

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO**

**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA**

**U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA**

**FABBRICATI TECNOLOGICI**

FA01 – Fabbricato Cabina TE

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

RS3E 50 D 29 CL FA0100 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	R. Michelangeli	Dicembre 2019	V. Censi <i>V. Censi</i>	Dicembre 2019	F. Sparacino <i>F. Sparacino</i>	Dicembre 2019	F. Arduini Dicembre 2019
								ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dott. Ing. Fabrizio Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 15582/2019

File: RS3E50D29CLFA0100001A.DOCX

n. Elab.: 921

## INDICE

<b>1.-. PREMESSA.....</b>	<b>4</b>
<b>2.-. NORME DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>3.-. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE .....</b>	<b>6</b>
<b>4.-. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO .....</b>	<b>10</b>
4.1.-. Stratigrafia di calcolo.....	10
<b>5.-. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>11</b>
5.1.-. Opere in calcestruzzo armato.....	11
5.1.1.-. <i>Magrone</i> .....	11
5.1.2.-. <i>Struttura in fondazione:</i> .....	11
5.1.3.-. <i>Struttura in elevazione e solaio in lastre predalles:</i> .....	12
5.2.-. Acciaio per calcestruzzo armato.....	13
5.3.-. Copriferro .....	13
<b>6.-. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO.....</b>	<b>15</b>
6.1.-. Carichi permanenti .....	15
6.1.1.-. <i>Solaio copertura</i> .....	15
6.1.2.-. <i>Facciate e cornicioni:</i> .....	16
6.2.-. Carichi variabili .....	16
6.3.-. Azioni della neve .....	16
6.4.-. Azioni del vento.....	17
6.5.-. Variazione Termica .....	19
6.6.-. Azione sismica.....	20
6.6.1.-. <i>Vita nominale</i> .....	20
6.6.2.-. <i>Classe d'uso</i> .....	21
6.6.3.-. <i>Periodo di riferimento per l'azione sismica</i> .....	22
6.6.4.-. <i>Azioni di progetto</i> .....	22
6.6.5.-. <i>Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche</i> .....	25
6.6.6.-. <i>Classe di duttilità</i> .....	25
6.6.7.-. <i>Regolarità</i> .....	26
6.6.8.-. <i>Tipologia strutturale e fattore di struttura</i> .....	26

6.6.9.-..	<i>Spettri di risposta</i> .....	28
6.6.10.-..	<i>Metodo di analisi</i> .....	31
6.6.10.1.-..	<i>Risposta Modale</i> .....	32
6.6.10.2.-..	<i>Eccentricità accidentale delle masse (Ecc.X , Ecc.Y)</i> .....	35
<b>7.-..</b>	<b>ANALISI DELLA STRUTTURA</b> .....	<b>37</b>
7.1.-..	Codici di calcolo utilizzati .....	37
7.1.1.-..	<i>Affidabilità del software</i> .....	37
7.2.-..	Modellazione dell’opera .....	37
7.2.1.-..	<i>Condizioni di carico e assegnazioni</i> .....	39
7.3.-..	Combinazioni di carico.....	42
7.3.1.-..	<i>Modello di calcolo</i> .....	43
<b>8.-..</b>	<b>SOLLECITAZIONI MASSIME</b> .....	<b>55</b>
<b>9.-..</b>	<b>VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI</b> .....	<b>62</b>
9.1.-..	Travi elevazione 40x50cm.....	62
9.1.1.-..	<i>Tabulato di verifica SLU - SLE e taglio – ZONA APPOGGIO</i> .....	68
9.1.2.-..	<i>Tabulato di verifica SLU - SLE – CAMPATA</i> .....	72
9.2.-..	Pilastrini (40x50) .....	76
9.2.1.-..	<i>Tabulato di verifica SLU – SLE e taglio</i> .....	82
9.3.-..	Travi fondazione.....	88
9.3.1.-..	<i>Tabulato di verifica SLU – SLE e taglio</i> .....	92
<b>10.-..</b>	<b>VERIFICA SOLAIO</b> .....	<b>97</b>
10.1.-..	Premessa .....	97
10.2.-..	Analisi dei carichi.....	97
10.3.-..	Calcolo delle massime sollecitazioni agenti .....	97
10.4.-..	Verifica del solaio.....	98
<b>11.-..</b>	<b>VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (SLO)</b> .....	<b>103</b>
<b>12.-..</b>	<b>VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE</b> .....	<b>105</b>

## 1.-..PREMESSA

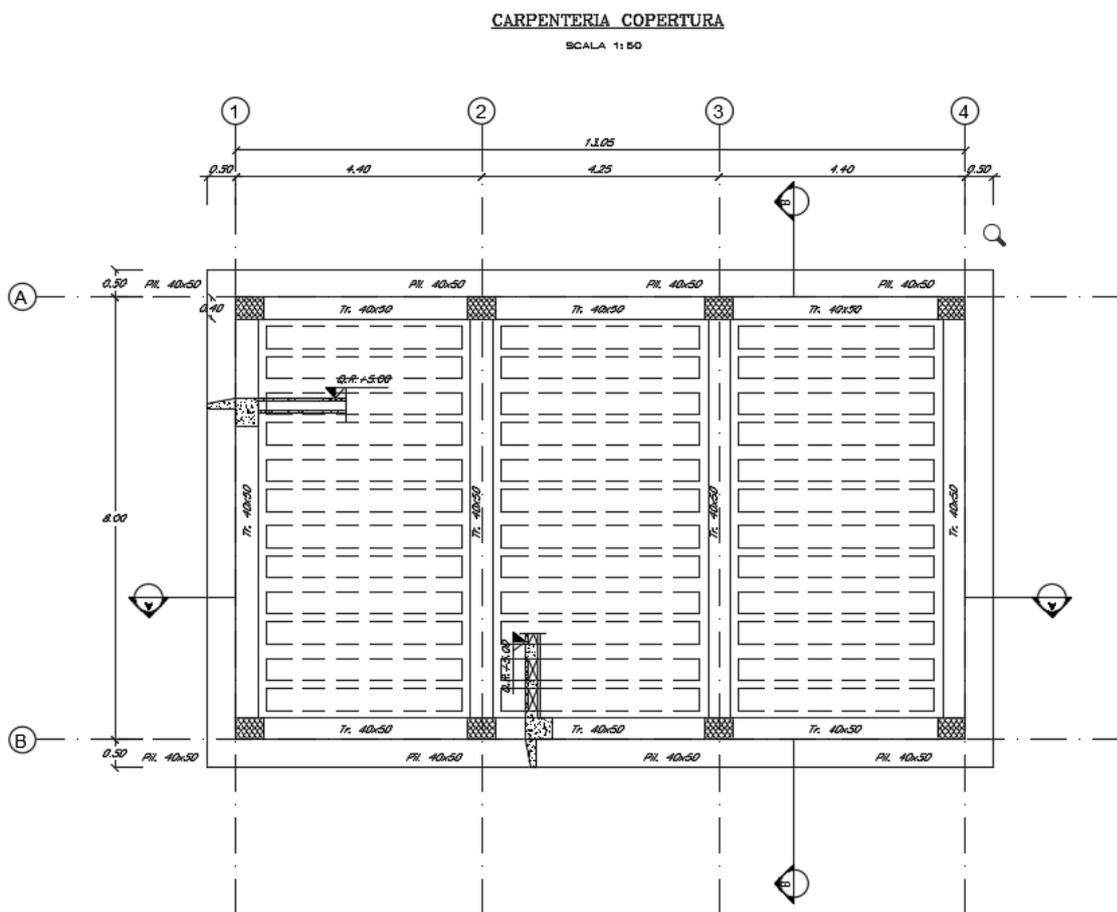
La presente relazione di calcolo riguarda il Progetto Definitivo dell'edificio relativo al Fabbricato FA01 Cabina TE, da realizzare nell'ambito del potenziamento infrastrutturale della linea ferroviaria Palermo-Catania, nella tratta Dittaino – Catenanuova (Lotto 5).

## 2.-..NORME DI RIFERIMENTO

- Norme Tecniche per le Costruzioni, DM del 14/01/2008;
- Legge 05/01/1971 n°1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- Legge 02/02/1974 n°64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- C.M. 02/02/2009 n.617: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A del 30/12/2016: Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture;
- RFI DTC SI PS SP IFS 001 A del 30/12/2016: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-2:2007: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-1:2005: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- STI 2014 –Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;

### 3.-..DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Il fabbricato in oggetto è costituito da una struttura in c.a. su fondazione diretta a travi rovesce. La struttura ha pianta rettangolare di dimensioni L x B = 13.05x8 m, è un telaio spaziale monolivello con copertura piana costituito da tre campate in direzione longitudinale ed una campata in direzione trasversale.



La parte in elevazione è costituita da travi e pilastri in c.a.. In particolare, i pilastri hanno dimensioni in pianta 0.40m x 0.50m, le travi perimetrali (trasversali e longitudinali) ed interne hanno dimensione 0.40m x 0.50m.

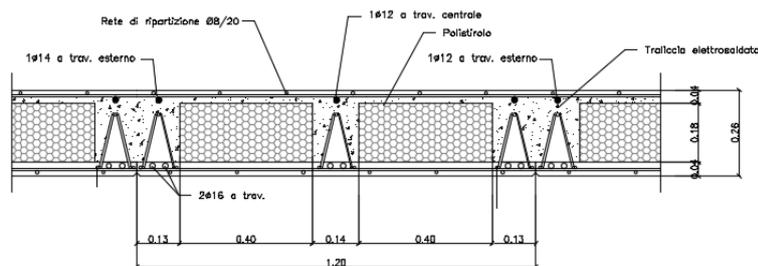
RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	7 di 113

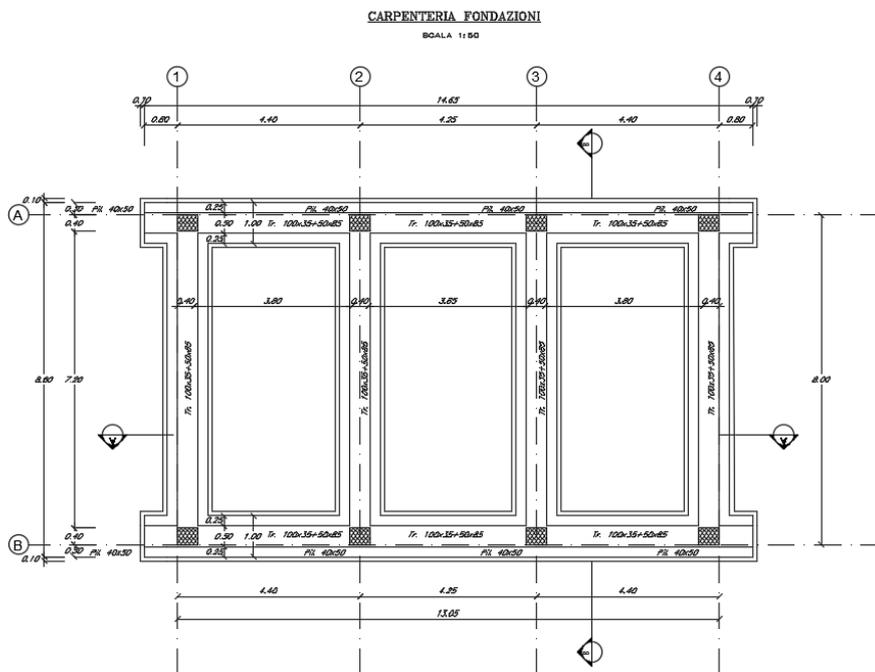
Il solaio di copertura, ordito lungo la direzione longitudinale del fabbricato, è del tipo semiprefabbricato a prèdalles, con getto in opera dei travetti e della caldana superiore. Lo spessore totale del solaio di copertura è di 26 cm e comprende 4 cm di prèdalles, 18 cm di nervature e 4 cm di caldana superiore. Le lastre tipo prèdalles sono larghe 120 cm e presentano tre tralici di irrigidimento ed elementi di alleggerimento delimitanti le nervature intermedie.

