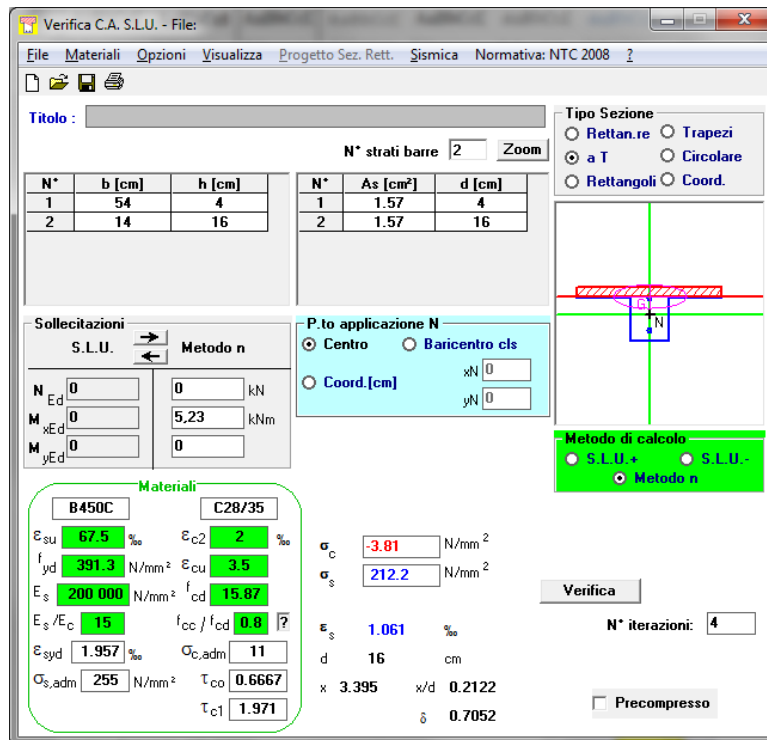
$$V_{Ed} = 8.08 \text{ kN} < T = A_s f_{yd} = 2 \cdot 3,14 \cdot 5^2 \cdot 450 / 1,15 = 120'412 \text{ N} = 61.43 \text{ kN}.$$

8.3.3 Verifica di fessurazione (SLE frequente)

Si verifica qui di seguito che la sollecitazione di momento in condizione rara, che è maggiore di quella in condizione frequente e quasi permanente, produca una fessura inferiore al limite consentito per quella quasi permanente. Le tensioni ottenute, inoltre verificano i limiti per la condizione rara e per quella permanente.

Pertanto le verifiche successive sono automaticamente soddisfatte.

Si riporta qui di seguito il calcolo delle tensioni nella sezione e il relativo calcolo dell'ampiezza delle fessure



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

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

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

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	54	4	1	1.57	4
2	14	16	2	1.57	16

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 5.23 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

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

σ_c -3.81 N/mm²
 σ_s 212.2 N/mm²
 ε_s 1.061 ‰
 d 16 cm
 x 3.395 x/d 0.2122
 δ 0.7052

Verifica N° iterazioni: 4
 Precompresso

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	64 di 128

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	29,1 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	2,8 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	32601 [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	212 [MPa]
Asse neutro della sezione	x	3,4 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga <input type="button" value="v"/>
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e	6,13 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s	157 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$	14000 [mm ²]
	$A_{c,eff.2}$	9175 [mm ²]
	$A_{c,eff.3}$	14000 [mm ²]
	$A_{c,eff.min}$	9175 [mm ²]

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0,01712 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,8 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t	0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$	0,000636 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc}$	0,000694 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$	0,000694 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	60 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	10,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	200 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0,800 [-]
	k_2	0,500 [-]
	k_3	3,400 [-]
	k_4	0,425 [-]

Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max.1}$	218 [mm]
	$s_{r,max.2}$	256 [mm]
	$s_{r,max}$	218 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0,15 [mm]

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A

Le tensioni del CLS (3.8 N/mm²) e dell'acciaio (212 N/mm²) per le verifiche agli SLE sono ampiamente inferiori di quelle dal §4.1.2.2.5.1 della NTC18 considerando la massima sollecitazione derivante dall'involuppo della condizione, frequente e quasi permanente.

8.3.4 Verifica di deformabilità (SLE quasi permanente)

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

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

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

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

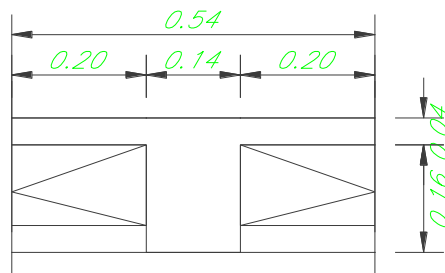
in cui:

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

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

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

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



J_I = momento di inerzia sezione interamente reagente

y_{cl} = asse neutro sezione interamente reagente

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	66 di 128

$$b = 140\text{mm};$$

$$b_s = 540\text{mm};$$

$$s = 40\text{mm};$$

$A_{s,t}$ = area armatura tesa;

$A_{s,c}$ = area armatura compressa;

$A_s = A_{s,t} + A_{s,c}$ = area totale armature;

d_G = distanza dal lembo compresso del baricentro delle armature,

$$d_G = \frac{\sum A_{s_i} \cdot d_i}{\sum A_{s_i}}$$

A_{se} = area della soletta collaborante omogeneizzata ad acciaio concentrata a $s/2$ dal lembo compresso,

$$d_t = (d_G \cdot A_s + d_e \cdot A_{se}) / A_t;$$

n = coefficiente di omogeneizzazione = 15;

$$A_t = A_{se} + A_{s,t} + A_{s,c};$$

$$y_{cII} = \text{asse neutro sezione fessurata} = n \cdot A_t / b \left[(1 + 2 \cdot b \cdot d_t / n \cdot A_t) / 2 - 1 \right];$$

$$J_{II} = \text{momento d' inerzia sezione fessurata} = 1/3 \cdot [b_s \cdot y_c^3 - (b_s - b) \cdot (y_c - s)^3] + n \cdot \sum A_{s_i} \cdot (y_c - d_i)^2;$$

$$M_f = \text{momento di fessurazione} = f_{ctm} \cdot J_I / (h - y_c);$$

$$\beta = M_f / M_d;$$

$$c = 0,50;$$

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

q = carico SLE quasi permanente;

$$p_f = (5/384) \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J_{II});$$

$$p = (5/384) \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J_I);$$

Input dimensioni sezione cls

$$H = 200 \text{ mm}$$

$$h = H - s = 160 \text{ mm}$$

$$s = 40 \text{ mm}$$

$$b_s = 540 \text{ mm}$$

$$b = 140 \text{ mm}$$

$$l = 0.5 \cdot (b_s - b) = 200 \text{ mm}$$

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	67 di 128

cs=	40	mm
ci=	40	mm
yc'=	66	mm
J'=	110298000	mm ⁴
As,t=	157	mm ²
As,c=	0	mm ²
As=	157	mm ²
ds,t=	155	mm
ds,c=	40	mm
dg=	155	mm
Ase=	1067	mm ²
de=	20	mm
dt=	37	mm
n=	15	
At=	1224	mm ²
yc''=	33	mm
J''=	41583539.4	mm ⁴
Mf=	3.25	kNm
Md=	5.07	kNm
fctm=	2.77	N/mm ²
fck=	28.00	N/mm ²
Rck=	35.00	N/mm ²
$\beta = Mf/Md =$	0.6	
c=	0.5	
$\zeta = 1 - c\beta^2 =$	0.80	
q=	3.726	N/mm
pf=	11.24	mm
p=	4.24	mm
L=	4200	mm
Ecm=	32308.25	N/mm ²
fcm=	36.00	N/mm ²
p*=	9.80	mm
L/250=	16.8	mm

La verifica risulta soddisfatta.

$$p^* = \zeta * p_f + (1 - \zeta) * p = 9.80 \text{ mm} < L/250 = 4200/250 = 16.8 \text{ mm}$$

8.4 Travi secondarie (30x40)

8.4.1 Sollecitazioni

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

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

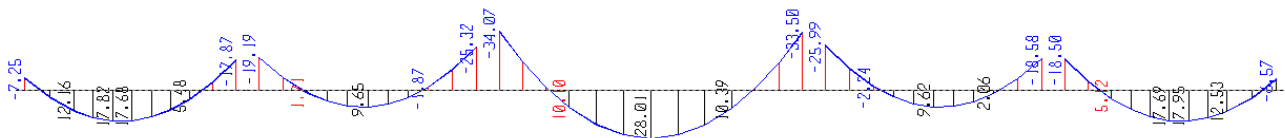


Figura 8-1Diagrammi momento M33 ENVE_SLU (kNm)

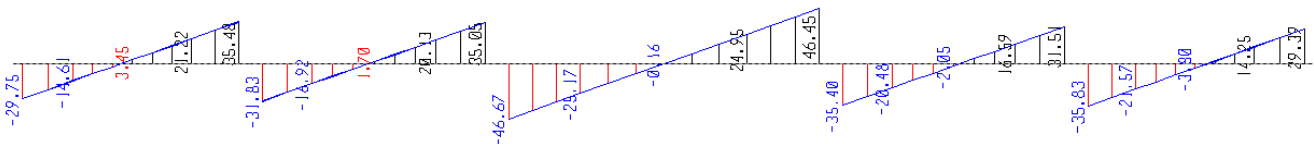


Figura 8-2Diagrammi taglio V22 ENVE_SLU (kN)

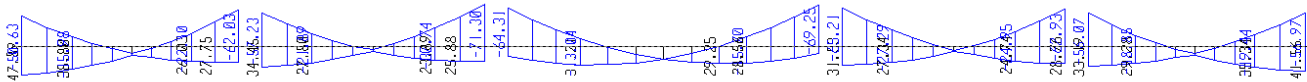


Figura 8-3Diagrammi momento M33 ENVE_SLV (kNm)

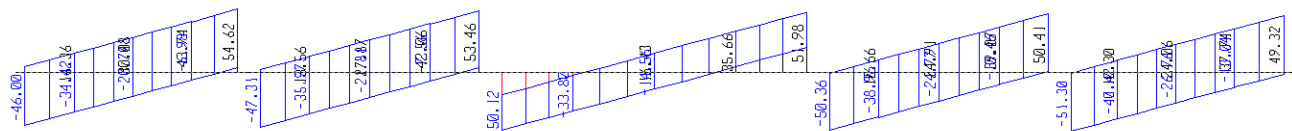


Figura 8-4Diagrammi taglio V22 ENVE_SLV (kN)

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	
39	4	C1_SLV_X	Min	-6	4	-2	-3	-1	-71	Min M3
38	0,15	C1_SLV_X	Max	5	5	2	-4	1	48	Max M3
37	0,2	C1_SLV_X	Min	-5	-55	-2	-7	-1	-62	Min V2
38	3,85	C1_SLV_X	Max	5	55	2	-4	1	27	Max V2
37	3,0375	C2_SLV_Y	Min	-2	0	-6	-9	-1	2	Min T
31	0,15	C2_SLU		0	-29	-5	9	-3	-6	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
42	6	C1_SLD_X	Min	-4	29	-1	0	-1	-46	Min M3
35	3	C1_SLD_X	Max	1	13	0	0	1	24	Max M3
35	0,2	C1_SLD_X	Min	-4	-43	-1	0	-1	-46	Min V2
42	5,5	C1_SLD_X	Max	4	43	1	0	1	-8	Max V2

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	Criteria
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
35	6	C14_SLE_R	0	36	1	0	-1	-26	Min M3
42	3	C2_SLE_R	0	0	0	0	2	22	Max M3

TABLE: Element Forces - Frames SLE FREQUENTE

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
35	6	C4_SLE_F	0	36	0	0	0	-26	Min M3
42	3	C3_SLE_F	0	0	0	0	1	21	Max M3

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	70 di 128

TABLE: Element Forces - Frames SLE_ QUASI PERMANENTE

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterion
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
35	0	C1_SLE_QP	0	-36	0	0	0	-26	Min M3
35	3	C1_SLE_QP	0	0	0	0	0	21	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_{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]

8.4.3 Geometrie

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[mm]
Copriferro	d'	56	[mm]
Altezza utile della sezione	d	344	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[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	804	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	3	[-]
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	603	[mm ²]

Figura 8-5 Sezione all'appoggio

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[mm]
Copriferro	d'	56	[mm]
Altezza utile della sezione	d	344	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	3	[-]
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	603	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16	[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	402	[mm ²]

