

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



CUP J74J22000170001

## DIREZIONE TECNICA

## S.O. ENERGIA E TRAZIONE ELETTRICA

## PROGETTO DEFINITIVO

Elettrificazione Linea Cagliari - Oristano

Elaborati sottostazioni

SSE San Gavino - Relazione di calcolo delle strutture del fabbricato consegna MT

SCALA:

-

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

RR0S 00 D 18 CL FA2400 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	C. Fortis M. Tettamanti	Giu. 2022	L. Paglione	Giu. 2022	P. Manna	Giu. 2022	G. Guidi Buffarini Novembre 2022
B	REVISIONE A SEGUITO DI RAPPORTO DI VERIFICA	C. Fortis M. Tettamanti	Nov. 2022	L. Paglione	Nov. 2022	P. Manna	Nov. 2022	ITALFERR S.p.A. U.O. Tecnologie Centro Ing. Guido Guidi Buffarini Ordine Ingegneri Provincia di Roma n° 17612

File: RR0S00D18CLFA2400001B-Relazione

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	6
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	7
2.1	NORME .....	7
2.2	DOCUMENTI DI PROGETTO .....	7
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE E INQUADRAMENTO DEL SITO .....	8
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	11
4.1	OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO .....	11
4.1.1	<i>Magrone</i> .....	11
4.1.2	<i>Strutture in fondazione</i> .....	11
4.1.3	<i>Strutture in elevazione e solai</i> .....	12
4.1.4	<i>Acciaio per calcestruzzo</i> .....	13
4.2	COPRIFERRO .....	13
4.3	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI .....	14
4.4	ANCORAGGIO E SOVRAPPOSIZIONE DELLE BARRE .....	16
5	ANALISI DEI CARICHI .....	17
5.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI .....	17
5.1.1	<i>Peso proprio elementi strutturali in c.a.</i> .....	17
5.1.2	<i>Solaio di copertura</i> .....	17
5.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI .....	17
5.2.1	<i>Sovraccarichi permanenti copertura a falde</i> .....	17
5.2.2	<i>Sovraccarichi permanenti piano di calpestio</i> .....	18

5.2.3	<i>Chiusure perimetrali</i> .....	18
5.3	CARICHI VARIABILI .....	18
5.3.1	<i>Sovraccarichi accidentali</i> .....	18
5.3.2	<i>Azione della neve</i> .....	19
5.3.3	<i>Azione del vento</i> .....	20
5.3.4	<i>Variazione termica</i> .....	26
5.4	AZIONE SISMICA .....	27
5.4.1	<i>Definizione delle azioni</i> .....	27
5.4.2	<i>Classi di duttilità</i> .....	32
5.4.3	<i>Regolarità della struttura</i> .....	32
5.4.4	<i>Tipologia strutturale e fattore di comportamento</i> .....	33
5.4.5	<i>Spettri di progetto</i> .....	34
5.4.6	<i>Metodo di analisi sismica</i> .....	35
6	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO .....	37
6.1	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEI MATERIALI.....	38
7	ANALISI DELLA STRUTTURA.....	40
7.1	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI .....	40
7.2	MODELLAZIONE DELL'OPERA .....	40
7.3	CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO E ASSEGNAZIONI .....	42
7.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	48
8	RISULTATI DELLE ANALISI .....	55
8.1	SOLLECITAZIONI TRAVI DI COPERTURA .....	55

8.2	SOLLECITAZIONI PILASTRI .....	58
8.3	SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE .....	61
9	VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI IN ELEVAZIONE .....	64
9.1	PILASTRI .....	66
9.2	TRAVE PRINCIPALE .....	74
9.3	TRAVE SECONDARIA .....	83
9.4	TRAVE FALDA .....	91
9.5	TRAVE COLMO .....	100
9.6	SOLAIO IN PREDALLES .....	108
9.7	VERIFICA TRAVE PRINCIPALE FONDAZIONE .....	119
9.8	VERIFICA TRAVE SECONDARIA FONDAZIONE .....	126
10	VERIFICHE SLO – STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ .....	131
11	VERIFICA SISMICA TAMPONAMENTI .....	132
12	PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE .....	140
12.1	TIPOLOGIA DI FONDAZIONE .....	140
12.2	CAPACITÀ PORTANTE .....	141
	12.2.1 Metodologia .....	141
	12.2.2 Risultati .....	143
12.3	CALCOLO DEI CEDIMENTI .....	145
	12.3.1 Metodologia .....	145
	12.3.2 Risultati .....	146
12.4	MODULO DI REAZIONE DI SOTTOFONDO .....	147

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	5 di 151

12.4.1	Metodologia .....	147
12.4.2	Risultati .....	149
13	INCIDENZA ARMATURE .....	150
14	CONCLUSIONI .....	151

**SSE SAN GAVINO**

Relazione di calcolo fabbricato consegna MT

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	6 di 151

## 1 PREMESSA

Nell'ambito del servizio di progettazione per l'Elettrificazione della linea Cagliari-Oristano, nella Regione Sardegna, è prevista la realizzazione di n°5 sottostazioni elettriche di Media Tensione (Stazioni di Cagliari, Decimomannu, San Gavino, Marrubiu e Oristano), e n°1 stazione di Alta Tensione (Stazione di Villasor). La presente relazione di calcolo fa riferimento al fabbricato di nuova realizzazione che dovrà ospitare la Sottostazione Elettrica di conversione (SSE) di S. Gavino, nei pressi dell'omonima Stazione ferroviaria. Il progetto prevede la realizzazione di una struttura intelaiata in cemento armato tale da svilupparsi su un solo piano fuori terra. Date le esigue pressioni scaricate sui terreni e le buone caratteristiche degli stessi, l'opera verrà fondata su di un reticolo di travi rovesce.

La zona oggetto di intervento è mostrata nell'immagine seguente.

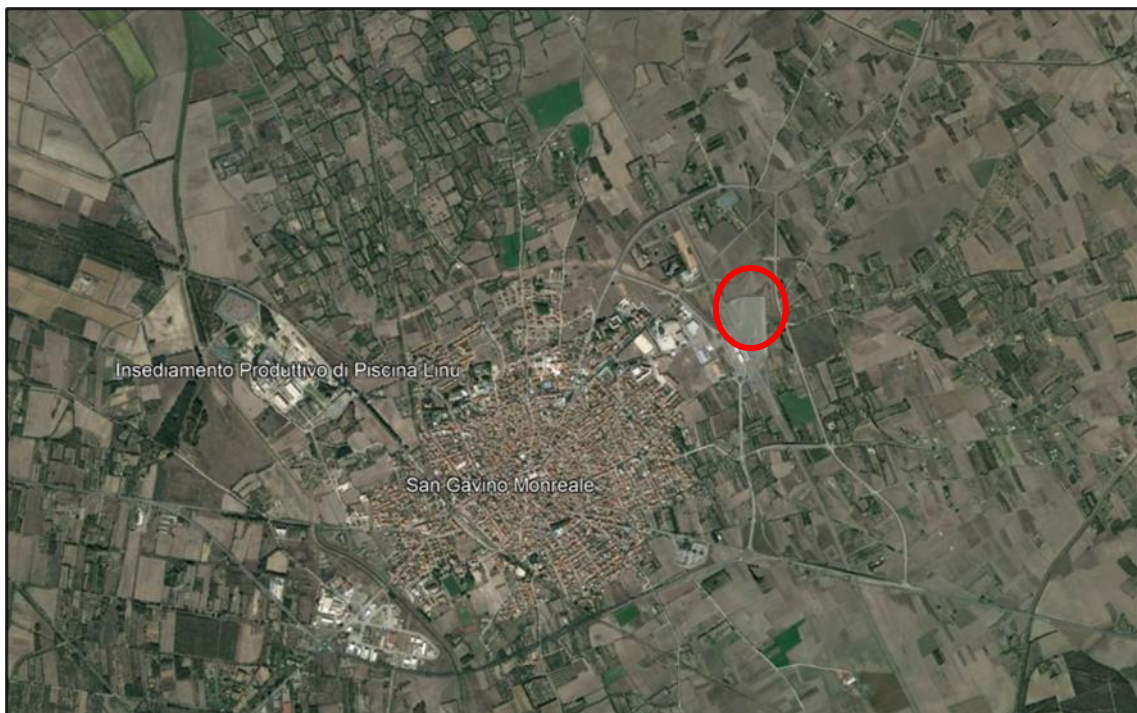


Figura 1-1 - Ubicazione geografica intervento realizzazione SSE di S. Gavino

## **2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### **2.1 Norme**

Le opere contemplate dal presente progetto saranno conformi alla legislazione e alla normativa vigenti. Di seguito sono elencate le principali leggi e norme considerate.

- [1] D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»”
- [2] “Circolare Applicativa delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M. 17 gennaio 2018”
- [3] UNI EN 1992-1 (Eurocodice 2): Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- [4] UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8): Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- [5] UNI EN 206-1: Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- [6] UNI 11104: Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1
- [7] “RFI DTC SI PS SP IFS 001 E” Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili-Parte II- Sezione 6-Opere in conglomerato cementizio e in acciaio

### **2.2 Documenti di progetto**

- [8] Relazione geologica RR0S00D69RGGE0001001A – “Relazione Geologica”
- [9] RR0S00D69L6GE0001004A – “Carta Geologica e Profilo Geologico SSE S. Gavino”
- [10] RR0S00D69PRGE0005001A – “Prove geotecniche di laboratorio”
- [11] RR0S00D29CLGE0400001A – “Relazione geotecnica SSE S. Gavino”

### 3 DESCRIZIONE DELLE OPERE E INQUADRAMENTO DEL SITO

Il fabbricato oggetto della progettazione è struttura monopiano con una pianta rettangolare di dimensioni 14,80 x 5,60 m ( $\approx 83$  mq) e copertura a doppia falda con inclinazione di  $17^\circ$  e altezza del colmo pari a circa 4,25 m.

La struttura portante è costituita da un telaio spaziale in calcestruzzo armato fondato su travi rettangolari di fondazione, il solaio di copertura è realizzato mediante lastre tralicciate prefabbricate tipo *prédalles*, ordite nella direzione trasversale del fabbricato.

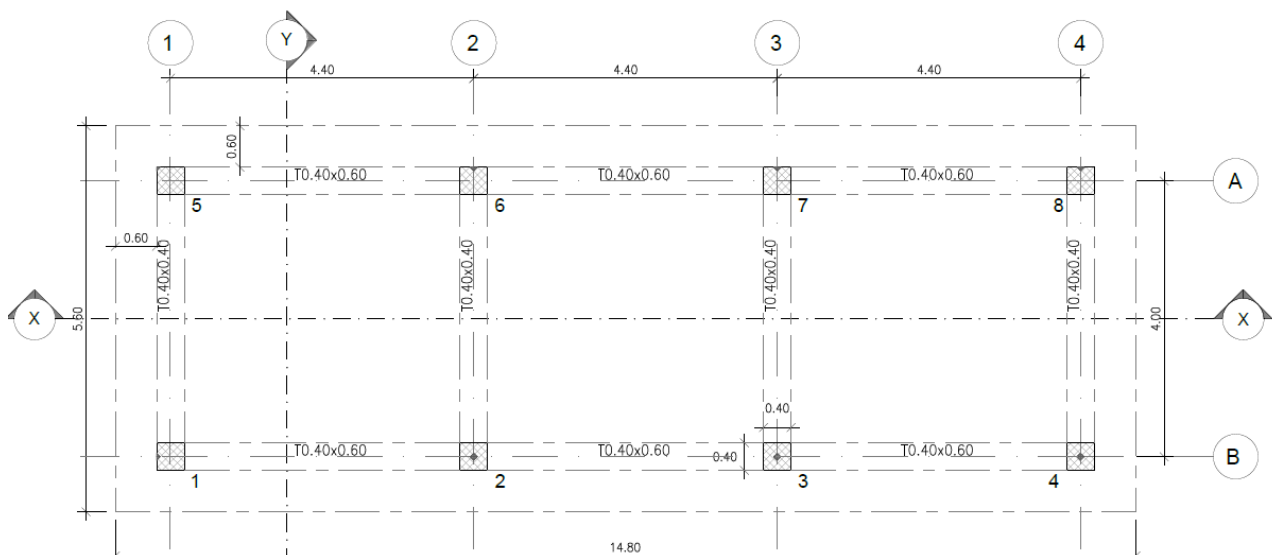


Figura 3-1 – Struttura intelaiata del fabbricato in pianta

La parte in elevazione è costituita da travi e pilastri in c.a. In particolare, i pilastri hanno dimensioni in pianta 40x40 cm, le travi longitudinali di bordo hanno dimensioni 40x60 cm, le travi trasversali dell'impalcato a quota +3,00 m hanno dimensioni 40x40 cm, le travi di falda della copertura hanno dimensioni 40x20 cm mentre la trave di colmo ha dimensioni 45x25 cm.

Il solaio della doppia falda di copertura è realizzato con lastre tralicciate tipo *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 dello spessore della lastra prefabbricata, 12 cm di blocco di alleggerimento in polistirolo e 4 cm di soletta superiore gettata in opera. Le lastre tipo *prédalles* sono larghe 120 cm e presentano tre tralici elettrosaldati in corrispondenza delle nervature intervallati da blocchi di alleggerimento di larghezza 40 cm.



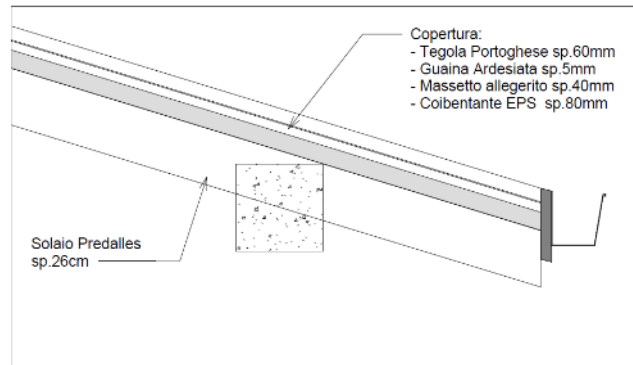


Figura 3-2 – Particolare pacchetto di copertura

Il solaio in prédalles è sostenuto dalla trave di colmo (45x25 cm) e dalle travi longitudinali di estremità (40x60 cm). Le travi di falda che costituiscono i telai in direzione trasversale al fabbricato presentano dimensioni 40x20 cm.

Le fondazioni del fabbricato sono di tipo diretto, costituite da travi longitudinali di base 70 cm e altezza 65 cm e travi trasversali di base 60 cm e altezza 65 cm. Le fondazioni poggiano tutte su di un getto di calcestruzzo magro di spessore minimo 10 cm.

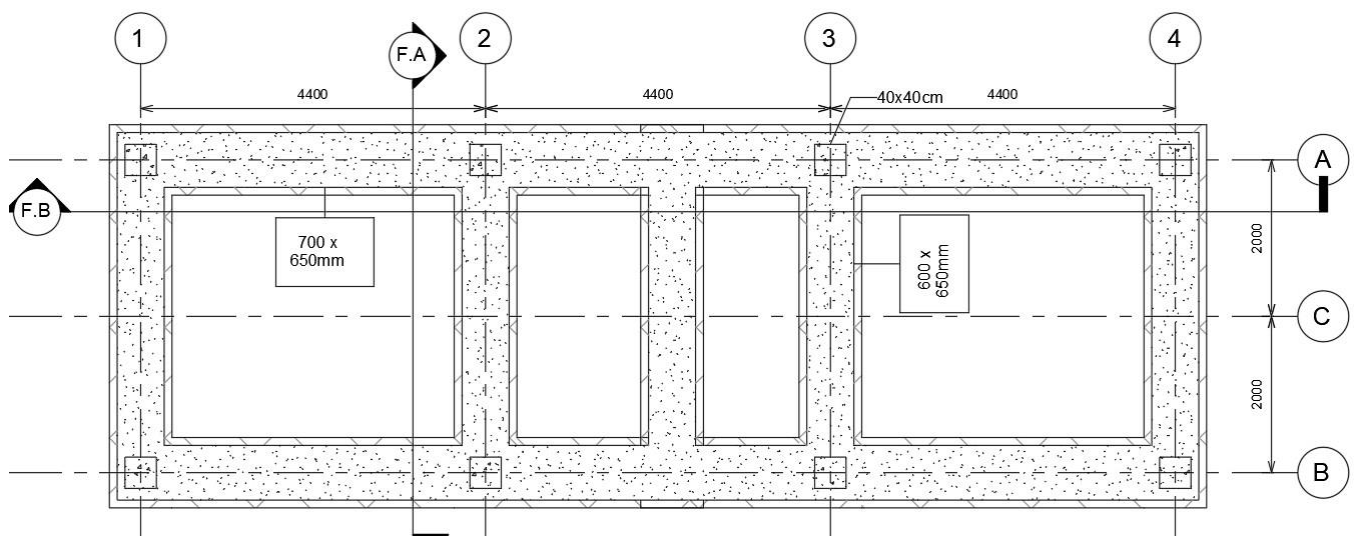


Figura 3-3 – Fondazione del fabbricato in pianta

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	10 di 151

Le caratteristiche geometriche dell'edificio sono le seguenti:

Lunghezza totale  $L = 14,80$  m

Larghezza totale  $B = 5,60$  m

Quota piano posa fondazioni (filo magrone):  $H1 = -1,40$  m

Quota piano campagna  $H2 = 0,00$  m

Quota piano terra:  $H3 = +0,20$  m

Quota intradosso trave di bordo:  $H4 = +3,00$  m

Quota estradosso copertura (sbalzo quota min.):  $H5 = +3,40$  m

Quota intradosso trave di colmo:  $H6 = +4,00$  m

Quota estradosso trave di colmo:  $H7 = +4,25$  m

Superficie:  $S1 = 82,88$  m<sup>2</sup>

Per maggiori approfondimenti sulle geometrie delle diverse parti dell'opera si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

È previsto l'utilizzo dei seguenti materiali dei quali di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche.

### 4.1 Opere in calcestruzzo armato

Per i calcestruzzi si fa riferimento alle normative UNI EN 206-1 (Specificazione, prestazione, produzione e conformità) e UNI 11104 (Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1).

#### 4.1.1 Magrone

Classe di resistenza del calcestruzzo	C12/15	- Rck	15	[MPa]
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	=	15,00	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	=	12,05	[MPa]
Classe di esposizione		=	X0	-
Classe di consistenza	Slump	=	S3	-

#### 4.1.2 Strutture in fondazione

Classe di resistenza del calcestruzzo	C25/30	- Rck	30	[MPa]
Modulo di elasticità longitudinale	$E_C$	=	31447	[MPa]
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	=	$10 \times 10^{-6}$	[C <sup>-1</sup> ]
Coefficiente di Poisson	$\nu$	=	0,20	[-]
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c$	=	1,50	[-]
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	=	0,85	[-]
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	=	30,00	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	=	24,90	[MPa]
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm}$	=	32,90	[MPa]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	=	2,56	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk}$	=	1,79	[MPa]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm}$	=	3,07	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{cfk}$	=	2,15	[MPa]
Resistenza caratteristica tangenziale per aderenza	$f_{bk}$	=	4,03	[MPa]
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	=	13,61	[MPa]

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	12 di 151

Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd}$	=	1,19	[MPa]
Resistenza di calcolo a trazione per flessione	$f_{cfd}$	=	1,43	[MPa]
Resistenza di calcolo tangenziale per aderenza	$f_{bd}$	=	2,69	[MPa]
Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_c$	=	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione SLU	$f_{cd}$	=	13,61	[MPa]
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU	$f_{ctd}$	=	1,19	[MPa]
Coefficiente sicurezza SLE	$\gamma_c$	=	1,00	
combinazione rara	$\sigma_{c,ad} = 0,55 f_{ck}$	=	13,69	[MPa]
combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} = 0,40 f_{ck}$	=	9,96	[MPa]

#### 4.1.3 Strutture in elevazione e solai

<b>Classe di resistenza del calcestruzzo</b>	<b>C32/40</b>	<b>- Rck</b>	<b>40</b>	<b>[MPa]</b>
Modulo di elasticità longitudinale	$E_C$	=	33643	[MPa]
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	=	$10 \times 10^{-6}$	[C <sup>-1</sup> ]
Coefficiente di Poisson	$\nu$	=	0,20	[-]
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c$	=	1,50	[-]
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	=	0,85	[-]
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	=	40,00	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	=	33,20	[MPa]
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm}$	=	41,20	[MPa]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	=	3,10	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk}$	=	2,17	[MPa]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm}$	=	3,72	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{cfk}$	=	2,60	[MPa]
Resistenza caratteristica tangenziale per aderenza	$f_{bk}$	=	4,88	[MPa]
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	=	18,81	[MPa]
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd}$	=	1,45	[MPa]
Resistenza di calcolo a trazione per flessione	$f_{cfd}$	=	1,74	[MPa]
Resistenza di calcolo tangenziale per aderenza	$f_{bd}$	=	3,25	[MPa]
Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_c$	=	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione SLU	$f_{cd}$	=	18,81	[MPa]
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU	$f_{ctd}$	=	1,45	[MPa]

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	13 di 151

Coefficiente sicurezza SLE	$\gamma_c$	=	1,00	
combinazione rara	$\sigma_{c,ad} = 0,55 f_{ck}$	=	18,26	[MPa]
combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} = 0,40 f_{ck}$	=	13,28	[MPa]

#### 4.1.4 Acciaio per calcestruzzo

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC2018, per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche. Si utilizzano barre ad aderenza migliorata.

Tipo	B450C			
Modulo di elasticità longitudinale	$E_s$	=	210000	[MPa]
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s$	=	1.15	[-]
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	=	450	[MPa]
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	=	540	[MPa]
Allungamento	$A_{gt}$	=	7.50%	[-]
Resistenza di calcolo	$f_{yd}$	=	391.3	[MPa]
Tensione di calcolo SLE	$\sigma_{y,ad} = 0.75 f_{yk}$	=	337.5	

#### 4.2 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 21/01/2019, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

Cmin	Co	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p elementi a piastra		cavi da c.a.p altri elementi	
			C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	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

Tabella 4-1 – Copriferro e condizioni ambientali

Nel caso in esame i copriferri minimi previsti (come da tabella materiali) sono 40 mm per travi pilastri e travi di fondazione e 20 mm per le lastre predalles. A tali valori vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm. Si riporta una tabella riepilogativa dei copriferri:

	Ambiente	Copriferro netto	Tolleranza di posa	Copriferro nominale
Struttura in elevazione	Ordinario	40	10	50
Lastre prédalles	Ordinario	20	5	25
Fondazioni	Ordinario	40	10	50

*Tabella 4-2 – Copriferro adottato*

La rispondenza dei materiali ai requisiti richiesti sarà valutata mediante le prescritte prove di accettazione.

### 4.3 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Con riferimento al punto 4.1 delle UNI EN 206:2014 è possibile valutare l'aggressività dell'ambiente a cui l'opera è esposta.

Trattandosi di un'opera che sorge a pochi chilometri dalla costa, la classe di esposizione per la parte in elevazione dell'opera è XS1.

Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità
XS2	Permanentemente sommerso	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare

*Tabella 4-3 Classi di esposizione in presenza di cloruri marini*

	PROGETTO DEFINITIVO - ELETTRIFICAZIONE LINEA CAGLIARI-ORISTANO					
	<b>SSE SAN GAVINO</b> <b>Relazione di calcolo fabbricato consegna MT</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA2400 001	REV. B

Per le fondazioni invece, non essendo direttamente esposte agli agenti aggressivi, la classe di esposizione è XC2.

Corrosione indotta da carbonatazione		
Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immersa in acqua.
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzo a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2.

*Tabella 4-4 Classi di esposizione per corrosione indotta da carbonatazione*

Facendo riferimento al punto 4.1.2.2.4.2 delle NTC, la classe di esposizione XS1 è considerata una condizione ambientale aggressiva. A favore di sicurezza, nelle verifiche di fessurazione, è stata scelta la condizione ambientale "Molto aggressiva".

La classe XC2 è invece catalogata come una condizione ambientale ordinaria, tuttavia, anche per le fondazioni, nella verifica a fessurazione è stata scelta la condizione ambientale "Molto aggressiva".

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Tabella 4-5 Limite fessurazione

Si noti che  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$  sono definiti al punto 4.1.2.2.4 delle NTC.

#### 4.4 Ancoraggio e sovrapposizione delle barre

Con riferimento al punto 4.1.6.1.4 delle NTC, si evince che le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o meno sollecitate. La continuità delle barre, nel caso in esame, sarà effettuata per sovrapposizione. La norma prevede che la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo non deve essere mai minore di 20 volte il diametro della barra. In alcuni casi, come alle estremità delle travi continue, l'ancoraggio delle barre va eseguito con una piega a 90°: in questo caso la lunghezza della piega deve essere almeno pari a 5 volte il diametro della barra e comunque per motivazioni pratiche non inferiore a 10 cm.

Tenendo conto delle indicazioni riportate dalla norma e delle pratiche di buona progettazione, si assumono lunghezze di ancoraggio e di sovrapposizioni almeno pari a 40 volte il diametro della barra.



## 5 ANALISI DEI CARICHI

I pesi dei materiali utilizzati per le strutture portanti sono conformi alle NTC18. Si riportano di seguito le analisi dei carichi unitari agenti sulla struttura.

I valori delle azioni di seguito indicati sono stati considerati come valori caratteristici nelle verifiche agli stati limite.

### 5.1 Carichi permanenti strutturali

#### 5.1.1 Peso proprio elementi strutturali in c.a.

Il peso proprio degli elementi strutturali travi e pilastri sono calcolati automaticamente dal programma di calcolo, che considera il seguente peso specifico del calcestruzzo armato:

- calcestruzzo armato  $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

#### 5.1.2 Solaio di copertura

Di seguito si riporta il calcolo del peso del solaio prèdalles (h=0,20m):

- soletta:  $25 \text{ kN/m}^3 \times 1,20 \text{ m} \times 0,04 \text{ m} = 1,20 \text{ kN/m}$
- travetto:  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0,40 \text{ m} \times 0,12 \text{ m} = 1,20 \text{ kN/m}$
- prèdalles+EPS:  $1,25 \text{ kN/m}^2 \times 1,20 \text{ m} = 1,50 \text{ kN/m}$

La somma di tali valori è 3.90 kN/m riferita ad una fascia larga 1,20 m (larghezza singola prèdalles), pertanto il carico relativo ad una fascia larga 1,00 m risulta 3,25 kN/m<sup>2</sup>.

### 5.2 Carichi permanenti non strutturali

#### 5.2.1 Sovraccarichi permanenti copertura a falde

Di seguito si riporta il calcolo dei sovraccarichi della copertura a falde:

- Tegola portoghese sp.60 mm 0,50 kN/m<sup>2</sup>
- Guaina ardesiata sp. 5 mm 0,05 kN/ m<sup>2</sup>
- Massetto alleggerito sp. 40 mm 0,25 kN/m<sup>2</sup>
- Coibente EPS sp. 80 mm 0,10 kN/m<sup>2</sup>

La somma di tali valori è pari a: **0,90 kN/m<sup>2</sup>**

### 5.2.2 Sovraccarichi permanenti piano di calpestio

Di seguito si riporta il calcolo dei sovraccarichi del piano di calpestio:

- Pavimentazione sp. 20 mm	0,40 kN/m <sup>2</sup>
- Sottofondo pavimento sp. 80 mm	1,20 kN/m <sup>2</sup>
- Massetto in cls sp. 100 mm	2,50 kN/m <sup>2</sup>
- Igloo h. 300 mm	0,15 kN/m <sup>2</sup>
- Massetto in cls sp 150 mm	3,75 kN/m <sup>2</sup>
- Terreno di riporto sp. 300 mm	6,00 kN/m <sup>2</sup>
- Peso degli impianti	10,00 kN/m <sup>2</sup>

La somma di tali valori è pari a 24,00 kN/m<sup>2</sup>. Tale peso, gravante sul piano di primo calpestio del fabbricato, agisce in gran parte direttamente sul terreno ed in minima parte sulle travi di fondazione. Quest'ultima quota si considera pari a un carico lineare di 24,00 kN/m ottenuto dalla proiezione sulla larghezza di base della trave di fondazione pari a 1 m.

### 5.2.3 Chiusure perimetrali

Di seguito si riporta il calcolo dei sovraccarichi del solaio di calpestio dovuto alle chiusure perimetrali:

- Intonaco interno sp. 20 mm	0,20 kN/m <sup>2</sup>
- Muratura in blocchi pesanti UNI sp. 80 mm	1,20 kN/m <sup>2</sup>
- Isolante EPS sp. 80 mm	0,03 kN/m <sup>2</sup>
- Muratura in blocchi pesanti UNI sp. 200 mm	3,00 kN/m <sup>2</sup>
- Intonaco esterno sp. 20 mm	0,20 kN/m <sup>2</sup>

La somma di tali valori è pari a 4,65 kN/m<sup>2</sup>. L'azione statica viene ripartita sulle travi di fondazione, mentre le azioni inerziali vengono ripartite in parti uguali tra le travi del solaio di copertura e le strutture di fondazione, per garantire una corretta distribuzione delle masse inerziali presenti nel manufatto ai fini delle analisi sismiche.

## 5.3 Carichi variabili

### 5.3.1 Sovraccarichi accidentali

- Sovraccarico accidentale Cat. H1	0,50 kN/m <sup>2</sup>
- Sovraccarico accidentale Cat. B1	2,00 kN/m <sup>2</sup>

Il sovraccarico accidentale Cat. B1 è stato caricato al piano di calpestio. Tale sovraccarico, essendo agente sul piano di primo calpestio del fabbricato, è stato considerato agente sulle travi di fondazione ed in particolare per una larghezza di influenza pari a 1 m. Ciò comporta un carico lineare agente di 2 kN/m. Il sovraccarico accidentale Cat. H1 invece è stato caricato sulle falde della copertura.

### 5.3.2 Azione della neve

Il carico da neve per superficie unitaria di copertura  $q_s$  viene valutato attraverso l'espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura; nel caso in esame trattandosi di una copertura a due falde simmetriche con inclinazione rispetto l'orizzontale di  $17^\circ$ , si considera quanto riportato nella tab. 3.4. Il delev NTC e pertanto si assume il valore di 0,8.

Secondo normativa NTC2018, paragrafo 3.4.3.3 "copertura a due falde", si devono considerare le condizioni di carico Caso I, Caso II e Caso III. Data la simmetria dello schema si considerano solo due dei detti casi: Caso I ( $\mu=0.8$  su entrambe le falde), Caso II ( $\mu=0.8$  su una delle due falde, mentre sulla restante un coefficiente di forma moltiplicato per 0.5, ovvero  $0.5 \cdot \mu=0.4$ ).

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo; in mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, la norma fornisce un valore minimo di  $q_{sk}$  riferito ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per la zona III (Oristano) e per una quota del suolo di  $a_s = 7$  m s.l.m., inferiore a 200 m s.l.m., si assume secondo quanto espresso dalla relazione 3.4.5 delle NTC2018 un valore  $q_{sk} = 0,60$  kN/m<sup>2</sup>;

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 0,60 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.5]$$

$C_E$  è il coefficiente di esposizione che, per classe di topografia "normale", assume valore unitario;

$C_t$  è il coefficiente termico che tiene conto della riduzione del carico da neve a causa dello scioglimento della stessa, dovuto alla perdita di calore della costruzione. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .

Ne consegue che per la struttura in esame si considera un carico da neve uniforme in copertura pari a:

$$q_s = 0,48 \text{ kN/m}^2 \text{ (per } \mu=0.8)$$

$$q_s = 0,24 \text{ kN/m}^2 \text{ ( per } \mu=0.4 \text{ )}$$

### 5.3.3 Azione del vento

La pressione normale alle superfici investite dal vento è data dall'espressione:

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

i cui coefficienti vengono di seguito determinati:

Pressione cinetica di riferimento  $q_b$  :

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 490 \text{ N/m}^2$$

dove:

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1.25 \text{ kg/m}^3$ ;

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento;

Nel caso in esame, per zona 6 (Sardegna zona occidentale) ed  $a_s \leq a_0 = 500 \text{ m}$  si ha  $v_b = v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$ ;

Coefficiente di esposizione  $c_e$  :

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

Nel caso in esame, essendo in zona 6, classe di rugosità del terreno D e con altitudine di  $51 \text{ m s.l.m.}$  si ha quindi una categoria di esposizione del sito II, per cui:

$$k_r = 0,19 ; z_0 = 0,05 \text{ m} ; z_{\min} = 4 \text{ m} ; c_t = 1$$

L'altezza del fabbricato è  $z = 6,50 \text{ m} > z_{\min} = 4 \text{ m}$  per cui il valore del coefficiente di esposizione è pari a  $c_e=3.83$ .

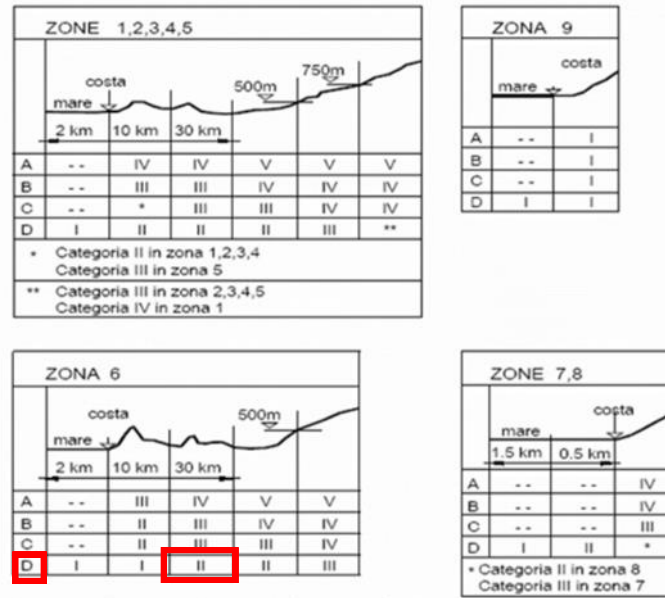


Figura 5-1 – Definizione della categoria di esposizione secondo NTC2018

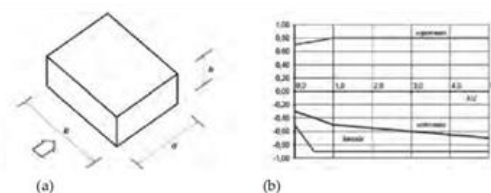
Coefficiente dinamico  $c_d$ :

In assenza di considerazioni di dettaglio inerenti i fenomeni di natura aeroelastica e di distacco dei vortici si assume cautelativamente un valore  $c_d = 1$ .

Coefficiente di forma  $c_p$ :

Per il calcolo dei coefficienti aerodinamici si è fatto riferimento al par. C3.3.8 della Circolare 2019. Nello specifico per quanto riguarda le pareti verticali si è fatto riferimento al paragrafo C3.3.8.1.1, mentre per quanto riguarda le falde di copertura si è fatto riferimento al paragrafo C3.3.8.1.4 in quanto l'inclinazione delle falde risulta non compreso nell'intervallo  $-5^\circ \leq \alpha \leq +5^\circ$  essendo pari a  $\pm 17^\circ$ .

Per le pareti verticali secondo il paragrafo C3.3.8.1.1 i coefficienti globali  $c_{pe}$  da assumere sulle pareti di un edificio a pianta regolare sono riportati nella tabella sottostante.



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,  
b) Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

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

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

Figura 5-2 – Coefficienti globali  $c_{pe}$ , pareti verticali

Si procede alla valutazione dei coefficienti in funzione della direzione del vento:

PARETI VERTICALI	Vento X		Vento Y	
	h/d	cpe	h/d	Cpe
<b>faccia sopravento</b>	0.25	0.73	0.52	0.75
<b>faccia sottovento</b>	0.25	-0.30	0.52	-0.90
<b>faccia laterale</b>	0.25	-0.35	0.52	-0.40

Tabella 5-1 – Valori dei coefficienti  $c_{pe}$  per pareti verticali della struttura in oggetto

Si intende per direzione x la direzione trasversale al fabbricato, mentre per direzione y la direzione longitudinale al fabbricato. L'altezza h considerata è pari a 6.50 m – ovvero l'altezza delle pareti verticali – mentre per il parametro d si è assunto in direzione x e y rispettivamente 24,40 m e 12.50 m.

In maniera semplificativa si considerano a vantaggio di sicurezza i seguenti coefficienti globali nelle due direzioni x e y.

PARETI VERTICALI	$c_{pe}$
<b>faccia sopravento</b>	0.75
<b>faccia sottovento</b>	-0.90
<b>faccia laterale</b>	-0.40

Tabella 5-2 – Valori dei coefficienti  $c_{pe}$  per pareti verticali adottati nei calcoli

Per quanto riguarda la copertura a due falde secondo il paragrafo C3.3.8.1.4 i coefficienti globali sono definiti come riportato nelle figure e tabelle sottostanti.

Per quanto riguarda la direzione x, ovvero la direzione perpendicolare alla direzione di colmo, dato che  $\alpha = 17^\circ$  è compreso nell'intervallo  $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$  vale quanto previsto per le coperture a falda singola C3.3.8.1.3 per quanto riguarda l'azione sopravento.

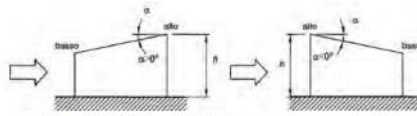


Figura C3.3.7 - Schema di riferimento per coperture a semplice falda

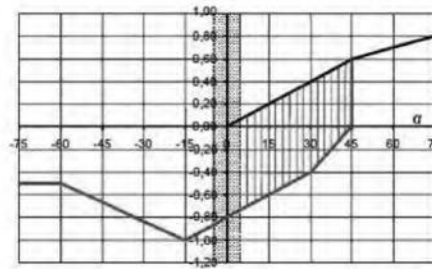


Figura C3.3.8 - Coperture a semplice falda: valori del coefficiente  $c_{pe}$ : vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Tabella C3.3.V - Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ): vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Valori negativi		Valori positivi	
$\alpha \leq -60^\circ$	$c_{pe} = -0,5$	$0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = + \alpha/75$
$-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$	$c_{pe} = -0,5 - (\alpha+60)/90$	$45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$	$c_{pe} = + 0,6 + (\alpha-45)/150$
$-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$c_{pe} = -1,0 + (\alpha+15)/75$		
$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -0,4 + (\alpha-30)/37,5$		

Figura 5-3 – Coefficienti globali  $c_{pe}$  sopravento in direzione perpendicolare al colmo, copertura a falda singola

Il valore di  $c_{pe}$  sopravento in direzione x per  $\alpha=17^\circ$  è pari a quanto segue.

$$c_{pe} = + \alpha/75 = 0.22$$

Per quanto riguarda il valore di  $c_{pe}$  sottovento in direzione perpendicolare alla direzione di colmo si fa riferimento alla figura C3.3.12.

$$c_{pe} = - 0.58$$

$$\text{per } \alpha=17^\circ \text{ compreso in } 15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$$

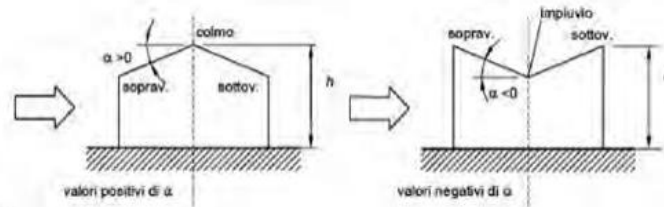


Figura C3.3.11 - Schema di riferimento per coperture a falda doppia

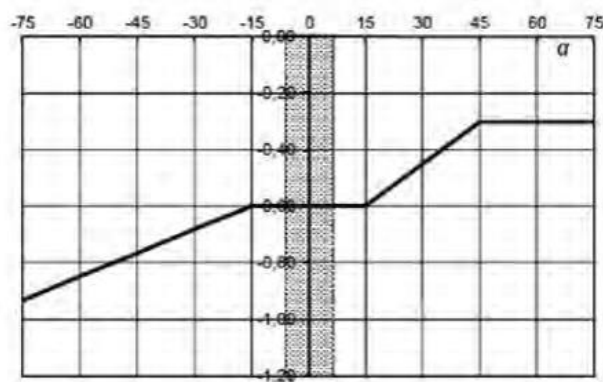


Figura C3.3.12 - Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: falda sottovento con vento in direzione perpendicolare al colmo

Tabella C3.3.IX - Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda ( $\alpha$  in  $^{\circ}$ ): vento in direzione parallela al colmo.