SEZIONE SOLAIO

SCALA 1:10



Le fondazioni del fabbricato saranno del tipo diretto, costituite da un reticolo di travi a T rovesce di altezza 1.20m con suola di base 1.00m e spessore 0.35m.



Le caratteristiche geometriche dell' edificio sono le seguenti:

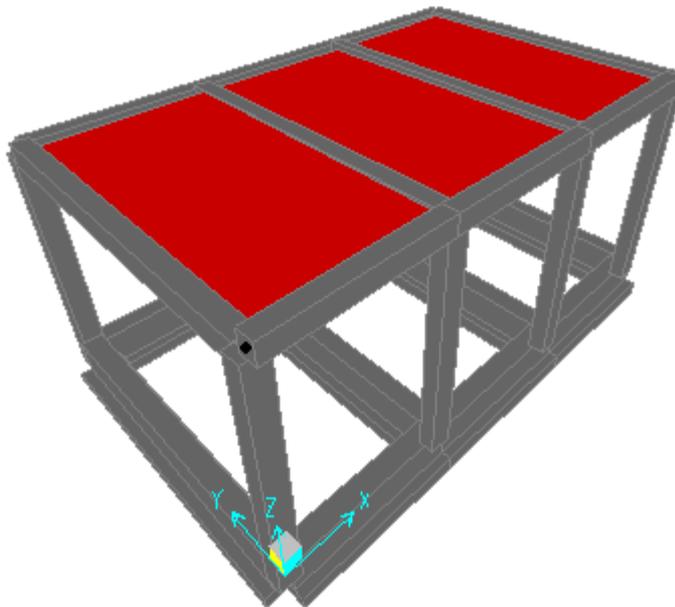
- Lunghezza totale L = 13.05 m
- Larghezza totale B = 8.00 m
- Quota piano posa fondazioni (filo magrone): H<sub>1</sub> = -1.9m
- Quota piano campagna H<sub>2</sub> = 0.0 m
- Quota piano terra: H<sub>3</sub> = +0.2 m
- Quota copertura: H<sub>4</sub> = +5.0m

Per quanto concerne la soletta di ripartizione del solaio di calpestio, questa è scollegata dalla struttura portante a mezzo di un giunto.

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

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	9 di 113



## 4.-..CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

### 4.1.-..Stratigrafia di calcolo

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno si rimanda alla Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni.

Dalla scheda stratigrafica si desume la stratigrafia di progetto con i relativi parametri caratteristici:

$$\gamma = 19 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

$$c' = 7 \text{ [kPa]}$$

$$\phi' = 23[^\circ]$$

La falda idrica è cautelativamente considerata sempre a 4.0m da p.c..

## 5.-. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

E' previsto l'utilizzo dei seguenti materiali dei quali di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche:

### 5.1.-.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).

#### 5.1.1.-.Magrone

##### **Conglomerato classe di resistenza C12/15 – Rck 15MPa**

Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione:	X0
Classe di consistenza slump:	S3

#### 5.1.2.-.Struttura in fondazione:

##### **Conglomerato classe di resistenza C25/30 – Rck 30MPa**

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	$R_{ck} = 30,0$	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 24,9$	[MPa]
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 32,9$	[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	$f_{ctfm} = 3,07$	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctfk} = 2,15$	[MPa]
Resistenza caratteristica tangenziale per aderenza	$f_{bk} = 4,03$	[MPa]
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,1$	[MPa]

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	$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_C = 15.87$	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU	$f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_C = 1.29$	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente sicurezza SLE	$\gamma_C = 1,00$	
combinazione rara	$\sigma_{c,ad} = 0,60 f_{ck} = 16.80$	N/mm <sup>2</sup>
combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} = 0,45 f_{ck} = 12.60$	N/mm <sup>2</sup>

### 5.1.3.-.Struttura in elevazione e solaio in lastre predalles:

#### Conglomerato classe di resistenza C28/35 – Rck 35MPa

Modulo di elasticità longitudinale	$E_C = 32588$	[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	$R_{ck} = 35,0$	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 29,1$	[MPa]
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 37,1$	[MPa]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 2,83$	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 1,98$	[MPa]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 3,40$	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{cfk} = 2,38$	[MPa]
Resistenza caratteristica tangenziale per aderenza	$f_{bk} = 4,47$	[MPa]
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 16,5$	[MPa]
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = 1,32$	[MPa]
Resistenza di calcolo a trazione per flessione	$f_{cfd} = 1,59$	[MPa]
Resistenza di calcolo tangenziale per aderenza	$f_{bd} = 2,98$	[MPa]

Coefficiente sicurezza SLU  $\gamma_C = 1,50$

Resistenza di calcolo a compressione SLU  $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_C = 15.87 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU  $f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_C = 1.29 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente sicurezza SLE  $\gamma_C = 1,00$

combinazione rara  $\sigma_{c,ad} = 0,60 f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$

combinazione quasi permanente  $\sigma_{c,ad} = 0,45 f_{ck} = 12.60 \text{ N/mm}^2$

### 5.2.-..Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio per calcestruzzo armato tipo B 450 C secondo DM 08 avente le seguenti caratteristiche:

Modulo di elasticità longitudinale	$E_s = 210000 \text{ [MPa]}$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1,15 \text{ [-]}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ [MPa]}$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ [MPa]}$
Allungamento	$A_{gt} \geq 7,50\% \text{ [-]}$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391,3 \text{ [MPa]}$

Coefficiente sicurezza SLU  $\gamma_s = 1,15$

Resistenza di calcolo SLU  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ N/mm}^2$

Tensione di calcolo SLE  $\sigma_{y,ad} = 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

### 5.3.-..Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare le indicazioni della tabella C4.1.IV della Circolare 2.2.2009, riportata di seguito, in cui sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

C <sub>min</sub>	C <sub>o</sub>	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 ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

*Tabella 1. Copriferro e condizioni ambientali*

Nel caso in esame i copriferri minimi previsti (come da tabella materiali) sono 25 mm per travi pilastri e travi di fondazione e 20 mm per le lastre predalles. Vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm. Si riporta una tabella riepilogativa dei copriferri:

	Ambiente	Copriferro nominale
Struttura in elevazione	Ordinario	40
Lastre prédalles	Ordinario	35
Fondazioni	Ordinario	40

*Tabella 2. Copriferro adottato*

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

## 6.-..ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

I pesi dei materiali utilizzati per le strutture portanti sono conformi alle NTC 08.

Del peso proprio degli elementi strutturali, tiene conto il programma di calcolo che considera il seguente peso specifico del calcestruzzo armato:

- calcestruzzo armato 25 kN/m<sup>3</sup>

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.

### 6.1.-..Carichi permanenti

#### 6.1.1.-..Solaio copertura

##### G<sub>1</sub> - Peso proprio solaio

Solaio prédalles (h=0.26m)

soletta:  $25 \text{ kN/m}^3 \times 1.20 \text{ m} \times 0.04 \text{ m} = 1.20 \text{ kN/m}^2$

travetto:  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.40 \text{ m} \times 0.18 \text{ m} = 1.80 \text{ kN/m}^2$

prédalles:  $25 \text{ kN/m}^3 \times 1.20 \text{ m} \times 0.04 \text{ m} = 1.20 \text{ kN/m}^2$

EPS:  $0.3 \text{ kN/m}^3 \times (1.20-0.4) \text{ m} \times 0.18 = 0.0432 \text{ kN/m}^2$

la somma di tali valori è  $4.25 \text{ kN/m}^2$  riferita ad una fascia larga 1.20 m (larghezza singola prédalles), pertanto il carico relativo ad una fascia larga 1.00 m risulta:

$3.54 \text{ kN/m}^2$

##### G<sub>2</sub> - Sovraccarichi permanenti

Massetto pendenza:  $16 \times 0.10 = 1.60 \text{ kN/m}^2$

Impermeabilizzazione/impianti/pavimenti:  $1.50 \text{ kN/m}^2$

$3.10 \text{ kN/m}^2$

### 6.1.2.-..Facciate e cornicioni:

Si considerano tamponature costituite da pannelli prefabbricati di calcestruzzo dello spessore pari a 20 cm (assunti cautelativamente pieni ai fini dell'analisi dei carichi). Si adotta pertanto un peso proprio superficiale dei pannelli di tamponatura laterale pari a 5.00 kN/m<sup>2</sup>. L'azione viene ripartita in parti uguali tra le travi del solaio di copertura ed il solettone di fondazione.

L'assunzione di ripartizione delle azioni dovute alle tamponature in parti uguali tra le travi del solaio di copertura e le strutture di fondazione risulta senz'altro veritiera in termini di distribuzione delle masse inerziali presenti nel manufatto (e conseguentemente in termini di caratteristiche dinamiche della struttura e delle risultanti attese azioni sismiche).

Pareti prefabbricate (0.20*4.9/2*25):	12.25 kN/m
Cornicione:	1.90 kN/m

### 6.2.-..Carichi variabili

#### Q<sub>H1</sub> – Sovraccarichi accidentali

Sovraccarico accidentale Cat. H1	0.50 kN/m <sup>2</sup>
----------------------------------	------------------------

### 6.3.-..Azioni 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:

$\mu_1$  è il coefficiente di forma della copertura e che nel caso in esame, trattandosi di copertura piana si assume pari a 0.8;

$q_{sk}$  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 (Catania) e per una quota del suolo sul livello del mare inferiore a 200 m si assume  $q_{sk} = 0.6$  kN/m<sup>2</sup>;

$C_E$  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:

Zona	III
Altitudine $a_s$	180 m
Area topografica	normale
Inclinazione falde	0°
$q_{sk}$	0.6 kN/m <sup>2</sup>
coeff esposizione $C_E$	1.00
coeff termico $C_t$	1.00
coefficiente di forma $\mu_i$	0.80

**carico neve  $q_s = \mu_i * q_{sk} * C_E * C_t = 0.48 \text{ kN/m}^2$**

#### **6.4.-.Azioni del vento**

L'azione del vento viene convenzionalmente considerata un'azione statica agente in direzione orizzontale.

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  $q_b$*

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

dove:

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m<sup>3</sup>;

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento (che rappresenta il valore caratteristico a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni).

Nel caso in esame, per zona 4 (Sicilia) ed  $a_s \leq 500$  m si ha  $v_b = v_{b,0} = 28$  m/s;

$$q_b = 0.536 \text{ kN/mq}$$

- *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 4, classe di rugosità del terreno D e quindi categoria di esposizione del sito II, si ha:

$$k_r = 0.19; \quad z_0 = 0.1 \text{ m}; \quad z_{\min} = 4 \text{ m}; \quad c_t = 1$$

$$z = 4.9 \text{ m} \quad c_e = 1.92$$

- *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  $c_p$*

$$C_p = C_{p\text{sopravento}} + C_{p\text{sottovento}}$$

dove:

$C_{p\text{sopravento}}$  è il coefficiente di forma per elementi sopravento assunto pari a +0.8;

$C_{p\text{sottovento}}$  è il coefficiente di forma per elementi sottovento assunto pari a -0.4.

per costruzioni che hanno una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale, la pressione interna si assumerà

$$c_{pi} = \pm 0,2.$$

In sintesi l'azione del vento sarà:

Superfici sopravento: **p= 0.83 kN/m<sup>2</sup>**

Superfici sottovento: **p= 0.42 kN/m<sup>2</sup>**

Azione tangenziale del vento:

Oltre alla pressione normale va tenuta in conto anche un'azione tangenziale per unità di superficie parallela alla direzione del vento. Tale azione può essere valutata come:

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

dove:

$q_b$  e  $c_e$  sono quelli già definiti per il calcolo della pressione normale da vento;

$c_f$  è il coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente e che per una generica superficie scabra può essere assunto pari a 0.02.