Figura 8-6 Sezione in campata

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

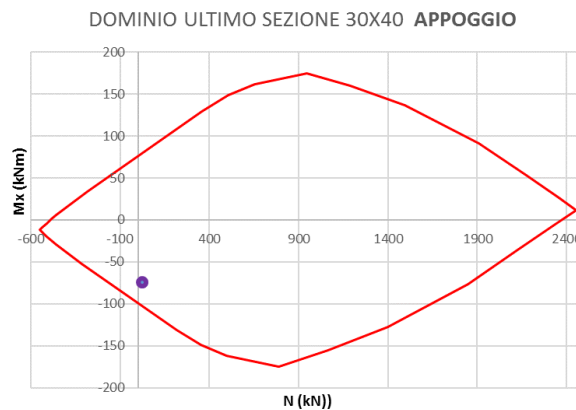
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	73 di 128

8.4.4 Verifiche a pressoflessione deviata

8.4.4.1 Dominio ultimo sezione all'appoggio:

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

- Armatura superiore 4 Φ 16
- Armatura inferiore 3 Φ 16

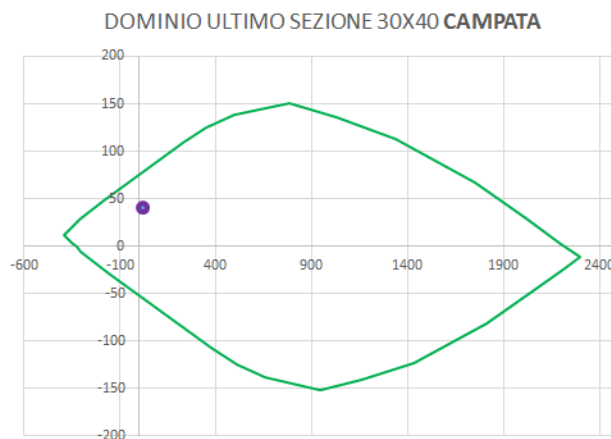


Dalla verifica si evince che il momento massimo di calcolo ($M_x=71\text{kNm}$) è inferiore al valore ultimo, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

8.4.4.2 Dominio ultimo sezione in campata

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

- Armatura superiore 2 Φ 16
- Armatura inferiore 3 Φ 16

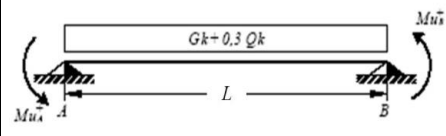
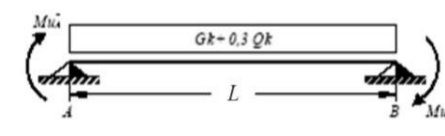


Dalla verifica si evince che il momento massimo di calcolo ($M_x=48\text{kNm}$) è inferiore al valore ultimo, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 2 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.

Base	0.3		1° SCHEMA		2° SCHEMA					
Altezza	0.4									
Ltrave	5.7									
Linfluenza	0		$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$		$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$					
G1_trave	3	kN/m								
G1_Solaio	3	kN/m ²	$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$		$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$					
G2_Solaio	2.6	kN/m ²								
G_k	3	kN/m	V_A		V_A					
γ_α	0.3	[-]								
Q_k	0	kN/m ²	V_B		V_B					
γ_{Rd}	1.1	[-]								
M_{uA}⁽⁺⁾	74.18	(kNm)	V_A		V_A					
M_{uA}⁽⁻⁾	96.4	(kNm)								
M_{uB}⁽⁺⁾	96.4	(kNm)	V _A	41	kN	V _{ED} (SAP)	V _A	41	kN	V _{ED} (SAP)
M_{uB}⁽⁻⁾	74.18	(kNm)	V _B	24	kN	55	V _B	24	kN	55

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:

$$V_{Ed-max} = 55 \text{ kN}$$

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

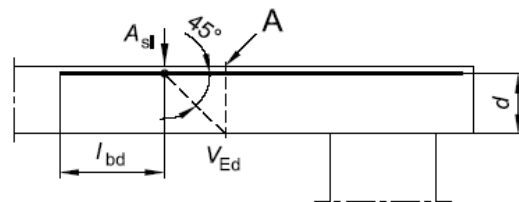
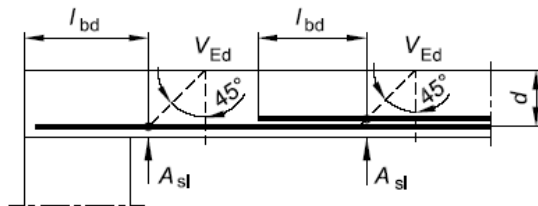
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	55	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.76	[-]
		1.76	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0077257	[-]
		0.0077257	[-]

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

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	61.23	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	44.98	[kN]

Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso V_{Rd} **61.23 [kN]**

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	8	[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}	101	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	312.3	[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} **153.57 [kN]**

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7.93	[MPa]
--	-----------	------	-------

Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione) V_{Rcd} **371.64 [kN]**

Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	291.95	[mm ²]
---	--------------	--------	--------------------

Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente V_{Rd} **153.57 [kN]**

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

8.4.6 Verifica a torsione

Calcestruzzo		Staffe Trasversali		Armatura Longitudinale	
B (m)	0,3	Ac (m2)	0,12	Φsup (m)	0,016
H (m)	0,4	Φstaffa (m)	0,008	nsup	4
Ac (m2)	0,12	bracci staffa	2,00	Φsinf (m)	0,016
u (m)	1,4	As (m2)	0,0001	ninf	3
t (m)	0,09	A (m2)	0,07	SAI (m2)	0,0014
A (m2)	0,07	s (prog.) (m)	0,08	u _m (m)	1,06
f'cd (kN/m2)	7935	f _{yd} (kN/m2)	391304	f _{yd} (kN/m2)	391304
cotgθ (-)	1	cotgθ (-)	1	cotgθ (-)	1
TRcd (kNm)	45,81	TRsd (kNm)	66,20	TRld (kNm)	70,14
Trd=min(TRcd, TRsd, TRld)		45,81 kN			

Poiché la sollecitazione torsionale massima, $T_{Edmax} = 9 \text{ kNm}$ è minore della resistenza minima a torsione ($T_{Rcd} = 45,81 \text{ kNm}$), la verifica si ritiene soddisfatta.

8.4.7 Verifica limitazioni armatura

SEZIONE DI APPOGGIO																				
GEOMETRIA			ARM. TESA		ARM. COMP		MATERIALI				RAP.GEOM.		ARM. TRASV. (mm)							
B =	300	mm	Φ_{TESA}	16	Φ_{COMP}	16	f_{yk}	450	MPa	fctm	2,77	ρ	0,0067	ρ_{STAFFE}	80					
H=	400	mm	n_{TESA}	4	n_{COMP}	3	f_{yd}	391,3	MPa			ρ_{comp}	0,00502	Φ_{STAFFE}	10					
SEZIONE DI CAMPATA																				
GEOMETRIA			ARM. TESA		ARM. COMP		MATERIALI				RAP.GEOM.		ARM. TRASV.							
B =	300	mm	Φ_{TESA}	16	Φ_{COMP}	16	f_{yk}	450	MPa	fctm	2,77	ρ	0,00502	ρ_{STAFFE}	250					
H=	400	mm	n_{TESA}	3	n_{COMP}	2	f_{yd}	391,3	MPa			ρ_{comp}	0,00335	Φ_{STAFFE}	10					
APPOGGIO (ZONE DISSIPATIVE CD"B")																				
CONDIZIONE A			CONDIZIONE B				CONDIZIONE C				CONDIZIONE D		CONDIZIONE E							
Φ_{TESA}	16	> 14	$\frac{14}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} \frac{35}{f_{yk}}$ 0,0031 < ρ < 0,0128 $\rho_{comp} \geq 0,5\rho$				$\rho_{comp} \geq 0,5\rho$ 0,005 > 0,0033 87,5 mm 80 < 225 mm 128 mm 240 mm				A_s 803,84 > 167,8 803,84 < 4800									
n_{TESA}	4	≥ 2											ok		ok		ok		ok	
Φ_{COMP}	16	> 14											ok		ok		ok		ok	
n_{COMP}	3	≥ 2											ok		ok		ok		ok	
CAMPATA																				
CONDIZIONE A			CONDIZIONE B				CONDIZIONE C				CONDIZIONE D		CONDIZIONE E							
Φ_{TESA}	16	> 14	$\frac{14}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} \frac{35}{f_{yk}}$ 0,0031 < ρ < 0,0111 $\rho_{comp} \geq 0,25\rho$				$\rho_{comp} \geq 0,25\rho$ 0,003 > 0,0013 333 mm 250 < 280 mm				A_s 602,88 > 167,8 602,88 < 4800									
n_{TESA}	3	≥ 2											ok		ok		ok		ok	
Φ_{COMP}	16	> 14											ok		ok		ok		ok	
n_{COMP}	2	≥ 2											ok		ok		ok		ok	

Le verifiche a taglio di cui al §8.4.5 risultano soddisfatte pertanto, 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 (appoggiop 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	400 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300 [mm]
Copriferro	d'	56 [mm]
Altezza utile della sezione	d	344 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	603 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	402 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	42 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	66 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	s _{rif,max}	250 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	26 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	109.51 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	141.54 [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}	96.8301043 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	29049.0313 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	p _{p,eff}	0.02076 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0.000407 [-]
		0.000425 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	16.00 [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}	273.79 [mm]
		273.79 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1163 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	79 di 128

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed, freq.}$	26 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	109.51 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	141.54 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct, eff}$	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_1	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c, eff}$	96.8301043 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	29049.0313 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p, eff}$	0.02076 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000407 [-] 0.000425 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00 [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	$s_{r, max}$	273.79 [mm] 273.79 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1163 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed, caratt.}$	26 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	109.51 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	141.54 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct, eff}$	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_1	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c, eff}$	96.8301043 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	29049.0313 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p, eff}$	0.02076 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000407 [-] 0.000425 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00 [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	$s_{r, max}$	273.79 [mm] 273.79 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1163 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

8.4.8.2 Limitazioni delle tensioni di esercizio

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	26.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[mm]
Copriferro	d'	56	[mm]
Altezza utile della sezione	d	344	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	804	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	603	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	119.35	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	815145088.5	[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	3.81	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	107.48	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	26.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[-]
Copriferro	d'	56	[-]
Altezza utile della sezione	d'	344	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	804	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	603	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	119.35	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	815145088.5	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.o.}$	12.6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3.81	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	107.48	[MPa]

Figura 8-7 Sezione all'appoggio

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	21.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[mm]
Coprifero	d'	56	[mm]
Altezza utile della sezione	d	344	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	603	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	402	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	109.51	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	646098035.4	[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	114.32	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	21.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[-]
Coprifero	d'	56	[-]
Altezza utile della sezione	d'	344	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	603	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	402	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	109.51	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	646098035.4	[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	114.32	[MPa]

Figura 8-8 Sezione in campata

8.5 Travi principali (30x40)

8.5.1 Sollecitazioni

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

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

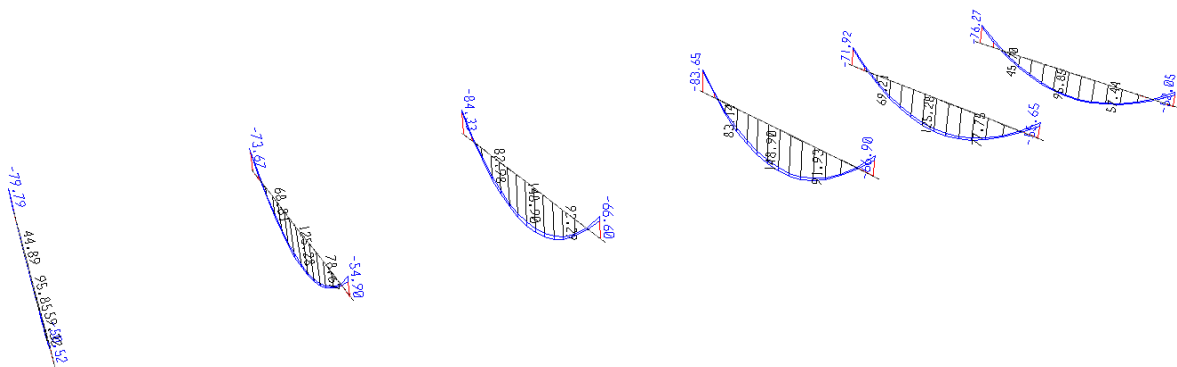


Figura 8-9 Diagrammi momento M33 ENVE_SLU (kNm)