$-75^{\circ} \leq \alpha \leq -15^{\circ}$	$c_{pe} = -0,85 + (\alpha + 60)/180$
$-15^{\circ} \leq \alpha \leq 15^{\circ}$	$c_{pe} = -0,6$
$15^{\circ} \leq \alpha \leq 45^{\circ}$	$c_{pe} = -0,6 + (\alpha - 15)/100$
$45^{\circ} \leq \alpha$	$c_{pe} = -0,3$

Figura 5-4 – Coefficienti globali  $c_{pe}$  sottovento in direzione perpendicolare al colmo, copertura a doppia falda

Per quanto riguarda la direzione y, ovvero la direzione parallela alla direzione di colmo, si fa riferimento alle figure seguenti.



Nel caso di vento parallelo alla direzione del colmo, i coefficienti di pressione sono riportati nella Tabella C3.3:

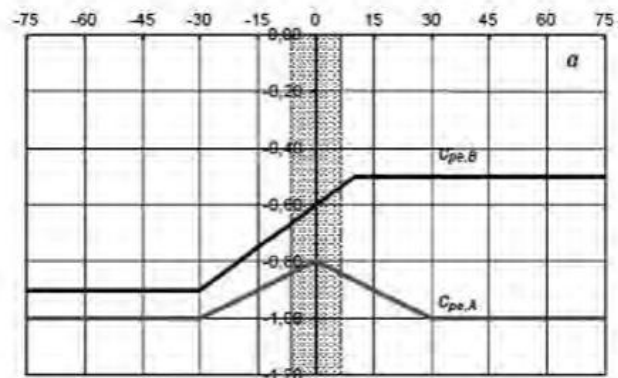


Figura C3.3.13 - Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: vento in direzione parallela al colmo

Tabella C3.3.X - Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda ( $\alpha$  in  $^{\circ}$ ): vento in direzione parallela al colmo.

Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed $h$	$\alpha \leq -30^{\circ}$	$c_{pe,A} = -1,0$
	$-30^{\circ} \leq \alpha \leq 0^{\circ}$	$c_{pe,A} = -0,8 + \alpha/150$
	$0^{\circ} \leq \alpha \leq 30^{\circ}$	$c_{pe,A} = -0,8 - \alpha/150$
	$30^{\circ} \leq \alpha$	$c_{pe,A} = -1,0$
Restanti zone:	$-45^{\circ} \leq \alpha \leq -30^{\circ}$	$c_{pe,B} = -0,9$
	$-30^{\circ} \leq \alpha \leq 10^{\circ}$	$c_{pe,B} = -0,9 + (\alpha+30)/100$
	$10^{\circ} \leq \alpha$	$c_{pe,B} = -0,5$

Figura 5-5 – Coefficienti globali  $c_{pe}$  in direzione parallela al colmo, copertura a doppia falda

Per quanto riguarda il valore di  $c_{pe}$  in direzione parallela alla direzione di colmo si fa riferimento alla figura C3.3.13.

- $c_{pe,A} = -0.91$  per  $\alpha=17^{\circ}$  compreso in  $0^{\circ} \leq \alpha \leq +30^{\circ}$  (sopravento)
- $c_{pe,B} = -0.43$  per  $\alpha=-17^{\circ}$  compreso in  $-30^{\circ} \leq \alpha \leq +10^{\circ}$  (sottovento)

In maniera semplificativa ed a vantaggio di sicurezza per quanto riguarda i coefficienti globali in direzione parallela alla direzione di colmo si trascura il coefficiente sopravvento della falda. Questo poiché esso comporta una riduzione dell'azione del vento sopravvento essendo tale azione diretta verso l'esterno ( $c_{pe}<0$ ) dell'edificio a differenza dell'azione del vento sulla parete verticale sopravvento diretta verso l'interno ( $c_{pe}>0$ ). Poiché il coefficiente  $c_{pe,A}$  calcolato per l'azione del vento sopravvento è negativo, esso viene posto uguale a zero, a favore di sicurezza.

In sintesi, pertanto l'azione del vento sarà la seguente:

Direzione X (parallela a colmo)						
Zona fabbricato	Zona vento	$q_b$	$c_e$	$c_p$	$c_d$	$p$
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[kPa]
Parete verticale	sopravento	0.490	3.83	0.75	1	1.41
Parete verticale	sottovento	0.490	3.83	-0.90	1	-1.69
Parete verticale	laterale	0.490	3.83	-0.40	1	-0.75
falda copertura	sopravento	0.490	3.83	0.22	1	0.41
falda copertura	sottovento	0.490	3.83	-0.58	1	-1.08

Tabella 5-3 – Valori di calcolo per azione del vento in direzione X (parallela a colmo)

Direzione Y (perpendicolare a colmo)						
Zona fabbricato	Zona vento	$q_b$	$c_e$	$c_p$	$c_d$	$p$
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[kPa]
Parete verticale	sopravento	0.490	3.83	0.75	1	1.41
Parete verticale	sottovento	0.490	3.83	-0.90	1	-1.69
Parete verticale	laterale	0.490	3.83	-0.40	1	-0.75
falda copertura	sopravento	0.490	3.83	0	1	0.00
falda copertura	sottovento	0.490	3.83	-0.91	1	-0.81

Tabella 5-4 – Valori di calcolo per azione del vento in direzione Y (perpendicolare a colmo)

### 5.3.4 Variazione termica

Negli edifici in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto della sola componente uniforme di variazione termica  $\Delta T_u = T - T_0$  pari alla differenza tra la temperatura media attuale  $T$  e quella iniziale alla data della costruzione  $T_0$ . Nelle modellazioni sono stati considerati i seguenti carichi termici uniformi:

- strutture in c.a. protette  $\Delta T_u = \pm 10^\circ \text{C}$
- strutture in c.a. esposte  $\Delta T_u = \pm 15^\circ \text{C}$

## 5.4 Azione sismica

### 5.4.1 Definizione delle azioni

Per la definizione dell'azione sismica si dovrà fare riferimento alla vita nominale dell'opera, così come definita al punto 2.4.1 del DM 17.01.2018, intesa come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Questo parametro, oltre a costituire il riferimento per le verifiche dei fenomeni dipendenti dal tempo (fatica, durabilità, ecc.), serve a definire il Periodo di Riferimento da assumere per l'azione sismica.

Con riferimento alla tabella 2.4.1 del DM 17.01.2018, la vita nominale  $V_N$  delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato nella seguente tabella tratta dal Manuale RFI DTC SI PS MA IFS 001 D:

TIPO DI COSTRUZIONE <sup>(1)</sup>	VITA NOMINALE $V_N$
Opere nuove su infrastrutture ferroviarie progettate con le norme vigenti prima del DM 14.01.2008 a velocità convenzionale ( $V < 250$ km/h)	50
Altre opere nuove a velocità $V < 250$ km/h	75
Altre opere nuove a velocità $V \geq 250$ km/h	100
Opere di grandi dimensioni: ponti e viadotti con campate di luce maggiore di 150m	$\geq 100$ <sup>(2)</sup>

<sup>(1)</sup> La stessa  $V_N$  si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere  
<sup>(2)</sup> Da definirsi per il singolo progetto a cura di Ferrovie

Tabella 5-5 – Definizione vita nominale secondo Manuale RFI

Il DM 17.01.2018 attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e quindi delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diversi classi d'uso; a ciascuna classe corrisponde ad un coefficiente d'uso CU.

Con riferimento alla classificazione di cui al punto 2.4.2 del DM 17.01.2018, la classe d'uso delle infrastrutture ferroviarie può di norma, assumersi come indicato nella seguente tabella tratta dal Manuale di Progettazione RFI:

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	CU <sup>(1)</sup>
Fabbricati appartenenti all'elenco A ai sensi del DPCM 3685/2003	IV	2.0
Grandi stazioni	IV	2.0
Fabbricati appartenenti all'elenco B ai sensi del DPCM 3685/2003	III	1.5
Opere d'arte del sistema di grande viabilità ferroviaria <sup>(2)</sup>	III	1.5

Altre opere d'arte, fabbricati non rientranti nelle classi d'uso III e IV	II	1.0
<p>(1) Qualora una costruzione sia interferente con un'altra infrastruttura di cui all'elenco A del DPCM 3685 del 2003 o all'elenco B del DPCM 3685 del 2003 dovrà essere presa in conto la più alta tra la classe d'uso assegnata alla costruzione attraverso la presente tabella e quella dell'infrastruttura con cui si realizza l'interferenza.</p> <p>(2) Ricadono in classe d'uso IV le opere d'arte nuove ricadenti nelle tratte di nodo di collegamento delle grandi stazioni con il sistema di grande viabilità ferroviaria.</p>		

Tabella 5-6 – Definizione vita nominale secondo Manuale RFI

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava moltiplicando la vita nominale  $V_N$  della costruzione per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni}$$

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. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Ai fini della normativa le forme spettrali sono definite, 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 di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

**Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

**Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

**Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

**Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono definite dal DM 17.01.2018 e di seguito riportate:

Stati Limite	$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 5-7 – Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

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 fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento:

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Categoria	Descrizione
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
<b>E</b>	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tabella 5-8 – Categorie di sottosuolo

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

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

Tabella 5-9 – Categorie topografiche

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 della 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  $P_{VR}$ . Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s; per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta.

### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

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

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

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

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

nelle quali  $T$  ed  $S_E$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale;  $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica;  $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

Dove:

$\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;  $F_o$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$T_C^*$  è definito al § 6.2 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_C/3$$

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico  $S_S$ , il coefficiente topografico  $S_T$  e il coefficiente  $C_C$  che modifica il valore del periodo  $T_C$ .

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti  $S_S$  e  $C_C$  valgono 1. Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti  $S_S$  e  $C_C$  possono essere calcolati, in funzione dei valori di  $F_o$  e  $T_C^*$  relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tabella a seguire, nelle quali  $g$  è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.40}$

Tabella 5-10 – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella tabella a seguire, in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Tabella 5-11 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

#### 5.4.2 Classi di duttilità

La costruzione oggetto della presente relazione, soggetta all'azione sismica, non dotata di appositi dispositivi dissipativi, è stata progettata considerando un comportamento strutturale dissipativo. Nel comportamento strutturale dissipativo, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti). In particolare è stata adottata la "Classe di duttilità bassa CDB".

#### 5.4.3 Regolarità della struttura

La struttura è rispondente a tutti i requisiti di regolarità in pianta ed in elevazione elencati nel §7.2.1 NTC18.

- Regolare in pianta: SI
- Regolare in altezza: SI



	PROGETTO DEFINITIVO - ELETTRIFICAZIONE LINEA CAGLIARI-ORISTANO					
	<b>SSE SAN GAVINO</b> <b>Relazione di calcolo fabbricato consegna MT</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA2400 001	REV. B

#### 5.4.4 Tipologia strutturale e fattore di comportamento

La struttura in oggetto è classificabile come segue (§7.4.3.1 NTC 18):

- Tipologia strutturale:                      Struttura a telaio

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 sovraresistenza, 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 del § 3.2.3.5 – NTC18  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di comportamento.

Il valore del fattore di comportamento  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale (§ 7.3.1). Esso può essere calcolato mediante la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

$q_0$                       valore massimo del fattore di comportamento

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

Per quanto riguarda la definizione del valore di  $q_0$ , con riferimento alla Tab.7.3.II delle NTC18 in funzione della tipologia strutturale Struttura a telaio e della classe di duttilità  $CD = "B"$  si ha che:

$$q_0 = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$$

Trattandosi di una struttura a telaio ad un solo piano ed una sola campata in direzione trasversale, in accordo con il § 7.4.3.2 – NTC 18, si assume  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$ .

Inoltre, si è constatato precedentemente la regolarità in altezza si può assumere  $K_R = 1,0$ .

Pertanto, il fattore di comportamento  $q$  risulta essere pari a 3,3. Si riporta di seguito una sintesi del comportamento sismico della struttura oggetto della seguente relazione.

#### Valori comportamento sismico dell'opera in sintesi

- Tipologia strutturale:                      struttura a telaio ad un piano (in calcestruzzo)
- Classe di duttilità:                              B
- Regolarità:                                      regolarità in pianta ed in elevazione
- $q_0$ :                                               $3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
- $\alpha_u / \alpha_1$ :                                      1,1

- $K_R$ : 1,0
- $q$ :  $q_0 \cdot K_R = 3,0 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 3,3$

### 5.4.5 Spettri di progetto

Lo spettro è funzione della pericolosità sismica di base e della sismicità locale. Il fattore  $\eta$  è pari a 1,00 considerando un coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi = 5\%$ . Tale valore unitario è assunto allo SLD mentre allo SLV esso è sostituito con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di comportamento § 3.2.3.5 – NTC18.

Si prenderanno in considerazione di seguito dei soli spettri di risposta orizzontali.

STATO LIMITE	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_o$ (-)	$T_c^*$ (s)
SLO	45	0,022	2,658	0,291
SLD	75	0,028	2,70	0,303
SLV	712	0,06	2,935	0,358
SLC	1462	0,066	3,027	0,384

Tabella 5-12 Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  relativi al sito di progetto

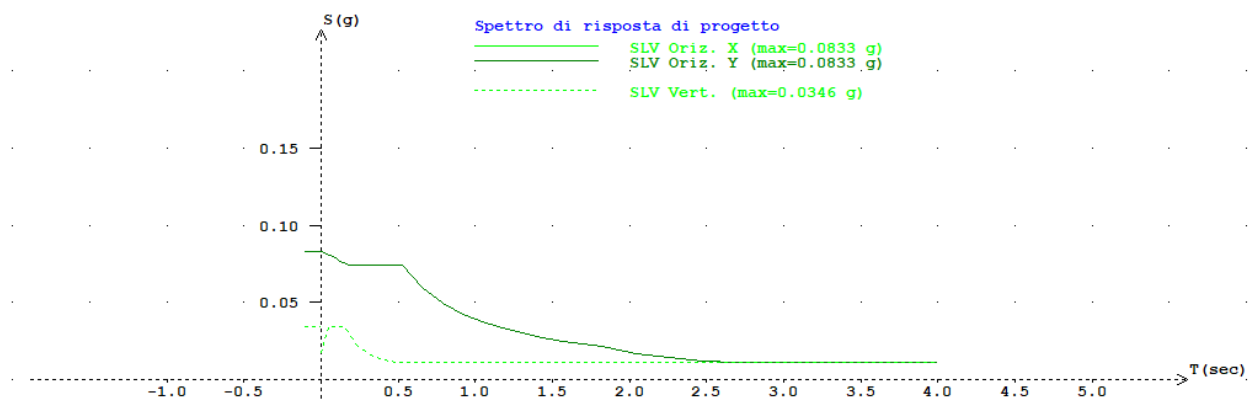


Figura 5-6 – Spettro di progetto SLV

	PROGETTO DEFINITIVO - ELETTRIFICAZIONE LINEA CAGLIARI-ORISTANO					
	<b>SSE SAN GAVINO</b> <b>Relazione di calcolo fabbricato consegna MT</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA2400 001	REV. B

#### 5.4.6 Metodo di analisi sismica

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 ( $\psi_{2j}$ ) dei sovraccarichi accidentali ( $Q_{kj}$ ):

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

I valori dei coefficienti  $\psi_{2j}$  sono riportati nella Tabella 2.5.I delle NTC 2018. 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. È 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 NTC 2018.

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

$$1.00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y$$

$$1.00 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_x$$

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

## 6 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

La realizzazione della sottostazione elettrica San Gavino è prevista in corrispondenza di un'area posta a Nord-Est dell'abitato di San Gavino Monreale, posta in corrispondenza della pk 50+200 della linea CA-OR alla quota topografica di circa 61 m s.l.m..

Come si evince dalla relazione geologica [7], l'intervallo stratigrafico interessato dal progetto corrisponde alla porzione superiore dei depositi alluvionali terrazzati nella zona del Graben del Campidano (Olocene). In accordo alle risultanze della campagna d'indagini e con riferimento alla sezione geologica [7], alla quale si rimanda per ulteriori dettagli, le facies presenti in sito risultano essere:

- Riporto;
- Facies A - Facies limoso-argillosa;
- Facies B – Facies ghiaioso-sabbiosa;
- Facies C – Substrato litoide (Formazione di Samassi).

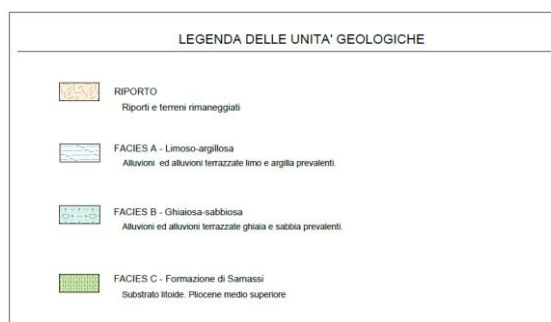
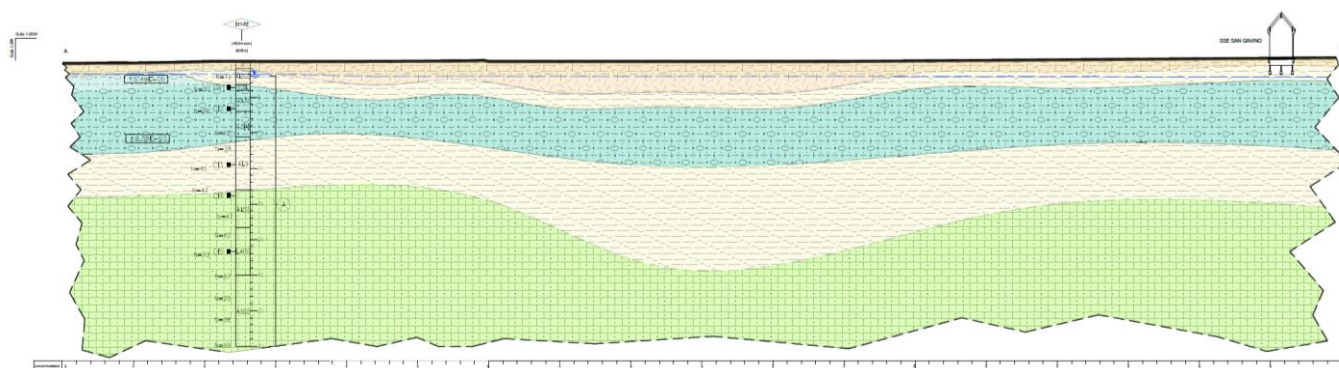


Figura 6-1 – Estratto della sezione geologica [1]

Dal punto di vista sismico la zona d'interesse risulta essere classificata come Zona 4, ovvero caratterizzata da bassissima sismicità.

Zona	Valore di $a_g$
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

Tabella 6-1 Classificazione sismica e valori di  $a_g$

Sulla scorta della caratterizzazione geotecnica del sito discussa nella relazione geotecnica (doc. rif. RR0S00D29CLGE0500001A), ai fini del dimensionamento delle opere di fondazione si fa riferimento al modello geotecnico riportato in tabella seguente.

Strato	Profondità fondo strato	$\gamma_n$	$\varphi'$	$c'$	$C_u$	OCR	$E_{op}$	K
	[m da p.c.]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[-]	[MPa]	[m/s]
1	1	-	-	-	-	-	-	-
2	3,1	20	27	5	50	2	11	6,5E-6
3	7,0	20	34	-	-	-	40	-
4	10,5	20	32	-	-	-	30	8,6E-7
5	14	21	25	5	110	1	25	-
6	18,0	21	26	7	180	1	40	-
7	-	20	26	25	170	1	80	-

Tabella 6-2 – Stratigrafia di progetto

In assenza di dati derivanti da ulteriori indagini nelle aree strettamente limitrofe, la stratigrafia può essere considerata omogenea.

### 6.1 Parametri geotecnici caratteristici dei materiali

Secondo le NTC2018 il “valore caratteristico” di un parametro geotecnico deve rappresentare una stima ragionata e cautelativa del parametro nello stato limite considerato.

Gli stati limite da considerare per le opere in progetto riguardano sostanzialmente stabilità, collasso e deformazioni di strutture a sostegno di scavi profondi o di strutture di fondazione che, per le dimensioni e le rigidzze in gioco, coinvolgono volumi elevati di terreno. La valutazione degli stati limite è effettuata mediante analisi di interazione, in cui si tiene conto della rigidezza delle opere.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici di riferimento sono scelti in modo da costituire, per ciascuno di essi, una stima cautelativa, prossima o inferiore al valore medio ricavato dai risultati delle indagini.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici rilevanti per le analisi qui presentate sono riepilogati in Tabella 6-3. Si noti che in assenza di dati non è stato possibile stimare i parametri geotecnici caratteristici dello Strato 1, il quale dato il suo modesto spessore (1 m) verrà rimosso prima della posa delle fondazioni.

Strato	Profondità fondo strato	$\gamma_n$	$\varphi'$	$c'$	$C_u$	OCR	$E_{op}$	K
	[m da p.c.]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[-]	[MPa]	[m/s]
1	1	-	-	-	-	-	-	-
2	3,1	20	27	5	45-60	2	11-15	6,5E-6
3	7,0	20	34	-	-	-	30	-
4	10,5	20	32	-	-	-	25	8,6E-7
5	14	21	25	5	70-110	1	24-30	-
6	18,0	21	26	7	160-180	1	25-40	-
7	-	20	26	25	140-220	1	80	-

*Tabella 6-3 – Parametri geotecnici caratteristici dei materiali*

## 7 ANALISI DELLA STRUTTURA

### 7.1 Codici di calcolo utilizzati

Per il calcolo delle sollecitazioni gravanti sugli elementi strutturali, per i modi di vibrare della struttura e per verifiche di resistenza si è fatto ricorso al codice di calcolo MIDAS.

### 7.2 Modellazione dell'opera

L'edificio in c.a. in oggetto è stato modellato come una struttura a telaio semplice di un piano.

Gli elementi strutturali, travi e pilastri, sono stati schematizzati mediante elementi monodimensionali tipo beam. Essi presentano caratteristiche geometriche e meccaniche in accordo con le proprietà reali dei materiali e delle sezioni che li rappresentano. Il peso degli elementi strutturali modellati è tenuto automaticamente in conto dal programma di calcolo. Le falde di copertura sono state modellate come carichi superficiali. Le travi di fondazioni sono state modellate come travi su suolo elastico alla Winkler con rigidezza del suolo valutata automaticamente dal software sulla base della stratigrafia geotecnica considerata.

Seguono alcune immagini rappresentative del modello di calcolo:

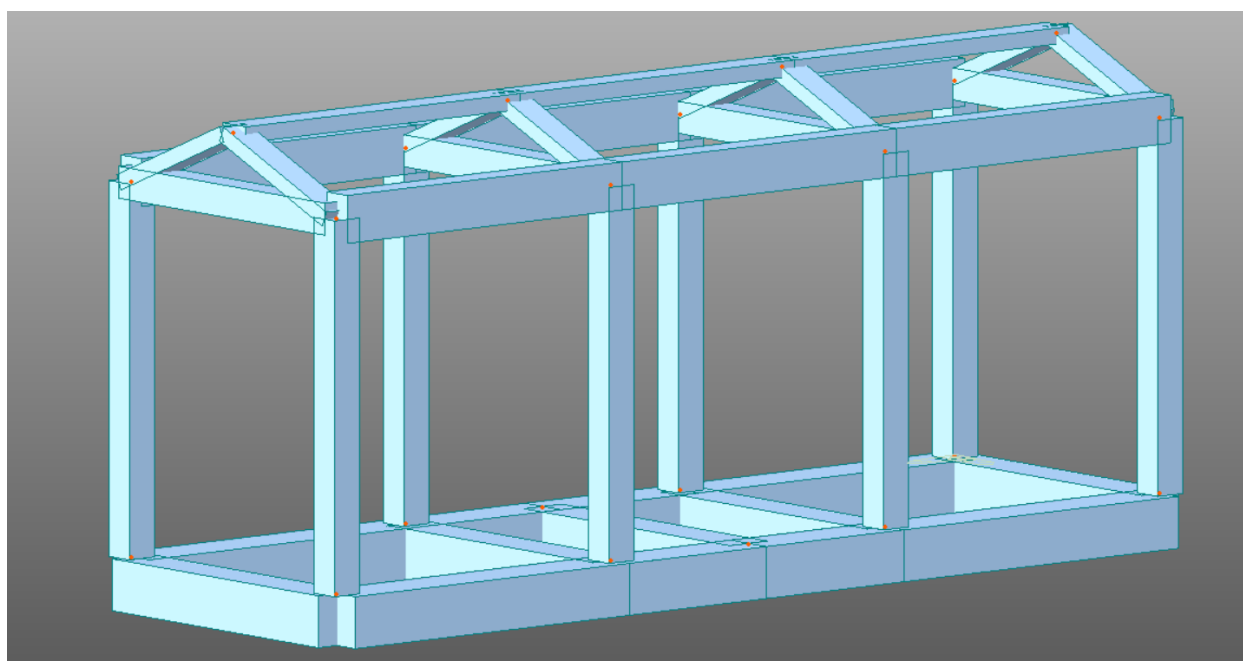


Figura 7-1 – Modello di calcolo – grafica linee nascoste



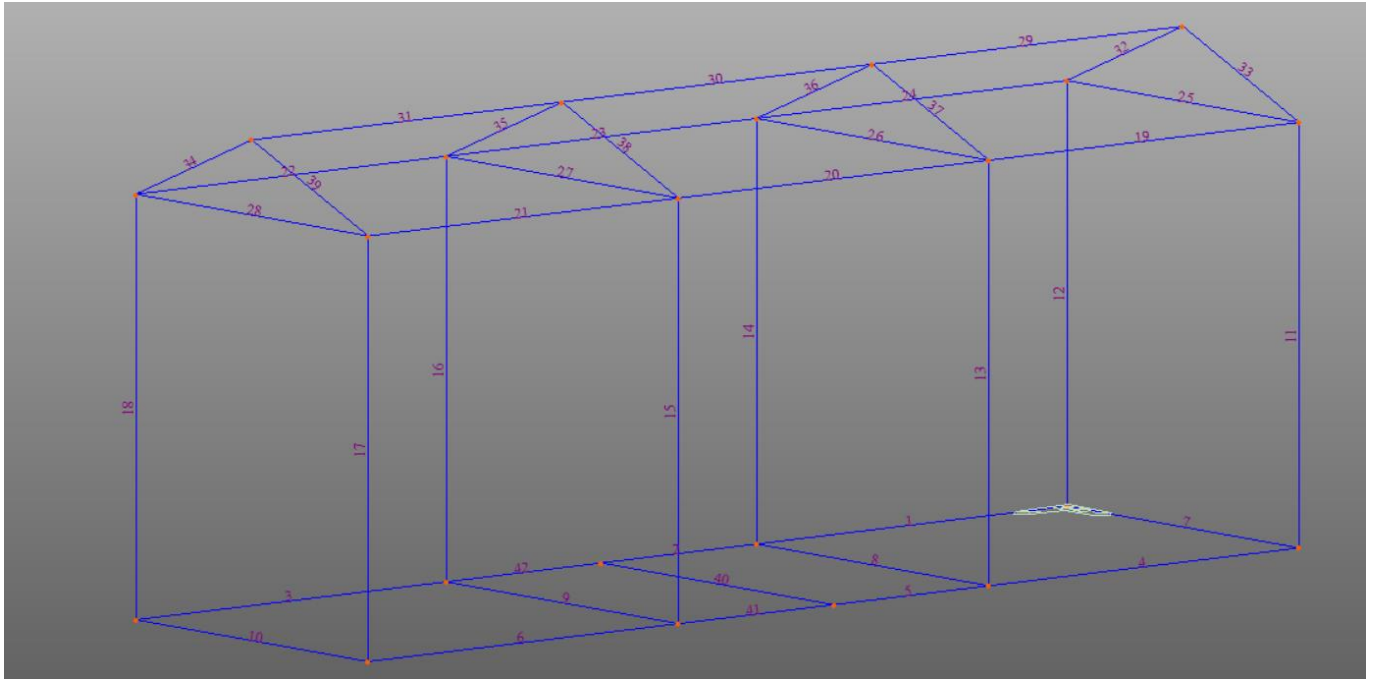


Figura 7-2 – Modello di calcolo – grafica fil di ferro

Per quanto riguarda le sezioni trasversali degli elementi in c.a., sono state modellate le sezioni nelle loro forme e dimensioni effettive: sezioni rettangolari e quadrate. Di seguito sono riportate le proprietà geometriche delle sezioni considerate.

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	Trave fondazione 70x65	4550.00	3791.67	3791.67	2.898e+06	1.858e+06	1.602e+06	5.308e+04	4.929e+04	7.963e+04	7.394e+04
2	Rettangolare: b=40 h=40	1600.00	1333.33	1333.33	3.599e+05	2.133e+05	2.133e+05	1.067e+04	1.067e+04	1.600e+04	1.600e+04
3	Travi Bordo 40x60	2400.00	2000.00	2000.00	7.424e+05	3.200e+05	7.200e+05	1.600e+04	2.400e+04	2.400e+04	3.600e+04
4	Trave Colmo 45x25	1125.00	937.50	937.50	1.523e+05	1.898e+05	5.859e+04	8437.50	4687.50	1.266e+04	7031.25
5	Trave di falda 40x20	800.00	666.67	666.67	7.307e+04	1.067e+05	2.667e+04	5333.33	2666.67	8000.00	4000.00
6	Travi trasv 40x40	1600.00	1333.33	1333.33	3.599e+05	2.133e+05	2.133e+05	1.067e+04	1.067e+04	1.600e+04	1.600e+04
7	Trave fondazione 60x65	3900.00	3250.00	3250.00	2.129e+06	1.170e+06	1.373e+06	3.900e+04	4.225e+04	5.850e+04	6.337e+04

con:

- Area area della sezione
- A V2 area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 2)
- A V3 area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 3)
- Jt fattore torsionale di rigidezza
- J2-2 momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 2

- J3-3 momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 3
- W2-2 modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 2
- W3-3 modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 3
- Wp2-2 modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 2
- Wp3-3 modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 3

### 7.3 Condizioni elementari di carico e assegnazioni

Di seguito si riportano le condizioni elementari di carico:

CDC	Tipo	Sigla Id
1	Ggk	Peso proprio struttura
2	Gsk	Peso proprio copertura
3	Gsk	Permanenti portati: copertura
4	Gsk	Permanenti portati: muri perimetrali
5	Gsk	Permanenti portati: calpestio
6	Qnk	Neve
7	Qk	Sovraccarico H1
8	Qk	Sovraccarico HB1
9	Qvk	Vento X
10	Qvk	Vento Y
11	Qk	Termica
12	Edk	Terremoto:Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)
13	Edk	Terremoto: Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)
14	Edk	Terremoto: Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)
15	Edk	Terremoto: Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)
16	Edk	Terremoto:Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)
17	Edk	Terremoto: Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)
18	Edk	Terremoto: Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)
19	Edk	Terremoto: Ed (dinamico SDU) alfa=90.00 (ecc. -)

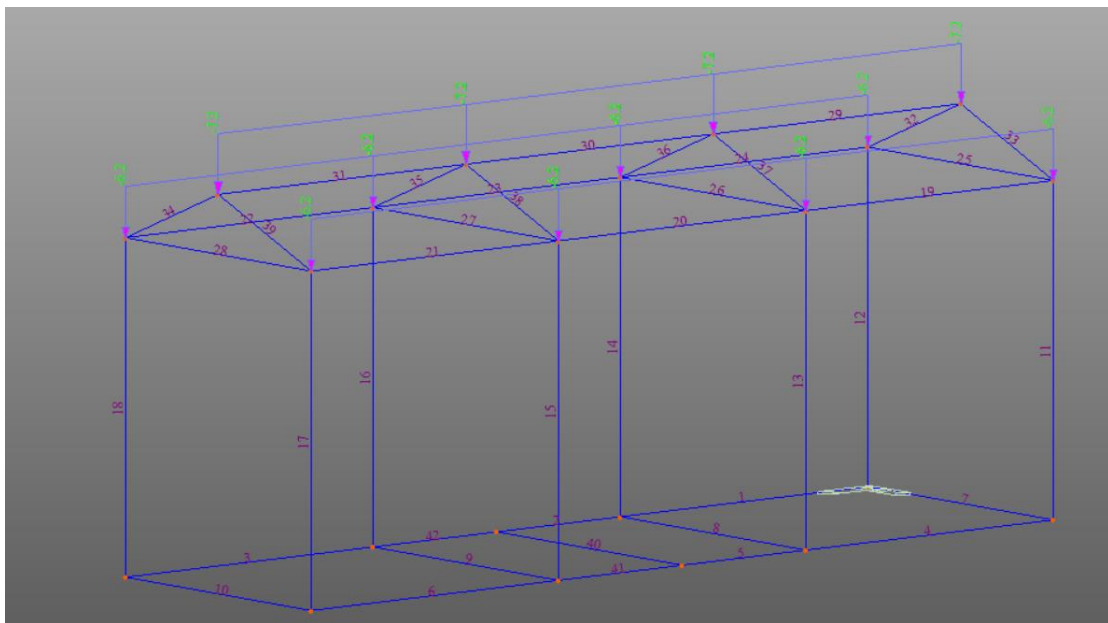
*Tabella 7-1 – Condizioni elementari di carico*

Di seguito si riportano le assegnazioni su modello. I carichi sono riportati in kN (forze) e m (lunghezze).

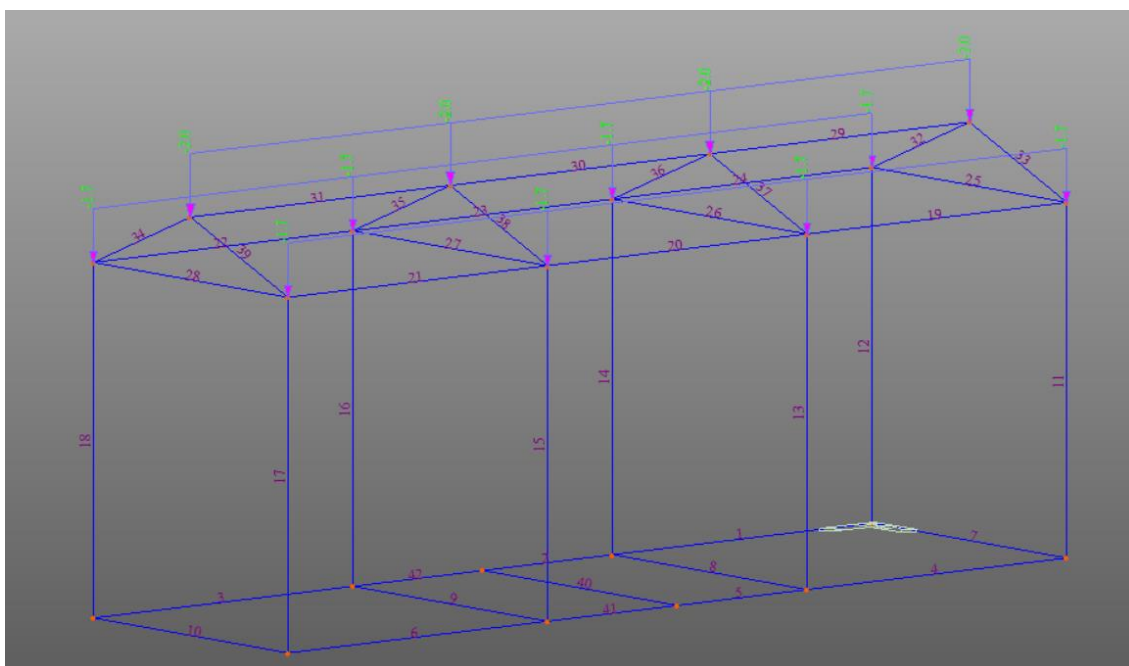
- Pesi propri portati (solaio di copertura)
- Pesi permanenti portati (copertura)
- Muri perimetrali
- Sovraccarico calpestio
- Copertura categoria H1
- Sovraccarico B1

- Neve
- Vento direzione trasversale (x)
- Vento direzione longitudinale (y)
- 

Si noti che il peso proprio degli elementi strutturali è stato calcolato automaticamente dal software di calcolo.