In definitiva  $q_b = 1.03 \text{ kN/m}^2$ , da cui

$$p_{f,max} = 0.02 \text{ kN/m}^2.$$

### 6.5.-.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  $\Delta T_u = \pm 15^\circ \text{ C}$

### 6.6.-..Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (*NTC-2008*), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4. 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:

ag 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.

#### 6.6.1.-..Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata al seguito nella Tab. 2.4.I delle norme tecniche *NTC-2008*.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Inoltre, in base alla tabella 2.5.1.1.1-1 del “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” Parte II Sezione 2 (rif. RFI DTC SI MA IFS 001 A) si tratta di un’opera nuova su una infrastruttura ferroviaria esistente, pertanto la vita nominale risulta  $V_N = 75$  anni.

TIPO DI COSTRUZIONE <sup>(1)</sup>	Vita Nominale $V_N$ [Anni] <sup>(2)</sup>
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 150 m	$\geq 100$ <sup>(2)</sup>
(1) – La stessa $V_N$ si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere. (2) – Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

### 6.6.2.-.Classe d’uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

**Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

**Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

**Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

**Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792,

“Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il fabbricato rientra per le sue funzioni tra le compresi nella classe d’uso III.

### **6.6.3.-..Periodo di riferimento per l’azione sismica**

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d’uso  $C_U$ . Tale coefficiente è funzione della classe d’uso e nel caso specifico assume valore pari a  $C_U = 1.5$  per la classe d’uso III.

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.5 = 112.5 \text{anni}$$

### **6.6.4.-..Azioni di progetto**

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC 08, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC 08 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$ : 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.

Le forme spettrali previste dalle NTC 08 sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e da vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$  associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine si utilizza come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. 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 la seguente espressione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = -112.5 / \ln(1 - 0.1) = 1068 \text{ anni}$$

Dalla relazione sismica allegata al progetto si ricavano i seguenti parametri:

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:  LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni

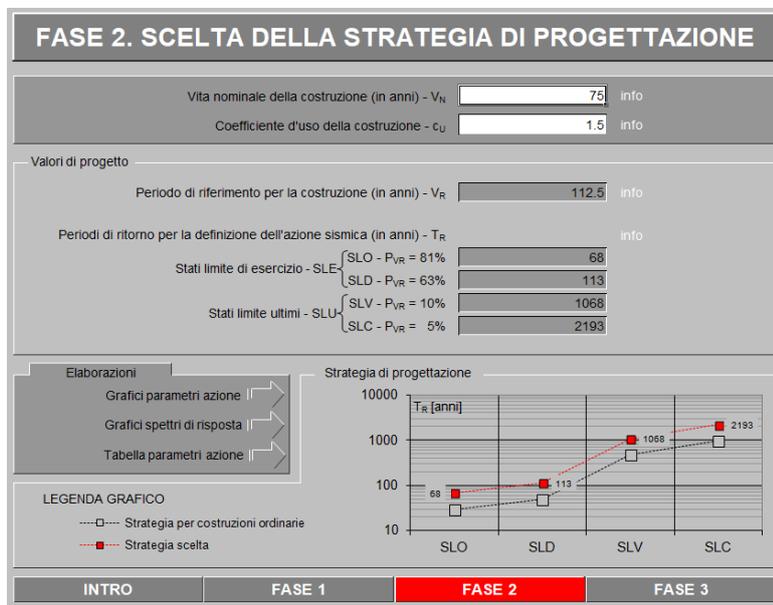
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate Norme, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno  $T_R$ . L'accelerazione al sito  $a_g$  è espressa in  $g/10$ ,  $F_0$  è adimensionale,  $T_C^*$  è espresso in secondi.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a latitudine e longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.

Qualora la attuale pericolosità sismica sul reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno  $T_R$  corrispondente alla  $V_R$  e alla  $P_{VR}$  fissate, il valore del generico parametro  $p$  ( $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$ ) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai  $T_R$  previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[ \log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \right]^{-1}$$

Di seguito si riportano i grafici ed i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno stato limite:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	68	0.048	2.483	0.298
SLD	113	0.058	2.537	0.335
SLV	1068	0.133	2.620	0.539
SLC	2193	0.178	2.626	0.569

### 6.6.5.-. *Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche*

#### Categoria sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si adotta la seguente categoria di sottosuolo:

#### **Categoria C**

#### Amplificazione stratigrafica

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  $f_0$  e  $T_c^*$  relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tab. 3.2.V, nelle quali  $g$  è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

#### Condizioni topografiche

Con riferimento alle caratteristiche della superficie topografica inerente l'opera in oggetto, si adotta la seguente categoria topografica:

#### **Categoria topografica T1**

### 6.6.6.-. *Classe 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 (CD”B”)”.

### **6.6.7.-..Regolarità**

La struttura è rispondente a tutti i requisiti di regolarità in pianta ed in elevazione elencati nel §7.2.2 NTC 08.

- Regolare in pianta SI
- Regolare in altezza SI

### **6.6.8.-..Tipologia strutturale e fattore di struttura**

#### Tipologia strutturale

La struttura “sismo resistente in calcestruzzo armato” (§7.4.3.1 NTC 08) è classificabile come:

- ◇ Struttura a telaio

#### Fattore di struttura

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 - NTC2008  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura.

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

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

$q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO – TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA FA01 – Fabbricato Cabina TE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO FA 01 00 001	REV. A

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

Un problema importante è la scelta del valore base del coefficiente di comportamento  $q_0$ , che risulta legato alla tipologia strutturale ed al livello di duttilità attesa. L'edificio in esame può essere riconducibile ad un sistema a telaio.

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

Pertanto, in base alla Tab. 7.3.II delle NTC 2008, il coefficiente di comportamento  $q_0$  può essere valutato come:

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

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

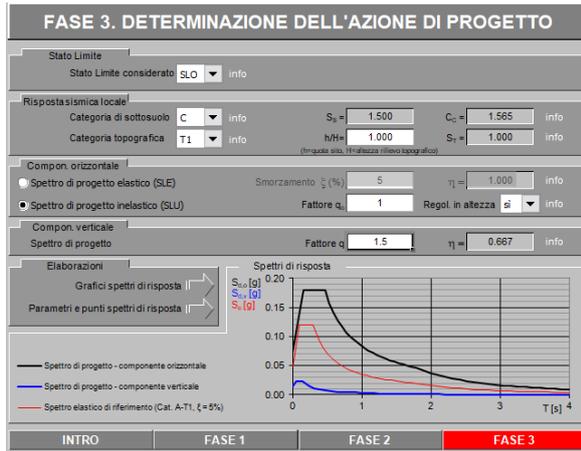
$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$$

Inoltre, la costruzione risulta **REGOLARE IN PIANTA** in quanto soddisfa il requisito b) riportato al § 7.2.3 – NTC2008.

Essendo, poi, la struttura anche **REGOLARE IN ALTEZZA** si può assumere  $K_R = 1$ . Pertanto il fattore di struttura al quale si farà riferimento per la definizione dello spettro di progetto è  $q = 3.3$ .

### 6.6.9.-..Spettri di risposta

#### Spettro di progetto elastico



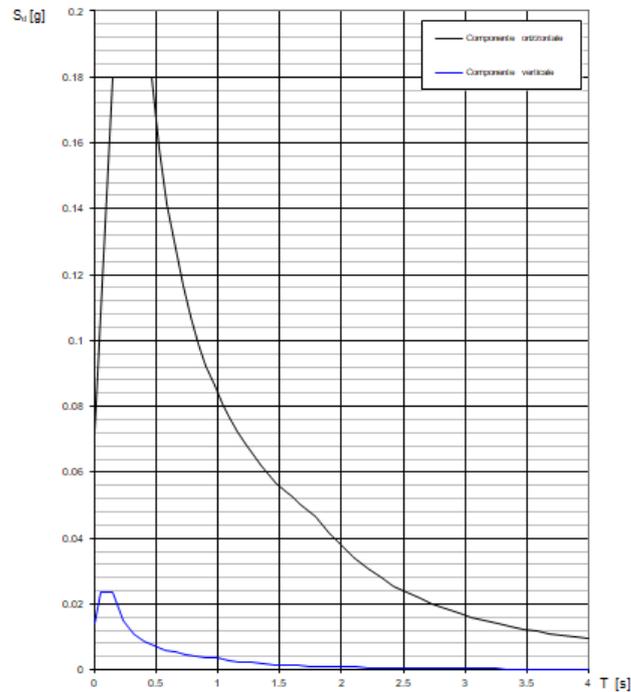
#### Parametri indipendenti

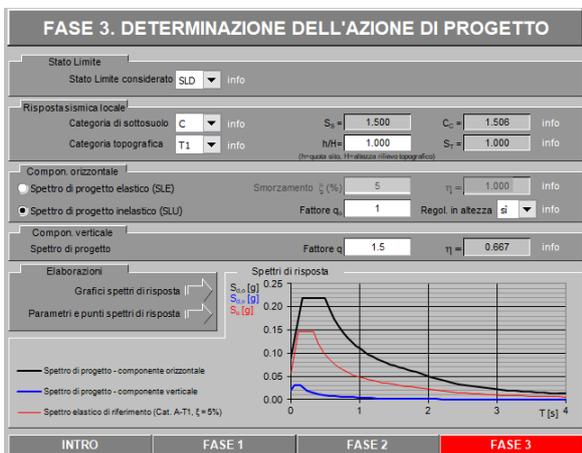
STATO LIMITE	SLO
$a_n$	0.048 g
$F_n$	2.483
$T_C$	0.298 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.565
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.156 s
$T_C$	0.467 s
$T_D$	1.793 s

#### Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLO





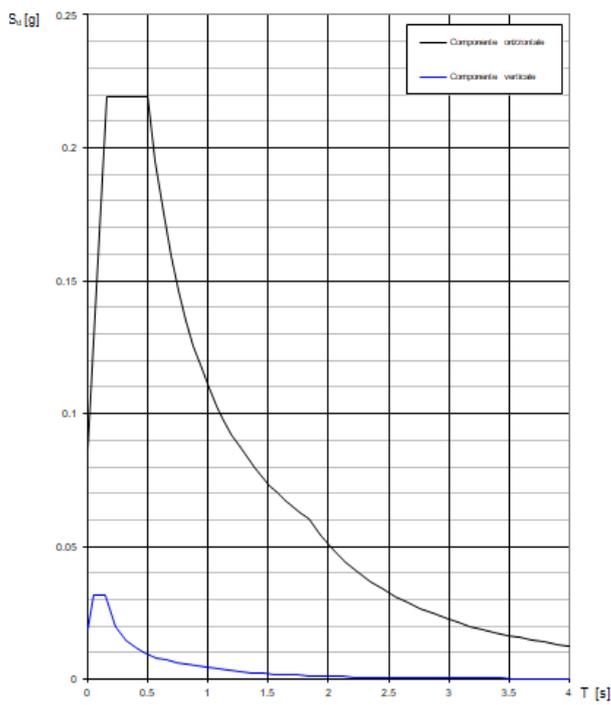
**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
$a_n$	0.058 g
$F_n$	2.537
$T_c^*$	0.335 s
$S_S$	1.500
$C_c$	1.506
$S_T$	1.000
q	1.000

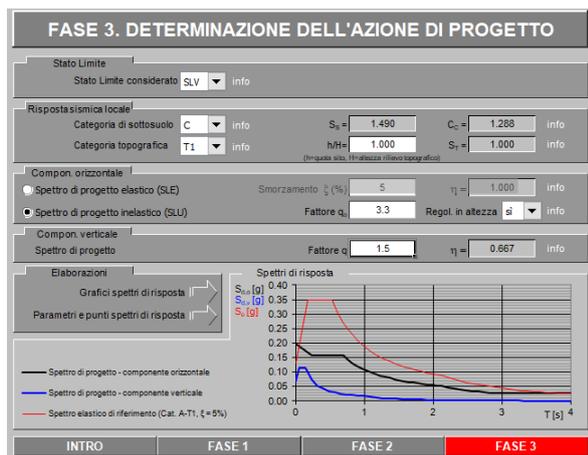
**Parametri dipendenti**

S	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.168 s
$T_C$	0.505 s
$T_D$	1.830 s