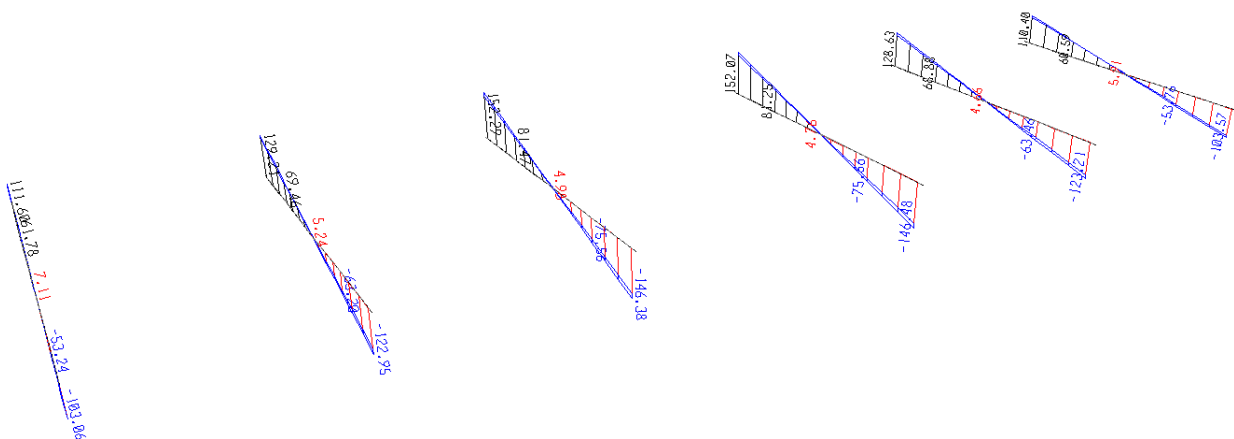


Figura 8-10 Diagrammi taglio V22 ENVE_SLU (kN)

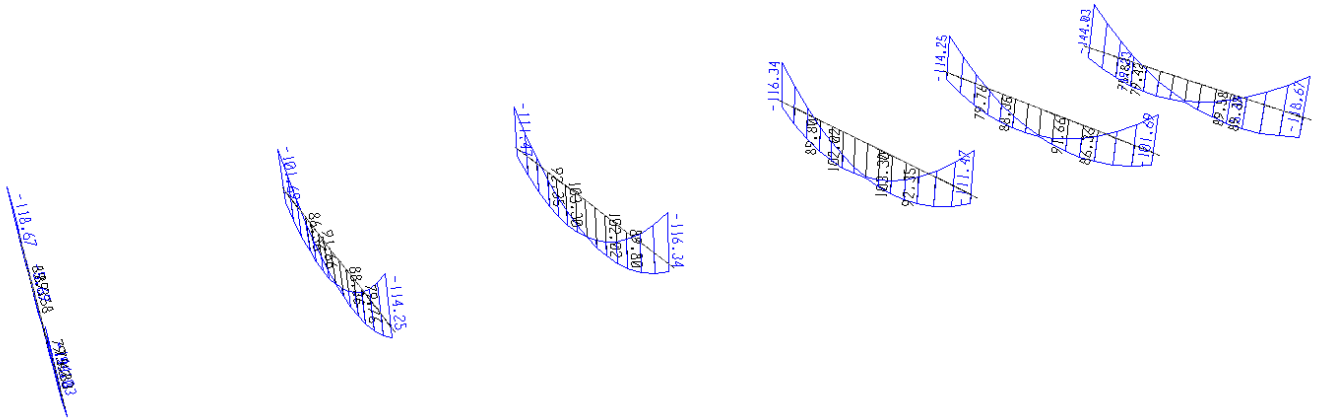


Figura 8-11 Diagrammi momento M33 ENVE_SLV (kNm)

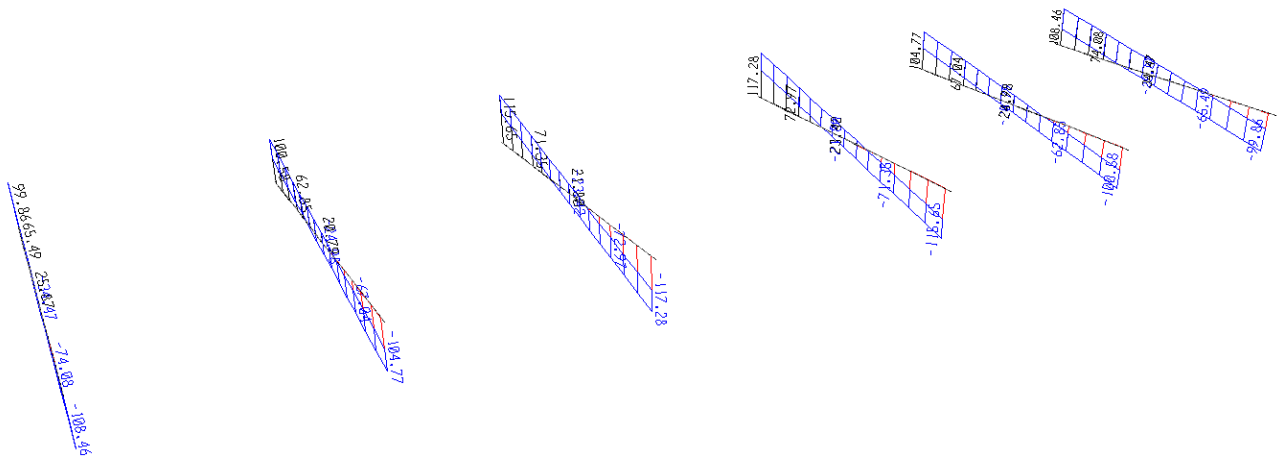


Figura 8-12 Diagrammi taglio V22 ENVE_SLV (kN)

TABLE: Element Forces - Frames SLV SLU

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterion
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
30	6,1	C2_SLV_Y	Min	-17	49	-5	-1	-6	-144	Min M3
27	3,15	C2_SLU		0	3	0	0	0	149	Max M3
28	0,15	C17_SLU		0	-146	0	0	0	-67	Min V2
27	6,15	C2_SLU		0	152	0	0	0	-84	Max V2
23	6,1	C2_SLV_Y	Min	-17	40	-5	-1	-6	-119	Min T
24	0,15	C2_SLV_Y	Max	18	-60	6	0	6	22	Max T

TABLE: Element Forces - Frames SLD

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterion
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
30	6,1	C2_SLD_Y	Min	-8	62	-2	0	-3	-88	Min M3
27	3,54375	C2_SLD_Y	Max	3	23	1	0	2	96	Max M3
27	0,15	C2_SLD_Y	Min	-10	-105	-3	0	-4	-79	Min V2
28	6,15	C2_SLD_Y	Max	10	105	3	0	4	-17	Max V2

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	Criterion
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
27	6,15	C12_SLE_R	0	114	0	0	0	-62	Min M3
27	3,15	C2_SLE_R	0	2	0	0	0	116	Max M3

TABLE: Element Forces - Frames SLE FREQUENTE

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterion
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
28	6,15	C2_SLE_F	0	98	0	0	0	-49	Min M3
27	3,15	C2_SLE_F	0	0	0	0	0	99	Max M3

TABLE: Element Forces - Frames SLE_QUASI PERMANENTE

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterion
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
28	6	C1_SLE_QP	0	94	0	0	0	-47	Min M3
27	3	C1_SLE_QP	0	0	0	0	0	96	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%)	$f_{ctk,0.05}$	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]

8.5.3 Geometrie

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[mm]
Copriferro	d'	58	[mm]
Altezza utile della sezione	d	342	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	5	[-]
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	1571	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	3	[-]
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	942	[mm ²]

Figura 8-13 Sezione all'appoggio

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[mm]
Copriferro	d'	58	[mm]
Altezza utile della sezione	d	342	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	5	[-]
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	1571	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	3	[-]
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	942	[mm ²]

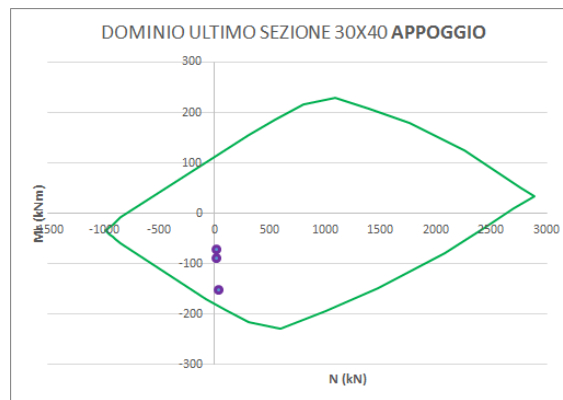
Figura 8-14 Sezione in campata

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.

- Armatura superiore 5 Φ 20
- Armatura inferiore 3 Φ 20

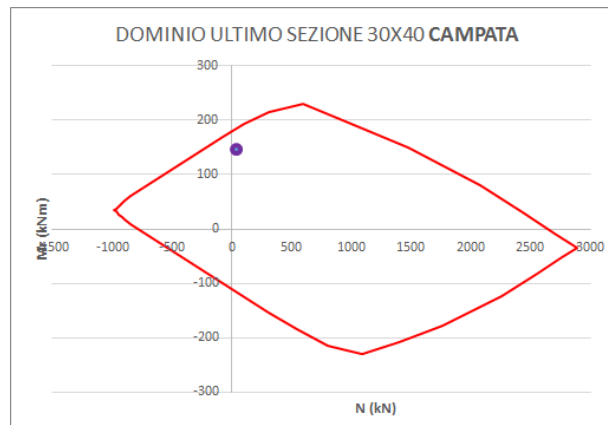


Dalla verifica si evince che il momento massimo di calcolo ($M_x=144\text{kNm}$) è inferiore al valore ultimo, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

8.5.4.2 Dominio ultimo sezione in campata

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

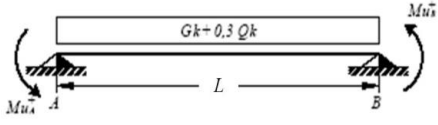
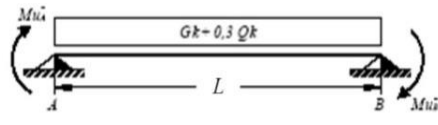
- Armatura superiore 3 Φ 20
- Armatura inferiore 5 Φ 20



Dalla verifica si evince che il momento massimo di calcolo ($M_x=149\text{kNm}$) è inferiore al valore ultimo, pertanto la verifica risulta soddisfatta. In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 2 Φ 12 come ferri di parete.

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.

		1° SCHEMA	2° SCHEMA
Base	0.3	 $V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$ $V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$	 $V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$ $V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$
Altezza	0.4		
L _{trave}	6.3		
L _{influenza}	4.2		
G _{1_trave}	3 kN/m		
G _{1_Solaio}	3 kN/m ²		
G _{2_Solaio}	2.6 kN/m ²		
G _k	26.52 kN/m		
γ _Q	0.3 [-]		
Q _k	0 kN/m ²		
γ _{Rd}	1.1 [-]		
M _{uA} ⁽⁺⁾	180 (kNm)		
M _{uA} ⁽⁻⁾	111 (kNm)		
M _{uB} ⁽⁺⁾	111 (kNm)		
M _{uB} ⁽⁻⁾	180 (kNm)	V _B -33 kN	V _B -33 kN
		V _{ED} (SAP)	V _{ED} (SAP)
		152	152

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} = 152 kN

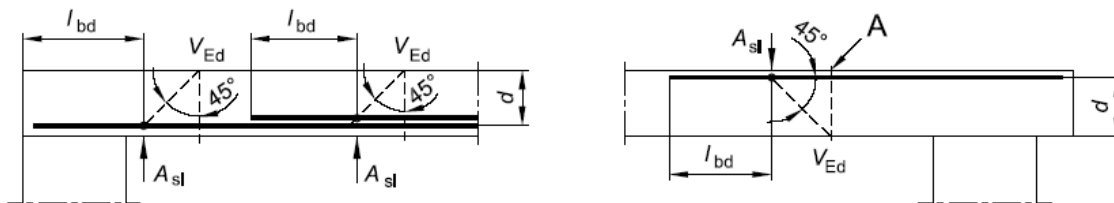
DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	152	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.76	[-]
		1.76	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0091859	[-]
		0.0091859	[-]

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

Legenda
A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	64.14	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	44.55	[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	307,8	[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}	189,19	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7,93	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	366,28	[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}	189,19	[kN]
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE			
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	406,98	[kN]

Si adatteranno nelle zone d'appoggio, per un tratto pari ad 0,80 m dal pilastro, staffe $\Phi 10 / 8$ cm, mentre nelle zone centrali di campata rimanenti staffe $\Phi 10 / 25$ cm.