*Figura 7-3 Pesi propri portati copertura*



*Figura 7-4 Pesi permanenti portati: copertura*

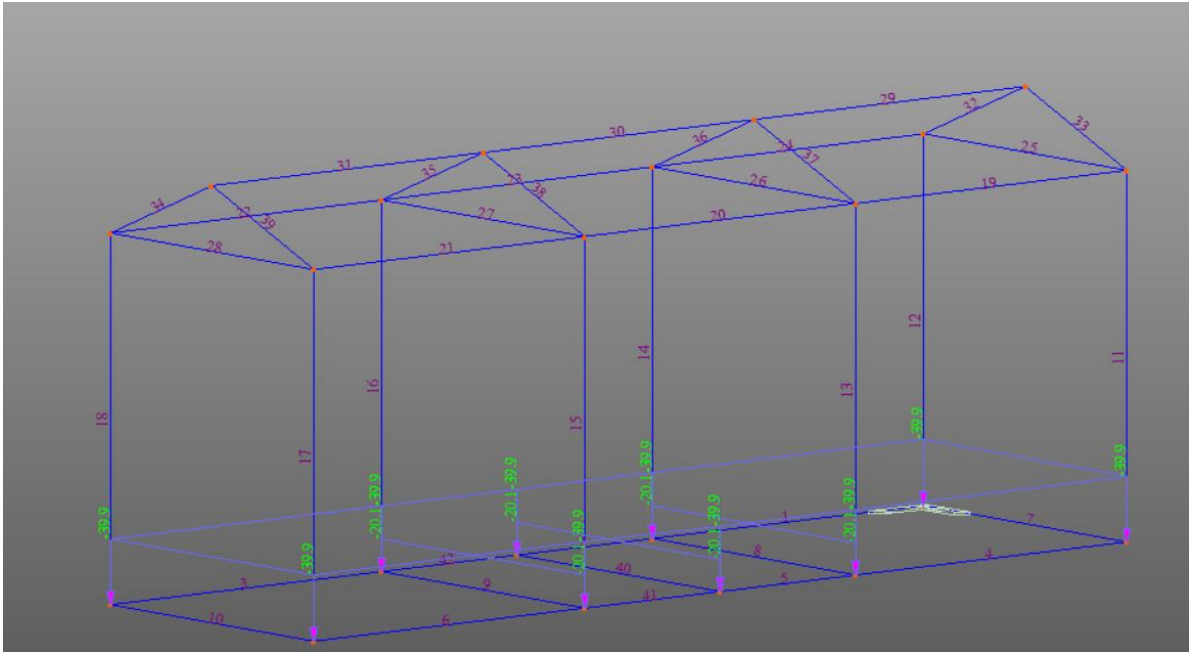


Figura 7-5 Muri perimetrali

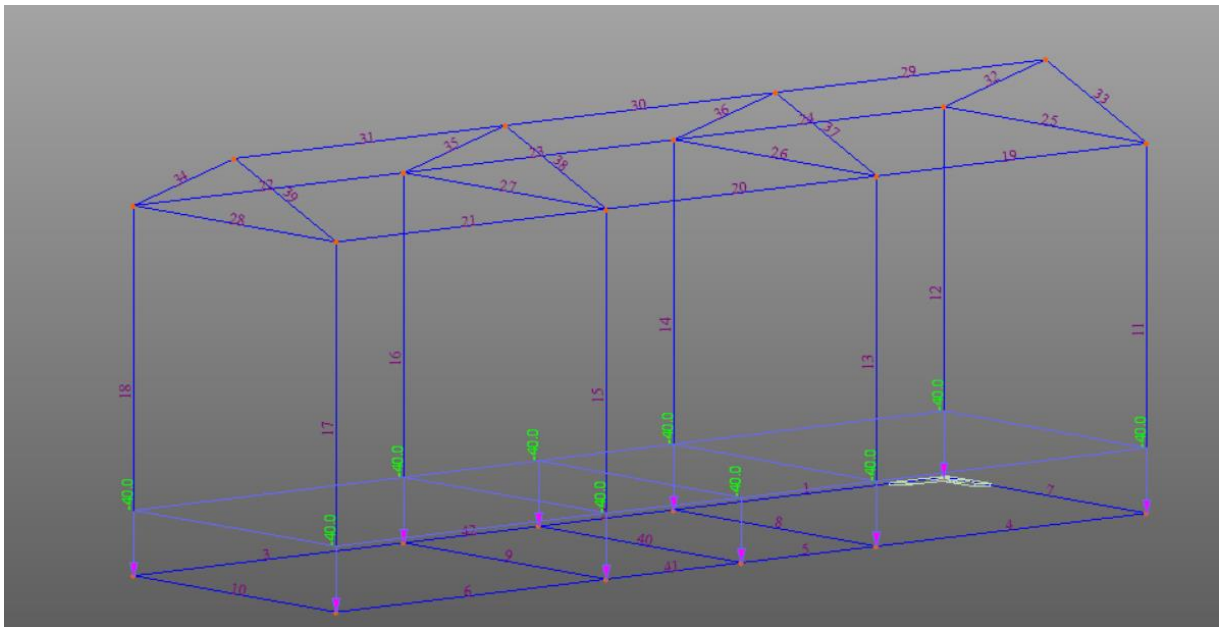


Figura 7-6 Sovraccarico calpestio

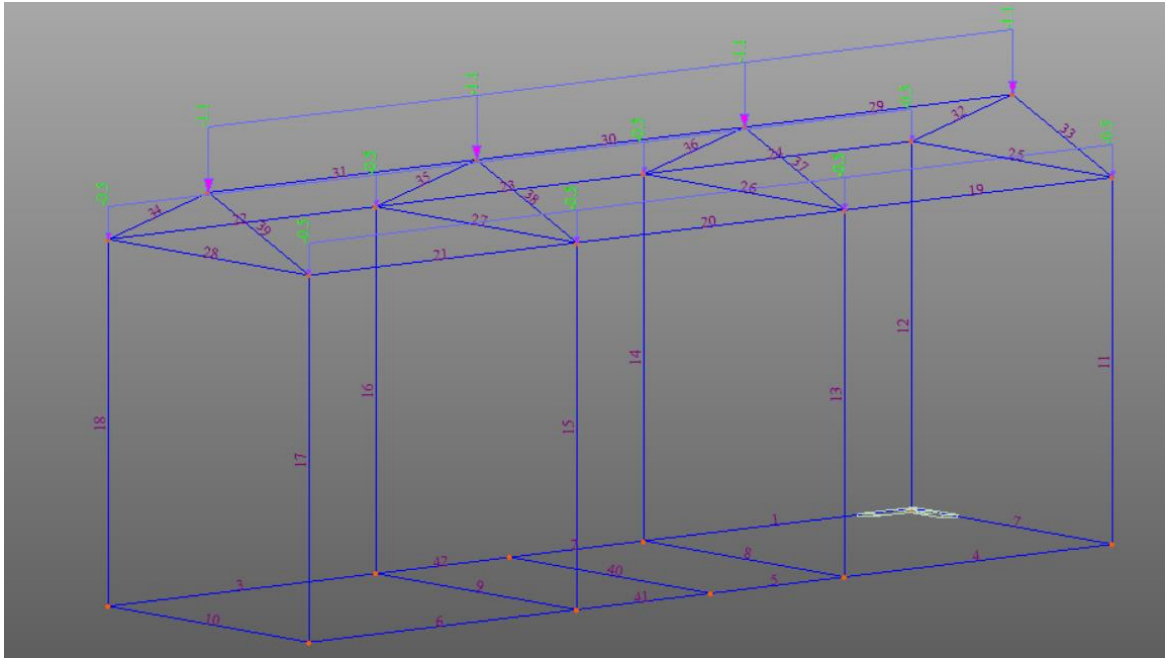


Figura 7-7 Sovraccarico H1

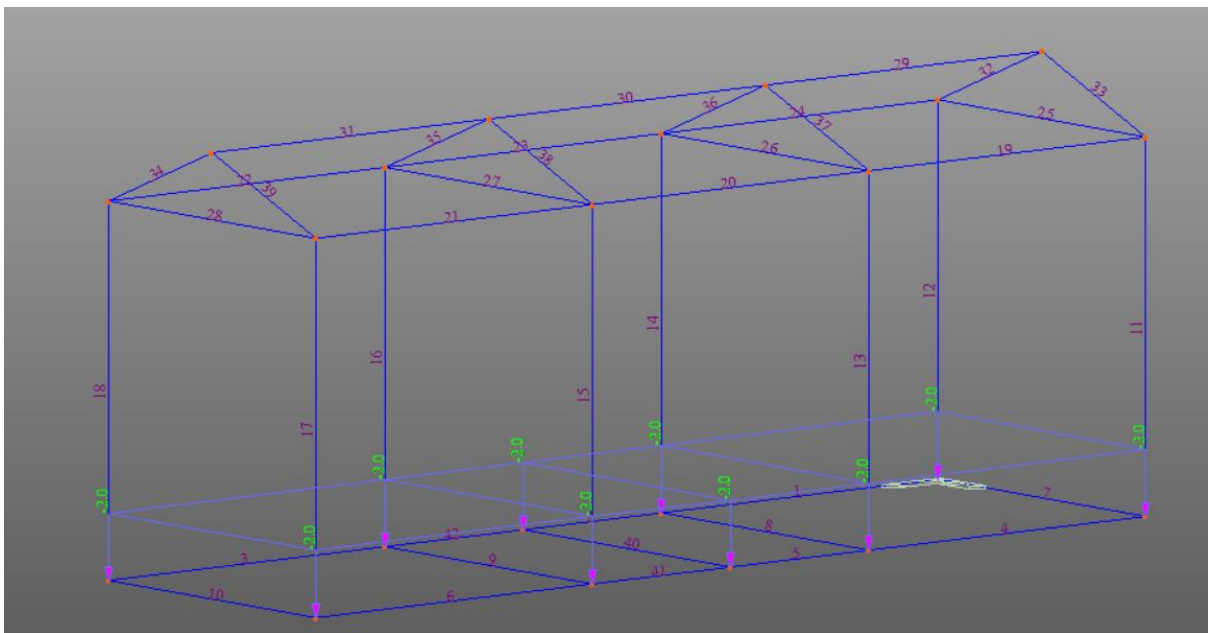


Figura 7-8 Sovraccarico B1

**SSE SAN GAVINO**

Relazione di calcolo fabbricato consegna MT

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	46 di 151

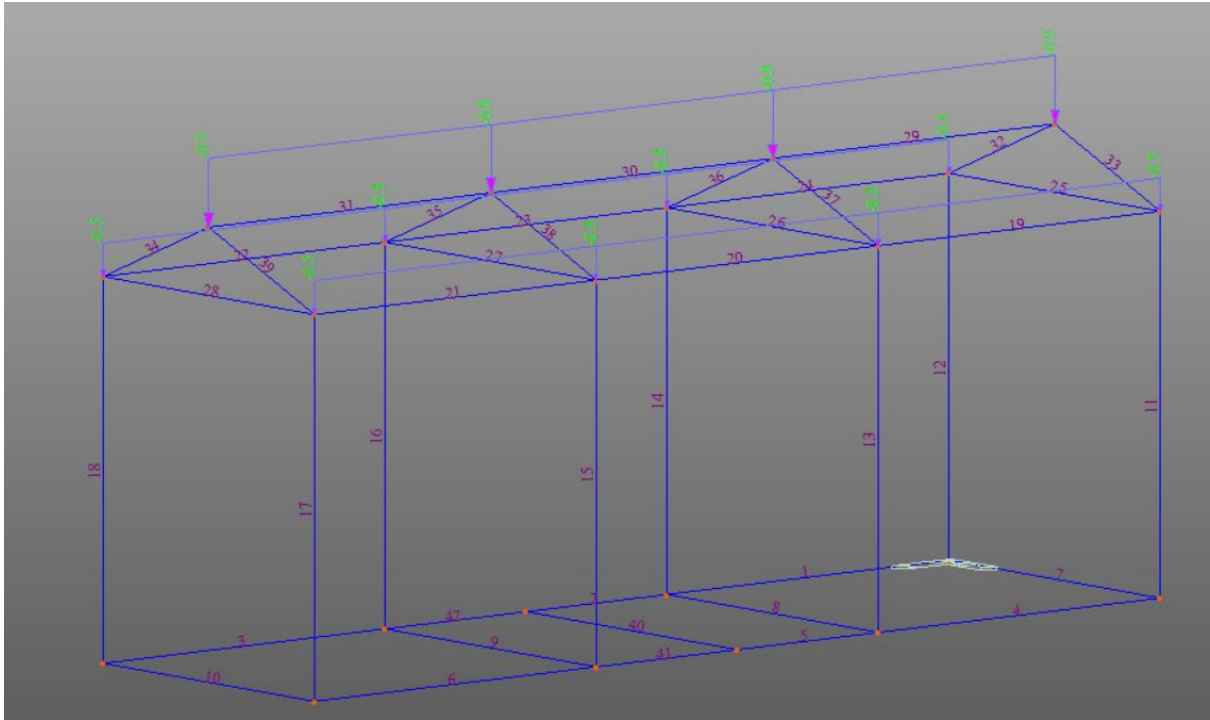


Figura 7-9 Neve

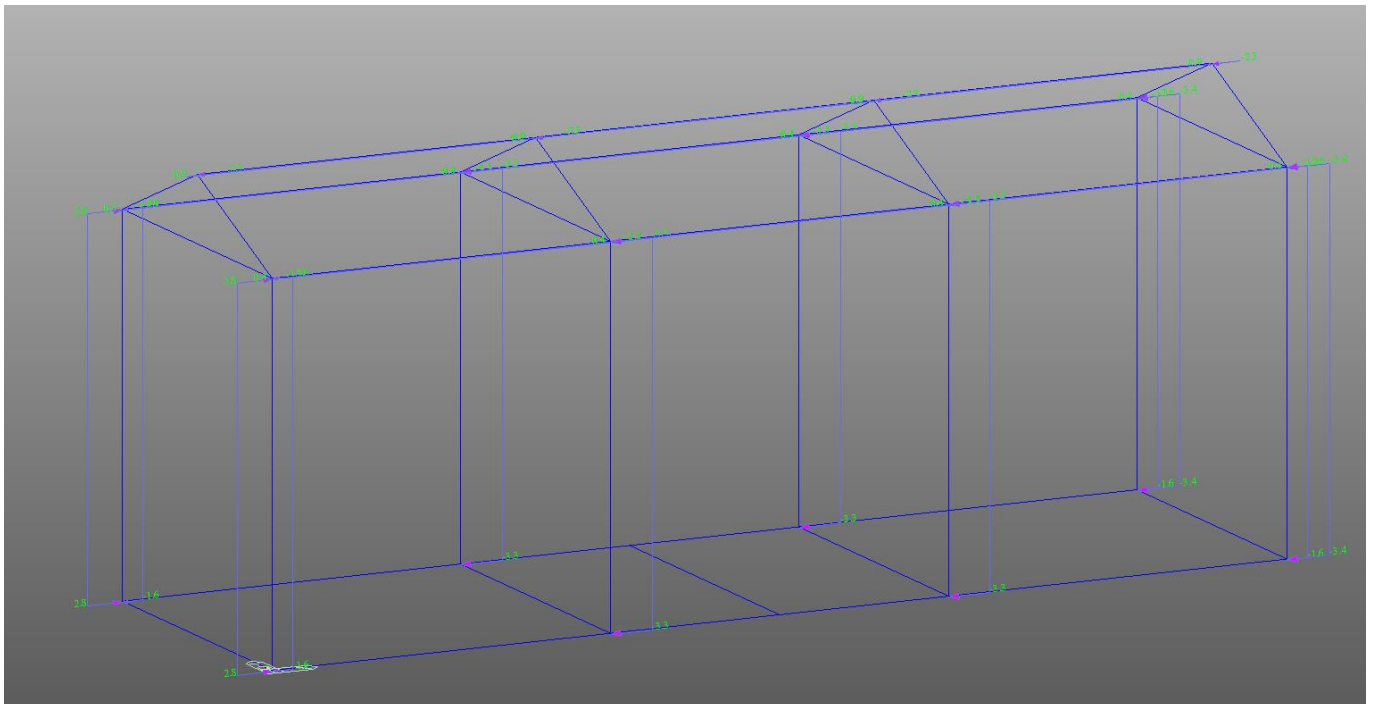
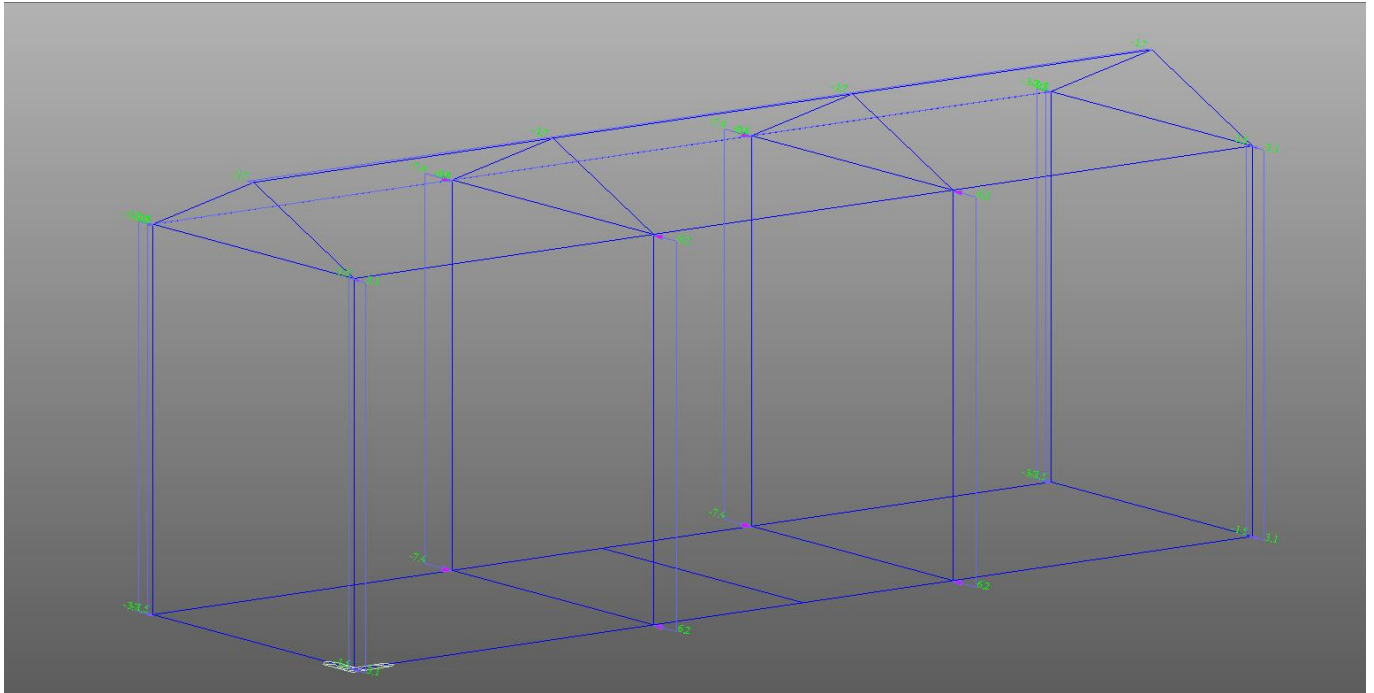


Figura 7-10 Vento X

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	47 di 151



*Figura 7-11 Vento Y*

#### 7.4 Combinazioni di carico

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: Numero, Tipo, Sigla identificativa. Una seconda tabella riporta il peso nella combinazione assunto per ogni caso di carico.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

**Combinazione fondamentale SLU**

$$\gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \gamma Q2 \cdot \psi02 \cdot Qk2 + \gamma Q3 \cdot \psi03 \cdot Qk3 + \dots$$

**Combinazione caratteristica (rara) SLE**

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi02 \cdot Qk2 + \psi03 \cdot Qk3 + \dots$$

**Combinazione frequente SLE**

$$G1 + G2 + P + \psi11 \cdot Qk1 + \psi22 \cdot Qk2 + \psi23 \cdot Qk3 + \dots$$

**Combinazione quasi permanente SLE**

$$G1 + G2 + P + \psi21 \cdot Qk1 + \psi22 \cdot Qk2 + \psi23 \cdot Qk3 + \dots$$

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

$$E + G1 + G2 + P + \psi21 \cdot Qk1 + \psi22 \cdot Qk2 + \dots$$

**Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali**

$$G1 + G2 + P + \psi21 \cdot Qk1 + \psi22 \cdot Qk2 + \dots$$

Dove:

<b>Destinazione d'uso/azione</b>	$\psi0$	$\psi1$	$\psi2$
<i>Categoria A residenziali</i>	0,70	0,50	0,30
<i>Categoria B uffici</i>	0,70	0,50	0,30
<i>Categoria C ambienti suscettibili di affollamento</i>	0,70	0,70	0,60
<i>Categoria D ambienti ad uso commerciale</i>	0,70	0,70	0,60
<i>Categoria E biblioteche, archivi, magazzini, ...</i>	1,00	0,90	0,80
<i>Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli &lt;= 30kN)</i>	0,70	0,70	0,60
<i>Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli &gt; 30kN)</i>	0,70	0,50	0,30
<i>Categoria H Coperture</i>	0,00	0,00	0,00
<i>Vento</i>	0,60	0,20	0,00
<i>Neve a quota &lt;= 1000 m</i>	0,50	0,20	0,00
<i>Neve a quota &gt; 1000 m</i>	0,70	0,50	0,20
<i>Variazioni Termiche</i>	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),



**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	49 di 151

- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

		Coefficiente $\gamma_f$	<b>EQU</b>	<b>A1</b>	<b>A2</b>
<i>Carichi permanenti</i>	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	<i>Sfavorevoli</i>		1,1	1,3	1,0
<i>Carichi permanenti non strutturali</i> <i>(Non compiutamente definiti)</i>	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	<i>Sfavorevoli</i>		1,5	1,5	1,3
<i>Carichi variabili</i>	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	<i>Sfavorevoli</i>		1,5	1,5	1,3



**SSE SAN GAVINO**
**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	51 di 151

25	SLU25	1.30	1.30	1.50	1.50	1.30	0.75	0.00	1.05	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	SLU26	1.00	1.00	0.00	0.00	1.30	0.75	0.00	1.05	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27	SLU27	1.30	1.30	1.50	1.50	1.30	0.75	0.00	1.05	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	SLU28	1.00	1.00	0.00	0.00	1.30	0.75	0.00	1.05	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29	SLV1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	1.50	-1.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	SLV2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31	SLV3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
32	SLV4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00
33	SLV5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00
34	SLV6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00
35	SLV7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00
36	SLV8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
37	SLV9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
38	SLV10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
39	SLV11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
40	SLV12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00
41	SLV13	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00
42	SLV14	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00
43	SLV15	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00
44	SLV16	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	-0.30	0.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
45	SLV17	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	-0.30	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
46	SLV18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
47	SLV19	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
48	SLV20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.30	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
49	SLV21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.30	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	52 di 151

50	SLV22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
51	SLV23	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
52	SLV24	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
53	SLV25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
54	SLV26	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
55	SLV27	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
56	SLV28	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.30	0.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
57	SLV29	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.30	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
58	SLV30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
59	SLV31	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
60	SLD1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.30	0.00
61	SLD2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	-0.30	0.00
62	SLD3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	0.00
63	SLD4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00	-0.30
64	SLD5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00	0.30
65	SLD6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	-0.30
66	SLD7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.30
67	SLD8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	-0.30	0.00
68	SLD9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	0.30	0.00
69	SLD10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-0.30	0.00
70	SLD11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.00
71	SLD12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	0.00	-0.30
72	SLD13	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.30
73	SLD14	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	-0.30
74	SLD15	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30

**SSE SAN GAVINO**
**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	53 di 151

75	SLD16	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.30	0.00	-1.00	0.00
76	SLD17	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.30	0.00	1.00	0.00
77	SLD18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	-1.00	0.00
78	SLD19	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00	0.00
79	SLD20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.30	-1.00	0.00
80	SLD21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.30	1.00	0.00
81	SLD22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	-1.00	0.00
82	SLD23	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.00
83	SLD24	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	-1.00
84	SLD25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.30	0.00	0.00	1.00
85	SLD26	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	-1.00
86	SLD27	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	1.00
87	SLD28	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.30	0.00	-1.00
88	SLD29	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.30	0.00	1.00
89	SLD30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	-1.00
90	SLD31	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	1.00
91	SLE Rara1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.70	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
92	SLE Rara2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
93	SLE Rara3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.00	0.70	1.00	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
94	SLE Rara4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.00	0.70	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
95	SLE Rara5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.00	0.70	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
96	SLE Rara6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.70	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
97	SLE Rara7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
98	SLE Rara8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.00	0.70	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
99	SLE Rara9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.00	0.70	0.00	1.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



## 8 RISULTATI DELLE ANALISI

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi effettuata mediante l'ausilio del programma di calcolo in termini di involucro delle sollecitazioni.

Gli involucri delle sollecitazioni sono presentati in forma di diagrammi, le unità di misura sono:

- Forze [ kN ]
- Momenti [ kNm ].

### 8.1 Sollecitazioni travi di copertura

Di seguito si riportano gli involucri delle sollecitazioni delle travi di copertura.