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLD**



Spettro di progetto inelastico



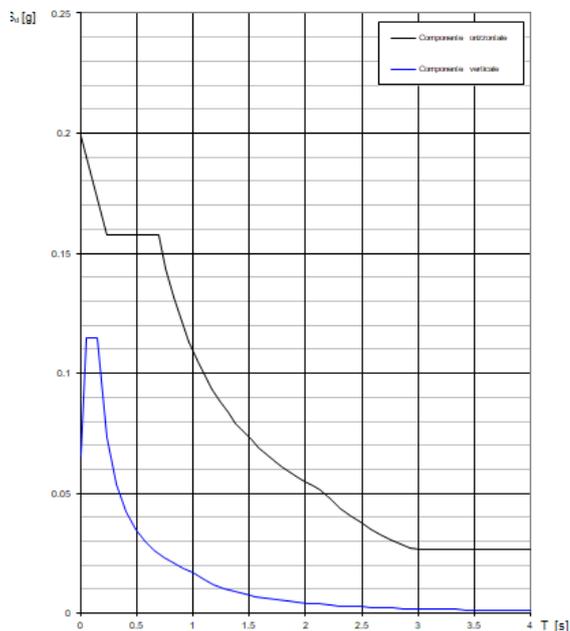
**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_n$	0.133 g
$F_n$	2.620
$T_c$	0.539 s
$S_s$	1.490
$C_c$	1.288
$S_T$	1.000
$q$	3.300

**Parametri dipendenti**

$S$	1.490
$\eta$	0.303
$T_B$	0.231 s
$T_C$	0.694 s
$T_D$	2.133 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV



### 6.6.10.-..Metodo di analisi

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 – NTC2008. Nel caso in esame le azioni variabili che possono essere sottoposti ad eccitazione sismica sono:

- sovraccarico accidentale in copertura ( $Q_1$ ):  $\psi_{2j} = 0$
- azione della neve in copertura (SL):  $\psi_{2j} = 0$

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 2008 al § 7.3.3.1, devono essere considerati tutti i modi di vibrare con massa partecipante significativa. E' opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa (CQC) degli effetti relativi a ciascun modo, secondo quanto definito al § 7.3.3.1 – NTC2008.

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 (NTC 2008 - § 7.3.5):

$$1.00 \cdot E_x \text{ " + " } 0.30 \cdot E_y$$

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

### 6.6.10.1.-.. Risposta Modale

L'analisi a spettro di risposta cerca la risposta più probabile alle equazioni di equilibrio dinamico associate alla risposta della struttura al moto del suolo. L'accelerazione del suolo dovuta ad un terremoto in ogni direzione viene espressa come una curva di spettro di risposta della pseudo-accelerazione spettrale in funzione del periodo della struttura.

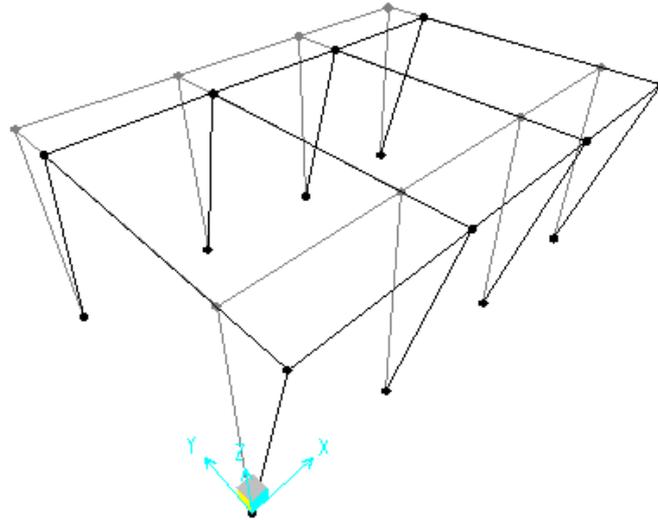
Anche se le accelerazioni possono essere specificate in 3 direzioni, viene prodotto un unico risultato positivo per ciascuna quantità in risposta; le quantità in risposta comprendono spostamenti, forze e tensioni. Ciascun risultato calcolato rappresenta una misura statistica della grandezza più probabile di quella particolare quantità in risposta. È da attendersi che la vera risposta sia compresa in un intervallo che va dal valore positivo a quello negativo del valore trovato.

L'analisi a spettro di risposta viene eseguita usando la sovrapposizione dei modi, ricavati usando l'analisi agli autovettori. Per una data direzione di accelerazione, la risposta modale è calcolata su tutta la struttura per ciascuno dei modi di vibrazione: questi valori modali, per una data quantità in risposta, vengono combinati per produrre un unico risultato positivo per quella data direzione di accelerazione, usando il metodo CQC.

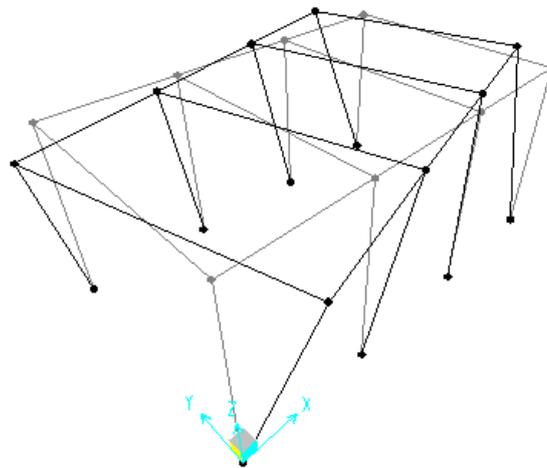
Si riportano nella seguente tabella i risultati dell'analisi modale condotta sulla struttura; in particolare, per i primi 12 modi, sono riepilogati: il periodo della struttura e le masse partecipanti (sia del singolo modo, sia le cumulate) per ciascun grado di libertà:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios											
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless							
MODAL	Mode	1	0.46	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.45	0.45
MODAL	Mode	2	0.38	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.39	0.84	0.84
MODAL	Mode	3	0.35	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.16	1.00
MODAL	Mode	4	0.03	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00
MODAL	Mode	5	0.03	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00
MODAL	Mode	6	0.03	0.00	0.00	0.60	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00
MODAL	Mode	7	0.03	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00
MODAL	Mode	8	0.03	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00
MODAL	Mode	9	0.03	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00
MODAL	Mode	10	0.03	0.00	0.00	0.40	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
MODAL	Mode	11	0.03	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
MODAL	Mode	12	0.03	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00

Modo 1  $T = 0.46s$



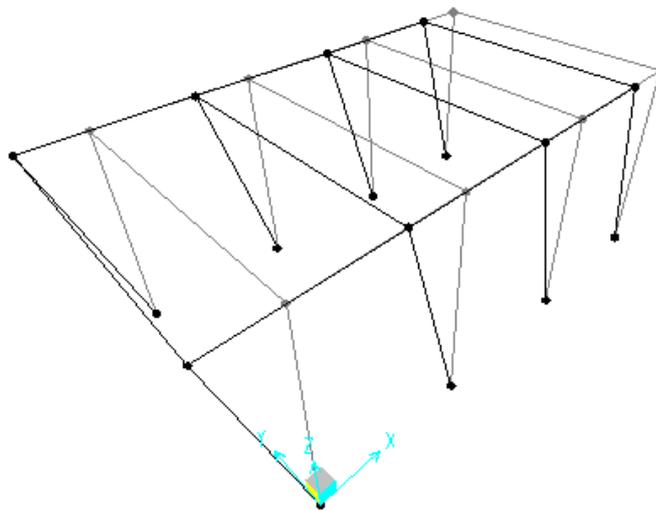
Modo 2  $T = 0.38s$



RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	34 di 113

Modo 3  $T=0.35$  s



#### 6.6.10.2.-.. Eccentricità accidentale delle masse (Ecc.X , Ecc.Y)

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.

La forza di taglio alla base  $F_b$  si determina con la formula definita al § 7.3.3.2 – NTC 2008:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

dove:

$\lambda$  è un fattore di correzione che nel caso in esame può essere assunto pari ad 1

$W$  è il peso totale dell'edificio

$S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di progetto per il periodo  $T_1$

$T_1$  è il periodo proprio derivante dall'analisi dinamica modale, relativo al modo di vibrare traslatorio considerato

Dall'analisi modale della struttura si ottengono i seguenti periodi propri, riferiti ai due modi di vibrare traslatori, sono i seguenti:

$$T_x = 0.46 \text{ s} \quad T_y = 0.35 \text{ s}$$

Si determinano quindi le forze di taglio alla base e i corrispondenti momenti torcenti per ciascuna direzione. Si osserva che se il momento torcente è generato dal sisma in direzione x (oppure y) allora anche il sistema di forze equivalente avrà direzione x (oppure y); si riportano di seguito le formule usate per la loro determinazione:

$$M_{tx} = F_b \cdot e_y \quad M_{ty} = F_b \cdot e_x$$

Dopo aver determinato il momento torcente per ciascuna delle due componenti orizzontali dell'azione sismica, si procede con la determinazione di un sistema di forze equivalente a tale momento. Le forze equivalenti sono state individuate in base alla distanza dei pilastri dal centro geometrico degli stessi: le forze sono applicate su ciascun pilastro, alla quota del baricentro delle travi.

$$H_{kx} = M_{tx} \cdot \frac{y_k}{\sum_k y_k^2} \quad H_{ky} = M_{ty} \cdot \frac{x_k}{\sum_k x_k^2}$$

dove:

k indica il numero del pilastro considerato

$H_{kx}$  è la forza in direzione x, data da  $M_{tx}$ , agente sul k-esimo pilastro considerato

$H_{ky}$  è la forza in direzione y, data da  $M_{ty}$ , agente sul k-esimo pilastro considerato

$x_k$  e  $y_k$  sono le distanze dei pilastri dal centro geometrico della struttura

Gli effetti delle forze equivalenti dovute all'eccentricità accidentale, vengono portati in conto nella combinazione sismica, sommandoli all'azione sismica che li origina.

## 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 FEM SAP2000 della CSI.

#### 7.1.1.-..Affidabilità del software

La documentazione fornita a corredo dei software contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati.

### 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 frame. Essi presentano caratteristiche geometriche e meccaniche in accordo con le proprietà reali dei materiali e delle sezioni che li rappresentano. Ciascuna asta è stata posizionata in corrispondenza dell'asse baricentrico degli elementi strutturali e le sono stati assegnati inoltre gli opportuni End Length Offset per tener in conto le compenetrazioni delle aste nei nodi.

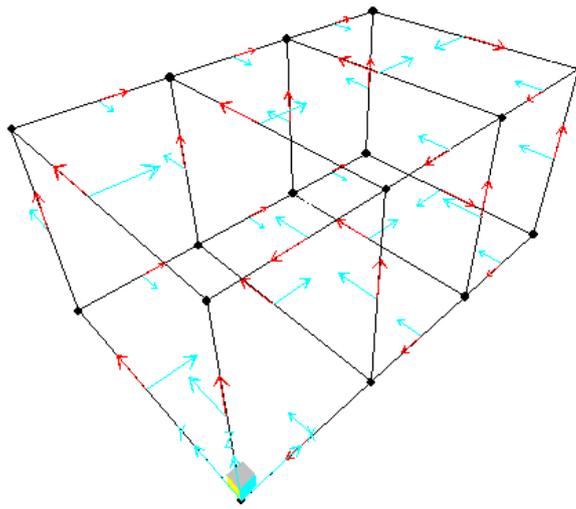
La soletta di piano viene modellata tramite elementi bidimensionali.