8.5.6 Verifica a torsione

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

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	0,01308	ρ_{STAFFE}	80
H =	400	mm	n_{TESA}	5	n_{COMP}	3	f_{yd}	391,3	MPa			ρ_{comp}	0,00785	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	0,01308	ρ_{STAFFE}	250
H =	400	mm	n_{TESA}	5	n_{COMP}	5	f_{yd}	391,3	MPa			ρ_{comp}	0,01308	Φ_{STAFFE}	10
APPOGGIO (ZONE DISSIPATIVE CD"B")															
CONDIZIONE A			CONDIZIONE B				CONDIZIONE C			CONDIZIONE D		CONDIZIONE E			
Φ_{TESA}	20	> 14	ok	$\frac{14}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{35}{f_{yk}}$ 0,0031 < ρ < 0,0156 ok 0,0131				$\rho_{comp} \geq 0,5\rho$ 0,008 > 0,0065 ok			87,5 mm 80 < 225 mm ok 160 mm 240 mm		A_s 1570 > 167,8 ok 1570 < 4800 ok		
n_{TESA}	5	≥ 2	ok												
Φ_{COMP}	20	> 14	ok												
n_{COMP}	3	≥ 2	ok												
CAMPATA															
CONDIZIONE A			CONDIZIONE B				CONDIZIONE C			CONDIZIONE D		CONDIZIONE E			
Φ_{TESA}	20	> 14	ok	$\frac{14}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{35}{f_{yk}}$ 0,0031 < ρ < 0,0209 ok 0,0131				$\rho_{comp} \geq 0,25\rho$ 0,013 > 0,0033 ok			333 mm 250 < 280 mm ok		A_s 1570 > 167,8 ok 1570 < 4800 ok		
n_{TESA}	5	≥ 2	ok												
Φ_{COMP}	20	> 14	ok												
n_{COMP}	5	≥ 2	ok												

Le verifiche a taglio di cui al §8.5.5 risultano soddisfatte pertanto 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	400 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300 [mm]
Copriferro	d'	58 [mm]
Altezza utile della sezione	d	342 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	1571 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	942 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	45 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	48 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	s _{rif,max}	275 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	96 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	148,16 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	210,59 [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}	83,9469387 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	25184,0816 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	p _{p,eff}	0,06237 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0,000930 [-] 0,000930 [-]
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}	207,51 [mm] 207,51 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1930 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed, freq.}$	99 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	148,16 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	217,17 [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	$h_{c, eff}$	83,9469387 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	25184,0816 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p, eff}$	0,06237 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000963 [-] 0,000963 [-]
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	$s_{r, max}$	207,51 [mm] 207,51 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1998 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed, caratt.}$	116 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	148,16 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	254,46 [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	$h_{c, eff}$	83,9469387 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	25184,0816 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p, eff}$	0,06237 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,001149 [-] 0,001149 [-]
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	$s_{r, max}$	207,51 [mm] 207,51 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,2385 [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					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A

8.5.8.2 Limitazioni delle tensioni di esercizio

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	116,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[mm]
Copriferro	d'	58	[mm]
Altezza utile della sezione	d	342	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	942	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	148,16	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1325465640	[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	12,97	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	254,46	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	96,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[-]
Copriferro	d'	58	[-]
Altezza utile della sezione	d'	342	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	942	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	148,16	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1325465640	[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	10,73	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	210,59	[MPa]

Figura 8-15 Sezione all'appoggio/campata

8.6 Pilastri (30x40)

8.6.1 Sollecitazioni

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

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

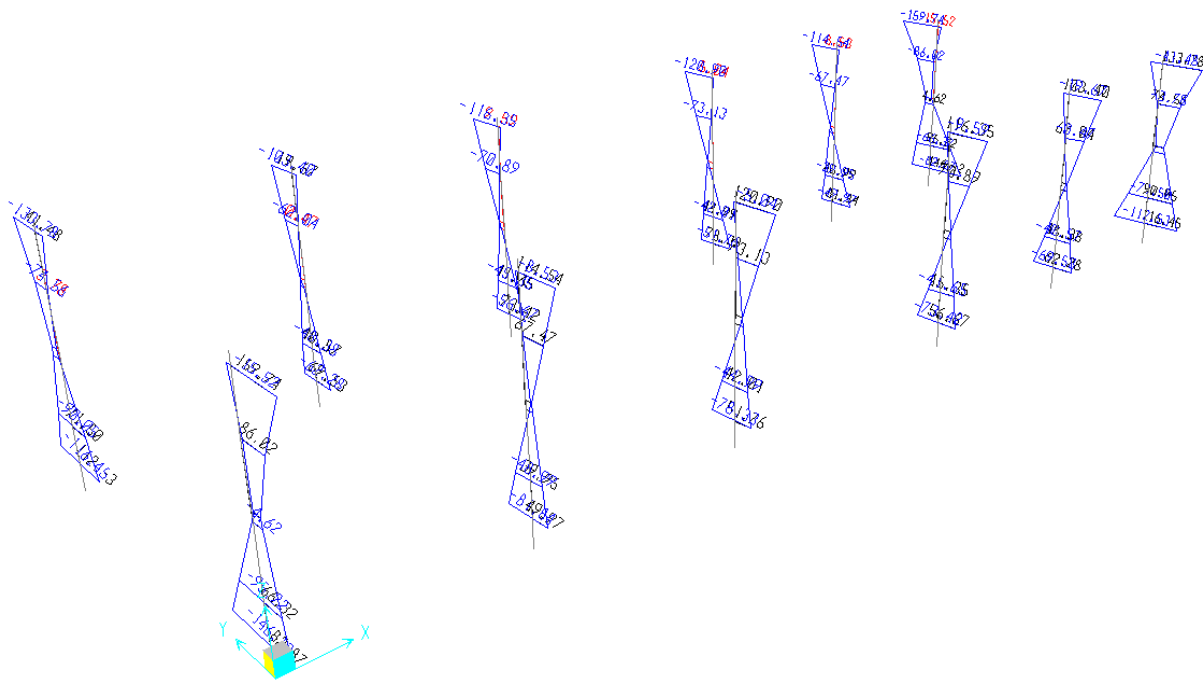


Figura 8-16 Diagrammi momenti Enve_SLV M22 (kNm)

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	95 di 128

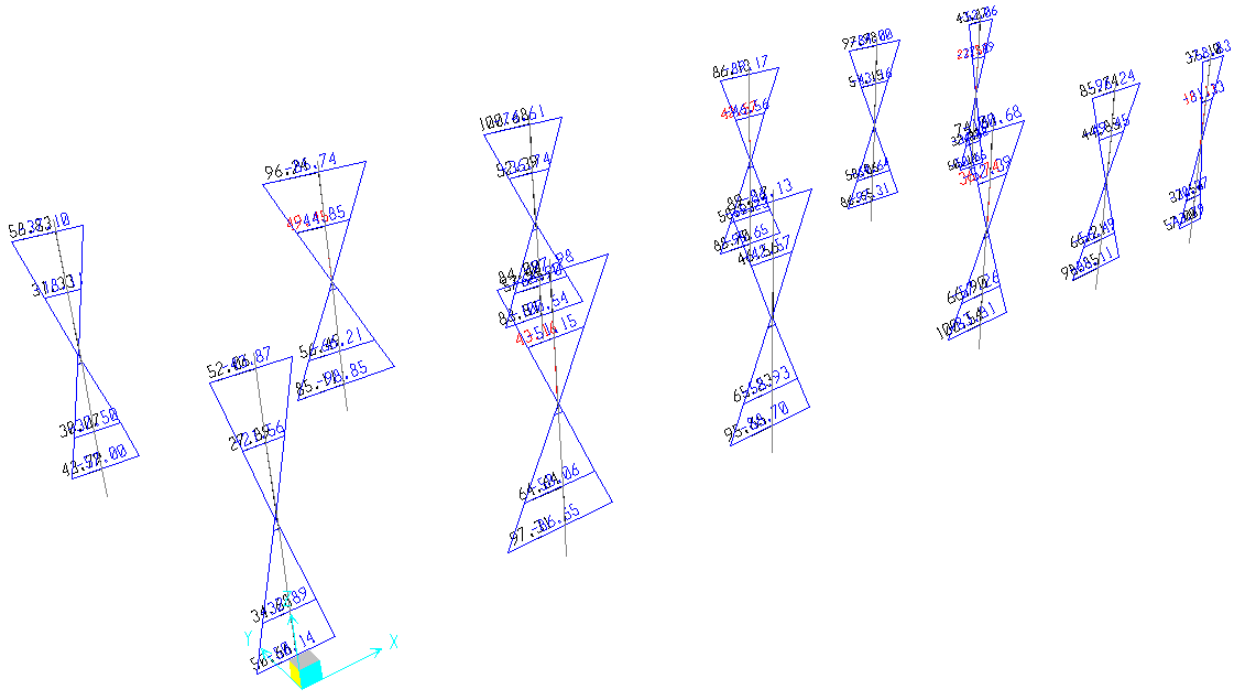


Figura 8-17 Diagrammi momenti Enve_SLV M33 (kNm)

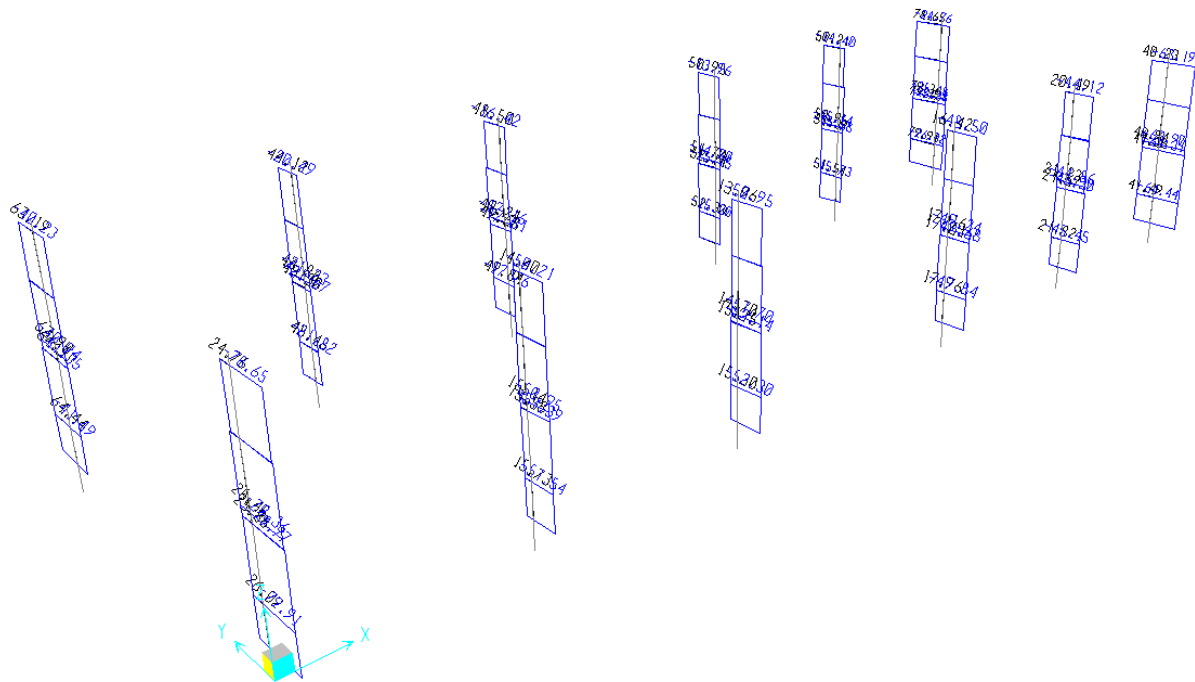


Figura 8-18 Diagrammi taglio Enve_SLV V33 (kN)

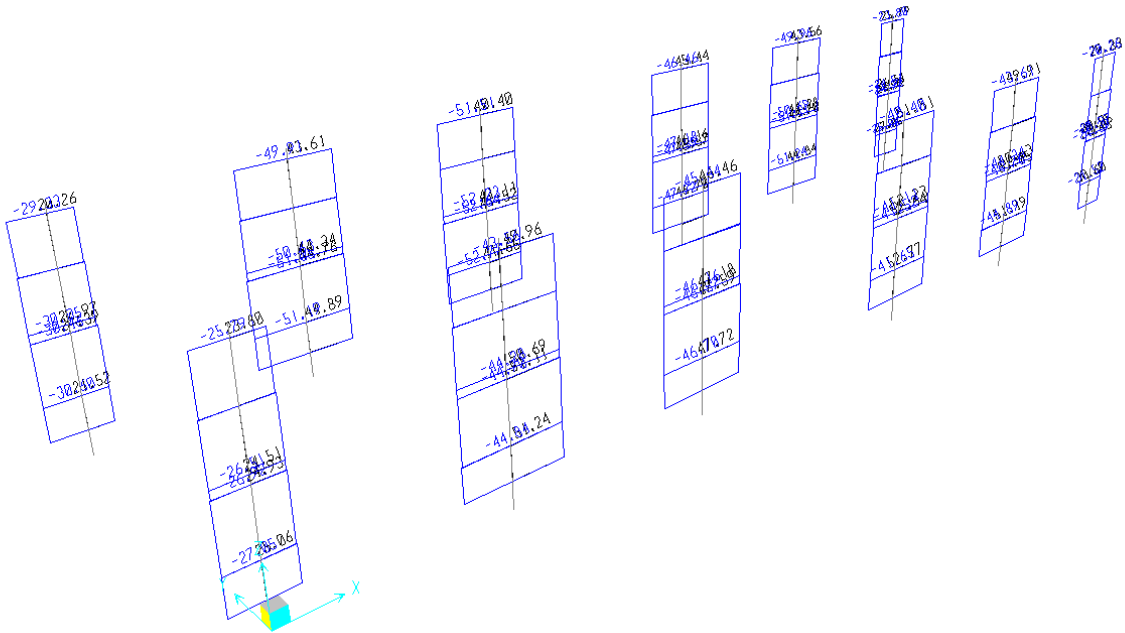


Figura 8-19 Diagrammi taglio Enve_SLV V33 (kN)