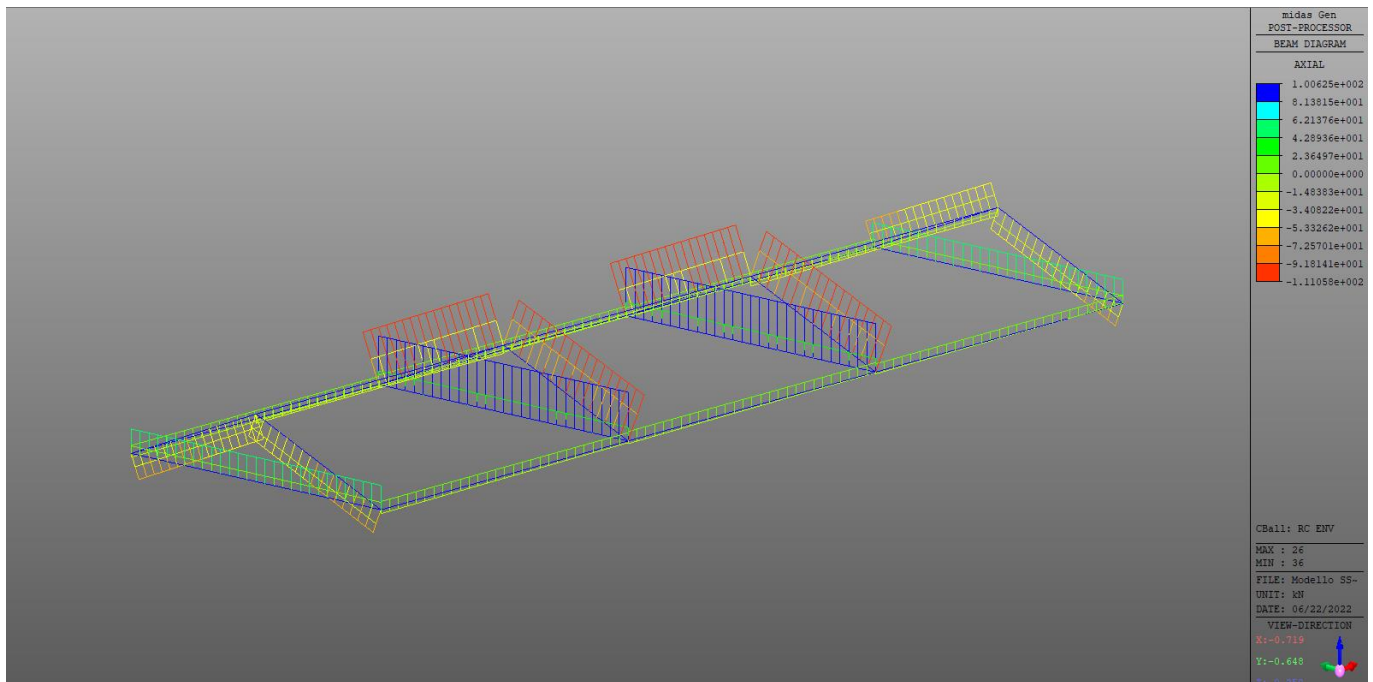


Figura 8-1 – Copertura - Involucro N

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	56 di 151

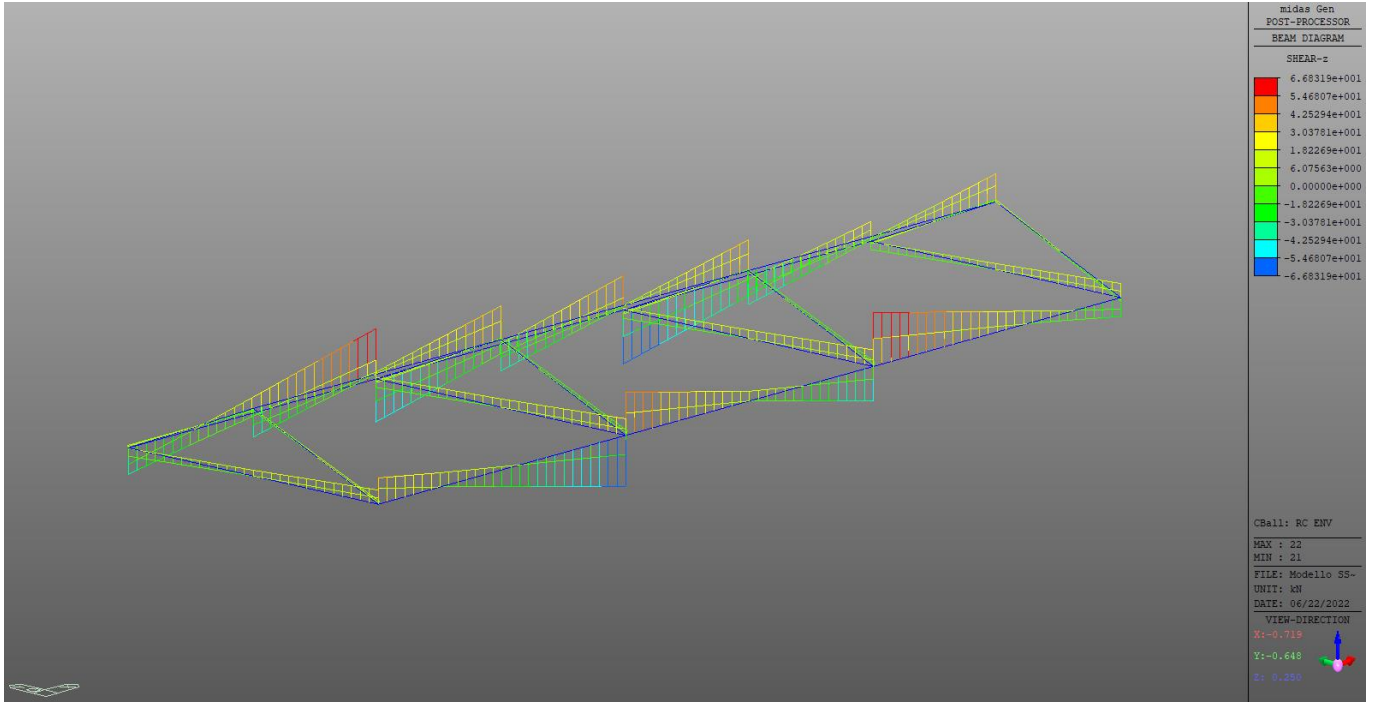


Figura 8-2 – Copertura - Involuppo Vz

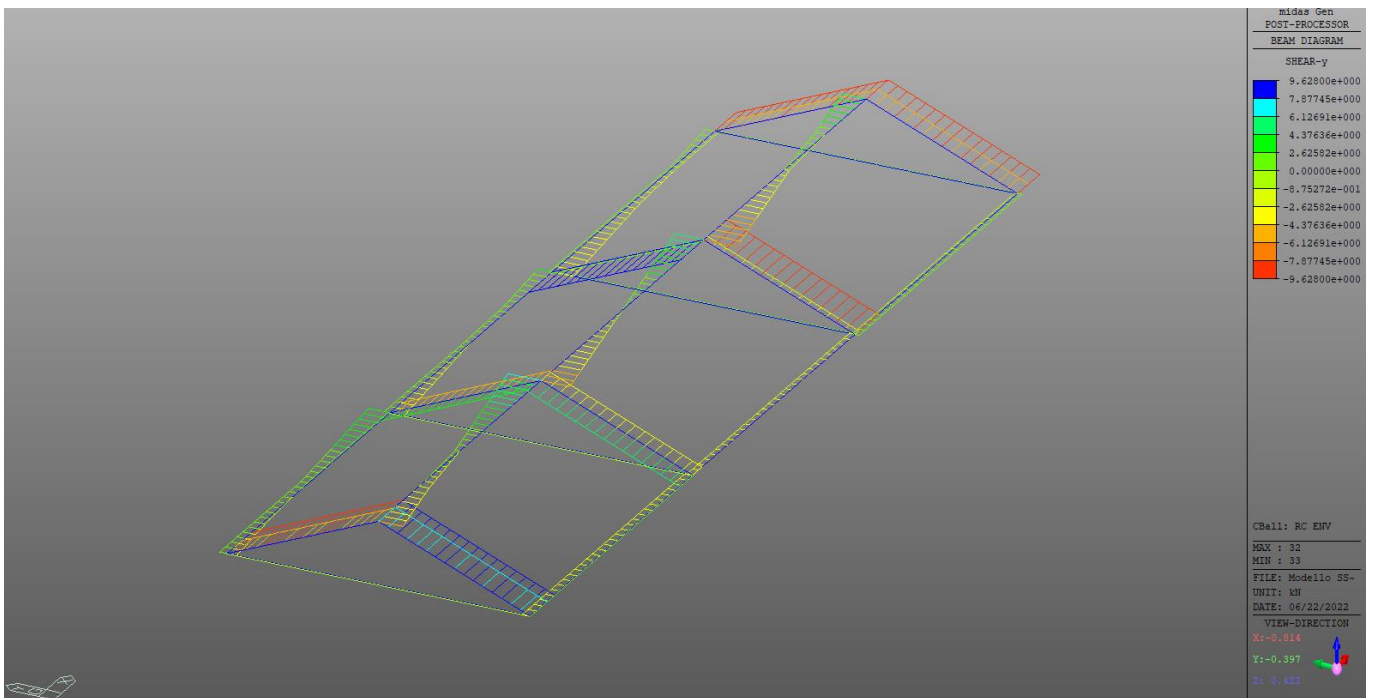


Figura 8-3 – Copertura - Involuppo Vy



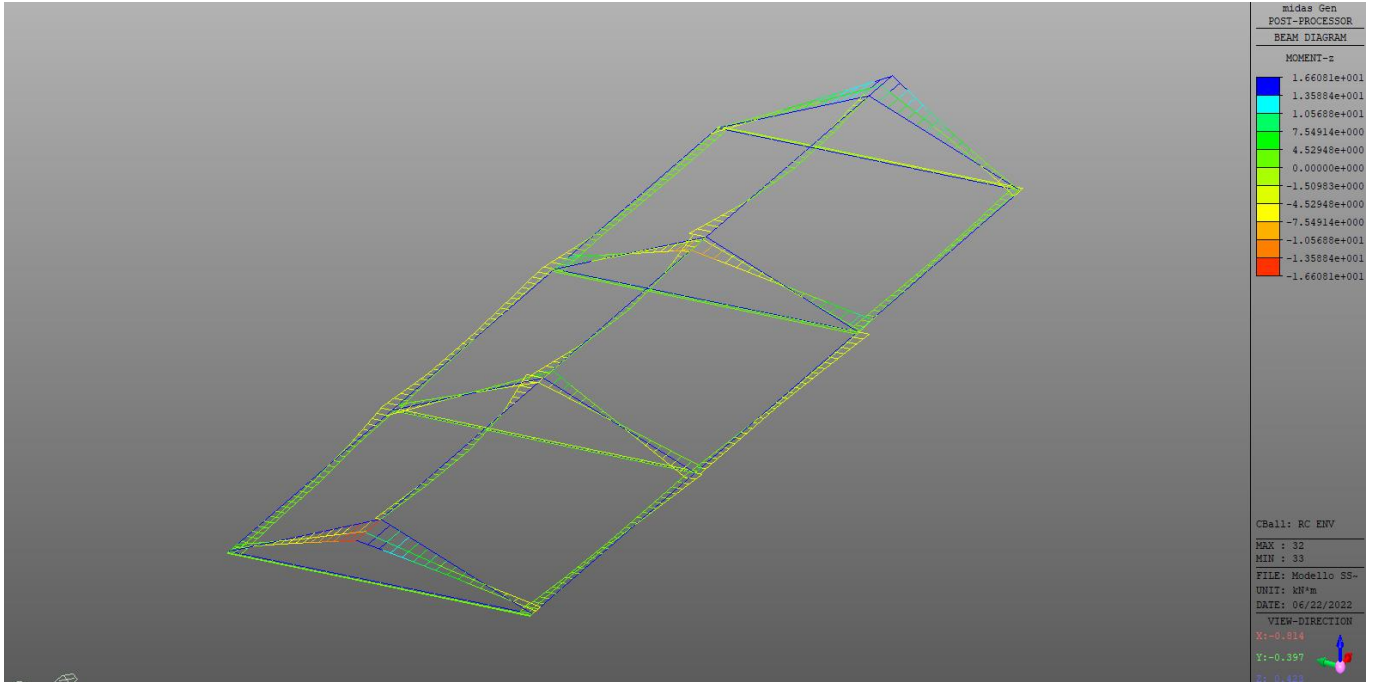


Figura 8-4 – Copertura - Inviluppo Mz

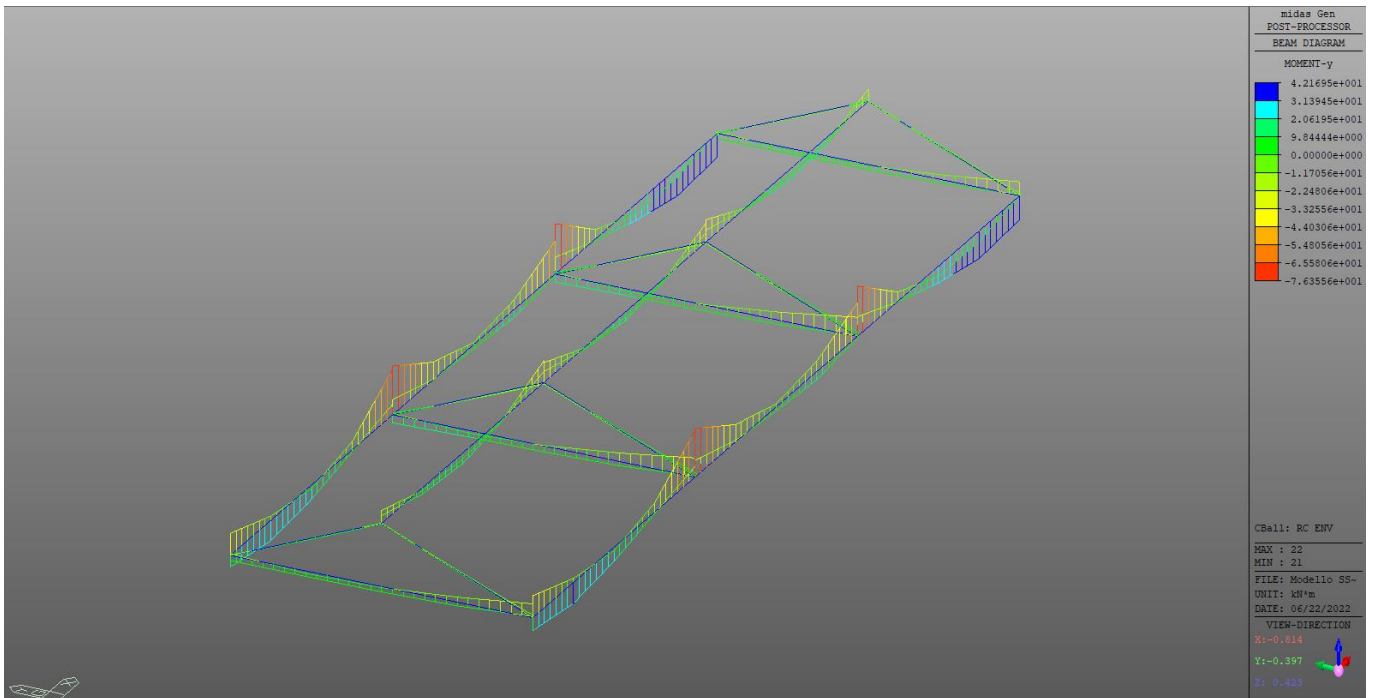


Figura 8-5 – Copertura - Inviluppo My

## 8.2 Sollecitazioni Pilastr

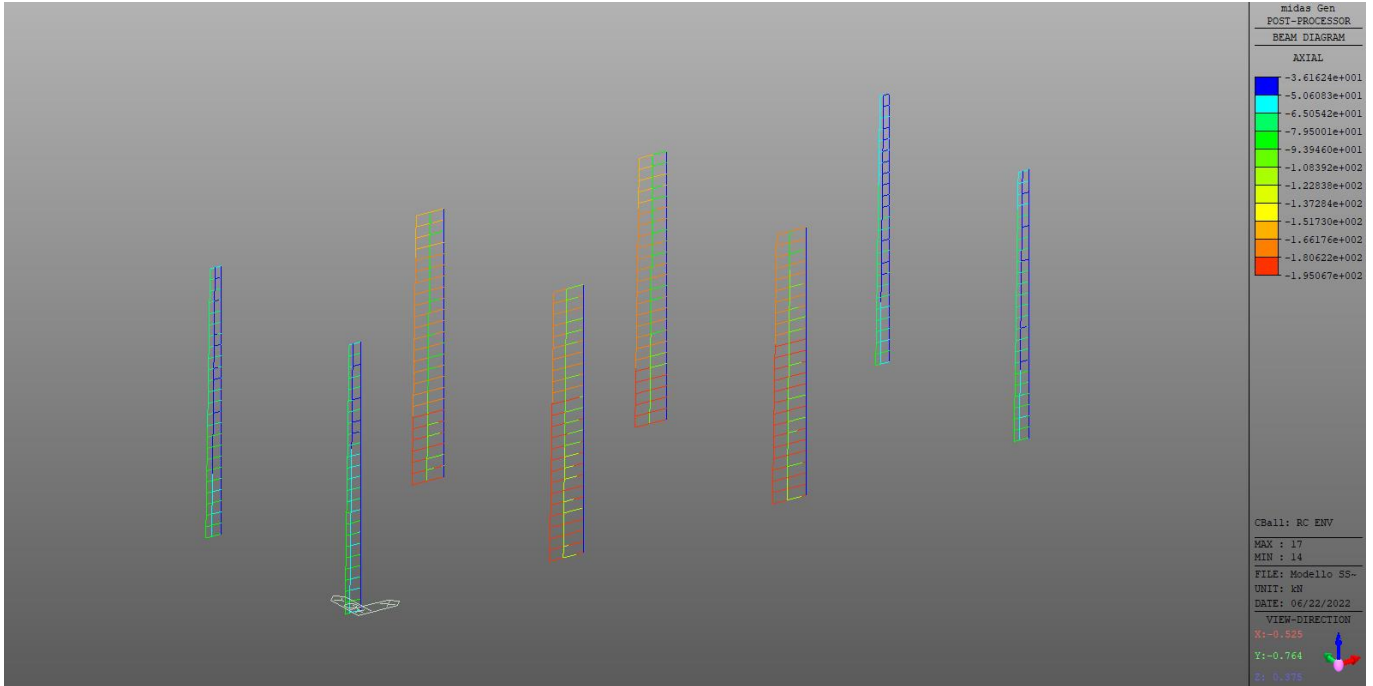


Figura 8-6 – Pilastr - Inviluppo N

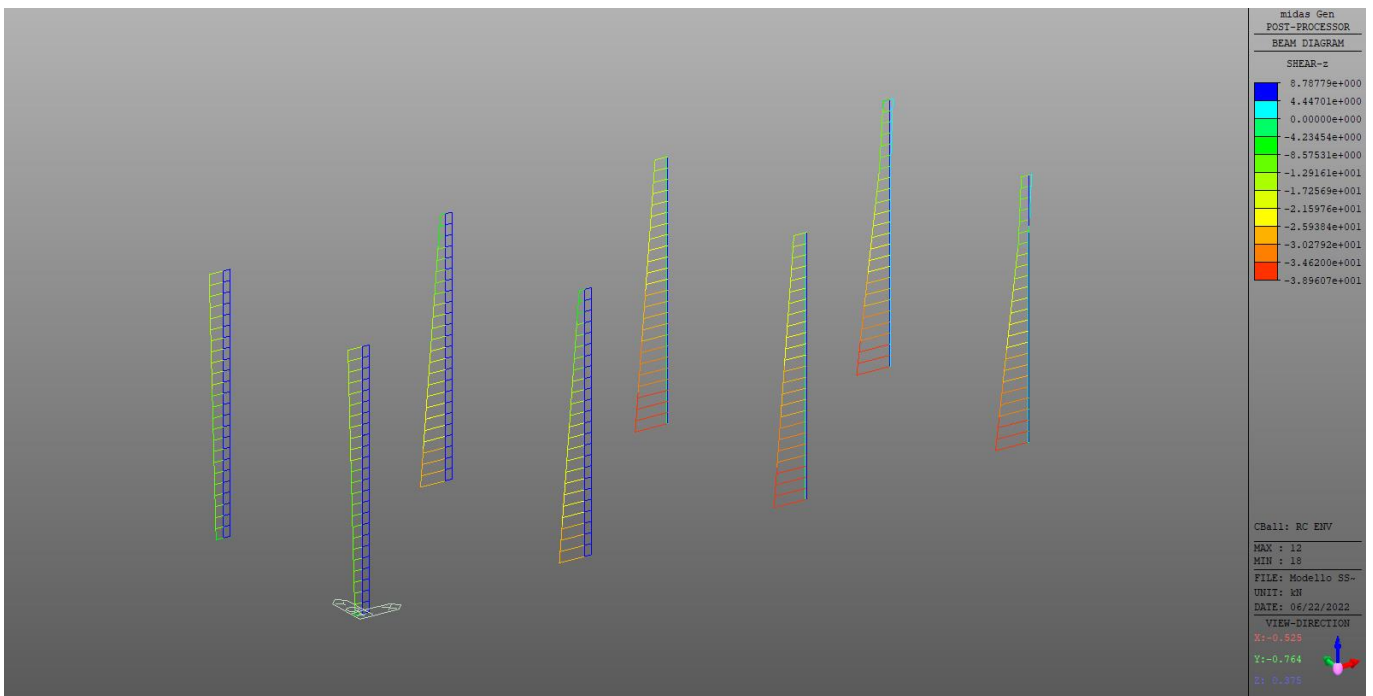


Figura 8-7 – Pilastr - Inviluppo Vz

**SSE SAN GAVINO**

Relazione di calcolo fabbricato consegna MT

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	59 di 151

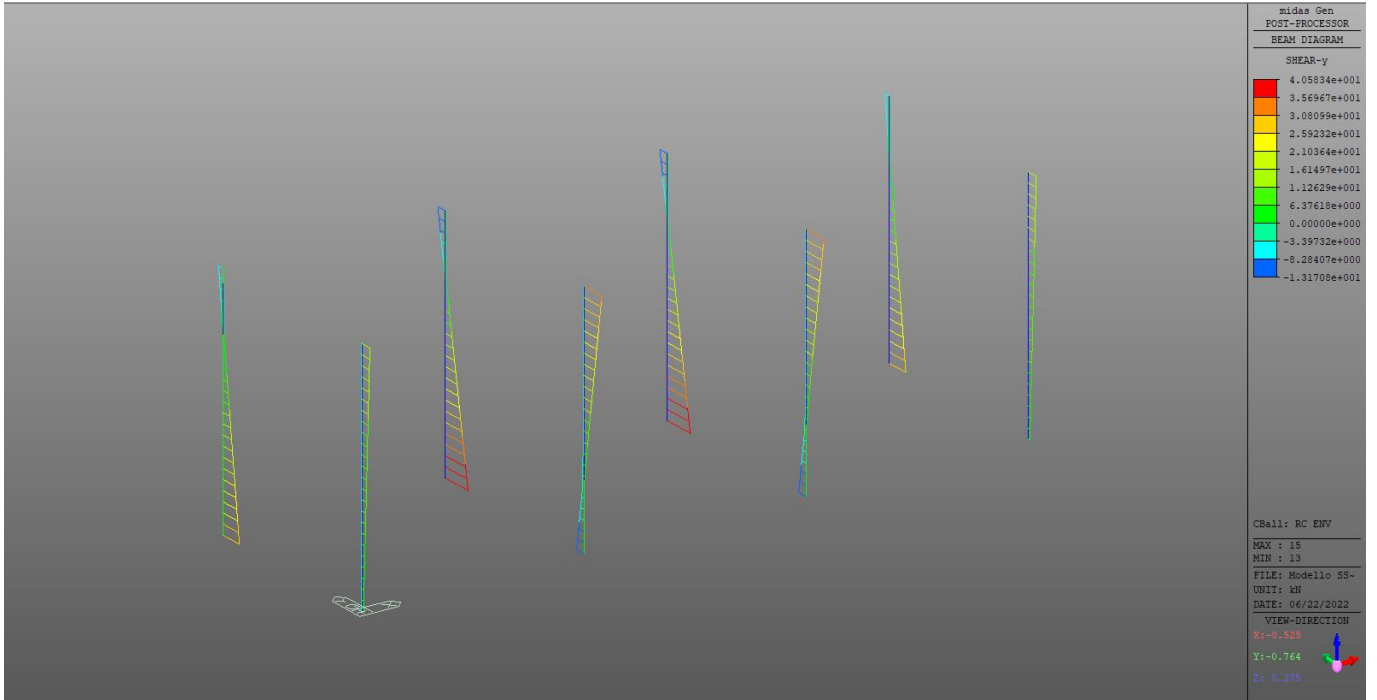


Figura 8-8 – Pilastrri - Involuppo Vy

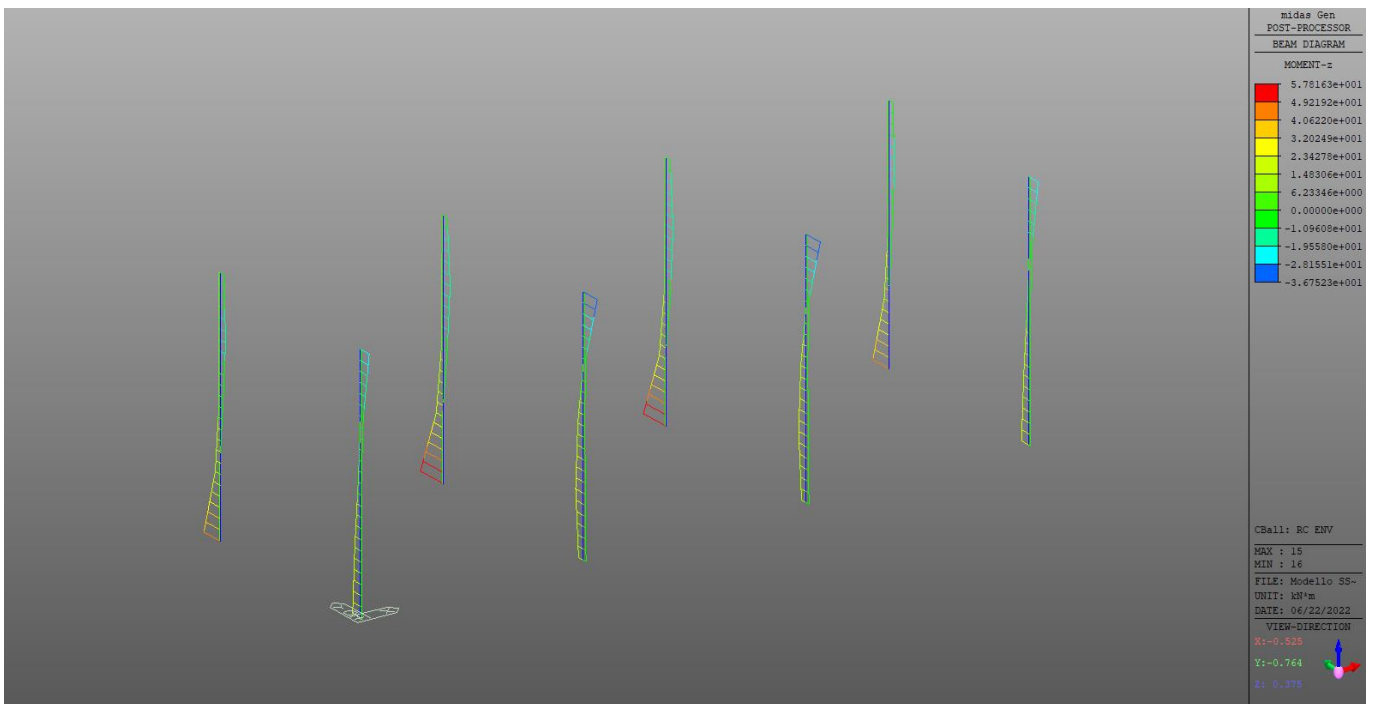


Figura 8-9 – Pilastrri - Involuppo Mz

**SSE SAN GAVINO**

Relazione di calcolo fabbricato consegna MT

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	60 di 151

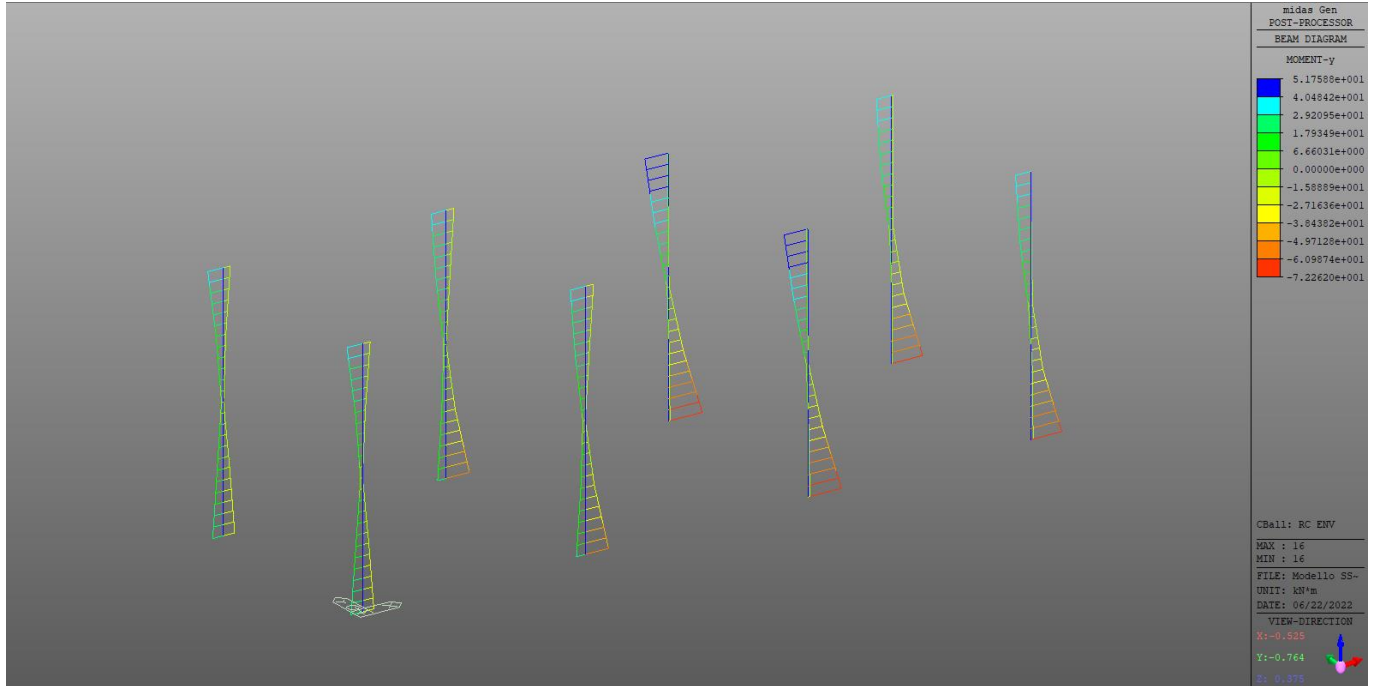


Figura 8-10 – Pilastrri - Inviluppo My

### 8.3 Sollecitazioni in Fondazione

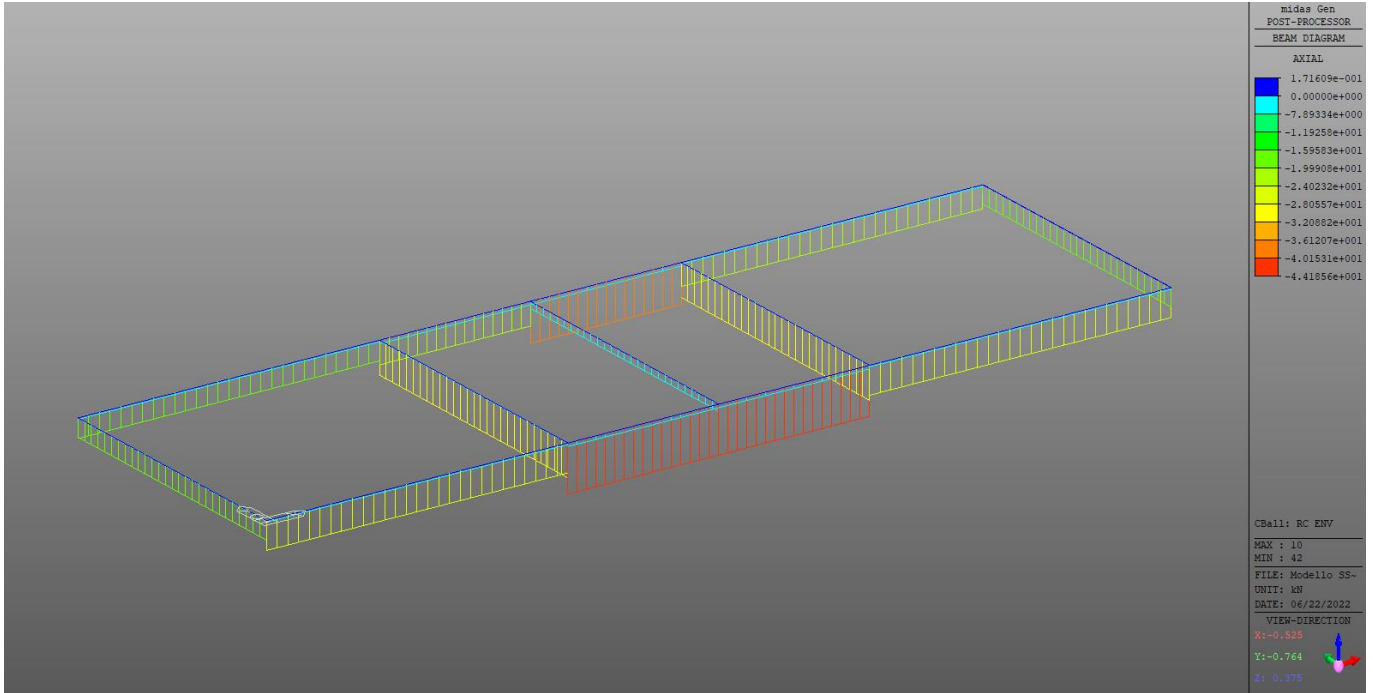


Figura 8-11 – Fondazioni - Involuppo N

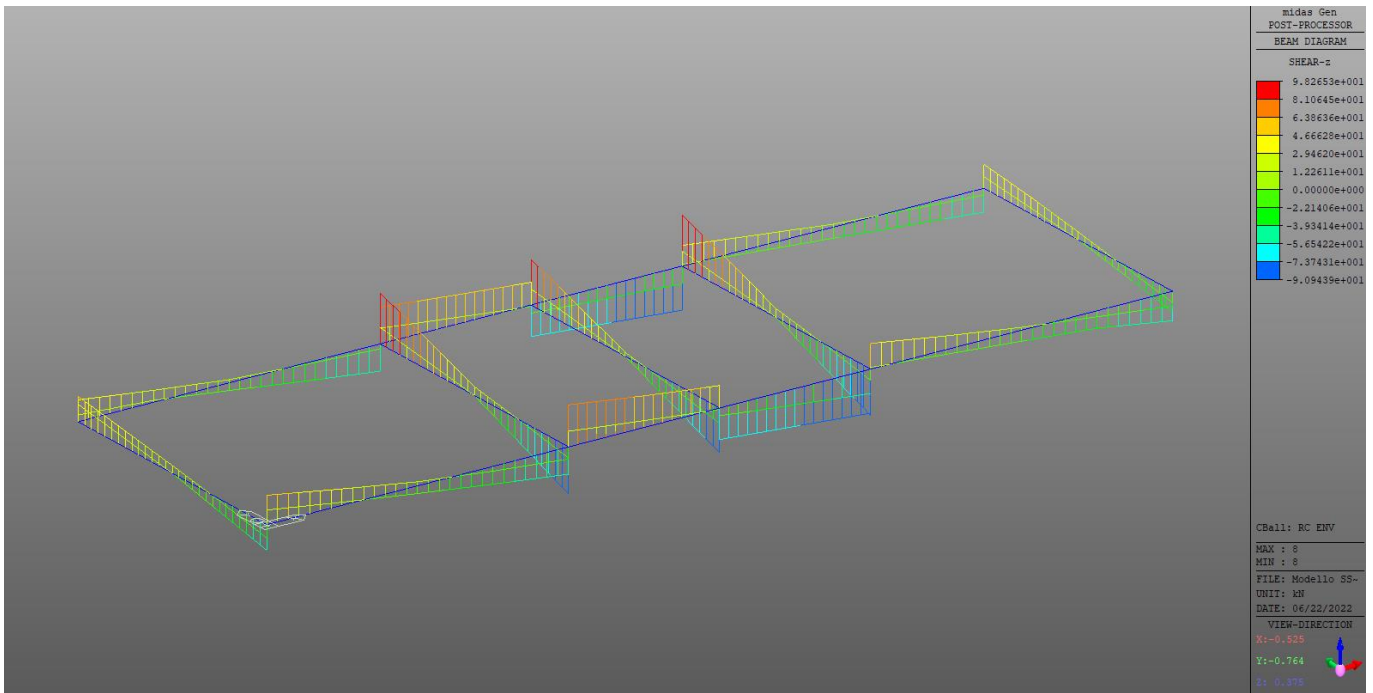


Figura 8-12 – Fondazioni - Involuppo Vz

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	62 di 151

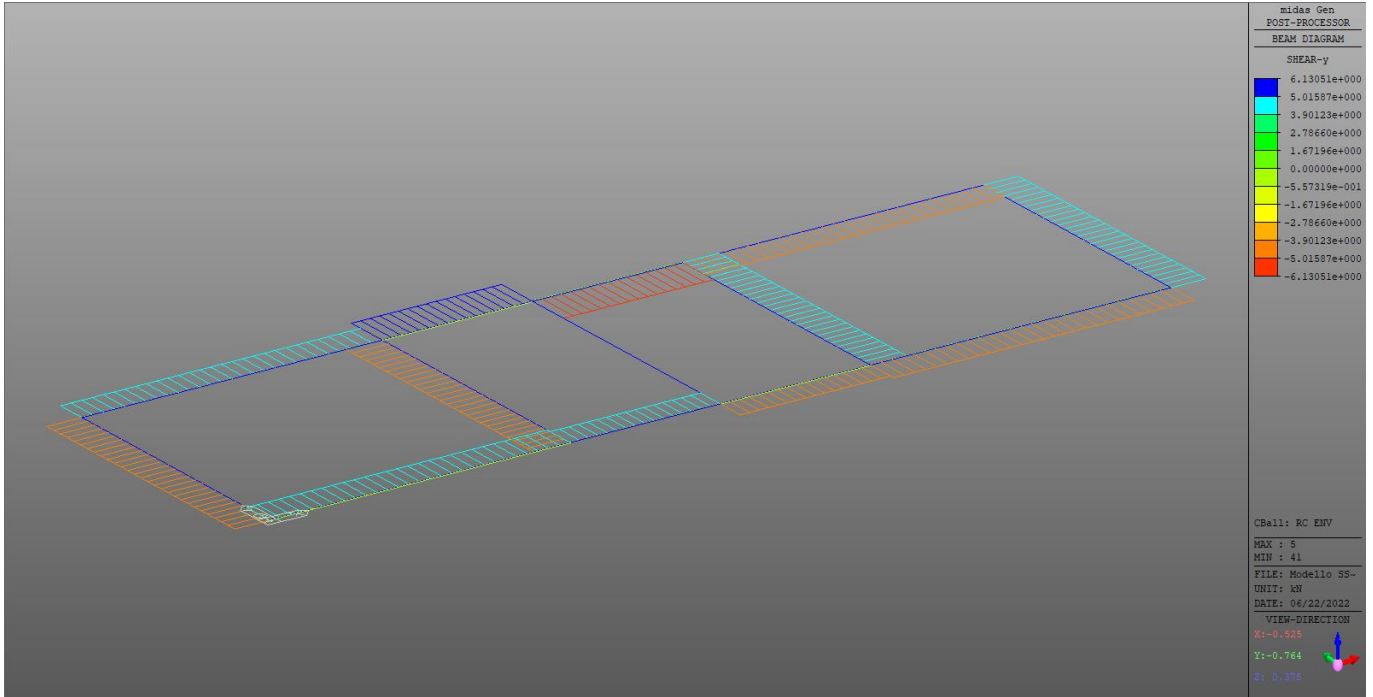


Figura 8-13 – Fondazioni - Involuppo Vy

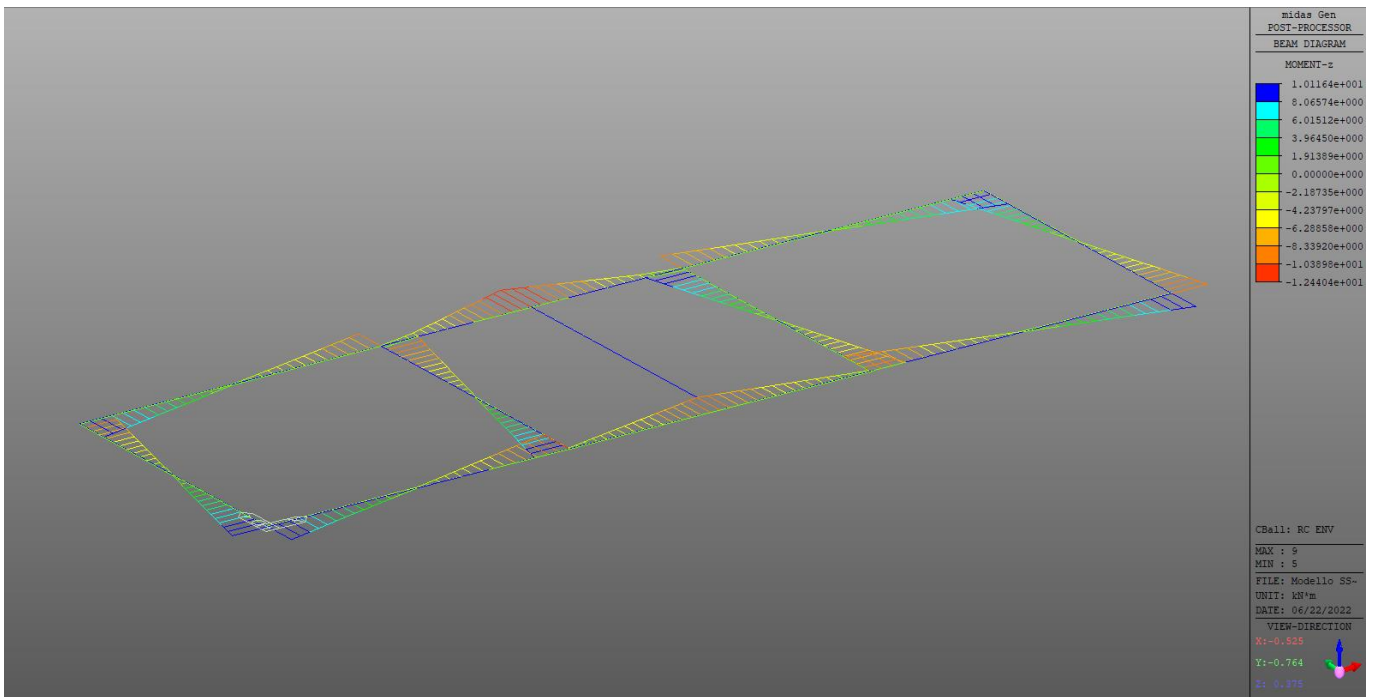


Figura 8-14 – Fondazioni - Involuppo Mz

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	63 di 151

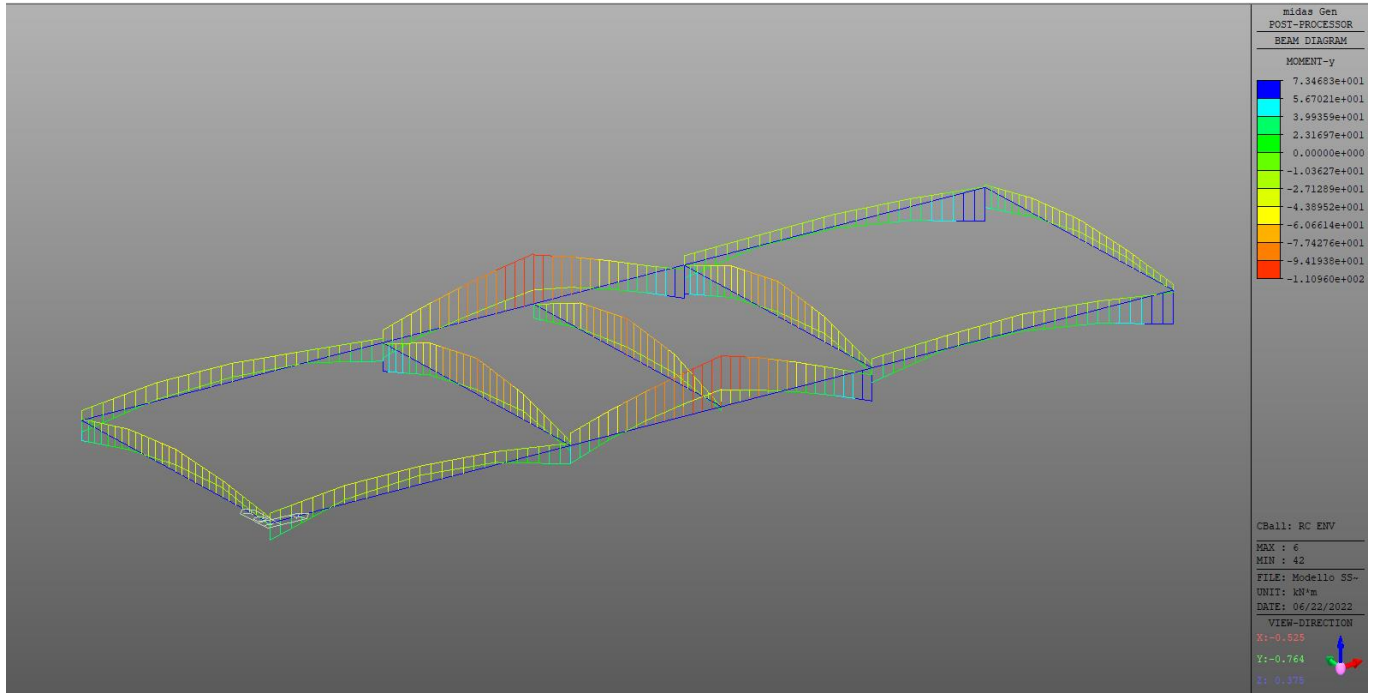


Figura 8-15 – Fondazioni - Inviluppo My

## 9 VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI IN ELEVAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche relative agli elementi strutturali principali della struttura. Le verifiche sono raggruppate per tipologia di elementi tipo travi e pilastri. Per ciascuna tipologia viene riportata una sintesi dei risultati in forma tabellare.

Le verifiche sono state condotte considerando tutti gli elementi della struttura.

Sono state condotte le verifiche allo Stato Limite Ultimo a flessione nella direzione principale e a taglio nelle due direzioni (y e z).

Essendo i pilastri soggetti anche ad azione assiale, essi sono stati verificati considerando il Dominio N-M. Le verifiche sono soddisfatte quando la coppia di valori (N, M) agenti sull'elemento ricadono all'interno del dominio.

Per le travi è stato calcolato il momento resistente con l'ausilio del Software VCA Slu, trascurando, a favore di sicurezza, il contributo dell'azione assiale di compressione.

La verifica risulta soddisfatta quando  $\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \geq 1$ .

La verifica a taglio è stata effettuata considerando la presenza dell'armatura a taglio. Tale verifica è stata condotta considerando una schematizzazione a traliccio.

L'inclinazione dei puntoni considerata è di  $\vartheta = 1$ .

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto 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 progetto a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

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



**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	65 di 151

con:

$A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;

$s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$\nu f_{cd}$  resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $\nu = 0,5$ );

$\alpha_c$  coefficiente maggiorativo pari a

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Sono state condotte le verifiche SLE per le seguenti combinazioni:

- Combinazione rara;
- Combinazioni frequente;
- Combinazione quasi-permanente.

Per la verifica di fessurazione si distinguono due stati limite:

- stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

## 9.1 Pilastri

Di seguito si riporta la sintesi delle verifiche condotte sui pilastri.

### Verifica pressoflessione

Azioni sollecitanti:

Elemento	N [kN]	M [kNm]
11	89.47	33.22
12	89.47	33.22
13	186.81	50.53
14	195.07	50.53
15	186	72.26
16	195.07	72.26
17	81.4	66.67
18	86.11	66.67

Tabella 9-1 Azioni nei pilastri

Dominio N-M

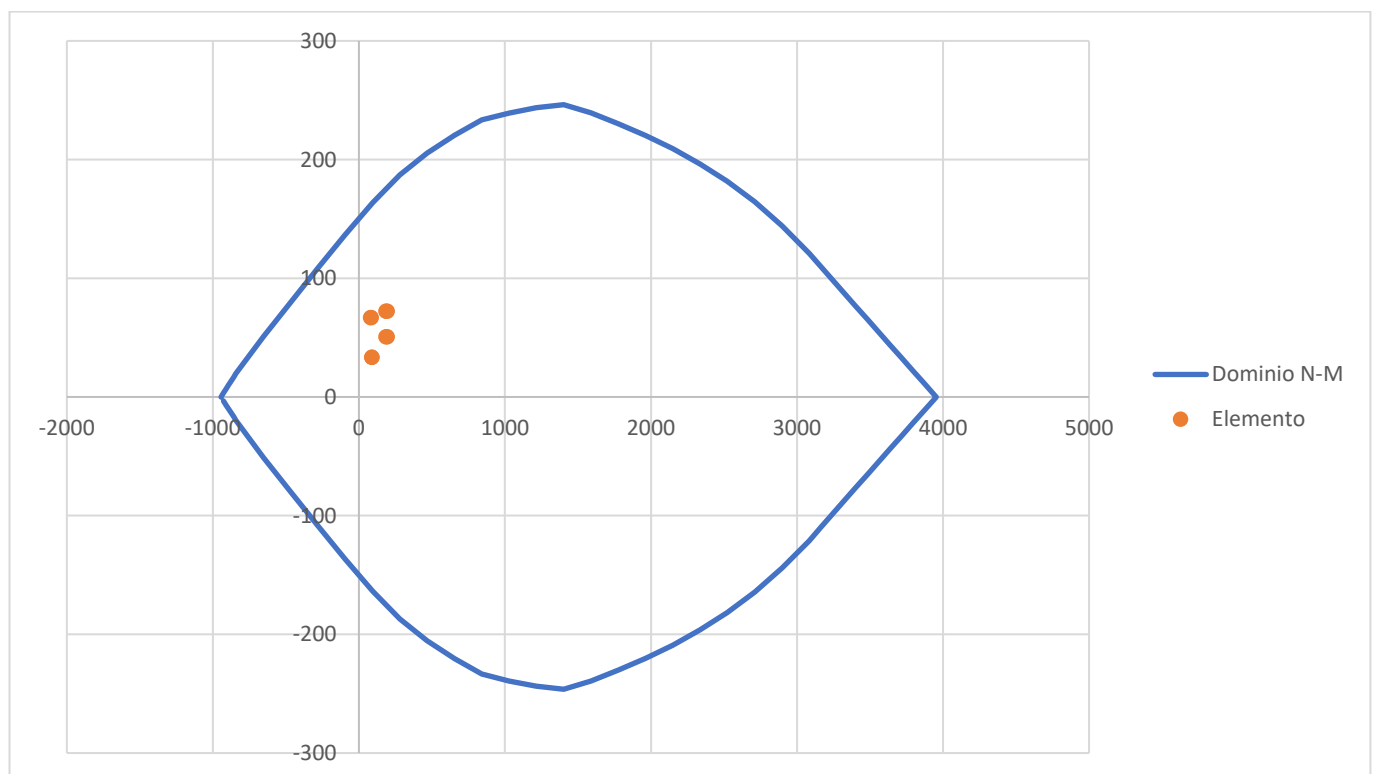


Figura 9-1 Dominio resistenza

**Verifiche di Resistenza a Taglio**

Elemento	$V_y$ [kN]	$V_{Rd\ cls}$ [kN]	$V_{Rd\ acciaio}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	FS
11	28.97	408.63	645.06	408.63	14.11
12	14.28	408.63	645.06	408.63	28.62
13	40.58	408.63	645.06	408.63	10.07
14	31.73	408.63	645.06	408.63	12.88
15	40.58	408.63	645.06	408.63	10.07
16	31.73	408.63	645.06	408.63	12.88
17	28.97	408.63	645.06	408.63	14.11
18	14.28	408.63	645.06	408.63	28.62

 Tabella 9-2 Verifica a taglio  $V_y$ 

Elemento	$V_z$ [kN]	$V_{Rd\ cls}$ [kN]	$V_{Rd\ acciaio}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	FS
11	16.41	408.63	645.06	408.63	24.90
12	16.41	408.63	645.06	408.63	24.90
13	29.17	408.63	645.06	408.63	14.01
14	29.17	408.63	645.06	408.63	14.01
15	38.02	408.63	645.06	408.63	10.75
16	38.02	408.63	645.06	408.63	10.75
17	38.96	408.63	645.06	408.63	10.49
18	38.96	408.63	645.06	408.63	10.49

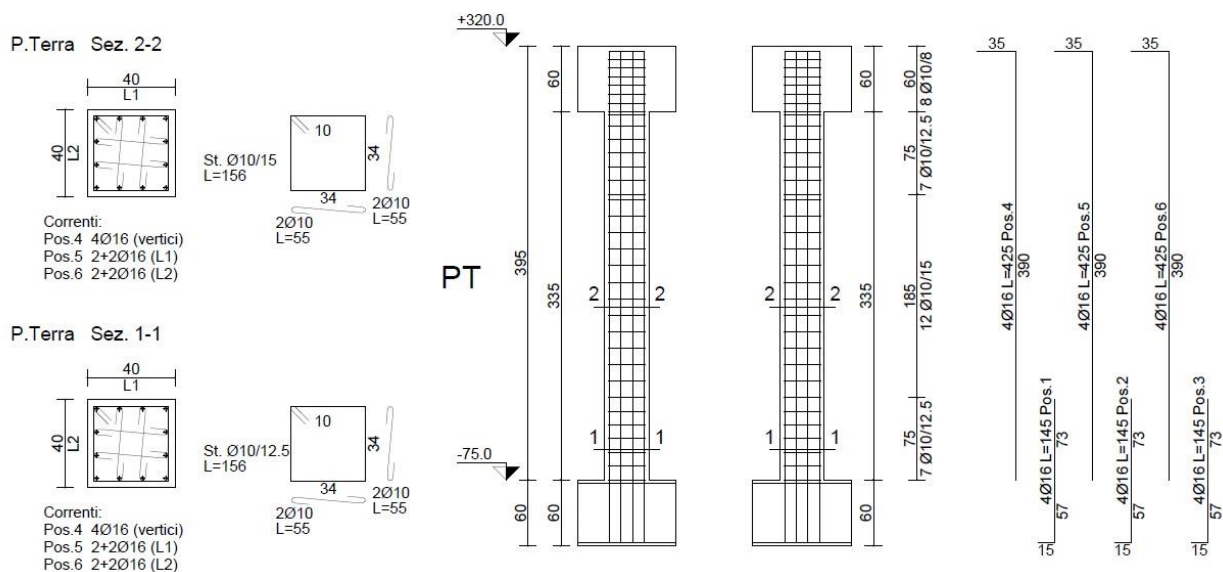
 Tabella 9-3 Verifica a taglio  $V_z$ 


Figura 9-2 – Tipologico ferri di armatura pilastri

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	68 di 151

## Verifica SLE

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	-67.74	15.68
2	-67.74	16.97
3	-139.60	-23.58
4	-145.11	-23.58
5	-139.06	-48.69
6	-145.11	-48.69
7	-62.36	-45.14
8	-65.50	-45.14