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

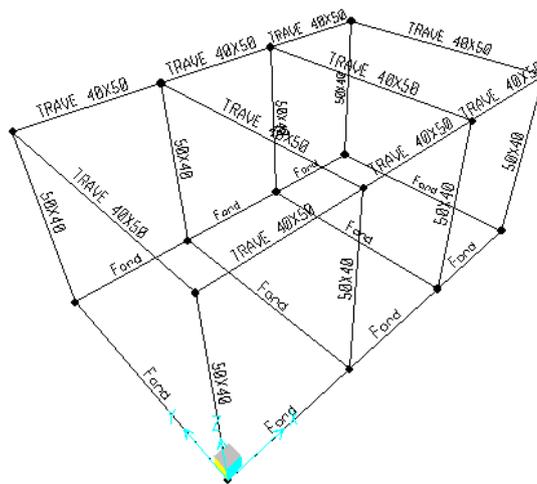
Vengono utilizzati due modelli di calcolo distinti esclusivamente dal vincolo alla base dei pilastri che in un primo modello, utilizzato per l'analisi modale e la verifica geotecnica della portanza delle fondazioni, è impostato con un incastro alla base dei pilastri. Il secondo modello, dove la trave di fondazione ha le sue effettive dimensioni geometriche, è utilizzato per le verifiche strutturali di tutti gli elementi travi e pilastri. In questo secondo modello l'interazione col terreno è assicurata da molle verticali alla Winkler con rigidezza pari a 30000

$kN/m^3$

Seguono alcune immagini rappresentative del modello di calcolo:



**Figura 1: assi locali**



**Figura 2: tipologia aste**

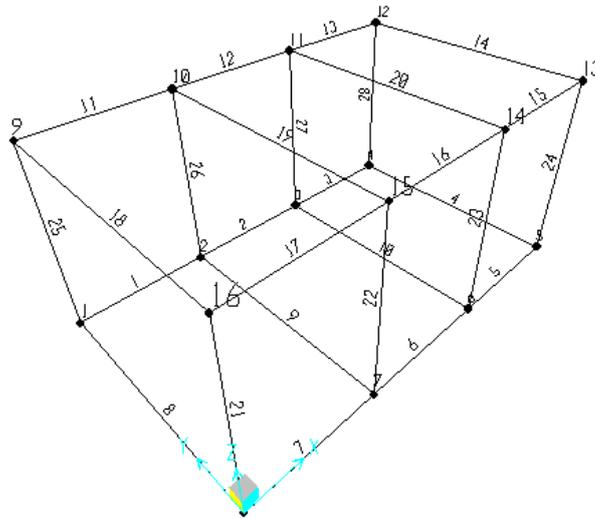


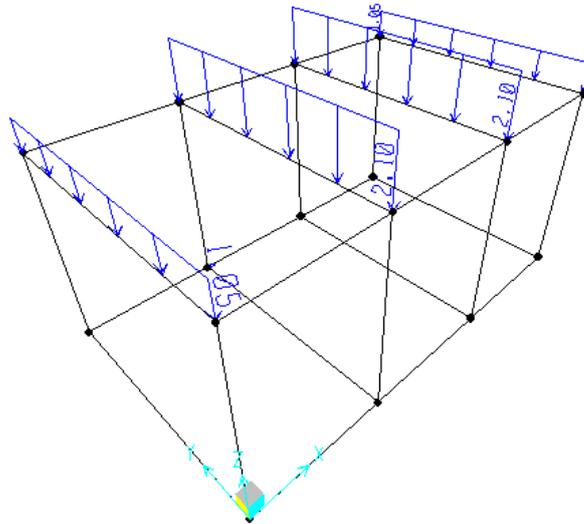
Figura 3: numerazione aste e nodi

### 7.2.1.-..Condizioni di carico e assegnazioni

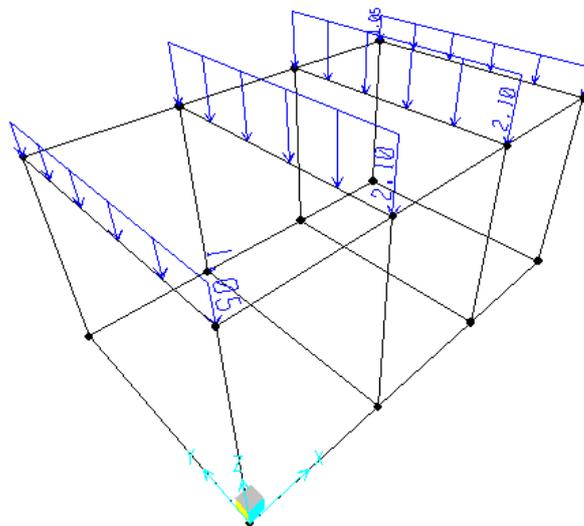
Di seguito si riportano le condizioni elementari di carico:

Case	Type
Text	Text
G1	LinStatic
MODAL	LinModal
G2	LinStatic
QH1	LinStatic
N	LinStatic
T	LinStatic
Vx	LinStatic
Vy	LinStatic
Vx-	LinStatic
Vy-	LinStatic
SLV-X	LinRespSpec
SLV-Y	LinRespSpec
SLD-X	LinRespSpec
SLD-Y	LinRespSpec
SLO-X	LinRespSpec
SLO-Y	LinRespSpec
E SLVy	LinStatic

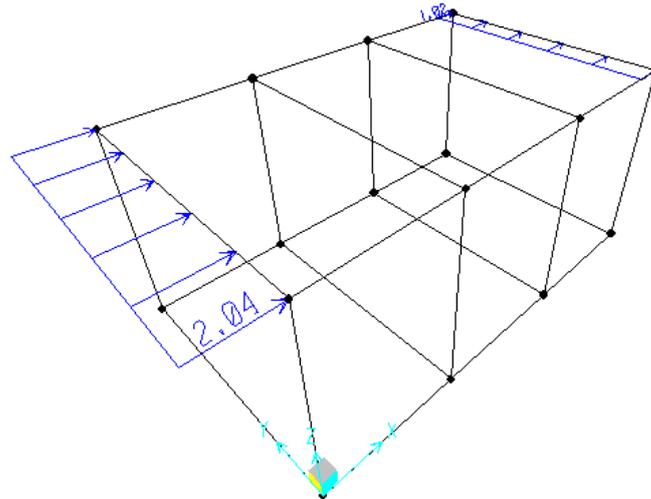




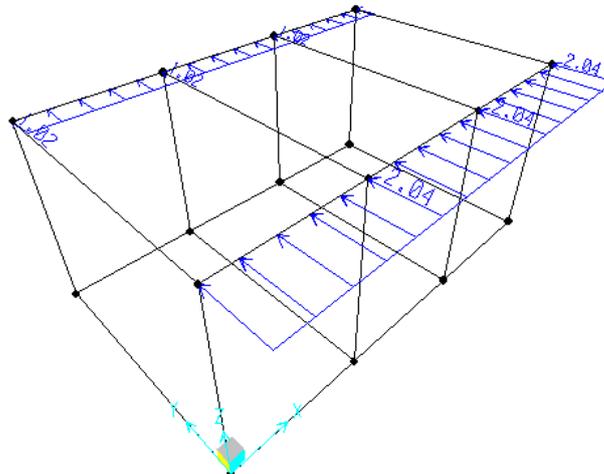
**Q<sub>H1</sub> – Accidentali (Manutenzione)**



**N – Neve**



**Vx+ – Vento X+**



**Vy+ – Vento Y+**

### 7.3.-..Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (§ 2.5.3 NTC 08):

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

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili (verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 NTC 08):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} Q_{K2} + \psi_{03} Q_{K3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \psi_{23} Q_{K3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \psi_{23} Q_{K3} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} Q_{K1} + \psi_{22} Q_{K2} + \dots$$

Le condizioni elementari di carico sono opportunamente combinate per determinare le condizioni più sfavorevoli per ciascun elemento strutturale. Di seguito tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. In particolare le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione.

Di seguito si riportano, con riferimento al § 7.3 della presente, le combinazioni utilizzate.

### 7.3.1.-..Modello di calcolo

#### Combinazioni SLU

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
SLU_Q1	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q1		G2	1.3
SLU_Q1		QH1	1.5
SLU_Q1		T	0.9
SLU_Q1		Vx	0.9
SLU_Q1		N	0.75
SLU_Q2	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q2		G2	1.3
SLU_Q2		QH1	1.5

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	44 di 113

SLU_Q2		T	-0.9
SLU_Q2		Vx	0.9
SLU_Q2		N	0.75
SLU_Q3	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q3		G2	1.3
SLU_Q3		QH1	1.5
SLU_Q3		T	0.9
SLU_Q3		Vx-	0.9
SLU_Q3		N	0.75
SLU_Q4	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q4		G2	1.3
SLU_Q4		QH1	1.5
SLU_Q4		T	-0.9
SLU_Q4		Vx-	0.9
SLU_Q4		N	0.75
SLU_Q5	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q5		G2	1.3
SLU_Q5		QH1	1.5
SLU_Q5		T	0.9
SLU_Q5		Vy	0.9
SLU_Q5		N	0.75
SLU_Q6	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q6		G2	1.3
SLU_Q6		QH1	1.5
SLU_Q6		T	-0.9
SLU_Q6		Vy	0.9
SLU_Q6		N	0.75
SLU_Q7	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q7		G2	1.3
SLU_Q7		QH1	1.5
SLU_Q7		T	0.9
SLU_Q7		Vy-	0.9
SLU_Q7		N	0.75
SLU_Q8	Linear Add	G1	1.3
SLU_Q8		G2	1.3
SLU_Q8		QH1	1.5
SLU_Q8		T	-0.9
SLU_Q8		Vy-	0.9
SLU_Q8		N	0.75
SLU_Vx1+	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vx1+		G2	1.3
SLU_Vx1+		N	0.75
SLU_Vx1+		T	0.9
SLU_Vx1+		Vx	1.5
SLU_Vx1-	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vx1-		G2	1.3
SLU_Vx1-		N	0.75
SLU_Vx1-		T	0.9
SLU_Vx1-		Vx-	1.5
SLU_Vx2+	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vx2+		G2	1.3
SLU_Vx2+		N	0.75

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	45 di 113

SLU_Vx2+		T	-0.9
SLU_Vx2+		Vx	1.5
SLU_Vx2-	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vx2-		G2	1.3
SLU_Vx2-		N	0.75
SLU_Vx2-		T	-0.9
SLU_Vx2-		Vx-	1.5
SLU_Vy1+	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vy1+		G2	1.3
SLU_Vy1+		N	0.75
SLU_Vy1+		T	0.9
SLU_Vy1+		Vy	1.5
SLU_Vy1-	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vy1-		G2	1.3
SLU_Vy1-		N	0.75
SLU_Vy1-		T	0.9
SLU_Vy1-		Vy-	1.5
SLU_Vy2+	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vy2+		G2	1.3
SLU_Vy2+		N	0.75
SLU_Vy2+		T	-0.9
SLU_Vy2+		Vy	1.5
SLU_Vy2-	Linear Add	G1	1.3
SLU_Vy2-		G2	1.3
SLU_Vy2-		N	0.75
SLU_Vy2-		T	-0.9
SLU_Vy2-		Vy-	1.5
SLU_N1	Linear Add	G1	1.3
SLU_N1		G2	1.3
SLU_N1		QH1	0
SLU_N1		T	0.9
SLU_N1		Vx	0.9
SLU_N1		N	1.5
SLU_N2	Linear Add	G1	1.3
SLU_N2		G2	1.3
SLU_N2		QH1	0
SLU_N2		T	-0.9
SLU_N2		Vx	0.9
SLU_N2		N	1.5
SLU_N3	Linear Add	G1	1.3
SLU_N3		G2	1.3
SLU_N3		QH1	0
SLU_N3		T	0.9
SLU_N3		Vx-	0.9
SLU_N3		N	1.5
SLU_N4	Linear Add	G1	1.3
SLU_N4		G2	1.3
SLU_N4		QH1	0
SLU_N4		T	-0.9
SLU_N4		Vx-	0.9
SLU_N4		N	1.5
SLU_N5	Linear Add	G1	1.3