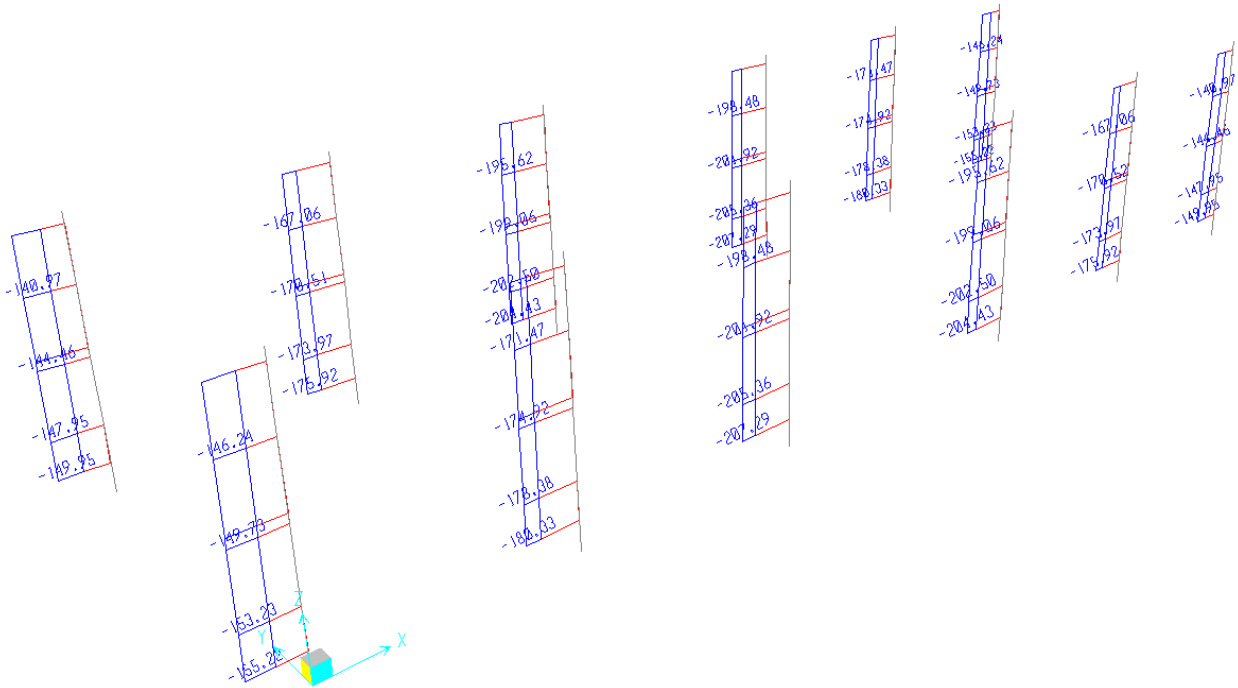


Figura 8-20 Diagrammi assiale Enve_SLV P (kN)

TABLE: Element Forces - Frames SLV SLU

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterion
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
53	4,35	C1_SLV_X	Min	-183	-40	-26	1	34	-101	Min M3
51	4,35	C1_SLV_X	Max	-150	40	26	1	-34	101	Max M3
57	4,35	C2_SLV_Y	Min	-143	-8	-25	1	-160	-21	Min M2
56	4,35	C2_SLV_Y	Max	-70	8	25	1	160	21	Max M2
51	1,1375	C1_SLV_X	Min	-193	-53	6	1	-15	-67	Min V2
53	0,5	C1_SLV_X	Max	-162	53	-6	1	11	101	Max V2
56	1,1375	C2_SLV_Y	Min	-153	-10	-80	1	-95	-11	Min V3
57	0,5	C2_SLV_Y	Max	-81	10	80	1	146	17	Max V3
52	4,35	C14_SLU		-230	-4	-20	0	72	11	Min T
56	0,5	C1_SLV_X	Max	-83	25	-11	1	3	51	Max T
51	0,5	C2_SLU		-264	-3	32	0	28	-2	Min P
55	4,35	C2_SLV_Y	Max	-65	4	63	1	41	27	Max P

TABLE: Element Forces - Frames SLD

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterion
										Text
53	4,35	C1_SLD_X	Min	-175	-18	-21	0	46	-50	Min M3
51	4,35	C1_SLD_X	Max	-160	18	21	0	-46	50	Max M3
57	4,35	C2_SLD_Y	Min	-122	-2	-2	0	-104	-14	Min M2
56	4,35	C2_SLD_Y	Max	-88	2	2	0	104	14	Max M2
51	1,1375	C1_SLD_X	Min	-185	-25	12	0	-7	-31	Min V2
53	0,5	C1_SLD_X	Max	-171	25	-12	0	-1	47	Max V2
56	1,1375	C2_SLD_Y	Min	-132	-6	-46	0	-44	-6	Min V3
57	0,5	C2_SLD_Y	Max	-100	6	46	0	73	10	Max V3
51	4,35	C1_SLD_X	Min	-175	-25	12	0	-64	-31	Min T
56	0,5	C1_SLD_X	Max	-101	10	-15	0	-5	21	Max T
58	4,35	C2_SLD_Y	Max	-86	7	7	0	95	-1	Min P
60	0,5	C2_SLD_Y	Min	-192	-5	2	0	-18	-13	Max P

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	
57	4,35	C12_SLE_R	-114	3	25	0	-72	-8	Min M3
56	4,35	C2_SLE_R	-109	-3	-16	0	56	8	Max M3
55	4,35	C13_SLE_R	-112	-3	28	0	-76	7	Min M2
53	4,35	C7_SLE_R	-184	3	-18	0	61	-7	Max M2
51	0,5	C12_SLE_R	-200	-2	24	0	20	-2	Min P
56	4,35	C3_SLE_R	-103	-3	-12	0	48	8	Max P

TABLE: Element Forces - Frames SLE FREQUENTE

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
56	4,35	C4_SLE_F	-104	-3	-18	0	58	8	Min M3
57	4,35	C4_SLE_F	-104	3	19	0	-59	-8	Max M3
57	4,35	C3_SLE_F	-105	3	21	0	-61	-7	Min M2
58	4,35	C2_SLE_F	-106	3	-20	0	60	-8	Max M2
60	0,5	C2_SLE_F	-183	3	18	0	11	2	Min P
56	4,35	C3_SLE_F	-103	-3	-18	0	57	8	Max P

TABLE: Element Forces - Frames SLE_QUASI PERMANENTE

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criteria
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
58	4,35	C1_SLE_QP	-104	3	-19	0	59	-7	Min M3
55	4,35	C1_SLE_QP	-104	-3	19	0	-59	7	Max M3
55	4,35	C1_SLE_QP	-104,161	-3	19	0	-59	7	Min M2
58	4,35	C1_SLE_QP	-104,161	3	-19	0	59	-7	Max M2
60	0,5	C1_SLE_QP	-179,564	3	17	0	11	2	Min P
57	4,35	C1_SLE_QP	-104,161	3	19	0	-59	-7	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_{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]

8.6.3 Geometrie

Si considera una sezione in c.a 30x40 armata con 4+4Φ20 nella direzione corta e 4+4Φ20 nella direzione lunga.

Titolo : PILASTRI 40X30

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	40
4	0	40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	6	6
2	3.14	6	15.3
3	3.14	6	24.6
4	3.14	6	34
5	3.14	24	6
6	3.14	24	15.3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="69"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="18"/>	<input type="text" value="0"/>	kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="130"/>	<input type="text" value="0"/>	

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C28/35**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello

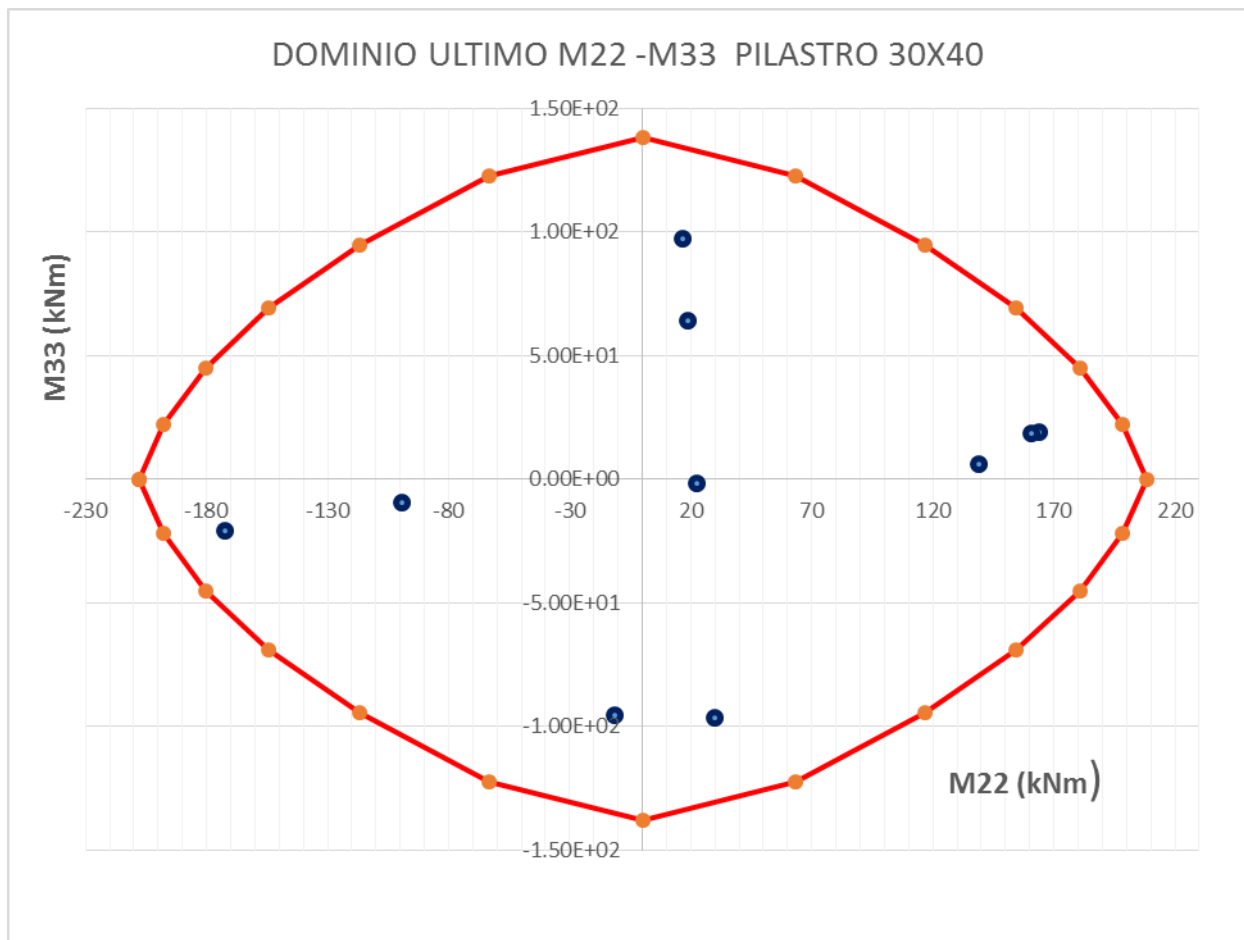
Precompresso

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.

8.6.4 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=65kN; Max M22 e Max M33 (i momenti presi in valore assoluto)



8.6.5 Verifiche a taglio

8.6.5.1 Direzione forte

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";

$M_{C,Rd}^s = M_{C,Rd}^i = 289$ kNm (calcolato con il minimo sforzo assiale $P=61$ kN)

$l_p = 3,85$ m

$V_{Ed} = 165.14$ kN

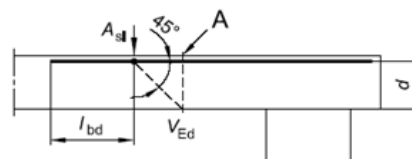
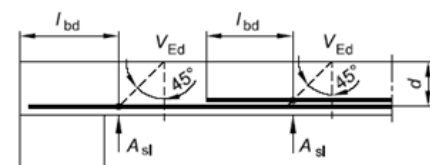
Dalla tabella di cui al §8.6.1 si evince che il taglio massimo $V_3=80$ kN pertanto le verifiche a taglio saranno condotte con $V_{Ed} = 165.14$ kN.