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	-60.86	15.71 (33.10)
2	-60.86	15.97 (33.22)
3	-132.95	12.66 (24.33)
4	-134.14	12.75 (24.31)
5	-132.95	-19.87 (-28.70)
6	-134.14	-19.87 (-28.62)
7	-59.72	-21.60 (-35.23)
8	-60.41	-21.60 (-35.17)

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	-59.37	15.71 (33.28)
2	-59.37	15.71 (33.28)
3	-132.12	12.66 (24.39)
4	-132.12	12.66 (24.39)
5	-132.12	-12.66 (-24.39)
6	-132.12	-12.66 (-24.39)
7	-59.37	-15.71 (-33.28)
8	-59.37	-15.71 (-33.28)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.4 cm  
Interferro massimo barre longitudinali: 10.0 cm [deve essere < 30.0]

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	69 di 151

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.54	40.0	0.00	32.4	-83.3	35.0	10.8	432	8.0	10.0
2	S	1.70	40.0	0.00	32.1	-87.6	35.0	10.7	428	8.0	10.0
3	S	2.07	0.0	0.00	6.2	-143.0	5.0	11.3	450	8.0	10.0
4	S	2.03	0.0	0.00	6.1	-145.6	5.0	11.3	453	8.0	10.0
5	S	5.15	0.0	0.00	8.9	-225.5	5.0	10.4	414	8.0	10.0
6	S	5.12	0.0	0.00	8.8	-228.3	5.0	10.4	416	8.0	10.0
7	S	5.05	0.0	0.00	10.4	-178.4	5.0	9.9	394	8.0	10.0
8	S	5.04	0.0	0.00	10.4	-179.8	5.0	9.9	395	8.0	10.0

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

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00049	0.00012	0.50	0.60	0.000250 (0.000250)	289 0.072 (990.00)	32.32	
2	S	-0.00052	0.00013	0.50	0.60	0.000263 (0.000263)	288 0.076 (990.00)	32.89	
3	S	-0.00084	0.00015	0.50	0.60	0.000429 (0.000429)	295 0.127 (990.00)	-29.79	
4	S	-0.00085	0.00015	0.50	0.60	0.000437 (0.000437)	296 0.129 (990.00)	-29.45	
5	S	-0.00134	0.00039	0.50	0.60	0.000676 (0.000676)	283 0.191 (990.00)	-35.05	
6	S	-0.00136	0.00038	0.50	0.60	0.000685 (0.000685)	283 0.194 (990.00)	-34.80	
7	S	-0.00107	0.00038	0.50	0.60	0.000535 (0.000535)	276 0.148 (990.00)	-38.30	
8	S	-0.00108	0.00038	0.50	0.60	0.000540 (0.000540)	276 0.149 (990.00)	-38.13	

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.59	40.0	0.00	32.0	-80.2	35.0	10.7	427	8.0	10.0
2	S	1.62	40.0	0.00	31.9	-81.1	35.0	10.7	426	8.0	10.0
3	S	0.52	40.0	0.00	37.6	-104.0	35.0	12.5	500	8.0	10.0
4	S	0.52	40.0	0.00	37.6	-104.8	35.0	12.5	500	8.0	10.0
5	S	1.63	0.0	0.00	5.6	-127.7	5.0	11.5	459	8.0	10.0
6	S	1.62	0.0	0.00	5.6	-128.3	5.0	11.5	459	8.0	10.0
7	S	2.30	0.0	0.00	9.0	-99.1	5.0	10.3	413	8.0	10.0
8	S	2.30	0.0	0.00	9.0	-99.4	5.0	10.3	414	8.0	10.0

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	70 di 151

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00048	0.00012	0.50	0.60	0.000241 (0.000241)	287	0.069 (0.20)	33.10
2	S	-0.00048	0.00012	0.50	0.60	0.000243 (0.000243)	287	0.070 (0.20)	33.22
3	S	-0.00060	0.00004	0.50	0.60	0.000312 (0.000312)	312	0.097 (0.20)	24.33
4	S	-0.00060	0.00004	0.50	0.60	0.000314 (0.000314)	312	0.098 (0.20)	24.31
5	S	-0.00075	0.00012	0.50	0.60	0.000383 (0.000383)	298	0.114 (0.20)	-28.70
6	S	-0.00075	0.00012	0.50	0.60	0.000385 (0.000385)	298	0.115 (0.20)	-28.62
7	S	-0.00059	0.00017	0.50	0.60	0.000297 (0.000297)	283	0.084 (0.20)	-35.23
8	S	-0.00059	0.00017	0.50	0.60	0.000298 (0.000298)	283	0.084 (0.20)	-35.17

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.59	40.0	0.00	31.9	-79.5	35.0	10.6	426	8.0	10.0
2	S	1.59	40.0	0.00	31.9	-79.5	35.0	10.6	426	8.0	10.0
3	S	0.53	40.0	0.00	37.5	-103.6	35.0	12.5	500	8.0	10.0
4	S	0.53	40.0	0.00	37.5	-103.6	35.0	12.5	500	8.0	10.0
5	S	0.53	0.0	0.00	2.5	-103.6	5.0	12.5	500	8.0	10.0
6	S	0.53	0.0	0.00	2.5	-103.6	5.0	12.5	500	8.0	10.0
7	S	1.59	0.0	0.00	8.1	-79.5	5.0	10.6	426	8.0	10.0
8	S	1.59	0.0	0.00	8.1	-79.5	5.0	10.6	426	8.0	10.0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00047	0.00012	0.50	0.40	0.000238 (0.000238)	287	0.068 (0.20)	33.28
2	S	-0.00047	0.00012	0.50	0.40	0.000238 (0.000238)	287	0.068 (0.20)	33.28
3	S	-0.00060	0.00004	0.50	0.40	0.000311 (0.000311)	312	0.097 (0.20)	24.39
4	S	-0.00060	0.00004	0.50	0.40	0.000311 (0.000311)	312	0.097 (0.20)	24.39
5	S	-0.00060	0.00004	0.50	0.40	0.000311 (0.000311)	312	0.097 (0.20)	-24.39
6	S	-0.00060	0.00004	0.50	0.40	0.000311 (0.000311)	312	0.097 (0.20)	-24.39
7	S	-0.00047	0.00012	0.50	0.40	0.000238 (0.000238)	287	0.068 (0.20)	-33.28
8	S	-0.00047	0.00012	0.50	0.40	0.000238 (0.000238)	287	0.068 (0.20)	-33.28

**VERIFICHE PER IL RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE (§ 7.3.6 NTC18)**

Come già detto in precedenza, si assume che la struttura sia in Classe di Duttività Bassa (CDB), pertanto la zona critica del pilastro è la maggiore fra le seguenti (§ 7.4.6.1.2 NTC 2018):

- 1/6 altezza libera del pilastro →  $4.0/6 = 666$  mm
- 45 cm
- Altezza della Sezione Trasversale del Pilastro = 400 mm

In definitiva dunque si assume **un'Altezza Critica di 670 mm per i pilastri.**

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per tale verifica e per il dimensionamento delle armature si ottengono imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (superiore e inferiore) del pilastro  $M_{i,d}^s$ ,  $M_{i,d}^i$ , nel modo seguente:

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

dove:

- $\gamma_{Rd}$  = Coefficiente di sovraresistenza, pari a 1,10 per strutture in CD" B";
- $M_{i,d} = M_{c,Rd} \cdot \min\left(1; \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}}\right)$

In cui:

- $M_{c,Rd}$  = capacità del pilastro nella sezione di estremità;
- $\sum M_{b,Rd}$  = sommatoria dei momenti resistenti delle travi incidenti nel nodo;
- $\sum M_{c,Rd}$  = sommatoria dei momenti resistenti dei pilastri incidenti nel nodo;
- $l_p$  = lunghezza del pilastro.

Per quanto riguarda le verifiche dei nodi, è possibile definire nodo la zona del pilastro che si sovrappone alle travi in esso concorrenti.

Si distinguono due tipi di nodi:

- *interamente confinati*: quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave; il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- non interamente confinati: quando non appartenenti alla categoria precedente.

Il nodo deve essere progettato in maniera tale da evitare una sua rottura anticipata rispetto alle zone delle travi e dei pilastri in esso concorrenti. In ogni nodo la capacità a taglio deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda. La domanda a taglio in direzione orizzontale deve essere calcolata tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. In assenza di più accurate valutazioni, la domanda a taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c \quad \text{per nodi interni} \quad [7.4.6]$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c \quad \text{per nodi esterni} \quad [7.4.7]$$

in cui per il valore di  $\gamma_{Rd}$  si veda la tab. 7.2.I,  $A_{s1}$  ed  $A_{s2}$  sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave e  $V_c$  è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche.

Tab. 7.2.1 - Fattori di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	$\gamma_{Rd}$	
			CD"A"	CD"B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastri (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
	Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-

La capacità a taglio del nodo è fornita da un meccanismo a traliccio che, a seguito della fessurazione diagonale, vede operare contemporaneamente un meccanismo di taglio compressione ed un meccanismo di taglio trazione. Si devono pertanto soddisfare requisiti atti a garantire l'efficacia dei due meccanismi. La compressione nel puntone diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad [7.4.8]$$

in cui

$$\eta = \alpha_j \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{con } f_{ck} \text{ espresso in MPa} \quad [7.4.9]$$

ed  $\alpha_j$  è un coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni,  $v_d$  è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo, normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo,  $h_{jc}$  è la distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro,  $b_j$  è la larghezza effettiva del nodo. Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

- la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la  $f_{ctd}$  deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad [7.4.10]$$

in cui i simboli già utilizzati hanno il significato in precedenza illustrato,  $A_{sh}$  è l'area totale della sezione delle staffe e  $h_{jw}$  è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave.



**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	73 di 151

**Verifica domanda taglio nel pilastro**

$\gamma_{Rd}$	1.10	-
$M_{b,Rd}$	205.80	kNm
$M_{c,Rd}$	139.20	kNm
$M_{id}^s$	139.20	kNm
$M_{id}^i$	139.20	kNm
$l_p$	4.00	m
$V_{Ed}$	76.56	kN
$V_{Rd}$	408.63	kN
FS	5.34	-

Tabella 9-4 Calcolo taglio agente

**Verifica domanda taglio nel nodo**

$V_{jbd}$	209.00	kN	<	957.37	kN	nodo esterno
-----------	--------	----	---	--------	----	--------------

Tabella 9-5 Calcolo domanda taglio nel nodo

**Passo minimo staffe orizzontali nel nodo**

$A_{sh1}$	5115.51	mm <sup>2</sup>
$n_{sw1}$	25.44	
$s_{min1}$	2.19	cm
$A_{sh2}$	1160.23	mm <sup>2</sup>
$n_{sw2}$	5.77	
$s_{min2}$	9.67	cm
$s_{min}$	9.67	cm

Tabella 9-6 Passo staffe zona critica

## 9.2 Trave principale

Di seguito si riporta la sintesi delle verifiche condotte sulle travi principali.

### Verifica momento flettente SLU

Si riporta il calcolo del momento resistente della sezione effettuato con il software VCA Slu

**Titolo :** Trave principale

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,04	5
2	4,02	30
3	8,04	55

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

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

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

**Materiali**  
 B450C  C32/40  
 ε<sub>su</sub>  % ε<sub>c2</sub>  %  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  %  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  %  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  % σ<sub>c,adm</sub>   
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>   
 τ<sub>c1</sub>

**M<sub>xRd</sub>**  kN m  
 σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  %  
 ε<sub>s</sub>  %  
 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<sub>0</sub>  cm Col. modello   
 M-curvatura   
 Precompresso

Figura 9-3 Calcolo momento resistente  $M_{Rd}^+$  Trave principale

**Titolo :** Trave principale

N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,04	5
2	4,02	30
3	8,04	55

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

**Materiali**  
B450C C32/40  
E<sub>su</sub> 67,5 ‰ E<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² E<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,81 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
E<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25 ‰  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333 ‰  
τ<sub>c1</sub> 2,114 ‰

M<sub>xRd</sub> -205,8 kNm  
σ<sub>c</sub> -18,81 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 28,12 ‰  
d 55 cm  
x 6,087 x/d 0,1107  
δ 0,7

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

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

**Tipo flessione**  
Retta Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
M-curvatura  
Precompresso

Figura 9-4 Calcolo momento resistente  $M_{Rd}$  Trave principale

Elemento	$M_y^+$ [kNm]	$M_y^-$ [kNm]	M [kNm]	$M_{Rd}^+$ [kNm]	$M_{Rd}^-$ [kNm]	FS
19	31.03	-69.02	-69.02	205.8	-205.8	2.98
20	6.96	-73.7	-73.7	268.6	-268.6	3.64
21	42.17	-76.36	-76.36	268.6	-268.6	3.52
22	42.17	-76.36	-76.36	268.6	-268.6	3.52
23	6.57	-73.7	-73.7	268.6	-268.6	3.64
24	31.63	-70.57	-70.57	268.6	-268.6	3.81

Tabella 9-7 Verifica resistenza momento flettente

### Verifica Taglio SLU

Elemento	$V_z$ [kN]	$V_{Rd,cls}$ [kN]	$V_{Rd,acciaio}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	FS
19	62.55	635.01	772.00	635.01	10.15
20	-53.3	635.01	772.00	635.01	11.91
21	-66.83	635.01	772.00	635.01	9.50
22	66.83	635.01	772.00	635.01	9.50
23	53.3	635.01	772.00	635.01	11.91
24	-63.2	635.01	772.00	635.01	10.05

Tabella 9-8 Verifica a taglio  $V_z$

Elemento	$V_y$ [kN]	$V_{Rd\ cls}$ [kN]	$V_{Rd\ acciaio}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	FS
19	4.11	606.14	491.27	491.27	119.53
20	2.77	606.14	491.27	491.27	177.35
21	-4.11	606.14	491.27	491.27	119.53
22	0.8	606.14	491.27	491.27	614.09
23	-1.07	606.14	491.27	491.27	459.13
24	-1.46	606.14	491.27	491.27	336.49

Tabella 9-9 Verifica a taglio  $V_y$

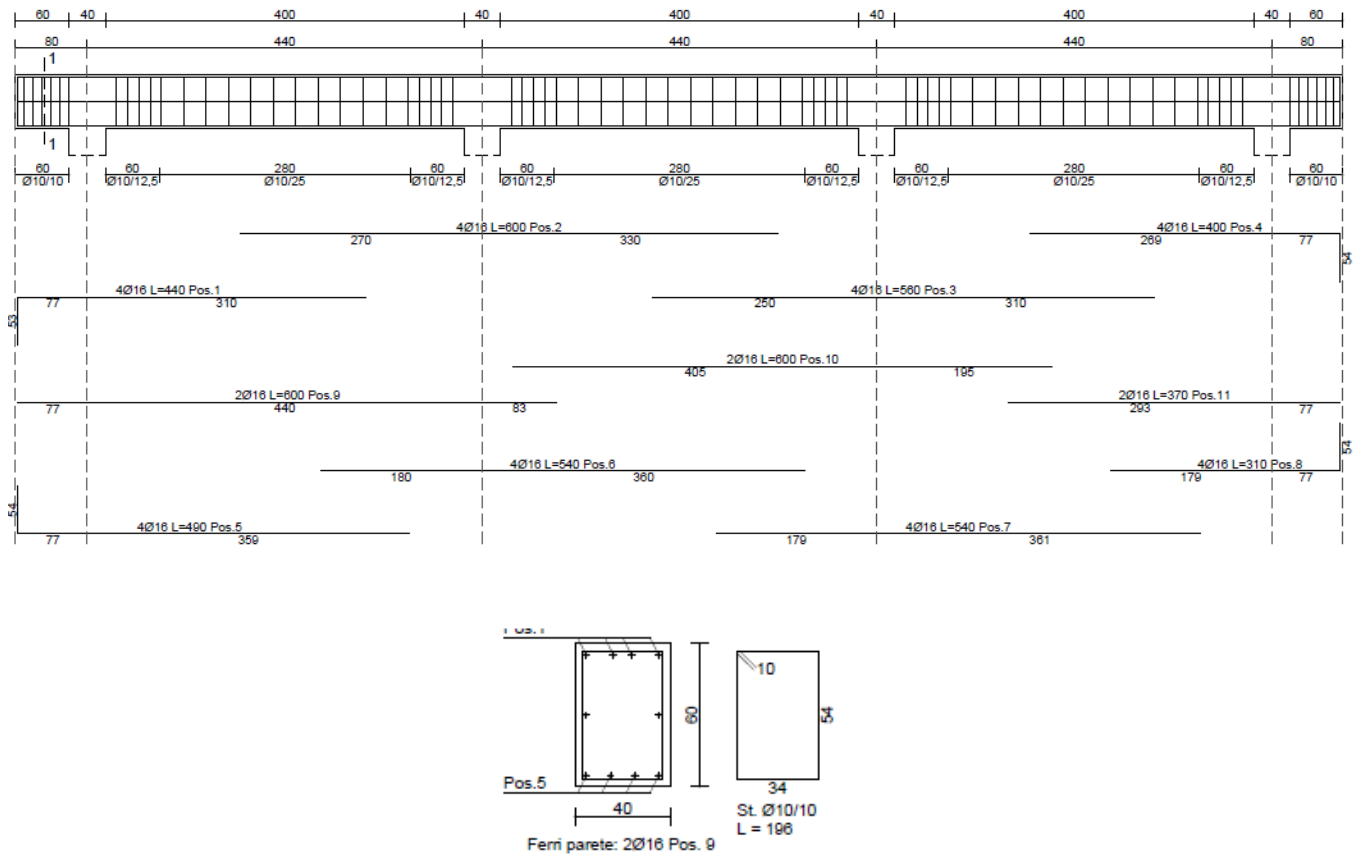


Figura 9-5 – Tipologico ferri di armatura trave principale

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	77 di 151

**Verifica SLE**

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	-11.96	-49.92	2.72
2	-13.92	-52.43	-2.64
3	-11.96	-54.81	2.29
4	-12.33	-54.81	2.08
5	-14.08	-52.43	-2.64
6	-12.33	-50.95	2.72

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	-11.16	-48.79 (-82.93)	1.85 (3.14)
2	-13.22	-38.74 (-82.16)	-1.42 (-3.01)
3	-11.16	-49.79 (-83.40)	1.71 (2.86)
4	-11.18	-49.79 (-83.40)	1.71 (2.86)
5	-13.22	-38.74 (-82.16)	-1.42 (-3.01)
6	-11.18	-48.98 (-82.95)	1.85 (3.13)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	-11.05	-48.64 (-83.40)	1.66 (2.85)
2	-13.13	-35.41 (-82.53)	-1.12 (-2.61)
3	-11.05	-48.64 (-83.40)	1.66 (2.85)
4	-11.05	-48.64 (-83.40)	1.66 (2.85)
5	-13.13	-35.41 (-82.53)	-1.12 (-2.61)
6	-11.05	-48.64 (-83.40)	1.66 (2.85)

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	78 di 151

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.4 cm

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.26	40.0	0.0	-124.8	5.0	55.0	547	8.0
2	S	3.38	0.0	0.0	-131.4	35.0	55.0	552	8.0
3	S	3.47	40.0	0.0	-135.1	5.0	55.0	561	8.0
4	S	3.43	40.0	0.0	-134.9	5.0	55.0	565	8.0
5	S	3.38	0.0	0.0	-131.5	35.0	55.0	552	8.0
6	S	3.32	40.0	0.0	-127.4	5.0	55.0	548	8.0

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00071	0.00000	0.833	16.0	42	0.00037 (0.00037)	451 0.169 (990.00)		-80.87	4.41
2	S	-0.00074	0.00000	0.833	16.0	42	0.00039 (0.00039)	454 0.179 (990.00)		-81.15	-4.09
3	S	-0.00076	0.00000	0.833	16.0	42	0.00041 (0.00041)	459 0.186 (990.00)		-82.54	3.45
4	S	-0.00076	0.00000	0.833	16.0	42	0.00040 (0.00040)	461 0.187 (990.00)		-82.95	3.15
5	S	-0.00074	0.00000	0.833	16.0	42	0.00039 (0.00039)	454 0.179 (990.00)		-81.12	-4.08
6	S	-0.00072	0.00000	0.833	16.0	42	0.00038 (0.00038)	452 0.173 (990.00)		-80.98	4.32

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.05	40.0	0.0	-120.2	5.0	55.0	565	8.0
2	S	2.41	0.0	0.0	-97.6	35.0	55.0	571	8.0
3	S	3.09	40.0	0.0	-122.2	5.0	55.0	569	8.0

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	79 di 151

4	S	3.09	40.0	0.0	-122.2	5.0	55.0	569	8.0
5	S	2.41	0.0	0.0	-97.6	35.0	55.0	571	8.0
6	S	3.06	40.0	0.0	-120.6	5.0	55.0	565	8.0

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00068	0.00000	0.833	16.0	42	0.00036 (0.00036)	461	0.166 (0.20)	-82.93	3.14
2	S	-0.00055	0.00000	0.833	16.0	42	0.00029 (0.00029)	465	0.136 (0.20)	-82.16	-3.01
3	S	-0.00069	0.00000	0.833	16.0	42	0.00037 (0.00037)	464	0.170 (0.20)	-83.40	2.86
4	S	-0.00069	0.00000	0.833	16.0	42	0.00037 (0.00037)	464	0.170 (0.20)	-83.40	2.86
5	S	-0.00055	0.00000	0.833	16.0	42	0.00029 (0.00029)	465	0.136 (0.20)	-82.16	-3.01
6	S	-0.00068	0.00000	0.834	16.0	42	0.00036 (0.00036)	461	0.167 (0.20)	-82.95	3.13

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.02	40.0	0.0	-119.4	5.0	55.0	570	8.0
2	S	2.17	0.0	0.0	-89.4	35.0	55.0	577	8.0
3	S	3.02	40.0	0.0	-119.4	5.0	55.0	570	8.0
4	S	3.02	40.0	0.0	-119.4	5.0	55.0	570	8.0
5	S	2.17	0.0	0.0	-89.4	35.0	55.0	577	8.0
6	S	3.02	40.0	0.0	-119.4	5.0	55.0	570	8.0

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00067	0.00000	0.833	16.0	42	0.00036 (0.00036)	464	0.166 (0.20)	-83.40	2.85
2	S	-0.00050	0.00000	0.834	16.0	42	0.00027 (0.00027)	468	0.126 (0.20)	-82.53	-2.61
3	S	-0.00067	0.00000	0.833	16.0	42	0.00036 (0.00036)	464	0.166 (0.20)	-83.40	2.85
4	S	-0.00067	0.00000	0.833	16.0	42	0.00036 (0.00036)	464	0.166 (0.20)	-83.40	2.85
5	S	-0.00050	0.00000	0.834	16.0	42	0.00027 (0.00027)	468	0.126 (0.20)	-82.53	-2.61
6	S	-0.00067	0.00000	0.833	16.0	42	0.00036 (0.00036)	464	0.166 (0.20)	-83.40	2.85

**VERIFICHE PER IL RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE (§ 7.3.6 NTC18)**

Si assume che la struttura sia in Classe di Duttibilità Bassa (CDB), pertanto la zona critica della trave si estende per una lunghezza pari a 1 volta l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro (§ 7.4.6.1.1 NTC 2018).

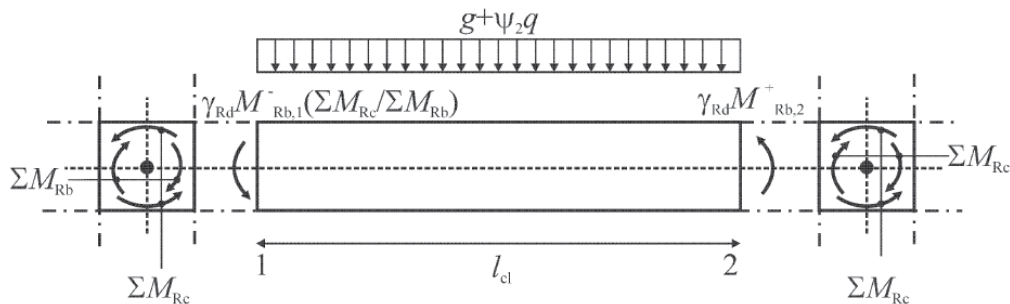
In definitiva dunque si assume un'Altezza Critica di 600 mm.

Secondo quanto specificato dalla normativa, per le strutture in CD"B", la verifica resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate dall'analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente, determinato sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti  $M_{b,Rd,1,2}$

delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ .



Secondo quanto rappresentato nella figura precedente, l'espressione del taglio sollecitante di calcolo è la seguente:

$$V_{Ed} = \pm \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{b,Rd,1} + M_{b,Rd,2}}{l} + \bar{G}_k \cdot \frac{l}{2}$$

dove:

- $\gamma_{Rd}$  = Coefficiente di sovraresistenza, pari a 1,10 per strutture in CD"B";
- $M_{b,Rd,1}$  e  $M_{b,Rd,2}$  = momenti resistenti delle sezioni di plasticizzazione, sempre concordi;
- $l$  = luce della campata di trave considerata;
- $\bar{G}_k = g + \psi_2 q$ , sono i carichi gravitazionali agenti sulla trave

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\vartheta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg} \vartheta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi (limitazioni geometriche e di armatura) definite ai § 4.1.6 e 7.4.6 delle NTC 2018, anch'esse sono verificate nell'apposito modulo di VIS. In particolare, per garantire l'ancoraggio delle armature longitudinali e prevenire una crisi di aderenza, si prevedono i seguenti accorgimenti:

- nei *nodii trave-colonna interni* le armature sono prolungate al di fuori della zona critica e si ancorano dunque oltre il nodo;
- nei *nodii trave-colonna esterni* le armature longitudinali sono piegate con una lunghezza di 25 cm ( $> 10 \phi_{bL} = 20$  cm) disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura, in analogia a quanto riportato nella Fig. 5.13 c) di UNI EN 1998-1:2005, di seguito riportata:

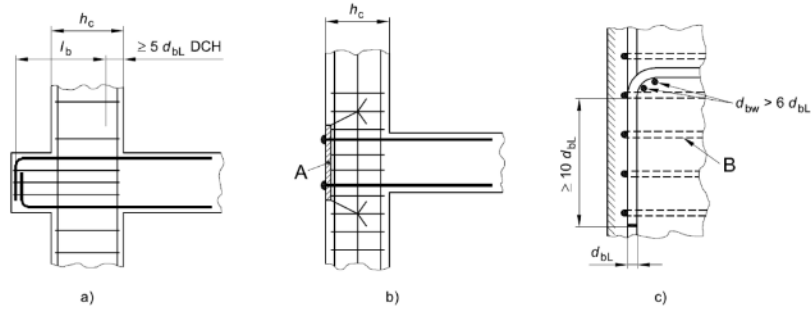


figura 5.13 Misure aggiuntive per ancoraggi realizzati in collegamenti trave-colonna esterni

Legenda

A Piastra di ancoraggio

B Staffe attorno alle barre della colonna



## CALCOLO TAGLIO AGENTE

$\Upsilon_{Rd}$	1.1	-
$M_{b,Rd1}$	205.8	kNm
$M_{b,Rd2}$	205.8	kNm
$G_k$	26.4	kN/m
$l_T$	4.4	m
$V_{Ed}$	160.98	kN

Tabella 9-10 Calcolo taglio agente

## VERIFICA A TAGLIO

Verifica a Taglio - Sezione armata a taglio			
<i>Dati Sezione</i>			<i>Ip. 1 - Cotθ = 2,5 --&gt; θ = 21,8</i>
b <sub>w</sub>	400	[mm]	V <sub>Rsd</sub>
h	600	[mm]	V <sub>Rcd</sub>
c	40	[mm]	V <sub>Rd</sub>
d	560	[mm]	
<i>Dati Armatura a taglio</i>			<i>Ip. 2 - Cotθ = 1,0 --&gt; θ = 45,0</i>
φ <sub>staffe</sub>	8	[mm]	V <sub>Rsd</sub>
braccia	2		V <sub>Rcd</sub>
A <sub>sw</sub>	100.5	[mm <sup>2</sup> ]	V <sub>Rd</sub>
s	80	[mm]	
α	90	[°]	
<i>Dati Materiali</i>			<i>Ip. 3 - Cotθ --&gt; V<sub>Rsd</sub>=V<sub>Rcd</sub></i>
f <sub>yd</sub>	391.3	[Mpa]	cotgθ
f <sub>cd</sub>	18.81	[Mpa]	θ
α <sub>c</sub>	1	[-]	V <sub>Rsd</sub>
v	0.5	[-]	V <sub>Rcd</sub>
			V <sub>Rd</sub>
<b>Verifica a taglio</b>			
Taglio resistente - V <sub>Rd</sub>			619.38 [kN]
Taglio sollecitante - V <sub>Sd</sub>			160.98 [kN]
FS			3.85 OK

Tabella 9-11 Verifica resistenza a taglio

### 9.3 Trave secondaria

Di seguito si riporta la sintesi delle verifiche condotte sulle travi secondarie.

#### Verifica momento flettente SLU

Si riporta il calcolo del momento resistente della sezione effettuato con il software VCA Slu

**Titolo :** Trave secondaria

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,04	5
2	8,04	35

**Sollecitazioni**  
S.L.U.      Metodo n

N<sub>Ed</sub>        kN  
M<sub>xEd</sub>        kNm  
M<sub>yEd</sub>      

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

**Materiali**  
B450C      C32/40  
ε<sub>su</sub>  ‰      ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm²      ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm²      f<sub>cd</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>       f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰      σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm²      τ<sub>co</sub>  ‰  
τ<sub>c1</sub>  ‰

**M<sub>xRd</sub>**  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x       x/d   
δ

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta     Deviata

N° rett.

Calcola MRd    Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm    Col. modello  
M-curvatura  
 Precompresso

Figura 9-6 Calcolo momento resistente  $M_{Rd}^+$  Trave secondaria

**Titolo:** Trave secondaria

N° figure elementari: 1 Zoom      N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,04	5
2	8,04	35

**Sollecitazioni**  
S.L.U.      Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0      0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0      0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0      0

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C      C32/40

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰      ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm²      ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm²      f<sub>cd</sub> 18,81  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15      f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰      σ<sub>c,adm</sub> 12,25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm²      τ<sub>co</sub> 0,7333  
τ<sub>c1</sub> 2,114

M<sub>xRd</sub> -103,3 kNm  
σ<sub>c</sub> -18,81 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 20,73 ‰  
d 35 cm  
x 5,056    x/d 0,1445  
δ 0,7

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta     Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd    Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm    Col. modello  
M-curvatura  
 Precompresso

Figura 9-7 Calcolo momento resistente  $M_{Rd}$  Trave secondaria

Elemento	$M_y^+$ [kNm]	$M_y^-$ [kNm]	M [kNm]	$M_{Rd}^+$ [kNm]	$M_{Rd}^-$ [kNm]	FS
25	8.24	-21.16	-21.16	103.3	-103.3	4.88
26	12.38	-29.1	-29.1	103.3	-103.3	3.55
27	12.38	-29.1	-29.1	103.3	-103.3	3.55
28	8.24	-21.16	-21.16	103.3	-103.3	4.88

Tabella 9-12 Verifica resistenza momento flettente

### Verifica Taglio SLU

Elemento	V <sub>z</sub> [kN]	V <sub>Rd cls</sub> [kN]	V <sub>Rd acciaio</sub> [kN]	V <sub>Rd</sub> [kN]	FS
25	17.6	404.09	245.64	245.64	13.96
26	20.66	404.09	245.64	245.64	11.89
27	20.66	404.09	245.64	245.64	11.89
28	17.6	404.09	245.64	245.64	13.96

Tabella 9-13 Verifica a taglio V<sub>z</sub>

Elemento	$V_y$ [kN]	$V_{Rd\ cls}$ [kN]	$V_{Rd\ acciaio}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	FS
25	-0.16	404.09	245.64	245.64	1535.23
26	-0.2	404.09	245.64	245.64	1228.18
27	0.2	404.09	245.64	245.64	1228.18
28	0.16	404.09	245.64	245.64	1535.23

Tabella 9-14 Verifica a taglio  $V_y$

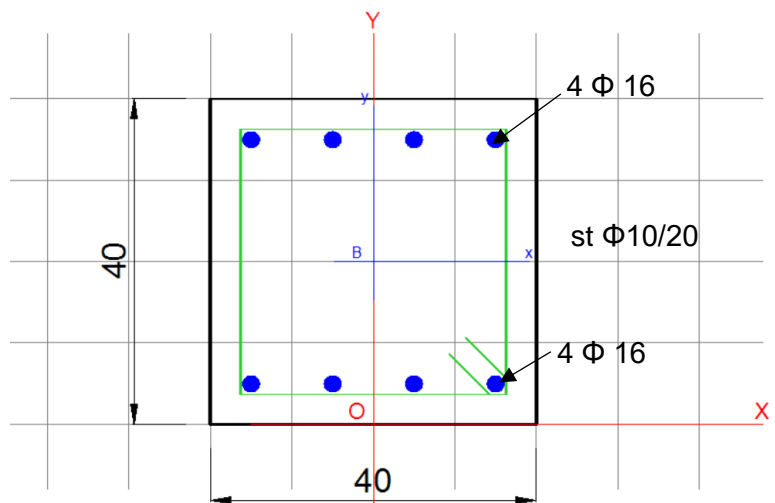


Figura 9-8 – Tipologico ferri di armatura trave secondaria

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	86 di 151

## Verifica SLE

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	37.54	-14.40
2	74.31	-19.39
3	74.00	-19.39
4	36.73	-14.40

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	33.50	6.08 (69.18)
2	67.37	6.68 (155.32)
3	67.37	6.68 (155.32)
4	33.50	6.06 (69.34)

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	33.06	6.05 (68.80)
2	66.47	6.67 (150.41)
3	66.47	6.67 (150.41)
4	33.06	6.05 (68.80)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.4 cm

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

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

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	87 di 151

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.76	0.0	0.00	16.5	-36.0	5.0	8.4	335	8.0	10.0
2	S	2.41	0.0	0.00	17.4	-36.8	5.0	7.6	302	8.0	10.0
3	S	2.41	0.0	0.00	17.3	-37.0	5.0	7.6	303	8.0	10.0
4	S	1.76	0.0	0.00	16.4	-36.4	5.0	8.4	336	8.0	10.0

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.76	40.0	0.00	18.6	-7.2	35.0	6.2	248	8.0	10.0
2	S	0.88	40.0	0.00	6.6	-0.7	35.0	2.2	89	8.0	10.0
3	S	0.88	40.0	0.00	6.6	-0.7	35.0	2.2	89	8.0	10.0
4	S	0.75	40.0	0.00	18.5	-7.2	35.0	6.2	248	8.0	10.0

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

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00005	0.00006	-0.00003	0.83	0.60	0.000022 (0.000022)	283	0.006 (0.20)	69.18
2	S	-0.00001	0.00007	-0.00001	0.83	0.60	0.000002 (0.000002)	193	0.000 (0.20)	155.32
3	S	-0.00001	0.00007	-0.00001	0.83	0.60	0.000002 (0.000002)	193	0.000 (0.20)	155.32
4	S	-0.00005	0.00006	-0.00003	0.83	0.60	0.000021 (0.000021)	282	0.006 (0.20)	69.34

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.75	40.0	0.00	18.7	-7.3	35.0	6.2	250	8.0	10.0
2	S	0.88	40.0	0.00	6.9	-0.8	35.0	2.3	93	8.0	10.0
3	S	0.88	40.0	0.00	6.9	-0.8	35.0	2.3	93	8.0	10.0
4	S	0.75	40.0	0.00	18.7	-7.3	35.0	6.2	250	8.0	10.0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00005	0.00006	-0.00003	0.83	0.40	0.000022 (0.000022)	284	0.006 (0.20)	68.80
2	S	-0.00001	0.00007	-0.00001	0.83	0.40	0.000002 (0.000002)	195	0.000 (0.20)	150.41
3	S	-0.00001	0.00007	-0.00001	0.83	0.40	0.000002 (0.000002)	195	0.000 (0.20)	150.41
4	S	-0.00005	0.00006	-0.00003	0.83	0.40	0.000022 (0.000022)	284	0.006 (0.20)	68.80

**VERIFICHE PER IL RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE (§ 7.3.6 NTC18)**

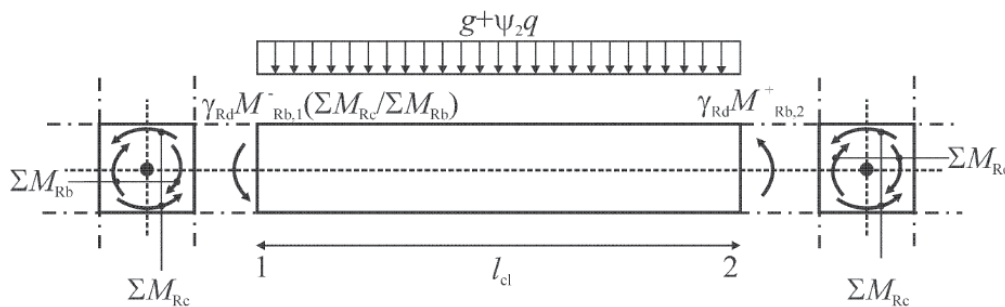
Si assume che la struttura sia in Classe di Duttività Bassa (CDB), pertanto la zona critica della trave si estende per una lunghezza pari a 1 volta l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro (§ 7.4.6.1.1 NTC 2018).

In definitiva dunque si assume un'Altezza Critica di 400 mm.

Secondo quanto specificato dalla normativa, per le strutture in CD"B", la verifica resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate dall'analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente, determinato sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti  $M_{b,Rd,1,2}$  delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ .



Secondo quanto rappresentato nella figura precedente, l'espressione del taglio sollecitante di calcolo è la seguente:

$$V_{Ed} = \pm \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{b,Rd,1} + M_{b,Rd,2}}{l} + \bar{G}_k \cdot \frac{l}{2}$$

dove:

- $\gamma_{Rd}$  = Coefficiente di sovraresistenza, pari a 1,10 per strutture in CD"B";
- $M_{b,Rd,1}$  e  $M_{b,Rd,2}$  = momenti resistenti delle sezioni di plasticizzazione, sempre concordi;
- $l$  = luce della campata di trave considerata;
- $\bar{G}_k = g + \Psi_2 q$ , sono i carichi gravitazionali agenti sulla trave

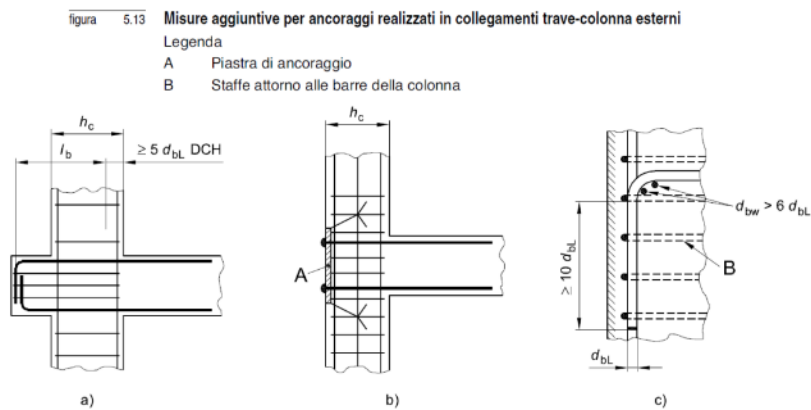
La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\vartheta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg} \vartheta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi (limitazioni geometriche e di armatura) definite ai § 4.1.6 e 7.4.6 delle NTC 2018, anch'esse sono verificate nell'apposito modulo di VIS. In particolare, per garantire l'ancoraggio delle armature longitudinali e prevenire una crisi di aderenza, si prevedono i seguenti accorgimenti:



- nei *nodi trave-colonna interni* le armature sono prolungate al di fuori della zona critica e si ancorano dunque oltre il nodo;
- nei *nodi trave-colonna esterni* le armature longitudinali sono piegate con una lunghezza di 25 cm ( $>10\phi_{bL} = 20$  cm) disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura, in analogia a quanto riportato nella Fig. 5.13 c) di UNI EN 1998-1:2005, di seguito riportata:



## CALCOLO TAGLIO AGENTE

$\gamma_{Rd}$	1.10	-
$M_{b,Rd1}$	103.30	kNm
$M_{b,Rd2}$	103.30	kNm
$G_k$	11.95	kN/m
$l_T$	4.00	m
$V_{Ed}$	80.72	kN

Tabella 9-15 Calcolo taglio agente

## VERIFICA A TAGLIO

Verifica a Taglio - Sezione armata a taglio			
<i>Dati Sezione</i>			<i>Ip. 1 - Cotθ = 2,5 --&gt; θ = 21,8</i>
b <sub>w</sub>	400	[mm]	V <sub>Rsd</sub>
h	600	[mm]	V <sub>Rcd</sub>
c	40	[mm]	V <sub>Rd</sub>
d	560	[mm]	
<i>Dati Armatura a taglio</i>			<i>Ip. 2 - Cotθ = 1,0 --&gt; θ = 45,0</i>
φ <sub>staffe</sub>	8	[mm]	V <sub>Rsd</sub>
braccia	2		V <sub>Rcd</sub>
A <sub>sw</sub>	100.5	[mm <sup>2</sup> ]	V <sub>Rd</sub>
s	80	[mm]	
α	90	[°]	
<i>Dati Materiali</i>			<i>Ip. 3 - Cotθ --&gt; V<sub>Rsd</sub>=V<sub>Rcd</sub></i>
f <sub>yd</sub>	391.3	[Mpa]	cotgθ
f <sub>cd</sub>	18.81	[Mpa]	θ
α <sub>c</sub>	1	[-]	V <sub>Rsd</sub>
v	0.5	[-]	V <sub>Rcd</sub>
			V <sub>Rd</sub>
<b>Verifica a taglio</b>			
Taglio resistente - V <sub>Rd</sub>			619.38 [kN]
Taglio sollecitante - V <sub>Sd</sub>			80.72 [kN]
FS			7.67 OK

Tabella 9-16 Verifica resistenza a taglio

## 9.4 Trave falda

Di seguito si riporta la sintesi delle verifiche condotte sulle travi di falda.

### Verifica momento flettente SLU

Si riporta il calcolo del momento resistente della sezione effettuato con il software VCA Slu

**Titolo :** Trave falda

N° figure elementari  Zoom      N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	20	1	8,04	5
			2	8,04	15

**Sollecitazioni**  
S.L.U.      Metodo n

N<sub>Ed</sub>        kN  
M<sub>xEd</sub>        kNm  
M<sub>yEd</sub>      

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

**Materiali**

B450C		C32/40	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	18,81
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	12,25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,7333
		τ <sub>c1</sub>	2,114

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

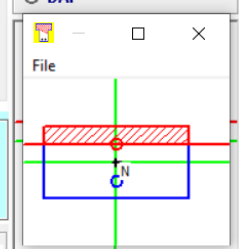
**Tipo flessione**  
 Retta     Deviata

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x     x/d   
δ

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

File 

N° rett.

Calcola MRd    Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm    Col. modello  
M-curvatura  
 Precompresso

Figura 9-9 Calcolo momento resistente  $M_{Rd}$  Trave di falda

**Titolo:** Trave falda

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	20	1	8,04	5
			2	8,04	15

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C32/40

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,81 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
τ<sub>c1</sub> 2,114

M<sub>xRd</sub> -40,38 kNm  
σ<sub>c</sub> -18,81 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 6,88 ‰  
d 15 cm  
x 5,058 x/d 0,3372  
δ 0,8615

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

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

**Tipo flessione**  
Retta Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
M-curvatura  
 Precompresso

Figura 9-10 Calcolo momento resistente  $M_{Rd}$  Trave di falda

Elemento	$M_y^+$ [kNm]	$M_y^-$ [kNm]	M [kNm]	$M_{Rd}^+$ [kNm]	$M_{Rd}^-$ [kNm]	FS
32	16.61	-5.47	16.61	268.6	-268.6	16.17
33	5.47	-16.61	-16.61	268.6	-268.6	16.17
34	15.93	-4.29	15.93	268.6	-268.6	16.86
35	9.67	-10.32	-10.32	268.6	-268.6	26.03
36	6.04	-5.05	6.04	268.6	-268.6	44.47
37	5.58	0.74	5.58	268.6	-268.6	48.14
38	9.67	-10.32	-10.32	268.6	-268.6	26.03
39	15.34	-4.29	15.34	268.6	-268.6	17.51

Tabella 9-17 Verifica resistenza momento flettente

## Verifica Taglio SLU

Elemento	$V_z$ [kN]	$V_{Rd\ cls}$ [kN]	$V_{Rd\ acciaio}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	FS
32	9.63	202.05	157.21	157.21	16.32
33	-9.63	202.05	157.21	157.21	16.32
34	-8.75	202.05	157.21	157.21	17.97
35	-9.23	202.05	157.21	157.21	17.03
36	5.12	202.05	157.21	157.21	30.70
37	-4.63	202.05	157.21	157.21	33.95
38	9.23	202.05	157.21	157.21	17.03
39	-8.55	202.05	157.21	157.21	18.39

Tabella 9-18 Verifica a taglio  $V_z$

Elemento	$V_y$ [kN]	$V_{Rd\ cls}$ [kN]	$V_{Rd\ acciaio}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	FS
32	4.48	173.18	67.37	67.37	15.04
33	3.06	173.18	67.37	67.37	22.02
34	-4.48	173.18	67.37	67.37	15.04
35	-6.71	173.18	67.37	67.37	10.04
36	-6.71	173.18	67.37	67.37	10.04
37	4.36	173.18	67.37	67.37	15.45
38	4.36	173.18	67.37	67.37	15.45
39	3.06	173.18	67.37	67.37	22.02

Tabella 9-19 Verifica a taglio  $V_y$

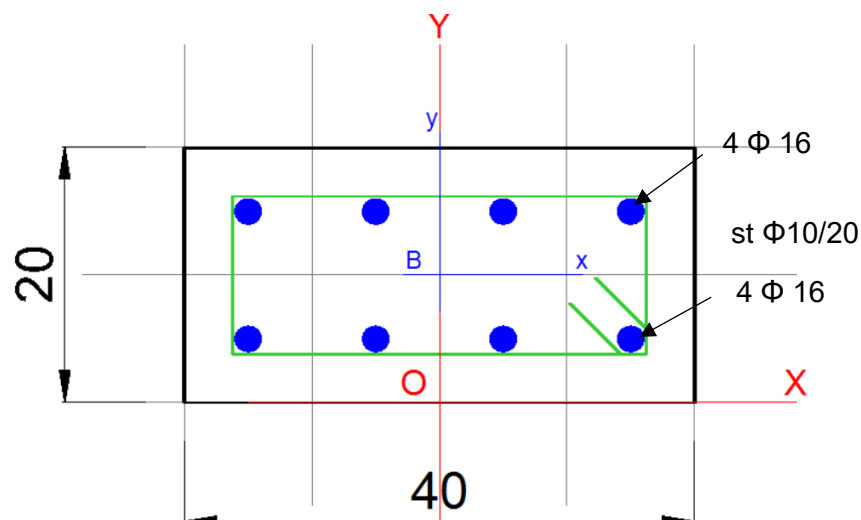


Figura 9-11 – Tipologico ferri di armatura trave di falda

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	94 di 151

## Verifica SLE

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	-40.53	-2.59
2	-40.53	1.00
3	-40.18	-2.59
4	-82.12	4.62
5	-82.12	4.62
6	-81.11	-1.51
7	-80.95	-1.51
8	-40.15	-1.00

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	-36.76	-0.77 (-4.06)
2	-36.76	0.80 (4.15)
3	-36.76	-0.77 (-4.06)
4	-73.60	1.86 (4.52)
5	-73.60	1.86 (4.52)
6	-73.60	1.21 (3.48)
7	-73.60	1.21 (3.48)
8	-36.76	-0.80 (-4.15)

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	-36.30	0.75 (4.02)
2	-36.30	0.75 (4.02)
3	-36.30	0.75 (4.02)
4	-72.60	1.19 (3.48)
5	-72.60	1.19 (3.48)
6	-72.60	1.19 (3.48)
7	-72.60	1.19 (3.48)
8	-36.30	-0.75 (-4.02)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.4 cm

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	95 di 151

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.12	0.0	0.00	3.6	-53.6	5.0	5.5	219	8.0	10.0
2	S	0.00	20.0	0.00	0.0	-37.6	15.0	20.0	800	16.1	10.0
3	S	1.12	0.0	0.00	3.6	-53.4	5.0	5.5	219	8.0	10.0
4	S	1.96	20.0	0.00	16.6	-102.5	15.0	5.6	223	8.0	10.0
5	S	1.96	20.0	0.00	16.6	-102.5	15.0	5.6	223	8.0	10.0
6	S	0.00	0.0	0.00	20.0	-69.2	5.0	20.0	800	16.1	10.0
7	S	0.00	0.0	0.00	20.0	-69.1	5.0	20.0	800	16.1	10.0
8	S	0.00	0.0	0.00	20.0	-37.4	5.0	20.0	800	16.1	10.0

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

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compressione: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo
K2	= (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00039	0.00008	-0.00026	0.83	0.60	0.000161 (0.000161)	266	0.043 (990.00)	-6.80
2	S	-0.00025	0.00000	-0.00026	0.50	0.60	0.000113 (0.000113)	279	0.031 (990.00)	4.46
3	S	-0.00038	0.00008	-0.00026	0.83	0.60	0.000160 (0.000160)	266	0.043 (990.00)	-6.82
4	S	-0.00073	0.00014	-0.00049	0.83	0.60	0.000307 (0.000307)	269	0.083 (990.00)	6.51
5	S	-0.00073	0.00014	-0.00049	0.83	0.60	0.000307 (0.000307)	269	0.083 (990.00)	6.51
6	S	-0.00044	-0.00006	-0.00049	0.57	0.60	0.000208 (0.000208)	298	0.062 (990.00)	-3.77
7	S	-0.00044	-0.00006	-0.00049	0.57	0.60	0.000207 (0.000207)	298	0.062 (990.00)	-3.78
8	S	-0.00025	0.00000	-0.00049	0.50	0.60	0.000112 (0.000112)	278	0.031 (990.00)	-4.48

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.00	0.0	0.00	20.0	-32.4	5.0	20.0	800	16.1	10.0
2	S	0.00	20.0	0.00	0.0	-32.8	15.0	20.0	800	16.1	10.0
3	S	0.00	0.0	0.00	20.0	-32.4	5.0	20.0	800	16.1	10.0
4	S	0.03	20.0	0.00	19.9	-68.9	15.0	6.6	265	8.0	10.0
5	S	0.03	20.0	0.00	19.9	-68.9	15.0	6.6	265	8.0	10.0
6	S	0.00	20.0	0.00	0.0	-60.8	15.0	20.0	800	16.1	10.0
7	S	0.00	20.0	0.00	0.0	-60.8	15.0	20.0	800	16.1	10.0
8	S	0.00	0.0	0.00	20.0	-32.8	5.0	20.0	800	16.1	10.0

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	96 di 151

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

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00021	-0.00002	-0.00049	0.54	0.60	0.000097 (0.000097)	290	0.028 (0.20)	-4.06
2	S	-0.00021	-0.00001	-0.00049	0.53	0.60	0.000098 (0.000098)	287	0.028 (0.20)	4.15
3	S	-0.00021	-0.00002	-0.00049	0.54	0.60	0.000097 (0.000097)	290	0.028 (0.20)	-4.06
4	S	-0.00046	0.00000	-0.00031	0.83	0.60	0.000207 (0.000207)	292	0.060 (0.20)	4.52
5	S	-0.00046	0.00000	-0.00031	0.83	0.60	0.000207 (0.000207)	292	0.060 (0.20)	4.52
6	S	-0.00038	-0.00008	-0.00031	0.60	0.60	0.000182 (0.000182)	306	0.056 (0.20)	3.48
7	S	-0.00038	-0.00008	-0.00031	0.60	0.60	0.000182 (0.000182)	306	0.056 (0.20)	3.48
8	S	-0.00021	-0.00001	-0.00031	0.53	0.60	0.000098 (0.000098)	287	0.028 (0.20)	-4.15

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.00	20.0	0.00	0.0	-31.9	15.0	20.0	800	16.1	10.0
2	S	0.00	20.0	0.00	0.0	-31.9	15.0	20.0	800	16.1	10.0
3	S	0.00	20.0	0.00	0.0	-31.9	15.0	20.0	800	16.1	10.0
4	S	0.00	20.0	0.00	0.0	-59.9	15.0	20.0	800	16.1	10.0
5	S	0.00	20.0	0.00	0.0	-59.9	15.0	20.0	800	16.1	10.0
6	S	0.00	20.0	0.00	0.0	-59.9	15.0	20.0	800	16.1	10.0
7	S	0.00	20.0	0.00	0.0	-59.9	15.0	20.0	800	16.1	10.0
8	S	0.00	0.0	0.00	20.0	-31.9	5.0	20.0	800	16.1	10.0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00021	-0.00002	-0.00031	0.55	0.40	0.000096 (0.000096)	291	0.028 (0.20)	4.02
2	S	-0.00021	-0.00002	-0.00031	0.55	0.40	0.000096 (0.000096)	291	0.028 (0.20)	4.02
3	S	-0.00021	-0.00002	-0.00031	0.55	0.40	0.000096 (0.000096)	291	0.028 (0.20)	4.02
4	S	-0.00037	-0.00008	-0.00031	0.60	0.40	0.000180 (0.000180)	306	0.055 (0.20)	3.48
5	S	-0.00037	-0.00008	-0.00031	0.60	0.40	0.000180 (0.000180)	306	0.055 (0.20)	3.48
6	S	-0.00037	-0.00008	-0.00031	0.60	0.40	0.000180 (0.000180)	306	0.055 (0.20)	3.48
7	S	-0.00037	-0.00008	-0.00031	0.60	0.40	0.000180 (0.000180)	306	0.055 (0.20)	3.48
8	S	-0.00021	-0.00002	-0.00031	0.55	0.40	0.000096 (0.000096)	291	0.028 (0.20)	-4.02

**VERIFICHE PER IL RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE (§ 7.3.6 NTC18)**

Si assume che la struttura sia in Classe di Duttività Bassa (CDB), pertanto la zona critica della trave si estende per una lunghezza pari a 1 volta l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro (§ 7.4.6.1.1 NTC 2018).

In definitiva dunque si assume un'Altezza Critica di 200 mm.

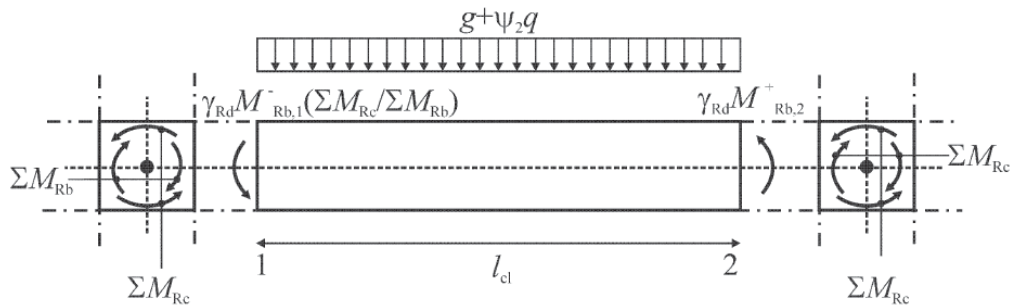
Secondo quanto specificato dalla normativa, per le strutture in CD"B", la verifica resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate dall'analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente, determinato sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio



corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti  $M_{b,Rd,1,2}$  delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ .



Secondo quanto rappresentato nella figura precedente, l'espressione del taglio sollecitante di calcolo è la seguente:

$$V_{Ed} = \pm \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{b,Rd,1} + M_{b,Rd,2}}{l} + \bar{G}_k \cdot \frac{l}{2}$$

dove:

- $\gamma_{Rd}$  = Coefficiente di sovraresistenza, pari a 1,10 per strutture in CD"B";
- $M_{b,Rd,1}$  e  $M_{b,Rd,2}$  = momenti resistenti delle sezioni di plasticizzazione, sempre concordi;
- $l$  = luce della campata di trave considerata;
- $\bar{G}_k = g + \psi_2 q$ , sono i carichi gravitazionali agenti sulla trave

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\vartheta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg} \vartheta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi (limitazioni geometriche e di armatura) definite ai § 4.1.6 e 7.4.6 delle NTC 2018, anch'esse sono verificate nell'apposito modulo di VIS. In particolare, per garantire l'ancoraggio delle armature longitudinali e prevenire una crisi di aderenza, si prevedono i seguenti accorgimenti:

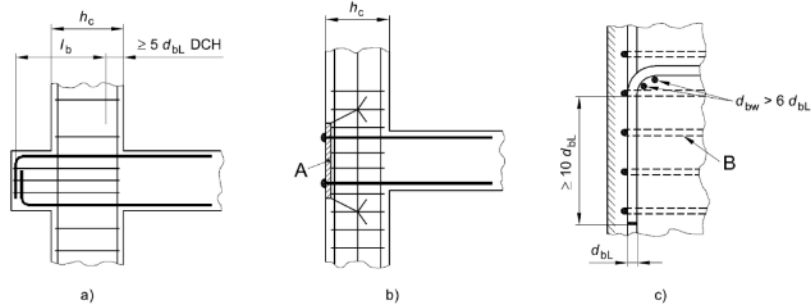
- nei *nodi trave-colonna interni* le armature sono prolungate al di fuori della zona critica e si ancorano dunque oltre il nodo;
- nei *nodi trave-colonna esterni* le armature longitudinali sono piegate con una lunghezza di 25 cm ( $> 10 \phi_{bL} = 20$  cm) disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura, in analogia a quanto riportato nella Fig. 5.13 c) di UNI EN 1998-1:2005, di seguito riportata:

figura 5.13 Misure aggiuntive per ancoraggi realizzati in collegamenti trave-colonna esterni

Legenda

A Piastra di ancoraggio

B Staffe attorno alle barre della colonna



## CALCOLO TAGLIO AGENTE

$\gamma_{Rd}$	1.10	-
$M_{b,Rd1}$	40.38	kNm
$M_{b,Rd2}$	40.38	kNm
$G_k$	22.40	kN/m
$l_T$	2.16	m
$V_{Ed}$	65.32	kN

Tabella 9-20 Calcolo taglio agente

## VERIFICA A TAGLIO

Verifica a Taglio - Sezione armata a taglio			
<i>Dati Sezione</i>			<i>Ip. 1 - Cotθ = 2,5 --&gt; θ = 21,8</i>
b <sub>w</sub>	400	[mm]	V <sub>Rsd</sub>
h	600	[mm]	V <sub>Rcd</sub>
c	40	[mm]	V <sub>Rd</sub>
d	560	[mm]	
<i>Dati Armatura a taglio</i>			<i>Ip. 2 - Cotθ = 1,0 --&gt; θ = 45,0</i>
φ <sub>staffe</sub>	8	[mm]	V <sub>Rsd</sub>
braccia	2		V <sub>Rcd</sub>
A <sub>sw</sub>	100.5	[mm <sup>2</sup> ]	V <sub>Rd</sub>
s	80	[mm]	
α	90	[°]	
<i>Dati Materiali</i>			<i>Ip. 3 - Cotθ --&gt; V<sub>Rsd</sub>=V<sub>Rcd</sub></i>
f <sub>yd</sub>	391.3	[Mpa]	cotgθ
f <sub>cd</sub>	18.81	[Mpa]	θ
α <sub>c</sub>	1	[-]	V <sub>Rsd</sub>
v	0.5	[-]	V <sub>Rcd</sub>
			V <sub>Rd</sub>
<b>Verifica a taglio</b>			
Taglio resistente - V <sub>Rd</sub>			619.38 [kN]
Taglio sollecitante - V <sub>Sd</sub>			65.32 [kN]
FS			9.48 OK

Tabella 9-21 Verifica resistenza a taglio

## 9.5 Trave colmo

Di seguito si riporta la sintesi delle verifiche condotte sulla trave di colmo.

### Verifica momento flettente SLU

Si riporta il calcolo del momento resistente della sezione effettuato con il software VCA Slu

**Titolo:** Trave colmo

N° figure elementari: 1 Zoom      N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	45	25	1	7,63	5
			2	7,63	20

**Sollecitazioni**  
S.L.U.      Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0      0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0      0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0      0

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

**Materiali**  
B450C      C32/40  
ε<sub>su</sub> 67,5 ‰    ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm²    ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm²    f<sub>cd</sub> 18,81  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15    f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰    σ<sub>c,adm</sub> 12,25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm²    τ<sub>co</sub> 0,7333  
τ<sub>c1</sub> 2,114

**P.to rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 54,63 kN m  
σ<sub>c</sub> -18,81 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 11,22 ‰  
d 20 cm  
x 4,756    x/d 0,2378  
δ 0,7372

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta     Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd    Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm    Col. modello  
M-curvatura  
 Precompresso

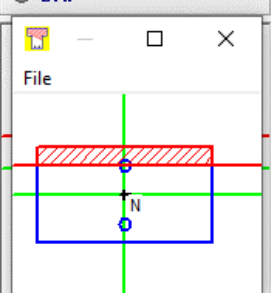


Figura 9-12 Calcolo momento resistente  $M_{Rd}^+$  Trave di colmo

**Titolo:** Trave colmo

N° figure elementari: 1 Zoom      N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	45	25	1	7.63	5
			2	7.63	20

**Sollecitazioni**  
S.L.U.      Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0      0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0      0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0      0

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C      C32/40

E<sub>su</sub> 67.5 ‰      E<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm²      E<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm²      f<sub>cd</sub> 18.81 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15      f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 ?  
E<sub>syd</sub> 1.957 ‰      σ<sub>c,adm</sub> 12.25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm²      τ<sub>co</sub> 0.7333  
τ<sub>cl</sub> 2.114

M<sub>xRd</sub> -54.63 kN m  
σ<sub>c</sub> -18.81 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
E<sub>c</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 11.22 ‰  
d 20 cm  
x 4.756      x/d 0.2378  
δ 0.7372

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

**Tipo flessione**  
 Retta     Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd    Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm    Col. modello  
M-curvatura  
 Precompresso

Figura 9-13 Calcolo momento resistente  $M_{Rd}$  Trave di colmo

Elemento	$M_y^+$ [kNm]	$M_y^-$ [kNm]	M [kNm]	$M_{Rd}^+$ [kNm]	$M_{Rd}^-$ [kNm]	FS
29	16.31	-33.16	-33.16	54.63	-54.63	1.65
30	13.27	-30.22	-30.22	54.63	-54.63	1.81
31	16.4	-33.82	-33.82	54.63	-54.63	1.62

Tabella 9-22 Verifica resistenza momento flettente

### Verifica Taglio SLU

Elemento	$V_z$ [kN]	$V_{Rd\ cls}$ [kN]	$V_{Rd\ acciaio}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	FS
29	41.67	259.77	187.15	187.15	4.49
30	-38.95	259.77	187.15	187.15	4.80
31	-42.01	259.77	187.15	187.15	4.45

Tabella 9-23 Verifica a taglio  $V_z$

elemento	$V_y$ [kN]	$V_{Rd\ cls}$ [kN]	$V_{Rd\ acciaio}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	FS
29	6.43	288.64	374.30	288.64	44.89
30	5.54	288.64	374.30	288.64	52.10
31	-6.43	288.64	374.30	288.64	44.89

Tabella 9-24 Verifica a taglio  $V_y$

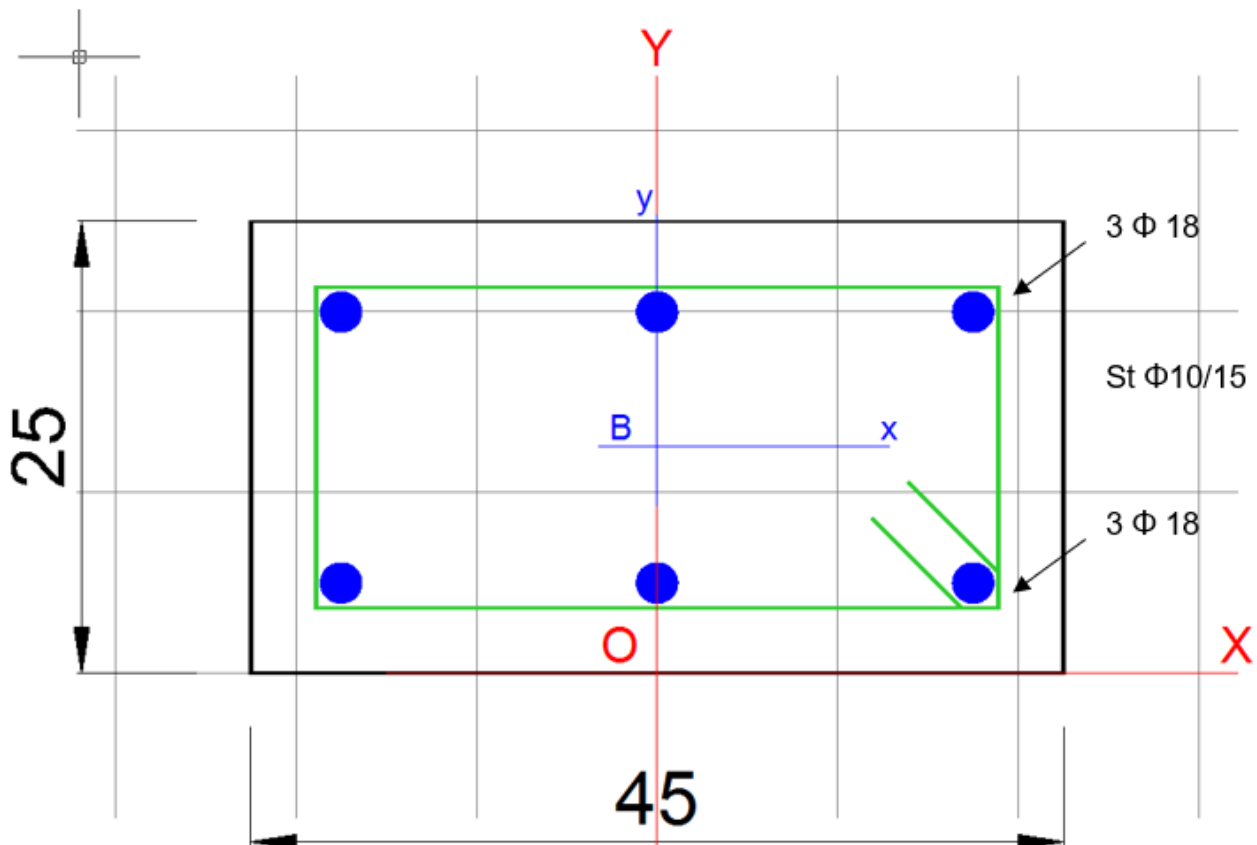


Figura 9-14 – Tipologico ferri di armatura trave di colmo

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	103 di 151

**Verifica SLE**

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	-14.46	-24.38
2	-8.46	-22.21
3	-15.03	-24.82

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	-11.49	-22.05 (-17.34)
2	-5.31	-19.20 (-17.52)
3	-11.68	-22.05 (-17.34)

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	-11.01	-21.74 (-17.35)
2	-4.66	-18.90 (-17.54)
3	-11.01	-21.74 (-17.35)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.1 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 13.2 cm

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	7.09	0.0	0.00	7.0	-196.4	5.0	6.0	270	7.6	17.5
2	S	6.47	0.0	0.00	7.1	-175.7	5.0	6.0	268	7.6	17.5

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	104 di 151

3 S 7.22 0.0 0.00 7.0 -200.1 5.0 6.0 270 7.6 17.5

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

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo
K2	= (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00136	0.00053	-0.00091	0.83	0.60	0.000598 (0.000589)	320 0.191 (990.00)		-17.29
2	S	-0.00122	0.00049	-0.00081	0.83	0.60	0.000527 (0.000527)	319 0.168 (990.00)		-17.45
3	S	-0.00139	0.00054	-0.00092	0.83	0.60	0.000617 (0.000600)	320 0.197 (990.00)		-17.28

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	6.42	0.0	0.00	7.1	-176.5	5.0	6.0	269	7.6	17.5
2	S	5.60	0.0	0.00	7.2	-150.6	5.0	5.9	268	7.6	17.5
3	S	6.42	0.0	0.00	7.1	-176.7	5.0	6.0	269	7.6	17.5

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

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00122	0.00048	-0.00082	0.83	0.60	0.000530 (0.000530)	319 0.169 (0.20)		-17.34
2	S	-0.00105	0.00042	-0.00070	0.83	0.60	0.000452 (0.000452)	318 0.144 (0.20)		-17.52
3	S	-0.00122	0.00048	-0.00082	0.83	0.60	0.000530 (0.000530)	319 0.169 (0.20)		-17.34

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	6.33	0.0	0.00	7.1	-173.8	5.0	6.0	269	7.6	17.5
2	S	5.51	0.0	0.00	7.2	-147.8	5.0	5.9	267	7.6	17.5
3	S	6.33	0.0	0.00	7.1	-173.8	5.0	6.0	269	7.6	17.5

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00121	0.00047	-0.00080	0.83	0.40	0.000614 (0.000521)	319 0.196 (0.20)		-17.35
2	S	-0.00103	0.00041	-0.00068	0.83	0.40	0.000485 (0.000443)	318 0.154 (0.20)		-17.54
3	S	-0.00121	0.00047	-0.00080	0.83	0.40	0.000614 (0.000521)	319 0.196 (0.20)		-17.35

**VERIFICHE PER IL RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE (§ 7.3.6 NTC18)**

Si assume che la struttura sia in Classe di Duttività Bassa (CDB), pertanto la zona critica della trave si estende per una lunghezza pari a 1 volta l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro (§ 7.4.6.1.1 NTC 2018).

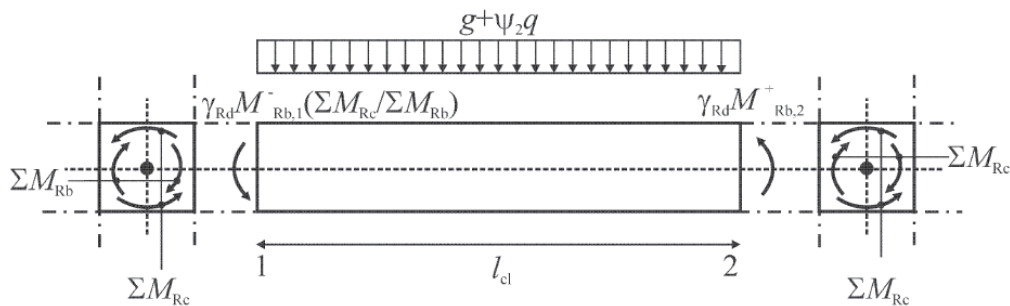


In definitiva dunque si assume un'Altezza Critica di 250 mm.

Secondo quanto specificato dalla normativa, per le strutture in CD"B", la verifica resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate dall'analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente, determinato sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti  $M_{b,Rd,1,2}$  delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ .



Secondo quanto rappresentato nella figura precedente, l'espressione del taglio sollecitante di calcolo è la seguente:

$$V_{Ed} = \pm \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{b,Rd,1} + M_{b,Rd,2}}{l} + \bar{G}_k \cdot \frac{l}{2}$$

dove:

- $\gamma_{Rd}$  = Coefficiente di sovraresistenza, pari a 1,10 per strutture in CD"B";
- $M_{b,Rd,1}$  e  $M_{b,Rd,2}$  = momenti resistenti delle sezioni di plasticizzazione, sempre concordi;
- $l$  = luce della campata di trave considerata;
- $\bar{G}_k = g + \Psi_2 q$ , sono i carichi gravitazionali agenti sulla trave

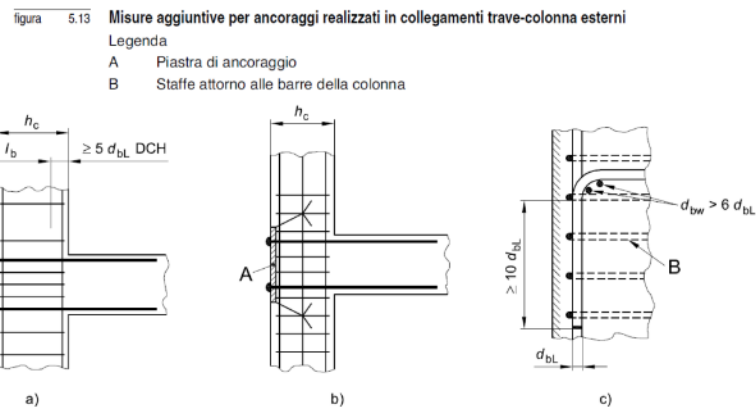
La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\vartheta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg} \vartheta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi (limitazioni geometriche e di armatura) definite ai § 4.1.6 e 7.4.6 delle NTC 2018, anch'esse sono verificate nell'apposito modulo di VIS. In

particolare, per garantire l'ancoraggio delle armature longitudinali e prevenire una crisi di aderenza, si prevedono i seguenti accorgimenti:

- nei *nodi trave-colonna interni* le armature sono prolungate al di fuori della zona critica e si ancorano dunque oltre il nodo;
- nei *nodi trave-colonna esterni* le armature longitudinali sono piegate con una lunghezza di 25 cm ( $>10\phi_{bL} = 20$  cm) disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura, in analogia a quanto riportato nella Fig. 5.13 c) di UNI EN 1998-1:2005, di seguito riportata:



## CALCOLO TAGLIO AGENTE

$\gamma_{Rd}$	1.10	-
$M_{b,Rd1}$	54.63	kNm
$M_{b,Rd2}$	54.63	kNm
$G_k$	22.71	kN/m
$l_T$	4.40	m
$V_{Ed}$	77.28	kN

Tabella 9-25 Calcolo taglio agente

## VERIFICA A TAGLIO

Verifica a Taglio - Sezione armata a taglio			
<i>Dati Sezione</i>			<i>Ip. 1 - Cotθ = 2,5 --&gt; θ = 21,8</i>
b <sub>w</sub>	400	[mm]	V <sub>Rsd</sub> 619.38 [kN]
h	600	[mm]	V <sub>Rcd</sub> 653.81 [kN]
c	40	[mm]	V <sub>Rd</sub> 619.38 [kN]
d	560	[mm]	
<i>Dati Armatura a taglio</i>			<i>Ip. 2 - Cotθ = 1,0 --&gt; θ = 45,0</i>
Φ <sub>staffe</sub>	8	[mm]	V <sub>Rsd</sub> 247.75 [kN]
braccia	2		V <sub>Rcd</sub> 948.02 [kN]
A <sub>sw</sub>	100.5	[mm <sup>2</sup> ]	V <sub>Rd</sub> 247.75 [kN]
s	80	[mm]	
α	90	[°]	
<i>Dati Materiali</i>			<i>Ip. 3 - Cotθ --&gt; V<sub>Rsd</sub>=V<sub>Rcd</sub></i>
f <sub>yd</sub>	391.3	[Mpa]	cotgθ 2.58 >2,5
f <sub>cd</sub>	18.81	[Mpa]	θ 21.19 [°]
α <sub>c</sub>	1	[-]	V <sub>Rsd</sub> 639.20 [kN]
v	0.5	[-]	V <sub>Rcd</sub> 638.92 [kN]
			V <sub>Rd</sub> 638.92 [kN]
<b>Verifica a taglio</b>			
Taglio resistente - V <sub>Rd</sub>			619.38 [kN]
Taglio sollecitante - V <sub>Sd</sub>			77.28 [kN]
FS			8.01 OK

Tabella 9-26 Verifica resistenza a taglio

## 9.6 Solaio in Predalles

Di seguito si riporta la verifica del solaio in predalles. Si considera un solaio di spessore 20 cm (2+12+4), composto da 4 cm di lastra, 12 cm di blocco di alleggerimento e 4 di soletta superiore. Il getto di completamento in calcestruzzo definisce un travetto centrale di larghezza 16 cm avente interasse di 56 cm con quelli adiacenti. In corrispondenza del travetto, nella lastra prefabbricata è predisposto un traliccio elettrosaldato di sezione trasversale pari a 2,55 cm<sup>2</sup>.

Si esegue la verifica nella combinazione di carico più gravosa per il solaio. Il carico distribuito sul solaio per tale combinazione risulta:

- Carico massimo:  $1,3 Gk1 + 1,5 Gk2 + 1,5 Qkn = 1,3 \times 3,83 + 1,5 \times 0,90 + 1,5 \times 0,93 = 7,73$  kN/m<sup>2</sup>

Che corrisponde ad un carico per unità di lunghezza sul travetto pari a:

- $7,73 \text{ kN/m}^2 \times 0,56 \text{ m} = 4,33 \text{ kN/m}$

Il dimensionamento dell'armatura inferiore viene condotto considerando uno schema di trave appoggiata con luce di 2.20 m.

$$M^+ = 4,33 \cdot \frac{2,20^2}{8} = 2,62 \text{ kNm}$$

Si valuta l'armatura minima attraverso la relazione:

$$A_f = \frac{M}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{2,62 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 391,3 \cdot 170} \text{ mm}^2 = 0,32 \text{ cm}^2$$

Essendo l'armatura del traliccio pari a 2,55 cm<sup>2</sup> non si considera necessario inserire armatura integrativa. Di seguito si riporta la verifica.