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	46 di 113

SLU_N5		G2	1.3
SLU_N5		QH1	0
SLU_N5		T	0.9
SLU_N5		Vy	0.9
SLU_N5		N	1.5
SLU_N6	Linear Add	G1	1.3
SLU_N6		G2	1.3
SLU_N6		QH1	0
SLU_N6		T	-0.9
SLU_N6		Vy	0.9
SLU_N6		N	1.5
SLU_N7	Linear Add	G1	1.3
SLU_N7		G2	1.3
SLU_N7		QH1	0
SLU_N7		T	0.9
SLU_N7		Vy-	0.9
SLU_N7		N	1.5
SLU_N8	Linear Add	G1	1.3
SLU_N8		G2	1.3
SLU_N8		QH1	0
SLU_N8		T	-0.9
SLU_N8		Vy-	0.9
SLU_N8		N	1.5
SLU_T1	Linear Add	G1	1.3
SLU_T1		G2	1.3
SLU_T1		QH1	0
SLU_T1		T	1.5
SLU_T1		Vx	0.9
SLU_T1		N	0.75
SLU_T2	Linear Add	G1	1.3
SLU_T2		G2	1.3
SLU_T2		QH1	0
SLU_T2		T	-1.5
SLU_T2		Vx	0.9
SLU_T2		N	0.75
SLU_T3	Linear Add	G1	1.3
SLU_T3		G2	1.3
SLU_T3		QH1	0
SLU_T3		T	1.5
SLU_T3		Vx-	0.9
SLU_T3		N	0.75
SLU_T4	Linear Add	G1	1.3
SLU_T4		G2	1.3
SLU_T4		QH1	0
SLU_T4		T	-1.5
SLU_T4		Vx-	0.9
SLU_T4		N	0.75
SLU_T5	Linear Add	G1	1.3
SLU_T5		G2	1.3
SLU_T5		QH1	0
SLU_T5		T	1.5
SLU_T5		Vy	0.9

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	47 di 113

SLU_T5		N	0.75
SLU_T6	Linear Add	G1	1.3
SLU_T6		G2	1.3
SLU_T6		QH1	0
SLU_T6		T	-1.5
SLU_T6		Vy	0.9
SLU_T6		N	0.75
SLU_T7	Linear Add	G1	1.3
SLU_T7		G2	1.3
SLU_T7		QH1	0
SLU_T7		T	1.5
SLU_T7		Vy-	0.9
SLU_T7		N	0.75
SLU_T8	Linear Add	G1	1.3
SLU_T8		G2	1.3
SLU_T8		QH1	0
SLU_T8		T	-1.5
SLU_T8		Vy-	0.9
SLU_T8		N	0.75

Combinazioni SLE rara

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
SLER_Q1	Linear Add	G1	1
SLER_Q1		G2	1
SLER_Q1		QH1	1
SLER_Q1		T	0.6
SLER_Q1		N	0.5
SLER_Q1		Vx	0.6
SLER_Q2	Linear Add	G1	1
SLER_Q2		G2	1
SLER_Q2		QH1	1
SLER_Q2		T	-0.6
SLER_Q2		N	0.5
SLER_Q2		Vx	0.6
SLER_Q3	Linear Add	G1	1
SLER_Q3		G2	1
SLER_Q3		QH1	1
SLER_Q3		T	0.6
SLER_Q3		N	0.5
SLER_Q3		Vx-	0.6
SLER_Q4	Linear Add	G1	1
SLER_Q4		G2	1
SLER_Q4		QH1	1
SLER_Q4		T	-0.6
SLER_Q4		N	0.5
SLER_Q4		Vx-	0.6
SLER_Q5	Linear Add	G1	1
SLER_Q5		G2	1
SLER_Q5		QH1	1
SLER_Q5		T	0.6

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	48 di 113

SLER_Q5		N	0.5
SLER_Q5		Vy	0.6
SLER_Q6	Linear Add	G1	1
SLER_Q6		G2	1
SLER_Q6		QH1	1
SLER_Q6		T	-0.6
SLER_Q6		N	0.5
SLER_Q6		Vy	0.6
SLER_Q7	Linear Add	G1	1
SLER_Q7		G2	1
SLER_Q7		QH1	1
SLER_Q7		T	0.6
SLER_Q7		N	0.5
SLER_Q7		Vy-	0.6
SLER_Q8	Linear Add	G1	1
SLER_Q8		G2	1
SLER_Q8		QH1	1
SLER_Q8		T	-0.6
SLER_Q8		N	0.5
SLER_Q8		Vy-	0.6
SLER_Vx+_T-	Linear Add	G1	1
SLER_Vx+_T-		G2	1
SLER_Vx+_T-		Vx	1
SLER_Vx+_T-		N	0.5
SLER_Vx+_T-		T	-0.6
SLER_Vy+	Linear Add	G1	1
SLER_Vy+		G2	1
SLER_Vy+		Vy	1
SLER_Vy+		N	0.5
SLER_Vy+		T	0.6
SLER_Vx-	Linear Add	G1	1
SLER_Vx-		G2	1
SLER_Vx-		Vx-	1
SLER_Vx-		N	0.5
SLER_Vx-		T	0.6
SLER_Vy-	Linear Add	G1	1
SLER_Vy-		G2	1
SLER_Vy-		Vy-	1
SLER_Vy-		N	0.5
SLER_Vy-		T	0.6
SLER_Vx+	Linear Add	G1	1
SLER_Vx+		G2	1
SLER_Vx+		Vx	1
SLER_Vx+		N	0.5
SLER_Vx+		T	0.6
SLER_Vx-_T-	Linear Add	G1	1
SLER_Vx-_T-		G2	1
SLER_Vx-_T-		Vx-	1
SLER_Vx-_T-		N	0.5
SLER_Vx-_T-		T	-0.6
SLER_Vy+_T-	Linear Add	G1	1
SLER_Vy+_T-		G2	1

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	49 di 113

SLER_Vy+_T-		Vy	1
SLER_Vy+_T-		N	0.5
SLER_Vy+_T-		T	-0.6
SLER_Vy-_T-	Linear Add	G1	1
SLER_Vy-_T-		G2	1
SLER_Vy-_T-		Vy-	1
SLER_Vy-_T-		N	0.5
SLER_Vy-_T-		T	-0.6
SLER_N1	Linear Add	G1	1
SLER_N1		G2	1
SLER_N1		QH1	0
SLER_N1		T	0.6
SLER_N1		Vx	0.6
SLER_N1		N	1
SLER_N2	Linear Add	G1	1
SLER_N2		G2	1
SLER_N2		QH1	0
SLER_N2		T	-0.6
SLER_N2		Vx	0.6
SLER_N2		N	1
SLER_N3	Linear Add	G1	1
SLER_N3		G2	1
SLER_N3		QH1	0
SLER_N3		T	0.6
SLER_N3		Vx-	0.6
SLER_N3		N	1
SLER_N4	Linear Add	G1	1
SLER_N4		G2	1
SLER_N4		QH1	0
SLER_N4		T	-0.6
SLER_N4		Vx-	0.6
SLER_N4		N	1
SLER_N5	Linear Add	G1	1
SLER_N5		G2	1
SLER_N5		QH1	0
SLER_N5		T	0.6
SLER_N5		Vy	0.6
SLER_N5		N	1
SLER_N6	Linear Add	G1	1
SLER_N6		G2	1
SLER_N6		QH1	0
SLER_N6		T	-0.6
SLER_N6		Vy	0.6
SLER_N6		N	1
SLER_N7	Linear Add	G1	1
SLER_N7		G2	1
SLER_N7		QH1	0
SLER_N7		T	0.6
SLER_N7		Vy-	0.6
SLER_N7		N	1
SLER_N8	Linear Add	G1	1
SLER_N8		G2	1

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	50 di 113

SLER_N8		QH1	0
SLER_N8		T	-0.6
SLER_N8		Vy-	0.6
SLER_N8		N	1
SLER_T1	Linear Add	G1	1
SLER_T1		G2	1
SLER_T1		QH1	0
SLER_T1		T	1
SLER_T1		Vx	0.6
SLER_T1		N	0.5
SLER_T2	Linear Add	G1	1
SLER_T2		G2	1
SLER_T2		QH1	0
SLER_T2		T	-1
SLER_T2		Vx	0.6
SLER_T2		N	0.5
SLER_T3	Linear Add	G1	1
SLER_T3		G2	1
SLER_T3		QH1	0
SLER_T3		T	1
SLER_T3		Vx-	0.6
SLER_T3		N	0.5
SLER_T4	Linear Add	G1	1
SLER_T4		G2	1
SLER_T4		QH1	0
SLER_T4		T	-1
SLER_T4		Vx-	0.6
SLER_T4		N	0.5
SLER_T5	Linear Add	G1	1
SLER_T5		G2	1
SLER_T5		QH1	0
SLER_T5		T	1
SLER_T5		Vy	0.6
SLER_T5		N	0.5
SLER_T6	Linear Add	G1	1
SLER_T6		G2	1
SLER_T6		QH1	0
SLER_T6		T	-1
SLER_T6		Vy	0.6
SLER_T6		N	0.5
SLER_T7	Linear Add	G1	1
SLER_T7		G2	1
SLER_T7		QH1	0
SLER_T7		T	1
SLER_T7		Vy-	0.6
SLER_T7		N	0.5
SLER_T8	Linear Add	G1	1
SLER_T8		G2	1
SLER_T8		QH1	0
SLER_T8		T	-1
SLER_T8		Vy-	0.6
SLER_T8		N	0.5

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	51 di 113

### Combinazioni SLE frequente

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
SLEF_Vx+	Linear Add	G1	1
SLEF_Vx+		G2	1
SLEF_Vx+		Vx	0.2
SLEF_Vy+	Linear Add	G1	1
SLEF_Vy+		G2	1
SLEF_Vy+		Vy	0.2
SLEF_Vx-	Linear Add	G1	1
SLEF_Vx-		G2	1
SLEF_Vx-		Vx-	0.2
SLEF_Vy-	Linear Add	G1	1
SLEF_Vy-		G2	1
SLEF_Vy-		Vy-	0.2
SLEF_N	Linear Add	G1	1
SLEF_N		G2	1
SLEF_N		N	0.2
SLEF_T	Linear Add	G1	1
SLEF_T		G2	1
SLEF_T		T	0.5
SLEF_T-	Linear Add	G1	1
SLEF_T-		G2	1
SLEF_T-		T	-0.5

### Combinazioni SLE quasi permanente

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
SLEQP	Linear Add	G1	1
SLEQP		G2	1

### Combinazioni SLV

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
SLV_X1	Linear Add	G1	1
SLV_X1		G2	1
SLV_X1		SLV-X	1
SLV_X1		SLV-Y	0.3
SLV_X2	Linear Add	G1	1
SLV_X2		G2	1
SLV_X2		SLV-X	-1
SLV_X2		SLV-Y	0.3
SLV_X3	Linear Add	G1	1
SLV_X3		G2	1