Le verifiche vengono condotte considerando staffe $\Phi 10/80$ 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}	165,14	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,76	[-]
		1,76	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_1	0,0173829	[-]
		0,0173829	[-]

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

Legenda
A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso
Resistenza minima del calcestruzzo teso

$V_{Rd,c} = 80,24$ [kN]
 $V_{Rd,min} = 44,98$ [kN]

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Diametro delle staffe	ϕ_w	10
Numero di braccia	n_b	2
Passo delle staffe	s	80
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
Braccio della coppia interna	z	312,3
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}	239,95
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7,93
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	371,64
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	291,95
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	239,95
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE		
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	412,93

8.6.5.2 Direzione debole

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 $M^s_{C,Rd}$ ed inferiore $M^i_{C,Rd}$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M^s_{C,Rd} + M^i_{C,Rd}}{l_p}$$

dove:

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

$M^s_{C,Rd} = M^i_{C,Rd} = 188$ kNm (calcolato con il minimo sforzo assiale $P=61$ kN)

$l_p = 3,85$ m

$V_{Ed} = 107.43$ kN

Dalla tabella di cui al §8.6.1 si evince che il taglio massimo $V_3=80$ kN pertanto le verifiche a taglio saranno condotte con **$V_{Ed} = 107.43$ kN.**

Le verifiche vengono condotte considerando staffe $\Phi 10/100$ mm nella zona duttile

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

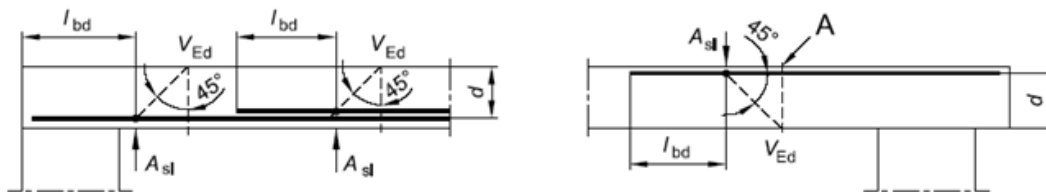
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	107,43	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{rd,c}$	$C_{rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,91	[-]
		1,91	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,0163625	[-]
		0,0163625	[-]

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

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{rd,c}$	78,85	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{rd,min}$	47,04	[kN]

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	10
Numero di braccia	n_b	2
Passo delle staffe	s	100
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
Braccio della coppia interna	z	222,3
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}	136,64
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7,93
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	352,72
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	486,58
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	136,64

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	105 di 128

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 =	300 mm	Φ_{TESA}	20	Φ_{COMP}	20	f_{yk}	450 MPa	fctm	2.77	ρ	0.02093	ρ_{STAFFE}	100	270
H =	400 mm	n_{TESA}	4	n_{COMP}	4	f_{yd}	391.3 MPa	fcd	15.9			Φ_{STAFFE}	10	

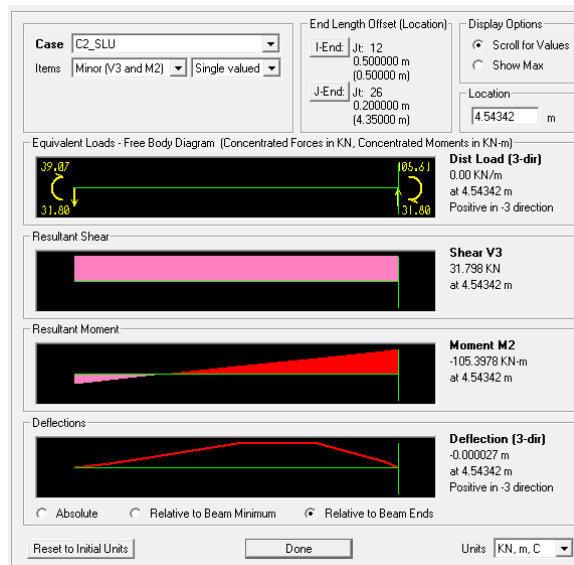
CONDIZIONE F	CONDIZIONE G	CONDIZIONE H	CONDIZIONE I	CONDIZIONE L
1% < ρ < 4%	6 mm	150 mm	$\frac{A_{st}}{s} = 0.08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$	69
1.0% < ρ < 4.0% 2.1%	8 mm ok	175 mm ok	$1.57 > 1.04$ ok	360 ok
$\Phi_{STAFFE} > \max$ 10	100 < min	160 mm		$A_{s=}$ 2512 > min

8.6.8 Verifiche di instabilità per elementi snelli

Il massimo sforzo assiale riportato nel §8.6.1 è circa 270000N (di compressione) pertanto;

$$v = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 270000 / (300 \times 400 \times 15.87) = 0.142$$

Il massimo sforzo assiale corrisponde alla combinazione C2_SLU i cui momenti di estremità sono -105 kN e 39 kN. (vedi figura seguente)



$$r_m = -0,37$$

$$C=2,07$$

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{v}} = 85 > \lambda = 44 \text{ VERIFICA SODDISFATTA}$$

8.6.9 Verifiche agli stati limite di esercizio -SLE

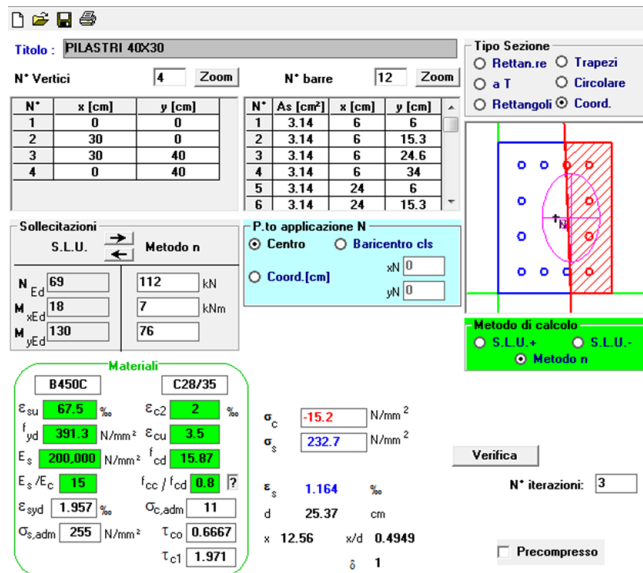
8.6.9.1 Sollecitazioni

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

VERIFICHE SLE RARA									
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
55	4,35	C33_SLE_R	-112	-3	28	0	-76	7	Min M2

VERIFICHE SLE FREQUENTE/QUASI PERMANENTE									
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterio
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
57	4,35	C3_SLE_F	-105	3	21	0	-61	-7	Min M2

CONDIZIONE RARA



TITOLO: PILASTRI 40X30

N° Vertici: 4 | N° barre: 12

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	40
4	0	40

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

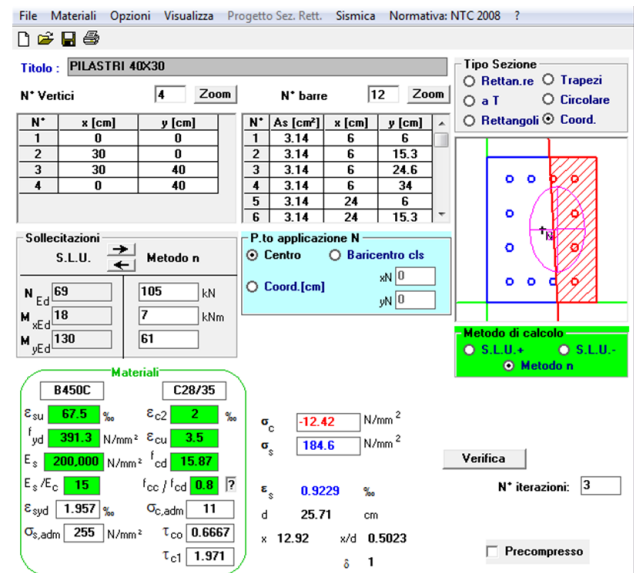
N _{Ed}	69	112	kN
M _{xEd}	18	7	kNm
M _{yEd}	130	76	kNm

Materiali: B450C, C28/35

ϵ_{su}	67.5	%
f_{yd}	391.3	N/mm ²
E_s	200.000	N/mm ²
E_s/E_c	15	
ϵ_{syd}	1.957	%
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm ²

Verifica: N° iterazioni: 3

CONDIZIONE FREQUENTE/QP



TITOLO: PILASTRI 40X30

N° Vertici: 4 | N° barre: 12

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	40
4	0	40

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	69	105	kN
M _{xEd}	18	7	kNm
M _{yEd}	130	61	kNm

Materiali: B450C, C28/35

ϵ_{su}	67.5	%
f_{yd}	391.3	N/mm ²
E_s	200.000	N/mm ²
E_s/E_c	15	
ϵ_{syd}	1.957	%
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm ²

Verifica: N° iterazioni: 3

8.6.9.2 Fessurazione

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

$$\sigma_c = -15.20 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 232.7 \text{ Mpa}$$

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 300 [mm]
Larghezza della sezione	b = 400 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 240 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 60 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 50 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{t,1} = 4 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{t,1} = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,1} = 1257 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{t,2} = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{t,2} = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,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 = 232.7 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 125.6 [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 = 1257 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{c,eff.1} = 60000 [mm ²]
	A _{c,eff.2} = 23253 [mm ²]
	A _{c,eff.3} = 60000 [mm ²]
	A _{c,eff.min} = 23253 [mm ²]
Area tesa efficace (seel tesa)	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{p,eff} = 0.06755 [-]
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	[ε _{sm} - ε _{cm}] _{min} = 0.000698 [-]
	[ε _{sm} - ε _{cm}] _{calc.} = 0.001031 [-]
	[ε_{sm} - ε_{cm}] = 0.001031 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 70 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} = 20.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	S _{max,rif} = 300 [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} = 271 [mm]
	S _{r,max.2} = 227 [mm]
	S_{r,max} = 271 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w _{k,lim} = 0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k = 0.28 [mm]

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO</p>					
<p>FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo</p>	<p>COMMESSA IF1W</p>	<p>LOTTO 00 D 29</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO FA01A0 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 108 di 128</p>

8.6.9.3 Limitazioni delle tensioni di esercizio

TENSIONI CONDIZIONE RARA

Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	16,8 [MPa]	>	15,2 [MPa]	ok
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360 [MPa]	>	232,7 [MPa]	ok

TENSIONI CONDIZIONE QUASI PERMANENTE

Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	12,6 [MPa]	>	12,42 [MPa]	ok
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	360 [MPa]	>	184,6 [MPa]	ok

8.7 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:

$$d_r \leq 2 \times 0.01h / 3 = 0,0283 \text{ m}$$

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

Pt Uoq: 32
Pt Elm: 32
U1 = .0033
U2 = -.0015
U3 = -.0031
R1 = .00176
R2 = -.00061
R3 = .000000000756