Il coefficiente di sicurezza è pari a:

$$FS = 17,47/2,62 = 6,67$$

**Titolo:** Predalles

N° Vertici: 12 Zoom      N° barre: 1 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
7	56	20
8	56	16
9	36	16
10	36	4
11	56	4
12	56	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2,55	28	2

**Sollecitazioni**  
S.L.U.      Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0      0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0      0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0      0

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

**Materiali**  
B450C    C32/40

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰    ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm²    ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm²    f<sub>cd</sub> 18,81  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15    f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰    σ<sub>c,adm</sub> 12,25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm²    τ<sub>co</sub> 0,7333  
τ<sub>c1</sub> 2,114

M<sub>xRd</sub> 17,47 kN m  
σ<sub>c</sub> -18,81 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 50,6 ‰  
d 18 cm  
x 1,164    x/d 0,06469  
δ 0,7

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta     Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd    Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm    Col. modello  
M-curvatura  
 Precompresso

Figura 9-15 Calcolo resistenza momento resistente  $M_{Rd}^+$  Predalles

Il dimensionamento dell'armatura superiore, da posizionare in corrispondenza degli appoggi, viene condotto considerando uno schema di trave incastrata alle estremità con luce di 2.20 m.

$$M^- = 4.33 \cdot \frac{2.20^2}{12} = 1.75 \text{ kNm}$$

Si valuta l'armatura minima attraverso la relazione:

$$A_f = \frac{M}{0.9 \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{1.75 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 391.3 \cdot 170} \text{ mm}^2 = 0.22 \text{ cm}^2$$

Si considera un'armatura integrativa di 1φ12 (1,13 cm<sup>2</sup>), di seguito si riporta la verifica.

Il coefficiente di sicurezza è pari a:

$$FS: 7.86/1.75=4.50$$

Titolo: Predalles

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 1 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
7	56	20
8	56	16
9	36	16
10	36	4
11	56	4
12	56	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1,13	28	18

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -7,856 kN m

Materiali: B450C C32/40

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,81 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
τ<sub>c1</sub> 2,114

σ<sub>c</sub> -18,81 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 2,268 ‰  
ε<sub>s</sub> 67,5 ‰

d 18 cm  
x 0,585 x/d 0,03251  
δ 0,7

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

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

Tipo flessione:  Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
M-curvatura  
 Precompresso

Figura 9-16 Calcolo momento resistente  $M_{Rd}$  Predalles

Il valore del taglio sollecitante all'appoggio può essere valutato considerando una trave appoggiata con luce netta pari a 6.29 m:

$$V_{Ed} = q \cdot l/2 = 4.33 \cdot 6.29/2 = 13.62 \text{ kN}$$

Il valore del taglio resistente della sezione di appoggio, in assenza di apposite armature resistenti a taglio, viene ricavata con la seguente formula:

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

$$V_{Rd} = 23.45 \text{ kN}$$

Il coefficiente di sicurezza è pari a:

$$FS: 23.45/13.62 = 1.72$$

## VERIFICHE SLE

Di seguito si riportano le verifiche condotte per ogni stato limite di esercizio, in particolare:

Combinazione Rara: Verifica delle tensioni e Verifica alle frecce istantanee;

Combinazione Frequente: Verifica dell'apertura delle fessure;

Combinazione Quasi Permanente: Verifica delle tensioni, Verifica dell'apertura delle fessure e Verifica delle frecce differite.

Si riportano anche valori tensionali di interesse progettuale e i valori del momento d'inerzia di tutte le sezioni in relazione allo stadio di esercizio, per la combinazione rara. La verifica delle tensioni consiste nel confrontare le tensioni che si attingono nei materiali in condizioni di esercizio con i valori limite fissati dalla normativa per contenere i fenomeni di microfessurazione e di viscosità nel calcestruzzo compresso e lo snervamento dell'acciaio. Nello specifico si è fatto riferimento alle prescrizioni riportate di seguito che fanno riferimento al par. 2.5.1.8.3.2.1 del "RFI.DTC.SI.PS.MA.IFS.001.E Manuale di progettazione delle opere civili (Ed. 2021)":

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$  per combinazione caratteristica (rara)
- $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente.

Per l'acciaio ordinario, la tensione massima  $\sigma_s$  per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$

dove  $f_{yk}$  per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Le massime tensioni sono state calcolate con la teoria elastica. Il calcolo tecnico dell'apertura delle fessure viene eseguito per la combinazione frequente e quasi permanente.

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure  $w_d$  può essere ottenuto con l'espressione:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_s \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Si fa l'ipotesi che l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a  $5(c + \phi/2)$ , in cui il diametro nel caso fossero presenti tondi diversi, è stabilito attraverso una media pesata.

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

Dall' EC2 2004, La freccia massima si calcola:

$$f = f_1 c \left( \frac{M_{cr}}{M_{sd}} \right)^2 + f_2 \left[ 1 - c \left( \frac{M_{cr}}{M_{sd}} \right)^2 \right]$$

$f_1$  è la freccia massima calcolata per la trave appoggiata nella condizione di sezione totalmente reagente, stadio 1. Nell'ipotesi che il calcestruzzo sia giovane  $f_2$  è la freccia massima calcolata per la trave appoggiata nella condizione di sezione parzializzata, stadio 2. Nell'ipotesi che il calcestruzzo sia giovane  $M_{cr}$  è il momento di prima fessurazione si calcola con la teoria elastica una volta attinta la tensione massima a trazione del calcestruzzo maggiorata del 20%.

$$f_1 = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E_c J_1} \quad f_2 = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E_c J_2} \quad M_{cr} = \frac{1,2 f_{ctm} J_1}{h - x}$$

"c" è un coefficiente che tiene conto dei carichi di lunga durata (vale 1 per carichi di breve durata e 0,5 per carichi di lunga durata o ciclici).

Nel caso di mensole la freccia massima si calcola con la stessa relazione considerando però il doppio della lunghezza dello sbalzo. Lo stesso calcolo viene eseguito considerando i fenomeni lenti del calcestruzzo calcolando il modulo elastico efficace con il metodo EM (effective modulus) utilizzando il coefficiente di viscosità. Il coefficiente di viscosità valutato a tempo infinito è fornito in forma tabellare dalla Normativa Italiana al paragrafo 11.2.10.7.

Questa verifica è condotta per lo stato limite di esercizio quasi permanente.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{c(28gg)}}{1 + \phi(\infty, t_0)} \quad E_{c(28gg)} = 22000 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3}$$

La verifica è soddisfatta se il rapporto freccia luce è minore di 1/250.

- x Indica la posizione dell'asse neutro, mentre J rappresenta il momento d'inerzia della sezione.
- I pedici 1 e 2 indicano rispettivamente sezione reagente e parzializzata.
- n è il coefficiente di omogeneizzazione della sezione.



- **Verifica SLE Rara**

Nella seguente tabella vengono riepilogate le verifiche svolte per la combinazione di esercizio rara.

$b_1$	560.00	mm
$h_1$	50.00	mm
$b_2$	160.00	mm
$h_2$	160.00	mm
$b_3$	560.00	mm
$h_3$	50.00	mm
A	81600.00	mm <sup>2</sup>
$x_n$	30.53	mm
I	56776819.46	mm <sup>4</sup>
$f_{ck}$	32.00	MPa
$f_{ctm}$	3.02	MPa
$f_{ct}$	2.52	MPa
n	6.20	-
v	0.50	-
c	20.00	mm
d	222.00	mm
d'	38.00	mm
$\phi$	12.00	mm
$A_s$	226.08	mm <sup>2</sup>
$A_s'$	113.04	mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	450.00	MPa
$f_{cm}$	40.00	MPa
$E_c$	33345.76	MPa
$E_s$	210000.00	MPa
L	6.29	m
q	5.66	kN/m
$M_{Ed\ rare}$	15.68	kNm
$f_1$	2.02	mm
$f_2$	24.37	mm
$M_{cr}$	7.51	kNm
f	19.25	mm
$f_{max}$	25.16	mm
ESITO	ok	

$\sigma_c$	8.43	MPa
$\sigma_{c,max}$	17.60	MPa
ESITO	ok	
$\sigma_s$	327.74	MPa
$\sigma_{s,max}$	337.50	MPa
ESITO	ok	

Tabella 9-27- Verifica SLE Rara calcestruzzo giovane

- Verifica SLE Frequente**

Nella seguente tabella vengono riepilogate le verifiche svolte per la combinazione di esercizio frequente.

$b_1$	560.00	mm
$h_1$	50.00	mm
$b_2$	160.00	mm
$h_2$	160.00	mm
$b_3$	560.00	mm
$h_3$	50.00	mm
A	81600.00	mm <sup>2</sup>
$x_n$	30.53	mm
I	56776819.46	mm <sup>4</sup>
$f_{ck}$	32.00	MPa
$f_{ctm}$	3.02	MPa
$f_{ct}$	2.52	MPa
n	6.20	-
v	0.50	-
c	20.00	mm
d	222.00	mm
d'	38.00	mm
$\phi$	12.00	mm
$A_s$	226.08	mm <sup>2</sup>
$A_s'$	113.04	mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	450.00	MPa
$f_{cm}$	40.00	MPa
$E_c$	33345.76	MPa

$E_s$	210000.00	MPa
L	6.29	m
q	5.23	kN/m
$M_{Ed\ freq}$	14.48	kNm
$M_{cr}$	7.51	kNm
$\epsilon_{sm}$	0.00125	-
$\Delta_{smax}$	68.00	mm
$w_k$	0.08	mm
$w_{lim}$	0.20	mm
ESITO	ok	

Tabella 9-28- Verifica SLE frequente calcestruzzo giovane

- **Verifica SLE quasi-permanente**

Nella seguente tabella vengono riepilogate le verifiche svolte per la combinazione di esercizio quasi-permanente.

$b_1$	560.00	mm
$h_1$	50.00	mm
$b_2$	160.00	mm
$h_2$	160.00	mm
$b_3$	560.00	mm
$h_3$	50.00	mm
A	81600.00	mm <sup>2</sup>
$x_n$	30.53	mm
I	56776819.46	mm <sup>4</sup>
$f_{ck}$	32.00	MPa
$f_{ctm}$	3.02	MPa
$f_{ct}$	2.52	MPa
n	6.20	-
v	0.50	-
c	20.00	mm
d	222.00	mm
d'	38.00	mm
$\phi$	12.00	mm
$A_s$	226.08	mm <sup>2</sup>

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0S

00

D 18 CL

FA2400 001

B

116 di 151

$A_s'$	113.04	mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	450.00	MPa
$f_{cm}$	40.00	MPa
$E_c$	33345.76	MPa
$E_s$	210000.00	MPa
L	6.29	m
q	4.73	kN/m
$M_{Ed\ qp}$	13.10	kNm
$f_1$	1.69	mm
$f_2$	20.37	mm
$M_{cr}$	7.51	kNm
f	14.23	mm
$f_{max}$	25.16	mm
ESITO	ok	
$\sigma_c$	7.04	MPa
$\sigma_{c,max}$	12.80	MPa
ESITO	ok	
$\sigma_s$	273.89	MPa
$\sigma_{s,max}$	337.50	MPa
ESITO	ok	
$\epsilon_{sm}$	0.00111	-
$\Delta_{smax}$	68.00	mm
$w_k$	0.08	mm
$w_{lim}$	0.20	mm
ESITO	ok	

Tabella 9-29- Verifica SLE quasi-permanente calcestruzzo giovane

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0S

00

D 18 CL

FA2400 001

B

117 di 151

$b_1$	560.00	mm
$h_1$	50.00	mm
$b_2$	160.00	mm
$h_2$	160.00	mm
$b_3$	560.00	mm
$h_3$	50.00	mm
A	81600.00	mm <sup>2</sup>
$x_n$	30.53	mm
I	56776819.46	mm <sup>4</sup>
$f_{ck}$	32.00	MPa
$f_{ctm}$	3.02	MPa
$f_{ct}$	2.52	MPa
n	6.20	-
v	0.50	-
c	20.00	mm
d	222.00	mm
d'	38.00	mm
$\phi$	12.00	mm
$A_s$	226.08	mm <sup>2</sup>
$A_s'$	113.04	mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	450.00	MPa
$f_{cm}$	40.00	MPa
$E_c$	9456.00	MPa
$E_s$	210000.00	MPa
L	6.29	m
q	4.73	kN/m
$M_{Ed\ qp}$	13.10	kNm
$f_1$	4.73	mm
$f_2$	6.65	mm
$M_{cr}$	8.30	kNm
f	5.65	mm
$f_{max}$	25.16	mm
ESITO	ok	
$\sigma_c$	3.95	MPa

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	118 di 151

$\sigma_{c,max}$	12.80	MPa
ESITO	ok	
$\sigma_s$	79.19	MPa
$\sigma_{s,max}$	337.50	MPa
ESITO	ok	

Tabella 9-30- Verifica SLE quasi-permanente calcestruzzo invecchiato

## 9.7 Verifica trave principale fondazione

Di seguito si riporta la sintesi delle verifiche condotte sulle travi principali di fondazione.

Le verifiche condotte sono state effettuate secondo il Paragrafo 7.2.5 delle NTC18, *considerando come azioni in fondazione quelle trasferite dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificate di un coefficiente pari a 1,30 in CD "A" e 1,10 in CD "B"*.

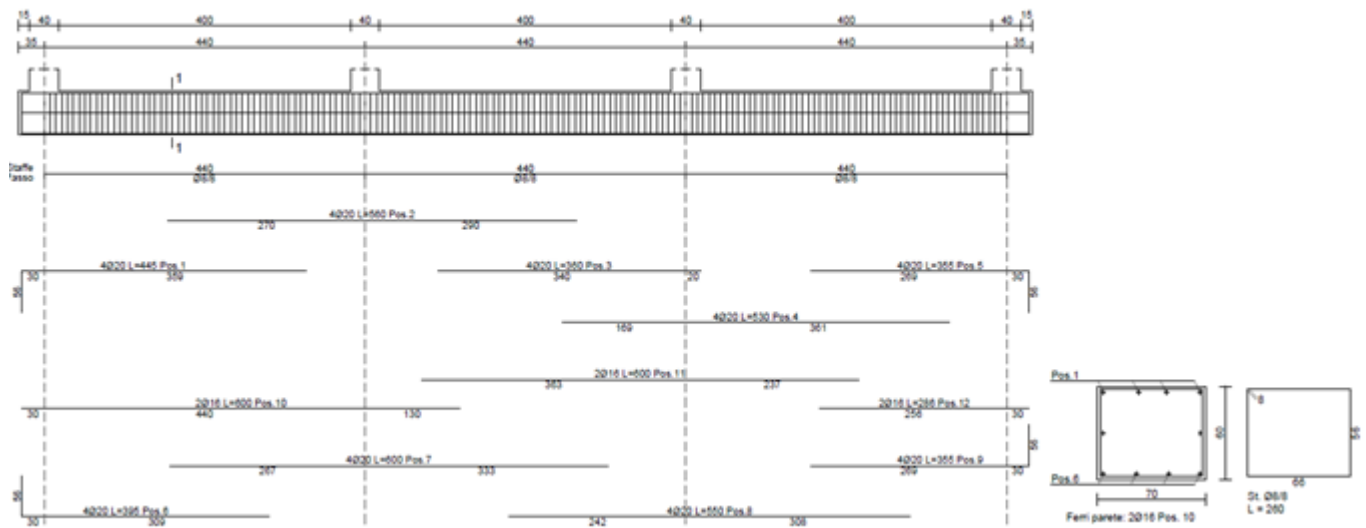


Figura 9-17 – Tipologico ferri di armatura travi principali di fondazione

## Verifica momento flettente SLU

Si riporta il calcolo del momento resistente della sezione effettuato con il software VCA Slu

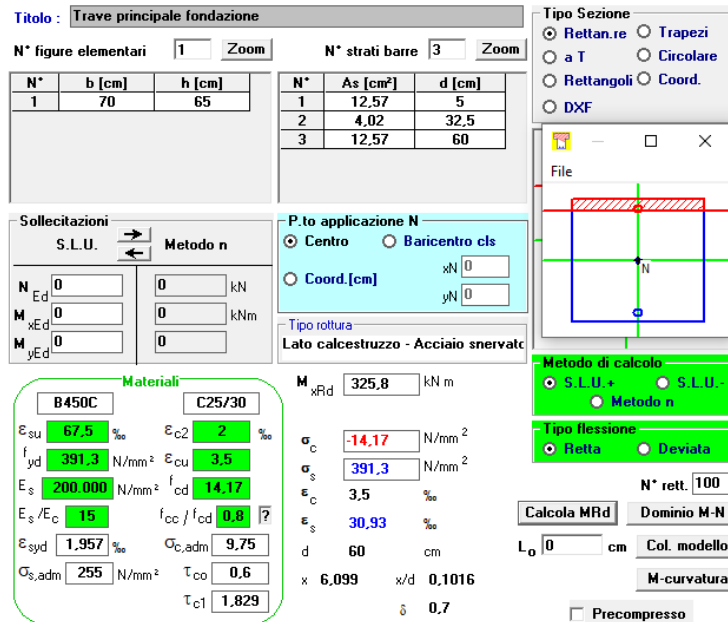


Figura 9-18 Calcolo momento resistente  $M_{Rd}^+$  Trave principale fondazione

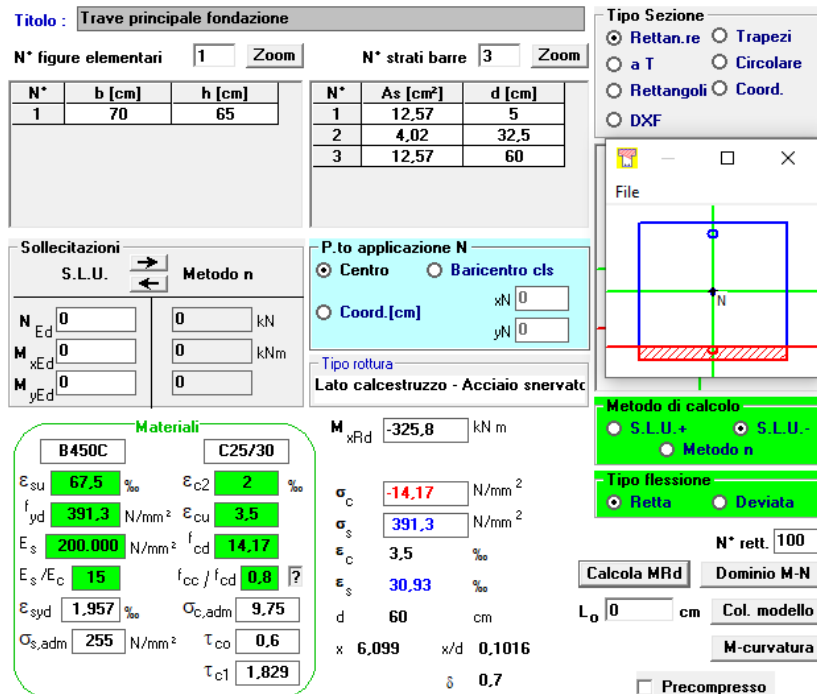


Figura 9-19 Calcolo momento resistente  $M_{Rd}^-$  Trave principale fondazione

Elemento	M <sub>y</sub> <sup>+</sup> [kNm]	M <sub>y</sub> <sup>-</sup> [kNm]	M [kNm]	M <sub>Rd</sub> <sup>+</sup> [kNm]	M <sub>Rd</sub> <sup>-</sup> [kNm]	FS
1	44.18	-43.99	44.176	325.8	-325.8	7.38
2	42.50	-122.06	-122.056	325.8	-325.8	2.67



**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	121 di 151

3	80.82	-35.85	80.817	325.8	-325.8	4.03
4	44.18	-43.99	44.176	325.8	-325.8	7.38
5	36.66	-120.07	-120.065	325.8	-325.8	2.71
6	80.82	-28.63	80.817	325.8	-325.8	4.03
41	79.48	-117.51	-117.513	325.8	-325.8	2.77
42	79.48	-122.06	-122.056	325.8	-325.8	2.67

Tabella 9-31 Verifica resistenza momento flettente

## Verifica Taglio SLU

Elemento	$V_z$ [kN]	$V_{Rd\ cls}$ [kN]	$V_{Rd\ acciaio}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	FS
1	62.35	1060.83	673.75	673.75	10.81
2	89.11	1060.83	673.75	673.75	7.56
3	-62.35	1060.83	673.75	673.75	10.81
4	-57.76	1060.83	673.75	673.75	11.66
5	77.94	1060.83	673.75	673.75	8.64
6	-50.46	1060.83	673.75	673.75	13.35
41	-93.43	1060.83	673.75	673.75	7.21
42	-93.43	1060.83	673.75	673.75	7.21

Tabella 9-32 Verifica a taglio  $V_z$

Elemento	$V_y$ [kN]	$V_{Rd\ cls}$ [kN]	$V_{Rd\ acciaio}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	FS
1	5.01	1067.14	729.89	729.89	145.83
2	4.36	1067.14	729.89	729.89	167.56
3	-5.01	1067.14	729.89	729.89	145.83
4	4.69	1067.14	729.89	729.89	155.76
5	6.74	1067.14	729.89	729.89	108.24
6	-4.69	1067.14	729.89	729.89	155.76
41	-6.74	1067.14	729.89	729.89	108.24
42	-4.36	1067.14	729.89	729.89	167.56

Tabella 9-33 Verifica a taglio  $V_y$

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	123 di 151

## Verifica SLE

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	-17.48	-29.21	-6.99
2	-29.89	-78.92	-6.12
3	-17.48	49.73	-6.99
4	-12.14	-29.21	6.51
5	-14.72	-77.71	-8.29
6	-14.13	49.73	6.51
7	-24.72	-76.17	-8.29
8	-29.89	-78.92	-6.12

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	-8.37	-21.00 (-144.02)	-1.43 (-9.81)
2	-15.40	-75.37 (-154.15)	-1.22 (-2.50)
3	-8.37	24.10 (145.92)	-1.43 (-8.66)
4	-7.30	-21.00 (-144.84)	1.43 (9.86)
5	-12.37	-75.12 (-153.99)	-1.66 (-3.40)
6	-7.70	24.10 (146.40)	1.43 (8.69)
7	-14.37	-74.79 (-153.50)	-1.66 (-3.41)
8	-15.40	-75.37 (-154.15)	-1.22 (-2.50)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	-6.09	-19.01 (-153.27)	-0.16 (-1.29)
2	-11.77	-74.60 (-157.07)	0.15 (0.32)
3	-6.09	-19.01 (-153.27)	-0.16 (-1.29)
4	-6.09	-19.01 (-153.30)	0.16 (1.29)
5	-11.77	-74.60 (-157.06)	-0.15 (-0.32)
6	-6.09	-19.01 (-153.30)	0.16 (1.29)
7	-11.77	-74.60 (-157.06)	-0.15 (-0.32)
8	-11.77	-74.60 (-157.07)	0.15 (0.32)

## RISULTATI DEL CALCOLO

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	124 di 151

**Sezione verificata**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	18.0 cm

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.58	0.0	0.0	-8.4	65.0	60.0	----	----
2	S	1.40	0.0	0.0	-19.5	65.0	60.0	----	----
3	S	0.94	0.0	65.0	-12.9	65.0	5.0	----	----
4	S	0.59	70.0	0.0	-8.1	5.0	60.0	----	----
5	S	1.45	0.0	0.0	-19.2	65.0	60.0	----	----
6	S	0.94	70.0	65.0	-12.7	5.0	5.0	----	----
7	S	1.40	0.0	0.0	-19.2	65.0	60.0	----	----
8	S	1.40	0.0	0.0	-19.5	65.0	60.0	----	----

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.37	0.0	0.0	-5.2	65.0	60.0	----	----
2	S	1.29	0.0	0.0	-17.2	65.0	60.0	----	----
3	S	0.42	0.0	65.0	-5.8	65.0	5.0	----	----
4	S	0.37	70.0	0.0	-5.1	5.0	60.0	----	----
5	S	1.30	0.0	0.0	-17.2	65.0	60.0	----	----
6	S	0.42	70.0	65.0	-5.8	5.0	5.0	----	----
7	S	1.29	0.0	0.0	-17.1	65.0	60.0	----	----
8	S	1.29	0.0	0.0	-17.2	65.0	60.0	----	----

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00018	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-144.02	-9.81
2	S	-0.00060	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-154.15	-2.50
3	S	-0.00020	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	145.92	-8.66
4	S	-0.00018	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-144.84	9.86
5	S	-0.00060	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-153.99	-3.40
6	S	-0.00020	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	146.40	8.69
7	S	-0.00060	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-153.50	-3.41
8	S	-0.00060	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-154.15	-2.50

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.32	0.0	0.0	-4.4	65.0	60.0	----	----

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	125 di 151

2	S	1.26	70.0	0.0	-16.7	5.0	60.0	----	----
3	S	0.32	0.0	0.0	-4.4	65.0	60.0	----	----
4	S	0.32	70.0	0.0	-4.4	5.0	60.0	----	----
5	S	1.26	0.0	0.0	-16.7	65.0	60.0	----	----
6	S	0.32	70.0	0.0	-4.4	5.0	60.0	----	----
7	S	1.26	0.0	0.0	-16.7	65.0	60.0	----	----
8	S	1.26	70.0	0.0	-16.7	5.0	60.0	----	----

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00016	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-153.27	-1.29
2	S	-0.00059	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-157.07	0.32
3	S	-0.00016	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-153.27	-1.29
4	S	-0.00016	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-153.30	1.29
5	S	-0.00059	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-157.06	-0.32
6	S	-0.00016	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-153.30	1.29
7	S	-0.00059	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-157.06	-0.32
8	S	-0.00059	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-157.07	0.32

## 9.8 Verifica trave secondaria fondazione

Di seguito si riporta la sintesi delle verifiche condotte sulle travi secondarie di fondazione.

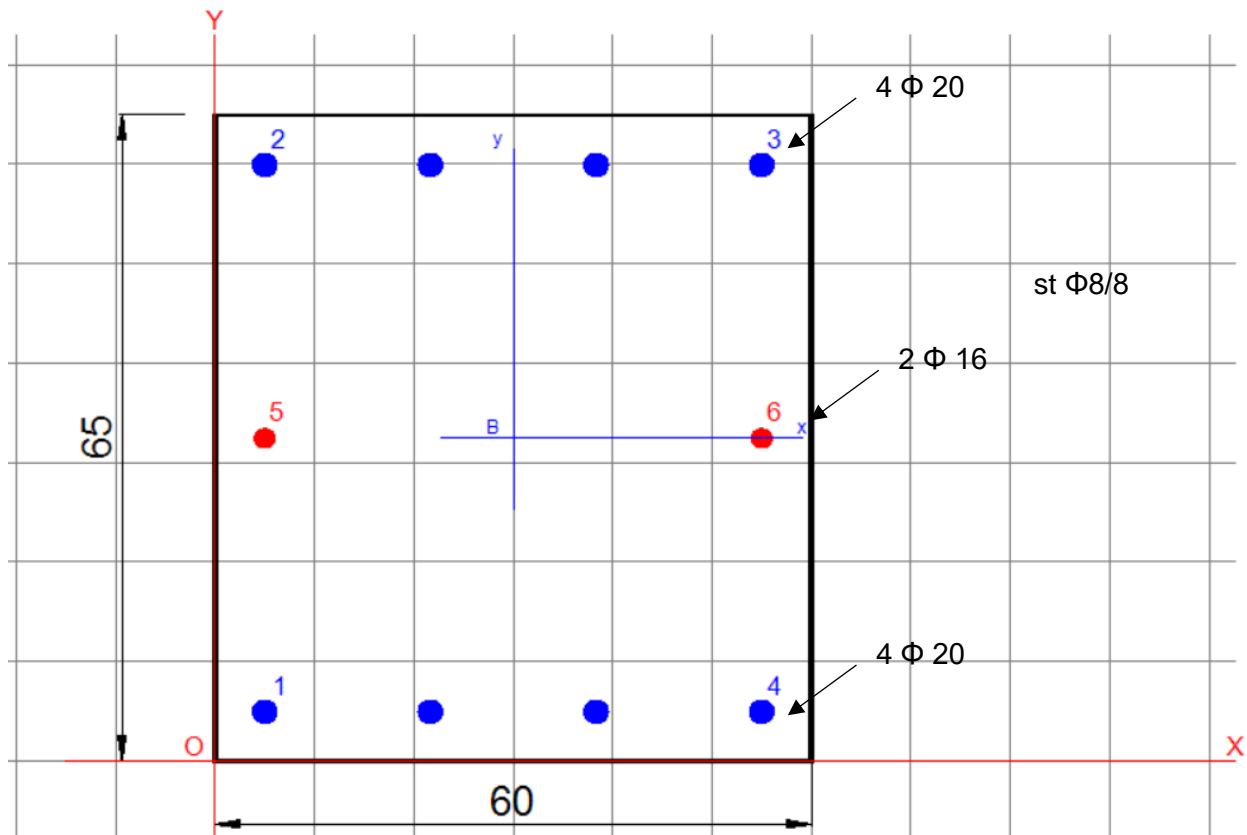


Figura 9-20 – Tipologico ferri di armatura travi principali di fondazione

## Verifica momento flettente SLU

Si riporta il calcolo del momento resistente della sezione effettuato con il software VCA Slu

**Titolo:** Trave secondaria fondazione

N° figure elementari: 1 Zoom      N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	65	1	12,57	5
			2	4,02	32,5
			3	12,57	60

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0      0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0      0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0      0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 324 kN m

Materiali: B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰      ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm²      ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm²      f<sub>cd</sub> 14,17 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15      f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰      σ<sub>c,adm</sub> 9,75 ‰  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm²      τ<sub>co</sub> 0,6 ‰  
τ<sub>c1</sub> 1,829 ‰

σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 28,87 ‰  
d 60 cm  
x 6,488      x/d 0,1081  
δ 0,7

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

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n  
Tipo flessione: Retta Deviata  
N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
M-curvatura  
Precompresso

Figura 9-21 Calcolo momento resistente  $M_{Rd}^+$  Trave secondaria fondazione

**Titolo:** Trave secondaria fondazione

N° figure elementari: 1 Zoom      N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	65	1	12,57	5
			2	4,02	32,5
			3	12,57	60

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0      0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0      0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0      0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -324 kN m

Materiali: B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰      ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm²      ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm²      f<sub>cd</sub> 14,17 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15      f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰      σ<sub>c,adm</sub> 9,75 ‰  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm²      τ<sub>co</sub> 0,6 ‰  
τ<sub>c1</sub> 1,829 ‰

σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 28,87 ‰  
d 60 cm  
x 6,488      x/d 0,1081  
δ 0,7

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

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n  
Tipo flessione: Retta Deviata  
N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
M-curvatura  
Precompresso

Figura 9-22 Calcolo momento resistente  $M_{Rd}^-$  Trave secondaria fondazione

Elemento	$M_y^+$ [kNm]	$M_y^-$ [kNm]	M [kNm]	$M_{Rd}^+$ [kNm]	$M_{Rd}^-$ [kNm]	FS
7	48.29	-53.96	-53.955	324	-324	6.01
8	68.49	-85.67	-85.668	324	-324	3.78
9	68.49	-84.01	-84.007	324	-324	3.86
10	48.29	-46.18	48.29	324	-324	6.71
40	34.00	-87.55	-87.549	324	-324	3.70

Tabella 9-34 Verifica resistenza momento flettente

### Verifica Taglio SLU

Elemento	$V_z$ [kN]	$V_{Rd\ cis}$ [kN]	$V_{Rd\ acciaio}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	FS
7	53.85	1060.83	673.75	673.75	12.51
8	108.10	1060.83	673.75	673.75	6.23
9	108.10	1060.83	673.75	673.75	6.23
10	50.39	1060.83	673.75	673.75	13.37
40	96.38	1060.83	673.75	673.75	6.99

Tabella 9-35 Verifica a taglio  $V_z$

Elemento	$V_y$ [kN]	$V_{Rd\ cis}$ [kN]	$V_{Rd\ acciaio}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	FS
7	-5.20	985.05	729.89	729.89	140.28
8	-5.40	985.05	729.89	729.89	135.14
9	5.40	985.05	729.89	729.89	135.14
10	5.20	985.05	729.89	729.89	140.28
40	0.00	985.05	729.89	729.89	663536.99

Tabella 9-36 Verifica a taglio  $V_y$



**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	129 di 151

**Verifica SLE**

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	-12.31	-40.38	-6.69
2	-22.26	-61.39	-7.43
3	-22.26	-60.28	-6.97
4	-12.31	-35.19	-7.18
5	-4.49	-62.68	-0.01

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	-2.70	-34.79 (-134.07)	-1.25 (-4.83)
2	-5.59	-58.92 (-135.30)	-1.53 (-3.51)
3	-5.59	-58.75 (-135.73)	-1.35 (-3.13)
4	-2.70	-33.73 (-132.74)	-1.52 (-5.97)
5	-1.12	-61.11 (-140.52)	0.00 (0.00)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	-0.30	-33.53 (-140.20)	0.10 (0.41)
2	-1.43	-58.54 (-140.27)	-0.06 (-0.13)
3	-1.43	-58.54 (-140.27)	0.06 (0.13)
4	-0.30	-33.53 (-140.20)	-0.10 (-0.41)
5	-0.29	-60.90 (-140.74)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 14.7 cm

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	130 di 151

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.91	0.0	0.0	-12.3	55.0	60.0	----	----
2	S	1.32	0.0	0.0	-18.1	55.0	60.0	----	----
3	S	1.29	0.0	0.0	-17.7	55.0	60.0	----	----
4	S	0.82	0.0	0.0	-11.2	55.0	60.0	----	----
5	S	1.22	0.0	0.0	-15.8	55.0	60.0	----	----

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.70	0.0	0.0	-9.1	55.0	60.0	----	----
2	S	1.18	0.0	0.0	-15.3	55.0	60.0	----	----
3	S	1.17	0.0	0.0	-15.2	55.0	60.0	----	----
4	S	0.69	0.0	0.0	-8.9	55.0	60.0	----	----
5	S	1.20	0.0	0.0	-15.2	55.0	60.0	----	----

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00028	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-134.07	-4.83
2	S	-0.00047	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-135.30	-3.51
3	S	-0.00046	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-135.73	-3.13
4	S	-0.00027	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-132.74	-5.97
5	S	-0.00047	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-140.52	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.66	60.0	0.0	-8.4	5.0	60.0	----	----
2	S	1.15	0.0	0.0	-14.6	55.0	60.0	----	----
3	S	1.15	60.0	0.0	-14.6	5.0	60.0	----	----
4	S	0.66	0.0	0.0	-8.4	55.0	60.0	----	----
5	S	1.19	60.0	0.0	-15.2	5.0	60.0	----	----

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00026	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-140.20	0.41
2	S	-0.00045	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-140.27	-0.13
3	S	-0.00045	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-140.27	0.13
4	S	-0.00026	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-140.20	-0.41
5	S	-0.00046	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-140.74	0.00

## 10 VERIFICHE SLO – STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ

Di seguito si riportano i valori di spostamenti di interpiano ottenuti tramite analisi lineare dinamica allo SLO, con fattore di comportamento unitario:

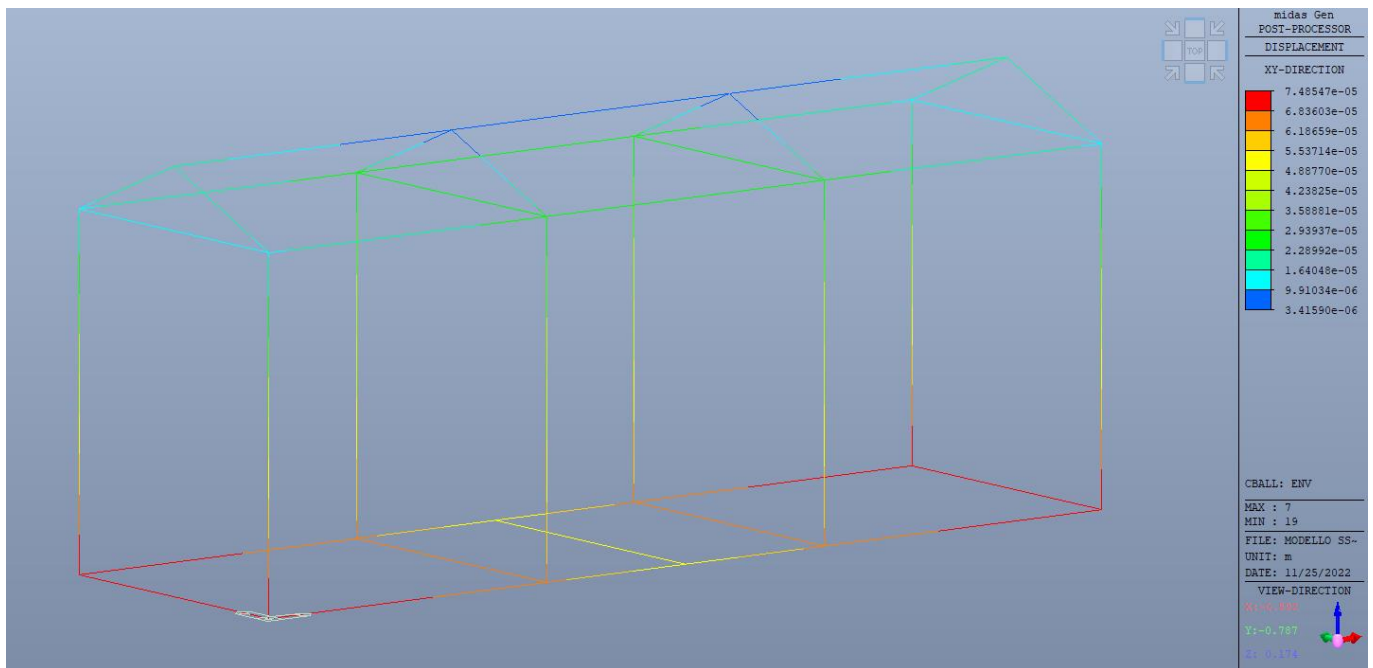


Figura 10-1 Massime spostamenti SLO

Piano	H interpiano [cm]	dr FEM [cm]	dr max [cm]	Stato Verifica
Copertura - Bordo	320	0.0025	1.07	OK

Tabella 10-1 Massimi spostamenti SLO

Come si evince dalla tabella sopra riportata, le verifiche allo SLO risultano soddisfatte in quanto i valori di traslazioni valutati allo SLO mediante modello FEM sono risultati inferiori agli spostamenti massimi previsti da normativa, considerando tamponature fragili e le riduzioni ulteriori previste per strutture con classe d'uso III.

	PROGETTO DEFINITIVO - ELETTRIFICAZIONE LINEA CAGLIARI-ORISTANO					
	<b>SSE SAN GAVINO</b> <b>Relazione di calcolo fabbricato consegna MT</b>	COMMESSA RR0S	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA2400 001	REV. B

## 11 VERIFICA SISMICA TAMPONAMENTI

Secondo quanto riportato al § 7.3.6.3 delle NTC 2018, per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale devono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della  $F_a$  corrispondente allo SLV.