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	52 di 113

SLV_X3		SLV-X	1
SLV_X3		SLV-Y	-0.3
SLV_X4	Linear Add	G1	1
SLV_X4		G2	1
SLV_X4		SLV-X	-1
SLV_X4		SLV-Y	-0.3
SLV_Y1	Linear Add	G1	1
SLV_Y1		G2	1
SLV_Y1		SLV-X	0.3
SLV_Y1		SLV-Y	1
SLV_Y2	Linear Add	G1	1
SLV_Y2		G2	1
SLV_Y2		SLV-X	-0.3
SLV_Y2		SLV-Y	1
SLV_Y3	Linear Add	G1	1
SLV_Y3		G2	1
SLV_Y3		SLV-X	0.3
SLV_Y3		SLV-Y	-1
SLV_Y4	Linear Add	G1	1
SLV_Y4		G2	1
SLV_Y4		SLV-X	-0.3
SLV_Y4		SLV-Y	-1
SLV_X5	Linear Add	G1	1
SLV_X5		G2	1
SLV_X5		SLV-X	1
SLV_X5		SLV-Y	0.3
SLV_X6	Linear Add	G1	1
SLV_X6		G2	1
SLV_X6		SLV-X	-1
SLV_X6		SLV-Y	0.3
SLV_X7	Linear Add	G1	1
SLV_X7		G2	1
SLV_X7		SLV-X	1
SLV_X7		SLV-Y	-0.3
SLV_X8	Linear Add	G1	1
SLV_X8		G2	1
SLV_X8		SLV-X	-1
SLV_X8		SLV-Y	-0.3
SLV_Y5	Linear Add	G1	1
SLV_Y5		G2	1
SLV_Y5		SLV-X	0.3
SLV_Y5		SLV-Y	1
SLV_Y6	Linear Add	G1	1
SLV_Y6		G2	1
SLV_Y6		SLV-X	-0.3
SLV_Y6		SLV-Y	1
SLV_Y7	Linear Add	G1	1
SLV_Y7		G2	1
SLV_Y7		SLV-X	0.3
SLV_Y7		SLV-Y	-1
SLV_Y8	Linear Add	G1	1
SLV_Y8		G2	1

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	53 di 113

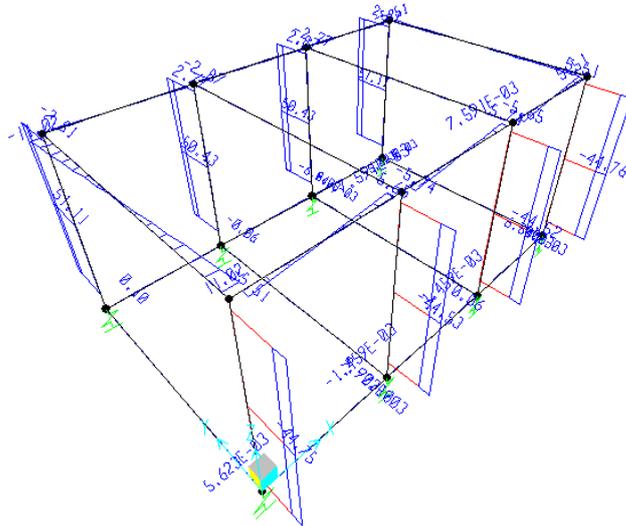
SLV_Y8		SLV-X	-0.3
SLV_Y8		SLV-Y	-1
SLV_X9	Linear Add	G1	1
SLV_X9		G2	1
SLV_X9		SLV-X	1
SLV_X9		SLV-Y	0.3
SLV_X10	Linear Add	G1	1
SLV_X10		G2	1
SLV_X10		SLV-X	-1
SLV_X10		SLV-Y	0.3
SLV_X11	Linear Add	G1	1
SLV_X11		G2	1
SLV_X11		SLV-X	1
SLV_X11		SLV-Y	-0.3
SLV_X12	Linear Add	G1	1
SLV_X12		G2	1
SLV_X12		SLV-X	-1
SLV_X12		SLV-Y	-0.3
SLV_X13	Linear Add	G1	1
SLV_X13		G2	1
SLV_X13		SLV-X	1
SLV_X13		SLV-Y	0.3
SLV_X14	Linear Add	G1	1
SLV_X14		G2	1
SLV_X14		SLV-X	-1
SLV_X14		SLV-Y	0.3
SLV_X15	Linear Add	G1	1
SLV_X15		G2	1
SLV_X15		SLV-X	1
SLV_X15		SLV-Y	-0.3
SLV_X16	Linear Add	G1	1
SLV_X16		G2	1
SLV_X16		SLV-X	-1
SLV_X16		SLV-Y	-0.3
SLV_Y9	Linear Add	G1	1
SLV_Y9		G2	1
SLV_Y9		SLV-X	0.3
SLV_Y9		SLV-Y	1
SLV_Y10	Linear Add	G1	1
SLV_Y10		G2	1
SLV_Y10		SLV-X	-0.3
SLV_Y10		SLV-Y	1
SLV_Y11	Linear Add	G1	1
SLV_Y11		G2	1
SLV_Y11		SLV-X	0.3
SLV_Y11		SLV-Y	1
SLV_Y12	Linear Add	G1	1
SLV_Y12		G2	1
SLV_Y12		SLV-X	-0.3
SLV_Y12		SLV-Y	-1
SLV_Y13	Linear Add	G1	1
SLV_Y13		G2	1

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

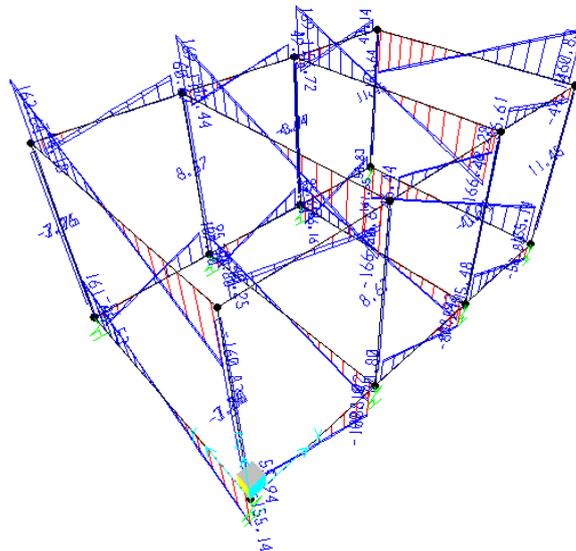
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	54 di 113

SLV_Y13		SLV-X	0.3
SLV_Y13		SLV-Y	1
SLV_Y14	Linear Add	G1	1
SLV_Y14		G2	1
SLV_Y14		SLV-X	-0.3
SLV_Y14		SLV-Y	1
SLV_Y15	Linear Add	G1	1
SLV_Y15		G2	1
SLV_Y15		SLV-X	0.3
SLV_Y15		SLV-Y	-1
SLV_Y16	Linear Add	G1	1
SLV_Y16		G2	1
SLV_Y16		SLV-X	-0.3
SLV_Y16		SLV-Y	-1