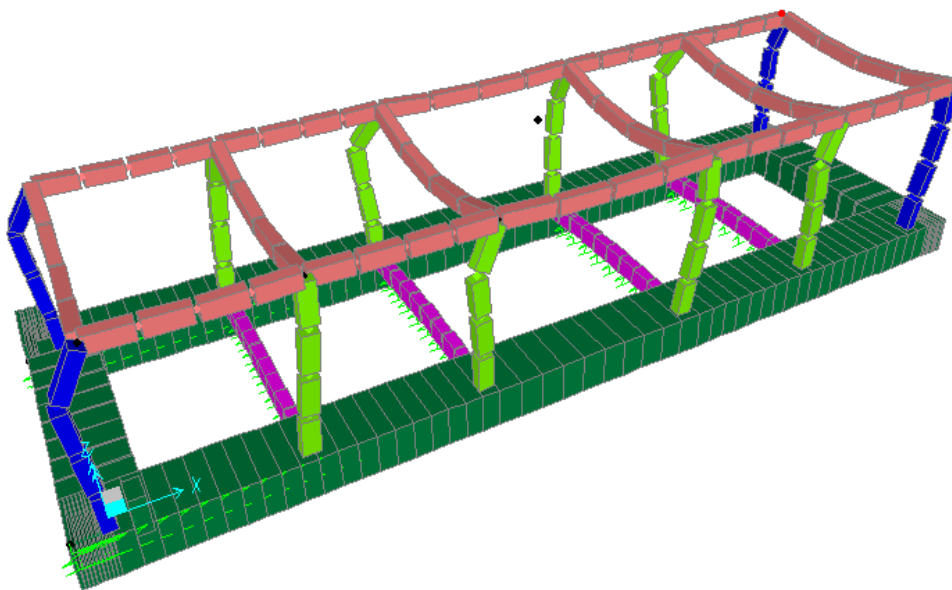


Figura 8-21 Spostamenti orizzontali in direzione X

$d_r = u_1 = 0,0033 \text{ m} < 0,0283 \text{ m}$. VERIFICA SODDISFATTA

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

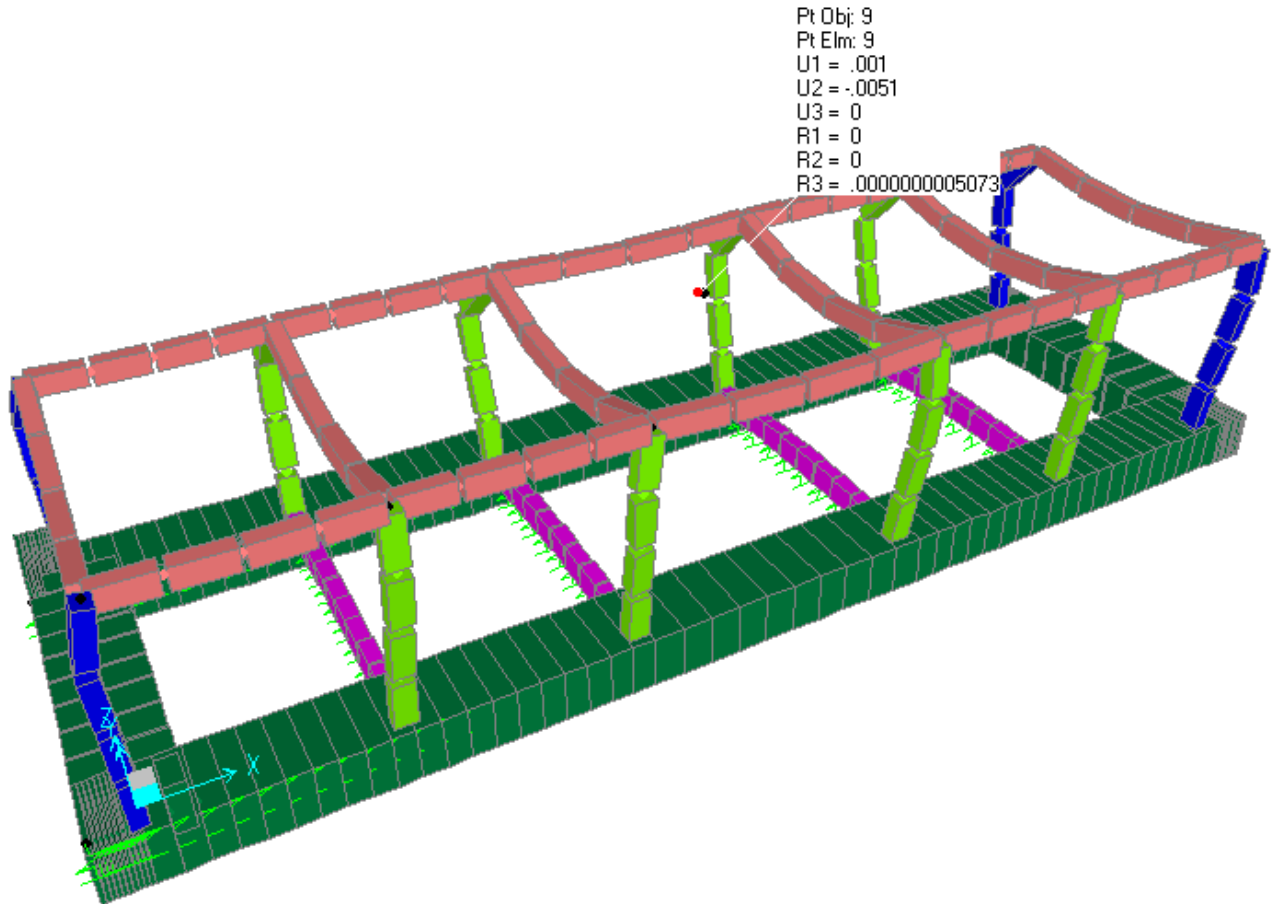


Figura 8-22 Spostamenti orizzontali in direzione Y

$$d_r = u_1 = 0,005\text{m} < 0,0283 \text{ m. } \underline{\text{VERIFICA SODDISFATTA}}$$

8.8 Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti

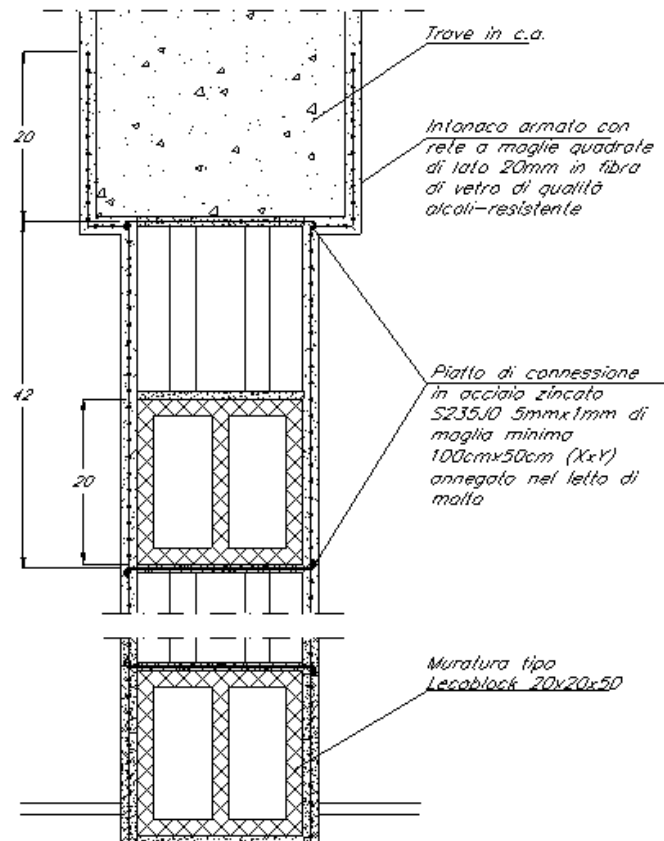
Per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale debbono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della Fa corrispondente allo SLV.

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					
	FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo	COMMESSA IF1W	LOTTO 00 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA01A0 001	REV. A

9 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Le fondazioni dell'edificio sono di tipo diretto, costituite da un grigliato di travi rovesce disposte lungo il perimetro dell'edificio collegate trasversalmente mediante cordoli a sezione rettangolare 30 x 50 cm. Le travi di bordo hanno sezione a "T" rovescia con altezza 1.00 m e larghezza 1.50 m. 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].

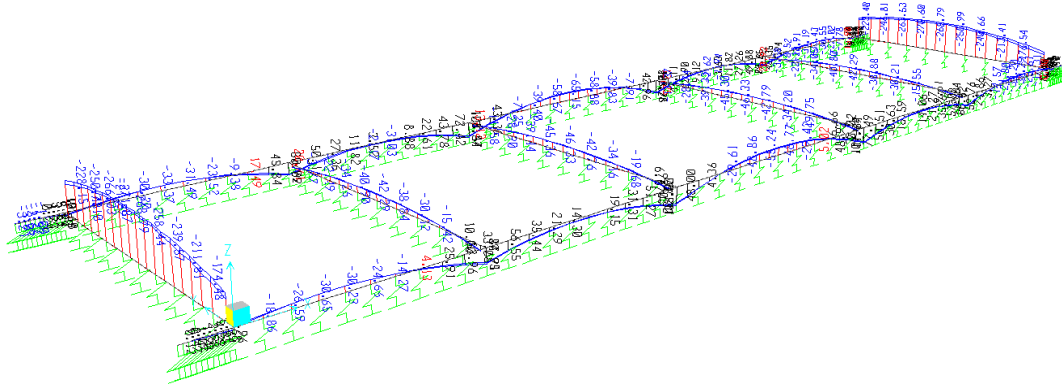


Figura 9-1 Diagrammi travi di fondazione ENVE_SLU M33 (kNm)

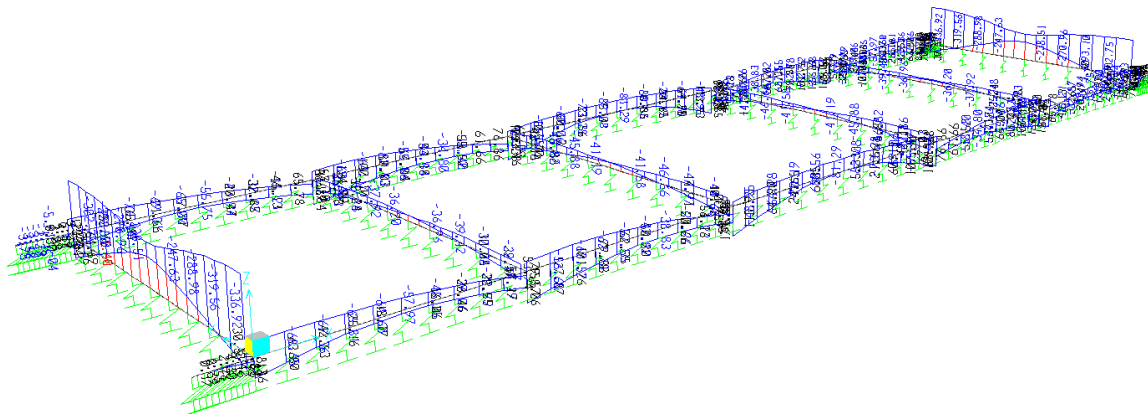


Figura 9-2 Diagrammi travi di fondazione ENVE_SLV M33 (kNm)

TABLE: Element Forces - Frames SLU

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterion
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
1	3,78	C12_SLU	0	-25	0	-7	0	-272	Min M3
17	4,2	C2_SLU	0	-71	5	55	-5	113	Max M3
13	5,13	C2_SLU	0	-121	1	1	0	42	Min V2
13	0,57	C12_SLU	0	121	-1	1	0	43	Max V2
15	0	C2_SLU	0	76	-1	128	-1	81	Min T
15	0,405	C2_SLU	0	96	-1	128	0	46	Max T

**FA01A - Fabbricato PGE di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	114 di 128

TABLE: Element Forces - Frames 1,1X SLV

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterion
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
12	6,1	C2_SLV_Y	Min	0	-127	0	-47	0	-371	Min M3
13	5,7	C1_SLV_X	Max	0	112	0	-6	1	189	Max M3
1	5,67	C2_SLV_Y	Min	0	-139	0	-47	0	-333	Min V2
12	0,63	C2_SLV_Y	Max	0	139	0	54	0	71	Max V2
2	0,405	C2_SLV_Y	Min	0	-75	0	-171	-1	31	Min T
16	0,405	C2_SLV_Y	Max	0	94	0	170	0	95	Max T

TABLE: Element Forces - Frames SLD

Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterion
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text
12	5,04	C2_SLD_Y	Min	0	-78	0	-20	0	-232	Min M3
20	0	C1_SLD_X	Max	0	79	0	-2	0	116	Max M3
13	5,13	C1_SLD_X	Min	0	-101	0	-4	0	-7	Min V2
20	0,57	C1_SLD_X	Max	0	101	0	-2	0	68	Max V2
2	4,05	C2_SLD_Y	Min	0	-58	0	-115	0	42	Min T
15	0	C2_SLD_Y	Max	0	58	0	115	0	66	Max T

TABLE: Element Forces - Frames SLE RARA

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterion
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
1	4	C12_SLE_R	0	-20	0	-4	0	-206	Min M3
17	4	C2_SLE_R	0	-54	3	42	-3	85	Max M3

TABLE: Element Forces - Frames SLE FREQUENTE

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	Criterion
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
12	3	C2_SLE_F	0	-17	0	0	0	-190	Min M3
7	4	C2_SLE_F	0	-50	0	-40	0	75	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	
12	3,15	C1_SLE_QP	0,00	-16,78	0,00	0,00	0,00	-187,10	Min M3
7	4,20	C1_SLE_QP	0,00	-49,17	0,00	-39,23	0,00	73,25	Max M3