Considerando la stratigrafia della muratura esterna riportata in figura seguente, si assume, a vantaggio di sicurezza, che la funzione portante della parete sia svolta dai blocchi pesanti in muratura di laterizio forato, di spessore pari a 20 cm. Per garantire la resistenza dell'intero tamponamento alle azioni orizzontali, si prevede l'aggiunta di una rete biassiale in fibra naturale di basalto. Per solidarizzare la muratura esterna di spessore pari a 8 cm allo strato portante interno della parete, si prevede la disposizione di collegamenti puntuali diffusi.

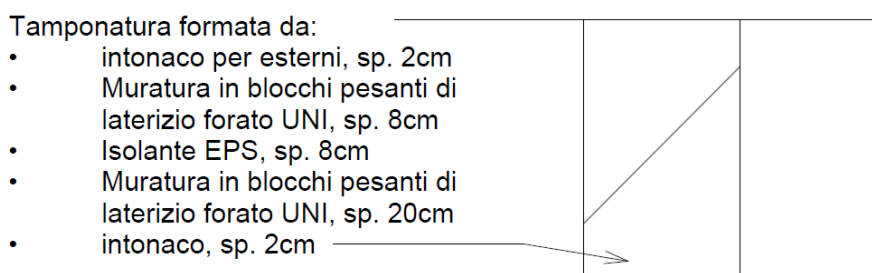


Figura 11-1: Stratigrafia tamponatura esterna

La forza orizzontale  $F_a$  applicata sulla tamponatura si valuta con la seguente formula, riportata al § 7.2.3 della norma:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a$$

in cui:

- $F_a$  = forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;
- $W_a$  = peso dell'elemento;
- $S_a$  = accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1 NTC 2018)
- $q_a$  = fattore di struttura dell'elemento non strutturale

In assenza di specifiche determinazioni, per  $q_a$  si possono assumere i valori riportati in Tab. C7.2.1 Circolare NTC 2018, che prescrivono per tramezzature e facciate l'adozione di un fattore di struttura pari a 2.

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	133 di 151

**Tabella C7.2.I - Valori di  $q_a$  per elementi non strutturali**

Elemento non strutturale	$q_a$
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Comignoli antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzatura e facciate	
Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

In mancanza di analisi più accurate,  $S_a$  può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right]$$

In cui:

- $\alpha$  = rapporto tra l'accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1 NTC 2018) e l'accelerazione di gravità  $g$ ;
- $S$  = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1 delle NTC 2018;
- $T_a$  = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- $T_1$  = periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- $Z$  = quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (v. § 3.2.2 NTC 2018);
- $H$  = altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

Di seguito si riportano i calcoli effettuati per la tamponatura esterna più estesa dell'edificio, che rappresenta il caso più gravoso, essendo la parete in esame caratterizzata da specchiatura e massa maggiori. Si assume pertanto di poter estendere le considerazioni seguenti anche alle restanti tipologie di pareti presenti all'interno dell'edificio, che eventualmente richiederanno quantitativi di armatura inferiori rispetto a quelli di seguito dimensionati per la Tamponatura M1, in ragione della minore massa sismica.

**SSE SAN GAVINO**

Relazione di calcolo fabbricato consegna MT

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0S

00

D 18 CL

FA2400 001

B

134 di 151

### 1 Definire il tipo di elemento non strutturale

Pareti interne ed esterne

L'elemento è isolato? ( Se "no" l'elemento è interno ad un fabbricato)

si

L'elemento si comporta a "mensola" oppure a "trave appoggiata"

trave

Peso specifico del elemento non strutturale

$\gamma$

11 kN/m<sup>3</sup>

Resistenza del blocco

**fbk**

5

Tipo malta

M10

Resistenza caratteristica della muratura

**fk**

3.40 MPa

Resistenza di calcolo della muratura

**fd**

1.70 MPa

Modulo elastico

3400000 kN/m<sup>2</sup>

### 2 Definire le caratteristiche geometriche

Altezza dell'elemento non strutturale

**h**

3.00 m

Altezza del fabbricato dal piano di fondazione, oppure dell'elemento isolato

**H**

4.00 m

Dimensione in pianta dell'elemento non strutturale o secondario:

Spessore

**t**

0.20 m

Lunghezza in pianta

**L**

6.10 m

Quota del baricentro dell'elemento non strutturale o secondario rispetto al piano di fondazione

**Z**

4.00 m

### 3 Definire le azioni

Quali azioni considerare?

solo sisma

(Definire i parametri nelle schede successive)

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	135 di 151

## 1. PARAMETRI SISMICI DEL SITO

### TROVA I PARAMETRI SISMICI

Acc. orizzontale riferita al suolo rigido, adimensionalizzata:	$a_h/g$	0.045 (g)
Coefficiente di amplificazione spettrale	$F_0$	2.855
Periodo di inizio tratto a velocità costante	$T_c$	0.332 s
Fattore di Struttura "q"	$q$	2
Categoria di Sottosuolo	$S_s$	C
Categoria topografica	$S_t$	T1
Coefficiente per la definizione del periodo fondamentale	$C_1$	0.050
Accelerazione di gravità	$g$	9.81 m/s <sup>2</sup>
Accelerazione su suolo rigido	$a_r$	0.44 m/s <sup>2</sup>
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T$	1.000
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_S$	1.500
Prodotto $S_s \cdot S_T$	$S$	1.500
Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo	$C_c$	1.511
Periodo del tratto ad accelerazione costante	$T_B$	0.167 s
Periodo del tratto a velocità costante	$T_C$	0.502 s
Periodo del tratto a spostamento costante	$T_D$	1.780 s
Coefficiente di smorzamento viscoso	$\xi$	5
Coefficiente di correzione per smorzamento viscoso diverso	$\eta$	1
Inverso del fattore di struttura	$1/q$	0.500
Aliquota della massa partecipante al primo modo	$\lambda$	1.00

## 2. ANALISI STATICA LINEARE

Pseudoaccelerazione	$S_e(T_i)$	1.70 m/s <sup>2</sup>	0.173 (g)
Accelerazione di progetto	$S_d(T_i)$	0.90 m/s <sup>2</sup>	0.092 (g)

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	136 di 151

## Verifiche

### 1 Azione sismica

Altezza dell'elemento non strutturale	h	3.00 m
Quota del baricentro dell'elemento rispetto al piano di fondazione	Z	4.00 m
Fattore di struttura dell'elemento: Pareti interne ed esterne	q <sub>s</sub>	2
Periodo fondamentale di vibrazione di tutta la struttura o dell'elemento isola	T <sub>1</sub>	0.023 s
Acc. orizzontale riferita al suolo rigido, adimensionalizzata	a <sub>g</sub>	0.045 (g)
Prodotto S <sub>s</sub> *S <sub>T</sub>	S	1.50
Accelerazione di gravità	g	9.81 m/s <sup>2</sup>
Modulo elastico dell'elemento	E	3.4E+06kN/m <sup>2</sup>
Parametro che influenza il periodo fondamentale dell'elemento non struttura	λ	9.87
Massa a metro lineare in altezza, dell'elemento	μ	
Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento	T <sub>2</sub>	
Acc. orizzontale massima che l'elemento subisce, adimensionalizzata	S <sub>2</sub>	
Forza sismica applicata nel centro di massa, che subisce l'elemento	F <sub>2</sub>	

$$T_a = \frac{2\pi h^2}{\lambda} \sqrt{\frac{\mu}{EI}} \quad S_a = \frac{a_g S}{g} \left[ \frac{3(1 + \frac{Z}{H})}{1 + (1 - \frac{T_a}{T_1})^2} - 0,5 \right] \quad F_a = \frac{(S_a W_a)}{q_a} \quad P_o = \frac{F_a}{h}$$

t	L	W	μ	T <sub>2</sub>	S <sub>2</sub>	F <sub>2</sub>	p <sub>0</sub>	MED,concentrato
0.20 m	6.10 m	40.26 kN	0.22 t/m	0.023 s	0.37 m/s <sup>2</sup>	7.47 kN	2.49 kN/m	5.60 kNm



**SSE SAN GAVINO**

Relazione di calcolo fabbricato consegna MT

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	137 di 151

### 3 Azione risultante

Carico statico lineare equivalente agente sull'elemento

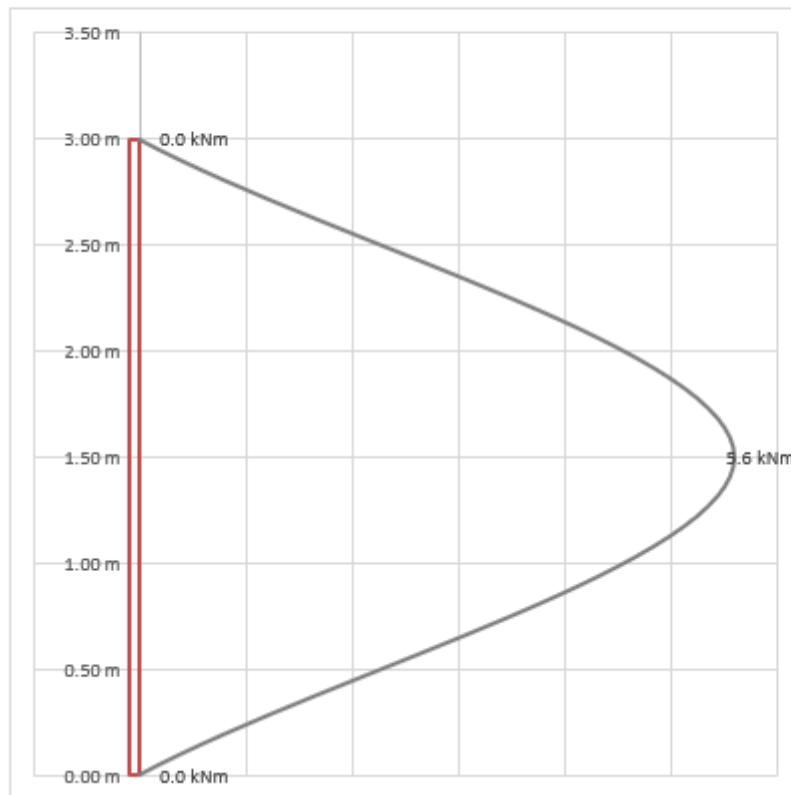
$P_0$

2.49 kN/m

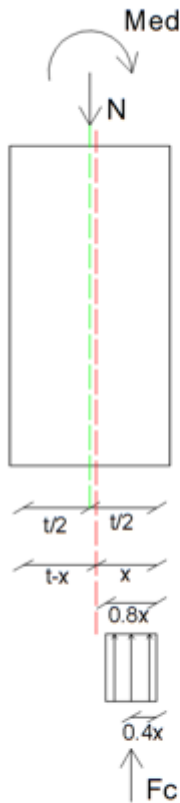
Momento sollecitante risultante

$M_{ED}$

5.60 kNm



#### 4 Verifica a pressoflessione fuori del piano nella sezione più sollecitata



$$N = W \text{ (mensola) oppure } \frac{W}{2} \text{ (trave appoggiata)}$$

$$N = F_c$$

$$F_c = 0.85 f_d 0.8 x L$$

$$x = \frac{N}{0.85 f_d 0.8 L}$$

$$F_c \left[ \frac{t}{2} - 0.4 x \right] = M_{RD}$$

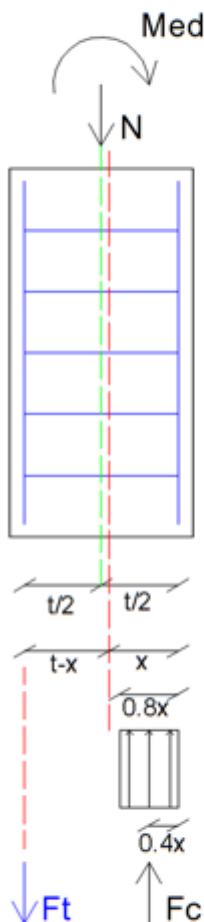
Forza di compressione  
Posizione dell'asse neutro  
Momento resistente  
Verifica

$F_c = N$	20.13 kN
$x$	2.85 mm
$M_{RD}$	1.98 kNm
	N.V.!

La sola tamponatura risulta non verifica nei confronti della verifica a pressoflessione fuori dal piano nella sezione maggiormente sollecitata, tale per cui risulta necessaria l'aggiunta di una rete antiribaltamento. Nello specifico si assumono le seguenti osservazioni per effettuare la verifica: la rete non reagisce a compressione, la rete deve essere ben ancorata alla struttura portante e che lo scopo della rete è solo quello di impedire il ribaltamento della tamponatura, evitando così danni a cose e persone.

## 5 Progetto della rete

Passo della maglia della rete	s	200 mm
Tensione di calcolo per il materiale della rete	$f_{d,mat}$	2000.00 MPa
Spessore del copriferro	$c'$	20 mm
Sezione resistente elementare	$A_m$	3.1 mm <sup>2</sup>



$$N = W \text{ (mensola) oppure } \frac{W}{2} \text{ (trave appoggiata)}$$

$$N = F_c - F_t$$

$$F_c = 0.85 f_d 0.8 x L$$

$$F_t = \frac{A_m L f_{d,rete}}{s}$$

$$x = \frac{N}{0.68 f_d L} + \frac{A_m f_{d,mat}}{0.68 f_d s}$$

$$F_t \left[ \frac{t}{2} - c' \right] + F_c \left[ \frac{t}{2} - 0.4 x \right] = M_{RD}$$

Sforzo normale sull'elemento	N	20.13 kN
Posizione dell'asse neutro	x	30.02 mm
Forza di compressione	$F_c$	211.67 kN
Forza di trazione	$F_t$	191.54 kN
Momento resistente	$M_{RD}$	33.31 kNm
Verifica		<b>verificato</b>

In tal modo la verifica delle tamponature risulta soddisfatta.

## 12 PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

### 12.1 Tipologia di fondazione

Dato il ridotto valore dei carichi agenti e le buone caratteristiche geotecniche dei terreni presenti, l'opera in progetto verrà fondata su fondazioni dirette. Si realizzano fondazioni a trave di dimensioni limitate: larghezza di base pari a 0.70 m e spessore pari a 0,65 m per le travi principali e larghezza di base pari a 0.60 m e spessore pari a 0,65 m per le travi secondarie.

In Figura 12-1 Figura 12-2 si riportano, a titolo d'esempio, alcuni estratti dalle tavole delle fondazioni per sottostazioni elettriche realizzate in altri siti.

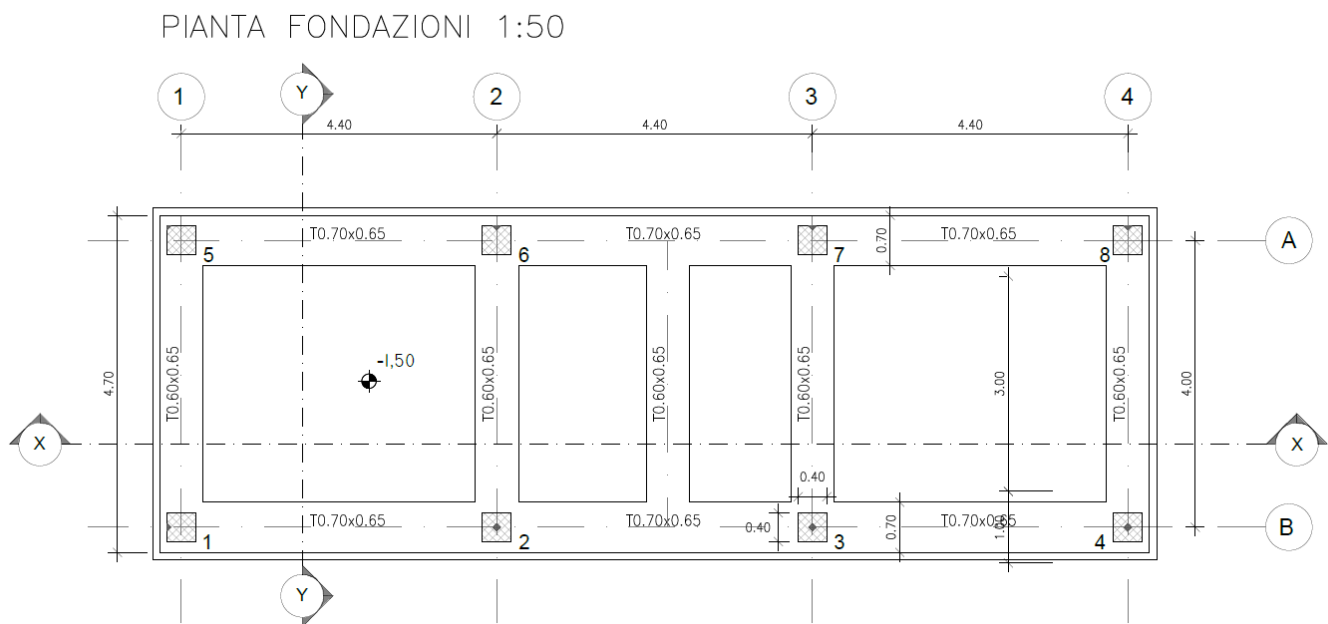


Figura 12-1 - Esempio di pianta fondazioni per strutture come quella in progetto

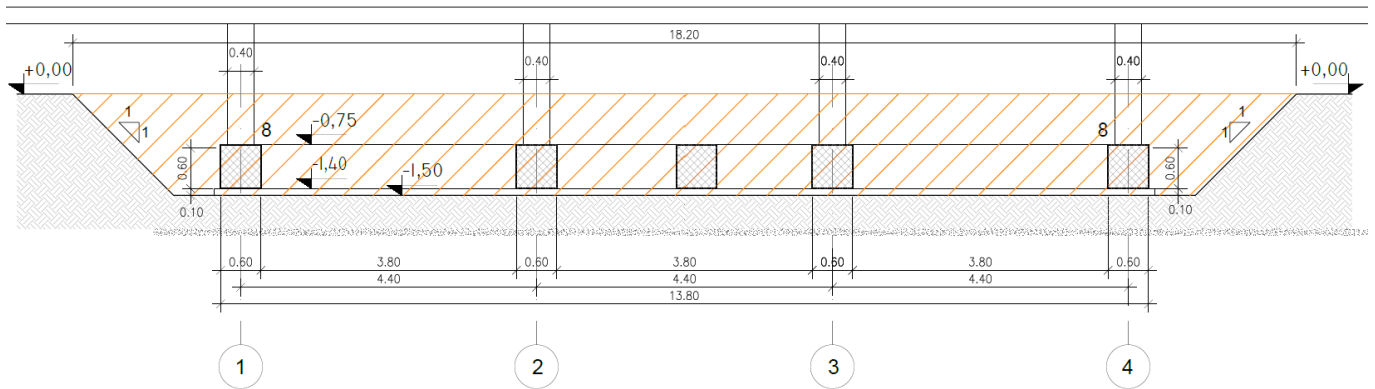


Figura 12-2 – Esempio di sezione trasversale delle fondazioni tipiche per strutture come quella in progetto

## 12.2 Capacità portante

### 12.2.1 Metodologia

Il calcolo della resistenza di progetto nei confronti della capacità portante  $R_d$  per le fondazioni dell'opera in progetto è sviluppato in accordo alle NTC2018 [1].

Le valutazioni riguardanti le fondazioni dirette sulla SSE vengono sviluppate come segue:

- Valutazione della resistenza geotecnica in condizioni statiche (SLU): Approccio 2 Cap. 6.4.2 NTC2018 [1] (A1+M1+R3). I coefficienti parziali sulle azioni A1, sui parametri geotecnici dei terreni M1 e sulle resistenze R3 sono riportati rispettivamente in Tabella 12-1 e Tabella 12-3;
- La verifica della resistenza geotecnica in condizioni sismiche (SLV) prevede che i coefficienti sulle azioni e sui materiali siano posti uguali all'unità e che i coefficienti sulle resistenze siano gli stessi considerati in condizioni statiche, riportati in Tabella 12-1, pertanto la resistenza di progetto  $R_d$  sarà la medesima delle condizioni statiche.

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_f$ (o $\gamma_R$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_G$

Tabella 12-1 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni per le verifiche SLU

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

Tabella 12-2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno per le verifiche SLU

La capacità portante di progetto della fondazione superficiale  $R_d$  è stata valutata dividendo il valore caratteristico per il valore di  $\gamma_R$

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

Tabella 12-3 Coefficienti parziali  $\gamma_R$  sulle resistenze caratteristiche dei pali per verifiche SLU

La capacità portante di progetto della fondazione superficiale  $R_d$  viene valutata a partire dal valore caratteristico in accordo alla seguente equazione:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_r} = \frac{q_{lim} * B' * L'}{\gamma_r}$$

essendo:

$B' * L' =$  area resistente efficace in accordo a Meyerhof, 1963

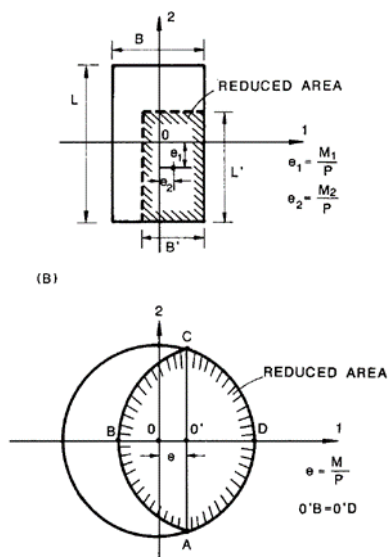


Figura 12-3 – Dimensioni efficaci per fondazioni quadrate e circolari sottoposte a carichi eccentrici  
(Meyerhof, 1963)

Il valore caratteristico e successivamente quello di progetto della capacità portante  $R_d$  è stato calcolato con riferimento alla formulazione di Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1973) .

In accordo alle NTC2018 [1] la verifica è da ritenersi soddisfatta se la resistenza di progetto  $R_d$  risulta non inferiore alle azioni di progetto:

$$E_d \leq R_d$$

### 12.2.2 Risultati

Nel presente paragrafo si riportano i valori resistenza di progetto  $R_d$  di progetto per fondazioni superficiali aventi dimensioni assimilabili a quelle previste per l'opera in progetto.

Fondazione	B'	L'
	[m]	[m]
1	1	1
2	1	2
3	1	$\infty$
4	2	2
5	2	$\infty$

Tabella 12-4 Dimensioni delle fondazioni studiate

Dato l'assetto stratigrafico (presenza di terreni a grana grossa in superficie), le ridotte dimensioni delle fondazioni e i bassi valori di carico, la capacità portante è stata valutata per le sole condizioni drenate.

In Figura 12-4 si mostrano i valori della resistenza di progetto  $R_d$  ottenuti rispettivamente per  $H/N$  (rapporto tra azione verticale e orizzontale) nullo e pari al 10%, oltre che per profondità del piano di posa pari a 0,5 m, 1 m e 2 m.

Si noti che i valori di resistenza di progetto  $R_d$  fanno riferimento alle dimensioni efficaci della fondazione  $B'$  ed  $L'$ , definite in accordo al paragrafo precedente.

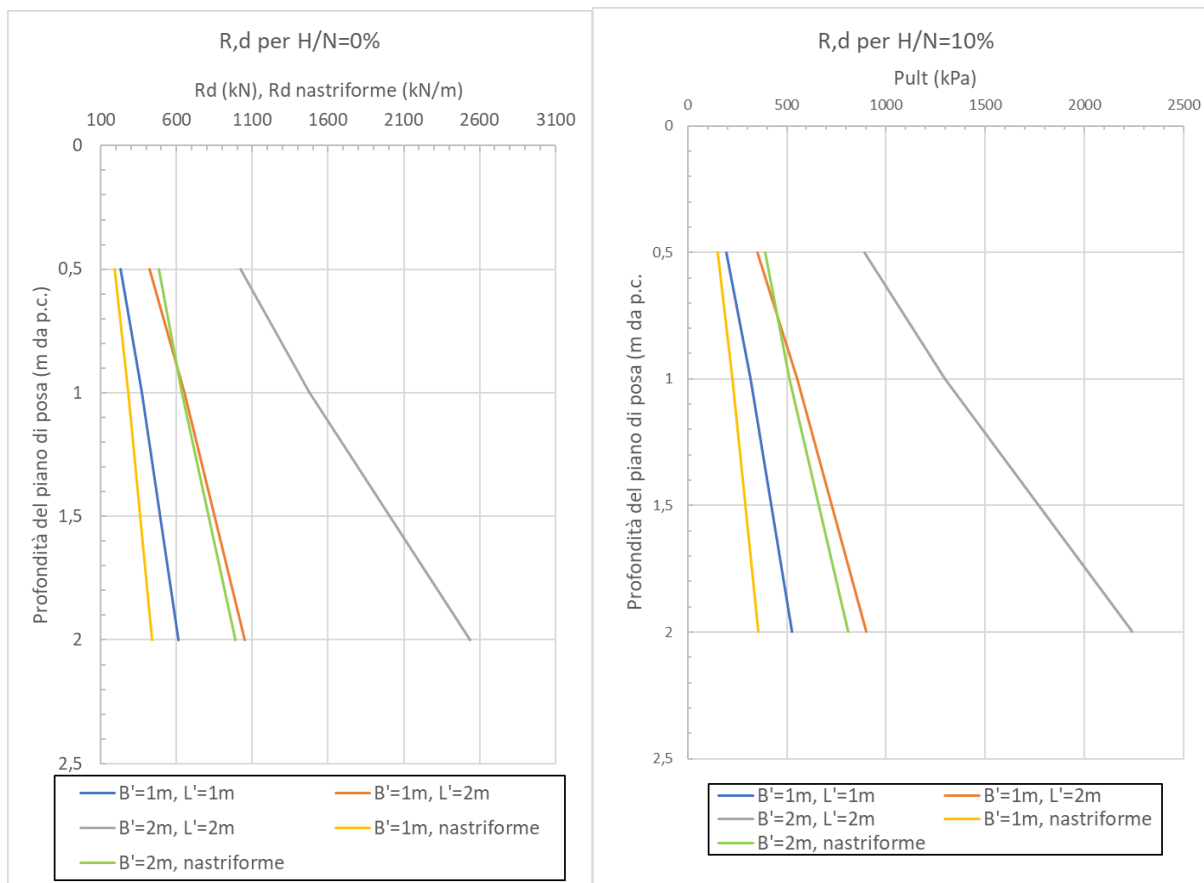


Figura 12-4 – Valori di  $R_d$  ottenuti per  $H/N=0\%$  (a sinistra) e  $H/N=10\%$  (a destra)

Al fine di verificare la portanza delle travi di fondazione, si riporta la pressione scaricata al suolo dalla struttura, estratta dal modello di carico.



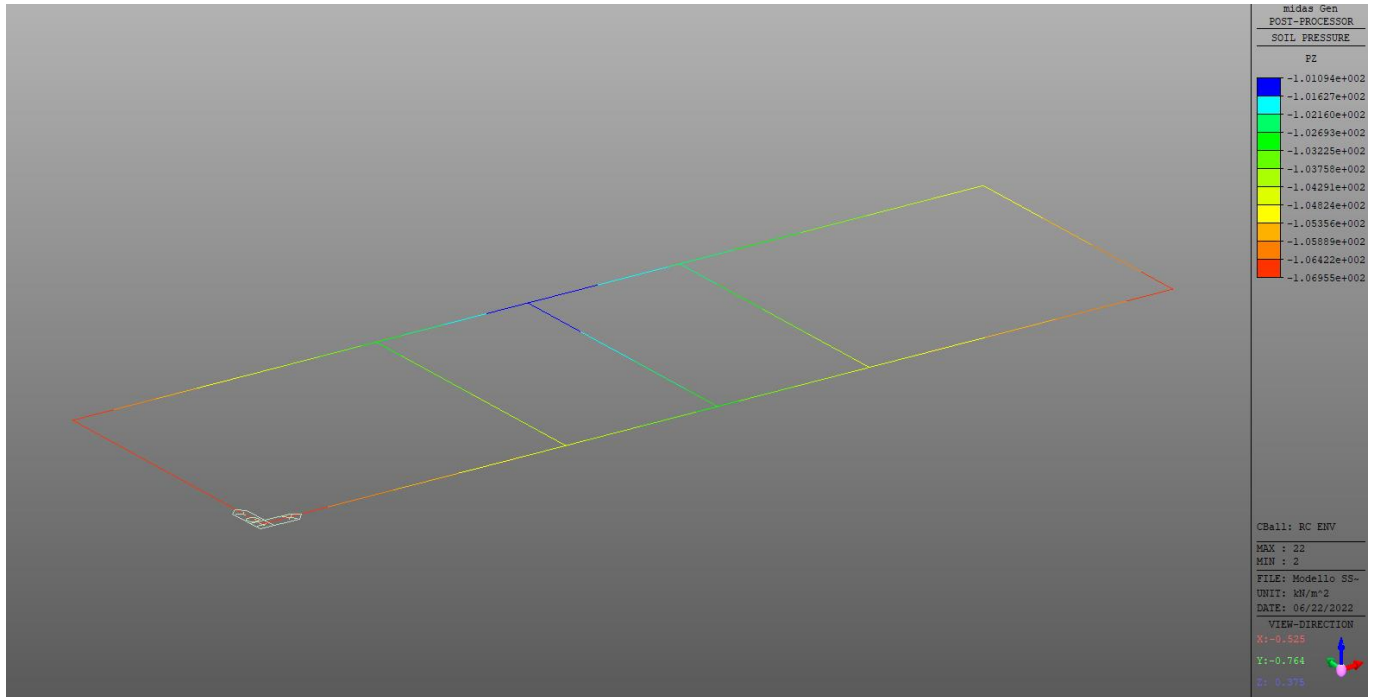


Figura 12-5 Pressione al suolo

La massima pressione al suolo è pari  $q_{Ed} = 106.9$  kPa.

A favore di sicurezza si considera tale pressione come se fosse agente ovunque sulle fondazioni.

La massima pressione resistente è pari a  $q_{ult} = 178.1$  kPa.

La verifica risulta essere soddisfatta con  $FS = 178.1 = 1.66$ .

## 12.3 Calcolo dei cedimenti

### 12.3.1 Metodologia

In accordo alla stratigrafia e i parametri caratteristici dei terreni descritti al §6.1, il calcolo del cedimento è stato svolto considerando l'incremento di sforzo nel terreno con la profondità in accordo alla teoria elastica di Boussinesq (1885), la quale assimila il terreno ad un semi-spazio elastico lineare, omogeneo, isotropo ed un carico uniformemente distribuito.

Il valore totale del cedimento è stato calcolato come la somma dei cedimenti degli strati di terreno a grana grossa e degli strati di terreno a grana fine dovuti all'incremento di sforzo nel singolo strato. Per entrambe le tipologie di terreno il cedimento è stato ottenuto integrando la soluzione di Boussinesq (1885) (Si veda Poulos and Davis, 1974). Il cedimento totale al piano di posa della fondazione è stato ottenuto sommando

il contributo di ogni strato dove l'incremento di sforzo dovuto ai carichi applicati risulta maggiore del 10% rispetto allo stato di sforzo originario in sito.

Per considerare l'interazione tra terreno e fondazione si è definito il parametro di rigidezza relativa per fondazioni rettangolari  $K_R$  (Fraser e Wardle, 1986) :

$$K_r = \frac{4 E_f}{3 E'} * \left( \frac{1 - \nu^2}{1 - \nu_f^2} \right) * \left( \frac{t}{B} \right)^2$$

essendo:

- $E_f$  = il modulo elastico del calcestruzzo;
- $E'$  = il modulo elastico del terreno;
- $\nu$  = il coefficiente di Poisson del calcestruzzo;
- $\nu_f$  = il coefficiente di Poisson del terreno;
- $t$  = lo spessore della fondazione;
- $B$  = la larghezza della fondazione.

La fondazione è da considerarsi rigida se  $K_R > 10$  e flessibile per  $K_R < 0,05$ . Per i casi intermedi verranno forniti i cedimenti in centro e allo spigolo della fondazione e quelli per fondazione rigida.

La stima del cedimento è stata svolta con riferimento alla pressione netta  $p_{net}$ , ovvero l'incremento di sforzo agente sul piano di posa della fondazione rispetto alla tensione geostatica preesistente.

Il calcolo è stato svolto per le medesime fondazioni di cui al paragrafo precedente.

### **12.3.2 Risultati**

Nelle tabelle mostrate in seguito si riportano i cedimenti ottenuti per fondazioni aventi dimensioni plausibili con riferimento alla struttura in progetto, la profondità del piano di posa è stata considerata pari a 2 m da piano campagna. Il valore del cedimento è stato stimato per valori di  $p_{net}$  pari a 40 kPa (Tabella 12-5), 80 kPa (Tabella 12-6) e 120 kPa (Tabella 12-7).

Tipo di fondazione	$K_R$	Cedimento al centro	Cedimento allo spigolo	Cedimento rigido
	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
B=1m, L=1m	125	-	-	0,2
B=1m, L=2m	125	-	-	0,3
B=1m, nastriforme	125	-	-	0,3
B=2m, L=2m	5,5	0,4	0,2	0,3
B=2m, nastriforme	5,5	0,6	0,3	0,5

*Tabella 12-5 Valori di cedimento atteso –  $p_{net} = 40$  kPa*

Tipo di fondazione	$K_R$	Cedimento al centro	Cedimento allo spigolo	Cedimento rigido
	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
B=1m, L=1m	125	-	-	0,4
B=1m, L=2m	125	-	-	0,5
B=1m, nastriforme	125	-	-	0,7
B=2m, L=2m	5,5	0,8	0,3	0,7
B=2m, nastriforme	5,5	1,2	0,5	1,0

*Tabella 12-6 Valori di cedimento atteso –  $p_{net} = 80$  kPa*

Tipo di fondazione	$K_R$	Cedimento al centro	Cedimento allo spigolo	Cedimento rigido
	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
B=1m, L=1m	125	-	-	0,7
B=1m, L=2m	125	-	-	0,8
B=1m, nastriforme	125	-	-	1,1
B=2m, L=2m	5,5	1,3	0,5	1,0
B=2m, nastriforme	5,5	1,9	0,9	1,5

*Tabella 12-7 Valori di cedimento atteso –  $p_{net} = 120$  kPa*

## 12.4 Modulo di reazione di sottofondo

### 12.4.1 Metodologia

Nei calcoli strutturali l'interazione terreno-struttura può essere modellata in maniera semplificata adottando il ben noto modello di Winkler. Il modello assume che tra la pressione ( $p$ ) in un punto della superficie e il corrispondente cedimento ( $w$ ) esiste una proporzionalità diretta, esprimibile mediante il coefficiente  $k_s = p/w$  che prende il nome di coefficiente di sottofondo o coefficiente di Winkler e che, nel modello,

diventa una caratteristica del terreno. L'interazione tra fondazione e terreno è quindi ricondotta a quella di una piastra (o trave) che poggia su un letto di molle elastiche, indipendenti tra loro, di rigidezza costante  $k_s$ .

Il modello si caratterizza per il fatto che il cedimento resta localizzato al di sotto dell'impronta della fondazione e che il suo valore, una volta che sia assegnato quello di  $k_s$  non dipende dalle dimensioni in pianta della fondazione. Nonostante tali effetti non siano realistici, il modello viene generalmente utilizzato per il calcolo delle fondazioni, avendo il pregio di essere molto semplice e di fornire valori di sollecitazioni che sono poco sensibili al variare di  $k_s$  in un intervallo molto ampio.

In letteratura sono presenti numerose correlazioni che permettono di stimare il valore della costante  $k_s$  in funzione delle dimensioni della fondazione B ed L, del modulo di Young del calcestruzzo E, del modulo di Young del terreno  $E_s$  e del coefficiente di Poisson  $\nu_s$ .

Nella presente, in funzione della granulometria prevalente del materiale, si è fatto riferimento alle seguenti correlazioni:

- Meyerhof (1963);
- Vesic (1963);
- Selvadurai (1979);
- Bowles (1960).

In accordo a Meyerhof (1963) il valore del coefficiente  $k_s$  può essere definito con la seguente legge:

$$k_s = \frac{E_s}{B * (1 - \nu_s^2)}$$

Vesic (1963) la seguente formulazione per la determinazione del coefficiente di reazione di sottofondo:

$$k_s = \frac{0.65 * E_s}{B * (1 - \nu_s^2)} * \sqrt[12]{\frac{B^4 * E_s}{EI}}$$

essendo:

I = l'inerzia della sezione trasversale della fondazione

Il valore del coefficiente  $k_s$  può essere definito anche sulla base della correlazione proposta da Selavadurai (1979):

$$k_s = \frac{0.65}{B} \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)}$$

Per tenere in considerazione la tridimensionalità delle opere di fondazione, Bowles (1960) ha proposto una correlazione dipendente anche dalla lunghezza L della fondazione:

$$k_s = \frac{E_s}{B * (1 - \nu_s^2) * c_t}$$

essendo:

$C_t$  = Un coefficiente di forma definito in accordo alla Tabella 12-8

Fattore di forma per la stima del coefficiente $k_s$	
Fondazione rigida	$C_t$
Rettangolare con $L/B < 10$	$0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
Rettangolare con $L/B > 10$	$2 + 0.0089(L/B)$

Tabella 12-8 Fattori di forma per la stima di  $k_s$  – Bowles (1960)

#### 12.4.2 Risultati

Nelle tabelle mostrate in seguito si riportano i valori di  $k_s$  ottenuti per fondazioni aventi dimensioni plausibili con riferimento alla struttura in progetto e considerando il piano di posa ad una profondità pari a 2 m da piano campagna.

Tipo di fondazione	Meyerhof (1961)	Vesic (1963)	Selavadurai (1979)	Bowles (1960)
	$kN/m^3$	$kN/m^3$	$kN/m^3$	$kN/m^3$
B=1m, L=1m	11730	6310	7630	13760
B=1m, L=2m	11730	6310	7630	9590
B=1m, nastriforme	11730	6310	7630	5340
B=2m, L=2m	5870	3750	3810	6878
B=2m, nastriforme	5870	3750	3810	2796

Tabella 12-9 Costanti di winkler  $k_s$

**SSE SAN GAVINO**

**Relazione di calcolo fabbricato consegna MT**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0S	00	D 18 CL	FA2400 001	B	150 di 151

### **13 INCIDENZA ARMATURE**

Di seguito si riportano le incidenze medie di armatura per i principali elementi strutturali e di fondazione:

- Travi principali di fondazione = 60 kg/mc
- Travi secondarie di fondazione = 65 kg/mc
- Pilastri = 140 kg/mc
- Travi principali = 75 kg/mc
- Travi secondarie = 90 kg/mc
- Travi di falda = 165 kg/mc
- Trave di colmo = 115 kg/mc

## **14 CONCLUSIONI**

In virtù di tutto quanto sopra premesso, con particolare riferimento:

- alle caratteristiche della struttura in oggetto, descritte nel capitolo [ 3 ]
- alla sezione dei vari elementi strutturali;
- alle caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati, chiaramente individuate nel capitolo [ 4 ];
- ai carichi agenti descritti nel capitolo [ 5 ];
- alle verifiche di resistenza delle di cui ai capitoli [ 9 ] - [ 12 ];

Si conclude che le strutture oggetto della presente relazione sono conformi ai criteri di progettazione e di resistenza indicati della normativa vigente.