9.2.1.2 Materiali

DEFINIZIONE DEI MATERIALI

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

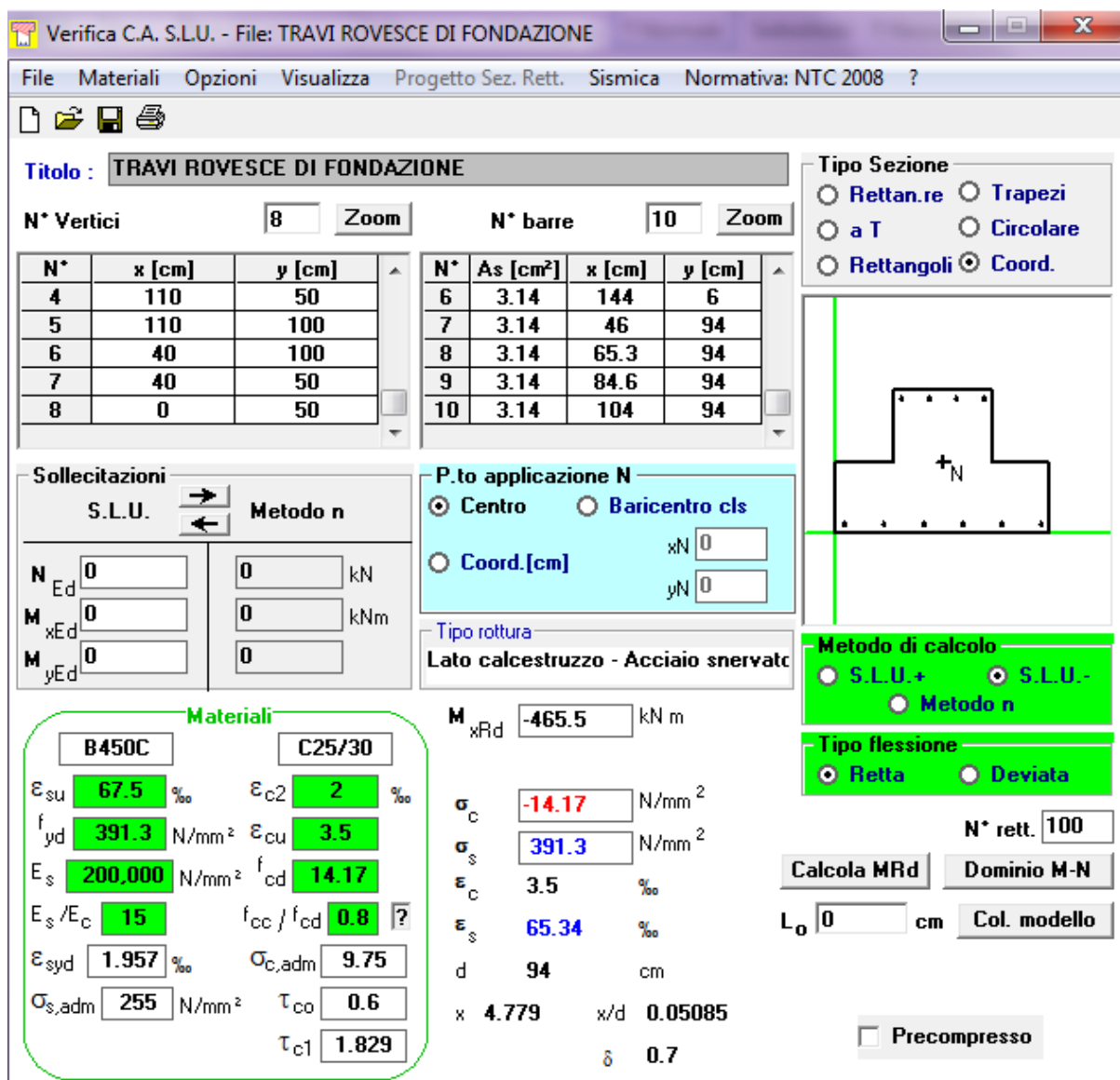
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85 [-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	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 complessiva della fondazione è 100cm e lo spessore dell'ala è 50cm. La trave è armata con **+4Φ20** superiori e **6Φ20** 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: Zoom N° barre: Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
4	110	50	6	3.14	144	6
5	110	100	7	3.14	46	94
6	40	100	8	3.14	65.3	94
7	40	50	9	3.14	84.6	94
8	0	50	10	3.14	104	94

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C **C25/30**

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L₀ cm

Precompresso

9.2.1.4 Verifiche a presflessione deviata

La sezione risulta sollecitata da solo momento flettente pari a -371kN. Dalla figura riportata nel paragrafo precedente (§9.2.1.3) il momento ultimo è M_{xRd} = -465kNm. Pertanto la trave risulta **VERIFICATA**.

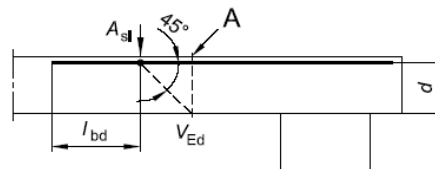
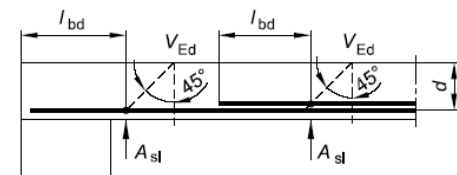
9.2.1.5 Verifiche a taglio

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	940	[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	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	1257	[mm ²]
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}	139	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.46	[-]
		1.46	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0019098	[-]
		0.0019098	[-]

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

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	194.29	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	203.40	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	203.40	[kN]

Si adotteranno staffe $\Phi 10 / 20$ cm, mentre nelle zone centrali di campata staffe $\Phi 10 / 20$ cm, sia per il taglio che per la torsione.

9.2.1.6 Verifiche a torsione

Calcestruzzo		Staffe Trasversali		Armatura Longitudinale	
B (m)	0.7	Ac (m2)	0.7	Φsup (m)	0.02
H (m)	1	Φstaffa (m)	0.01	nsup	4
Ac (m2)	0.7	bracci staffa	2.00	Φsinf (m)	0.02
u (m)	3.4	As (m2)	0.0002	ninf	4
t (m)	0.21	A (m2)	0.39	SAI (m2)	0.0025
A (m2)	0.39	s (prog.) (m)	0.2	u _m (m)	2.58
f'cd (kN/m2)	7385	f _{yd} (kN/m2)	391304	f _{yd} (kN/m2)	391304
cotgθ (-)	1	cotgθ (-)	1	cotgθ (-)	1
TRcd (kNm)	596.60	TRsd (kNm)	241.06	TRld (kNm)	299.40
Trd=min(TRcd, TRsd, TRld)		241.06 kN			

Poiché la sollecitazione torsionale massima, $T_{Edmax} = 171 \text{ kNm}$ è minore della resistenza minima a torsione ($T_{Rcd} = 241,06 \text{ kNm}$), la verifica si ritiene 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 70x100cm armata con 4+4 Φ20 caricata con un momento flettente involuppo tra tutti gli SLE pari a **-232 kNm**.

9.2.1.7.1 Fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	232 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	184.38 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	210.09 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k ₁	0.4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	150 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	105000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0.01197 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0.000589 [-]
		0.000630 [-]
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}	454.09 [mm]
		454.09 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.2862 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	119 di 128

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed, freq.}$	232 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	184.38 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	210.09 [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	$h_{c, eff}$	150 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	105000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p, eff}$	0.01197 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000589 [-] 0.000630 [-]
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	$s_{r, max}$	454.09 [mm] 454.09 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.2862 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed, caratt.}$	232 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	184.38 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	210.09 [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	$h_{c, eff}$	150 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	105000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p, eff}$	0.01197 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000589 [-] 0.000630 [-]
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	$s_{r, max}$	454.09 [mm] 454.09 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.2862 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

9.2.1.7.2 Limitazioni delle tensioni di esercizio

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	232.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	940	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1257	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1257	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	184.38	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	12516558650	[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	3.42	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	210.09	[MPa]

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	232.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	1000	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700	[-]
Copriferro	d'	60	[-]
Altezza utile della sezione	d'	940	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1257	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1257	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	184.38	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	12516558650	[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	3.42	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	210.09	[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	γ_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)
8	ENVE_SLU	-0.004098	22500	-92.205

9.2.2.1 Verifica condizioni drenate

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*Nc^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*Nq^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N\gamma^*s\gamma^*d\gamma^*i\gamma^*b\gamma^*g\gamma$$

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

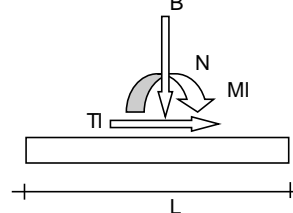
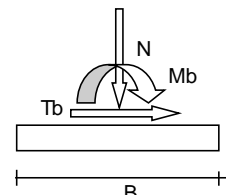
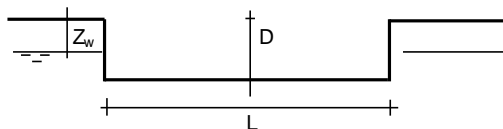
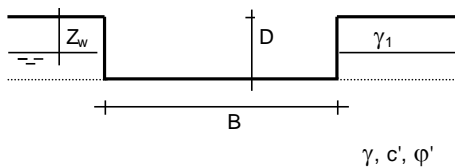
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2^*e_B$)

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

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

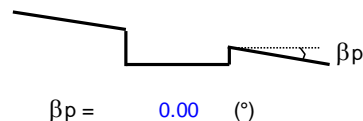
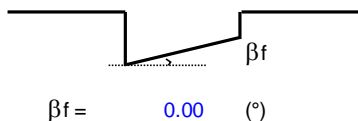
coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	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)



**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	123 di 128

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	92.21	0.00	92.21
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.30 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.30 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 10.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 24.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 10.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 24.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 2.00 \quad (\text{m})$$

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

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

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

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 27.45 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 11.63 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 9.60$$

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

$$N_c = 19.32$$

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

$$N_\gamma = 9.44$$

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	124 di 128

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.75$$

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

$$s_q = 1.67$$

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

$$s_\gamma = 0.40$$

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

$$d_q = 1.31$$

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

$$d_c = 1.35$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1065.69 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 61.47 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 17.34$$

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 ($e_B = M_b/N$)

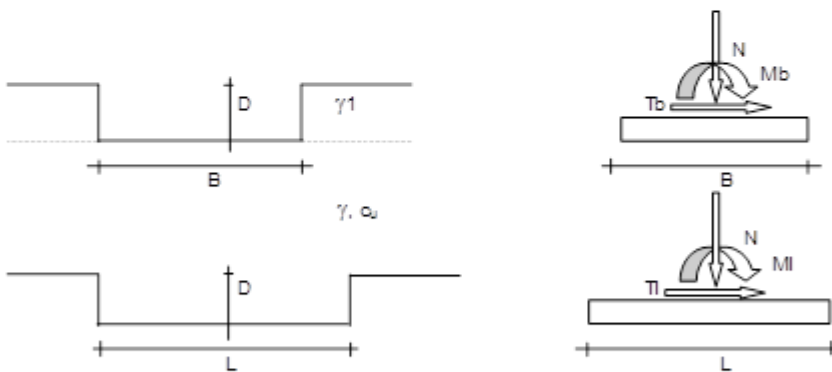
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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)



**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	126 di 128

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	92.21	0.00	92.21
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.30 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.30 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 130.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

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

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

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 23.79 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.30 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

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

$$s_c = 1.30$$

**FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino -
Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	00 D 29	CL	FA01A0 001	A	127 di 128

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1243.57 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 60.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 20.73$$

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO</p>					
<p>FA01A - Fabbricato PGEP di Bovino - Relazione di calcolo</p>	<p>COMMESSA IF1W</p>	<p>LOTTO 00 D 29</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO FA01A0 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 128 di 128</p>

9.3 Cordoli di collegamento

I cordoli di collegamento saranno dimensionati in accordo a quanto previsto dal §7.2.5 della NTC2018 considerando un suolo di tipo C.

In particolare i cordoli dovranno essere dimensionati per sopportare un carico assiale pari a $\pm 0,6 N_{Sd} a_{max}/g$

Dove:

N_{Sd} = valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati;

$a_{max} = a_g S$ e a_g è l'accelerazione orizzontale massima per lo SLC su sito di riferimento rigido.

Considerando che lo sforzo di compressione massimo dei pilastri ricavato dalla tabella del §8.6.1 è $N_{sd} = 270 \text{ kN}$,
La forza P_c per dimensionare il cordolo è:

$$P_c = 270 \times 0,35 \times 1,16 = 110 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 110000 / (300 \times 500) = 0,73 \text{ MPa} \ll f_{cd} = 14,17 \text{ Mpa} \quad (\text{cls C25/30})$$

I cordoli saranno armati con **3+3Φ20** (1885mm²) con staffe **Φ10/200mm** lungo tutta la lunghezza.

$$\sigma_s = 110000 / (1885) = 58 \text{ Mpa} \ll f_{yd} = 390 \text{ Mpa}.$$