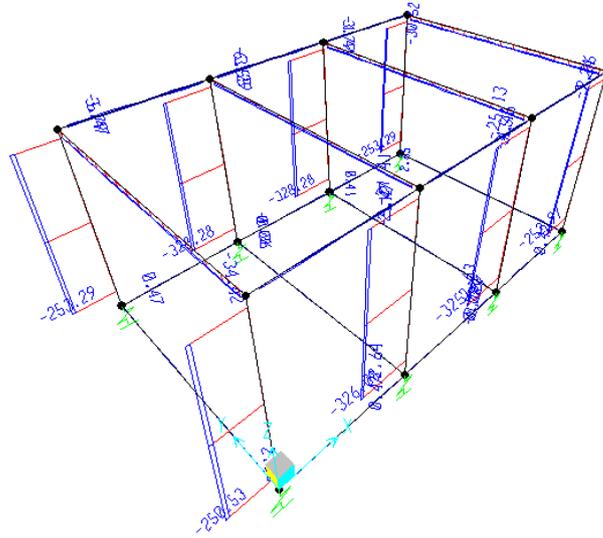




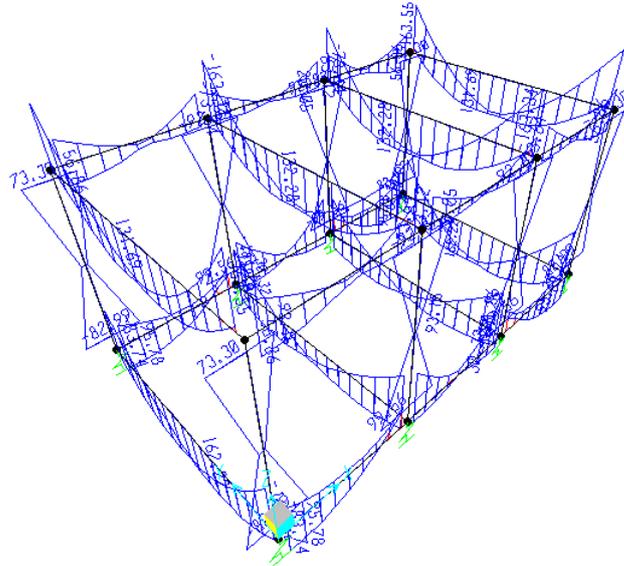
**Taglio V3 - Involuppo SLU**



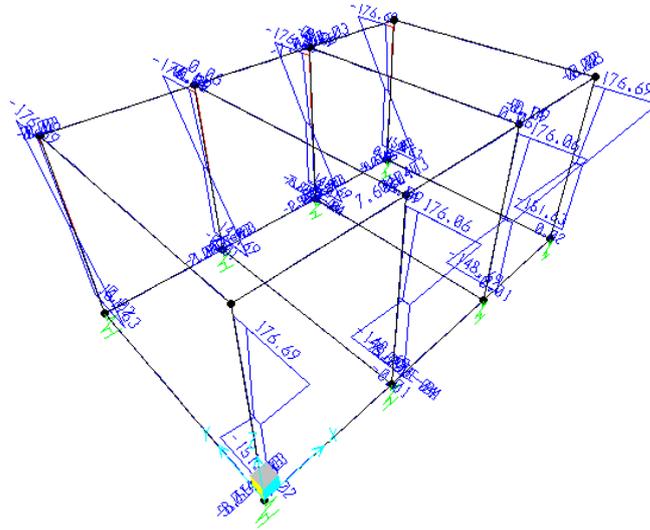
**Taglio V2 - Involuppo SLU**



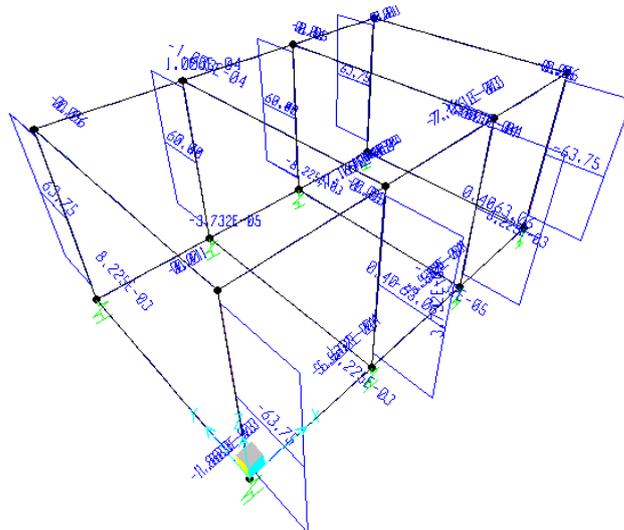
**Sforzo Normale N - Involuppo SLU**



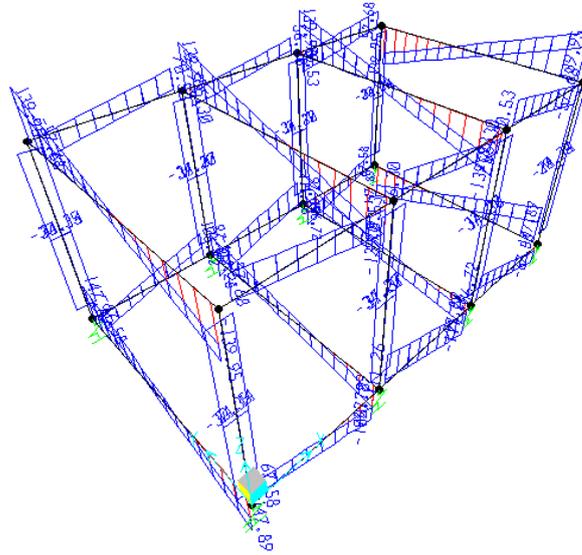
**Momento M3 - Involuppo SLV**



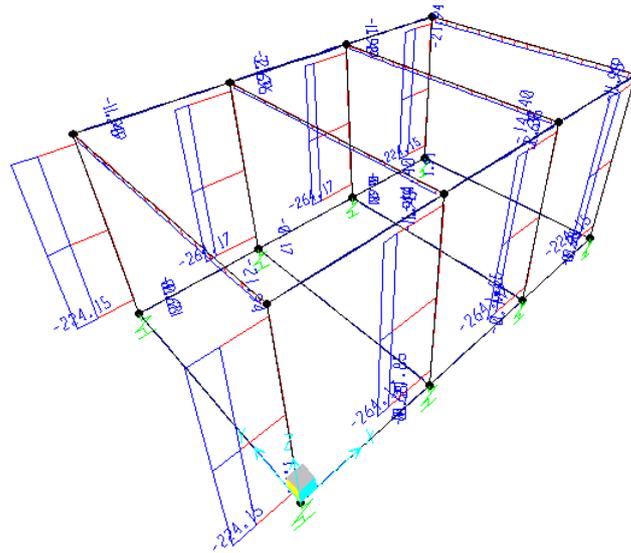
**Momento M2 - Inviluppo SLV**



**Taglio V3 - Inviluppo SLV**



**Taglio V2 - Involuppo SLV**



**Sforzo Normale N - Involuppo SLV**





## 9.-..VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

### 9.1.-..Travi elevazione 40x50cm

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
20	0.2	INV_SLV	Combination	-12	-142	0	0	0	-166
20	3.08	INV_SLV	Combination	-12	-1	0	0	0	139
20	7.4	INV_SLU	Combination	-22	161	0	0	0	-134
20	3.56	INV_SLU	Combination	-16	-5	0	0	0	190
20	7.4	INV_SLER	Combination	-16	123	0	0	0	-103
20	3.56	INV_SLER	Combination	-12	-5	0	0	0	148
20	7.4	INV_SLEF	Combination	-13	119	0	0	0	-86
20	3.56	INV_SLEF	Combination	-12	-7	0	0	0	132
20	7.4	SLEQP	Combination	-12	119	0	0	0	-83
20	4.04	SLEQP	Combination	-12	8	0	0	0	130

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

#### 1) Zone d'appoggio:

- Armatura superiore 5  $\Phi$  20
- Armatura inferiore 3  $\Phi$  20

#### 2) Campata:

- Armatura superiore 3  $\Phi$  20
- Armatura inferiore 6  $\Phi$  20

In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 2  $\Phi$  12 come ferri di parete.

#### a) Verifica a flessione semplice:

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU (NTC2008 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di appoggio e di campata sono state condotte con il supporto del software RC-SEC (che svolge in automatico anche il rispetto dei quantitativi minimi di norma) considerando le sollecitazioni riportate nei prospetti precedenti.

#### b) Verifica a taglio:

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo  $V_{Ed}$  si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti

sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione di cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti (ultimi) delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) amplificati del fattore di sovra resistenza  $\gamma_{Rd}$  assunto pari a 1.0 per CDB.

Deve risultare (NTC2008 – 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rd} > V_d$$

dove:

$V_d$  = Valore di calcolo del taglio agente;

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

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

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

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

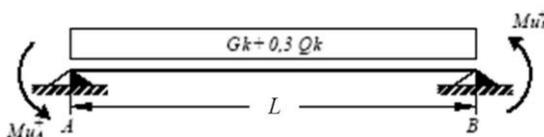
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

dove:

$\alpha$  : Angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

$\theta$  : Angolo d'inclinazione dei puntoni in calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

• **1° Schema:**

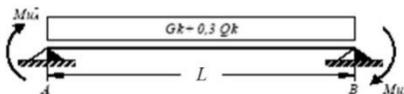


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

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

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

• **2° Schema:**



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

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

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

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

Determinazione taglio di calcolo						
Base	0.40	m	$M_{uA}^{(+)}$ [kNm]	$M_{uB}^{(-)}$ [kNm]	$M_{uA}^{(-)}$ [kNm]	$M_{uB}^{(+)}$ [kNm]
Altezza	0.50	m	151.00	-249.00	-249.00	151.00
$L_{trave}$	7.60	m	1° Schema		2° Schema	
$G_k$	33.10	kN/m	$V_A$ [kN]	$V_B$ [kN]	$V_A$ [kN]	$V_B$ [kN]
$\gamma_Q$	0.30		169.49	-82.07	53.70	-197.86
$Q_k$	0.00	kN/m				
$\gamma_{Rd}$	1.10					

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

**c) Verifica limitazioni armatura:**

Resta da verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.1 delle NTC2008:

- almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave;
- in ogni sezione della trave, il rapporto geometrico  $\rho$  relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione  $A_s$  o quella al lembo inferiore della sezione  $A_i$ , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

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

dove:

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

$\rho_{comp}$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

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

- l'armatura compressa non deve essere mai inferiore ad un quarto di quella tesa:

$$\rho_{comp} \geq 0,25\rho$$

- nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere:

$$\rho_{comp} \geq 0.5\rho$$

Le zone critiche si estendono, per CD"B", per una lunghezza pari a 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione.

- Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:
  - un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
  - 225 mm (per CD"B");
  - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche (per CD"B");
  - 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

Devono inoltre essere rispettati i limiti previsti per le travi in calcestruzzo in zona non sismica (punto 4.1.6.1.1 delle NTC2008):

- l'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

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

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

dove:

$b_t$  rappresenta la larghezza media della zona tesa;

$d$  è l'altezza utile della sezione;

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

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

- negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio;
- al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente  $A_{s,max} = 0,04 A_c$ , essendo  $A_c$  l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.
- le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad  $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$  essendo  $b$  lo spessore minimo dell'anima

in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione;

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

Per le travi dell'edificio l'armatura a taglio è costituita solamente da staffe.

Si riscontra, pertanto, che l'armatura della trave rispetta i limiti prescritti dalle NTC2008.

#### **d) Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE**

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

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

#### ***Verifiche alle tensioni***

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 21-12-11", ovvero:

##### Strutture in c.a.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

Per il caso in esame risulta in particolare :

##### Calcestruzzo:

$$\sigma_{\max \text{ QP}} = (0,40 f_{ck}) = \mathbf{11.2} \text{ MPa (Combinazione di Carico Quasi}$$

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	67 di 113

$\sigma_{\text{max R}} = (0,55 f_{\text{ck}}) = \mathbf{15.4}$  MPa (Combinazione di Carico Caratteristica - Rara)

Acciaio:

$\sigma_{\text{s max}} = (0,75 f_{\text{yk}}) = \mathbf{338}$  MPa Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)

### Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Si considerano condizioni ambientali ordinarie; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

**Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali**

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

$w_1 = 0.2$  mm

$w_2 = 0.3$  mm

$w_3 = 0.4$  mm

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal "Manuale di Progettazione delle Opere Civili" secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali ordinarie, qual è il caso delle strutture in esame così

come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

- Combinazione Caratteristica (Rara)  $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura del D.M. 9 gennaio 1996, in accordo a quanto previsto al punto " C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.617/09.

### 9.1.1.-.Tabulato di verifica SLU - SLE e taglio – ZONA APPOGGIO

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	15.86	MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.930	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.400	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.400	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.200	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	337.50	MPa	

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	40.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	3Ø20	(9.4 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø20	(15.7 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.0	cm

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	69 di 113

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

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

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	12.00	-166.00	142.00	0.00
2	22.00	-134.00	161.00	0.00
3	0.00	1.00	0.00	0.00
4	0.00	0.10	198.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	16.00	-103.00

**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	13.00	-86.00 (-63.61)

**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	12.00	-83.00 (-63.58)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

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

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	70 di 113

Yn Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 x/d Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 C.Rid. Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
 Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	12.00	-166.00	11.94	-246.60	1.485	8.5	0.19	0.70	15.7 (6.2)
2	S	22.00	-134.00	21.84	-248.43	1.852	8.6	0.19	0.70	15.7 (6.2)
3	S	0.00	1.00	-0.03	151.05	151.052	43.7	0.14	0.70	9.4 (6.2)
4	S	0.00	0.10	-0.03	151.05	1510.519	43.7	0.14	0.70	9.4 (6.2)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

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

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	0.0	0.00102	6.0	-0.01470	44.0
2	0.00350	0.0	0.00104	6.0	-0.01450	44.0
3	0.00350	50.0	0.00015	44.0	-0.02106	6.0
4	0.00350	50.0	0.00015	44.0	-0.02106	6.0

**LARGHEZZA MINIMA hc [cm] DEL PILASTRO DI APPOGGIO PER EVITARE LO SCORRIMENTO DELLE BARRE [eq(7.4.26) NTC]**

Diametro barre superiori: 20 mm  
 Ro: 0.0079 % area tesa barre superiori  
 Ro': 0.0047 % area barre inferiori compresse  
 v 0.00-0.50 sforzo assiale normalizzato nel pilastro =  $N/(fcd \cdot Ac)$

	hc(v=0.00)	hc(v=0.05)	hc(v=0.10)	hc(v=0.15)	hc(v=0.20)	hc(v=0.25)	hc(v=0.30)	hc(v=0.40)	hc(v=0.50)
Nodo interno	50	48	46	44	43	41	40	37	35
Nodo esterno	38	37	36	34	33	32	31	29	28

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe: 10 mm  
 Passo staffe: 10.9 cm [Passo massimo di normativa = 11.0 cm]  
 N.Bracci staffe: 2  
 Area staffe/m : 14.4 cm<sup>2</sup>/m [Area Staffe Minima NTC = 6.0 cm<sup>2</sup>/m]

**VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'**

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
 Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]  
 bw/d Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Altezza utile sezione  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato

**RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	71 di 113

		Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione									
		Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]									
N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	AST		
1	S	142.00	104.96	434.79	558.26	40.0 44.0	2.500	1.004	3.7		
2	S	161.00	106.28	436.16	558.26	40.0 44.0	2.500	1.007	4.2		
3	S	0.00	87.19	628.07	223.30	40.0 44.0	1.000	1.000	0.0		
4	S	198.00	87.19	433.15	558.26	40.0 44.0	2.500	1.000	5.1		

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	6.60	0.0	0.00	16.5	-165.6	6.0	11.2	447	15.7	7.0

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

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00101	0.00049	0.50	0.60	0.000541 (0.000497)	267	0.144 (0.20)	-63.64

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.51	0.0	0.00	16.5	-138.4	6.0	11.2	447	15.7	7.0

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00084	0.00041	0.50	0.60	0.000415 (0.000415)	267	0.111 (0.20)	-63.61

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	72 di 113

1 S 5.32 0.0 0.00 16.5 -133.7 6.0 11.2 448 15.7 7.0

**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	-0.00081	0.00040	0.50	0.40	0.000477 (0.000401)	267	0.127 (0.20)	-63.58

**9.1.2.-.Tabulato di verifica SLU - SLE – CAMPATA**

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35
	Resistenza compress. di progetto fcd:	15.86 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.930 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.400 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.400 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.200 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	337.50 MPa

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	40.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	6Ø20	(18.8 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	3Ø20	(9.4 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.0	cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

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

**RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	73 di 113

MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	12.00	139.00	1.00	0.00
2	16.00	190.00	5.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	12.00	148.00

**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	12.00	132.00 (66.00)

**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	12.00	130.00 (66.01)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.6	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.0	cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	12.00	139.00	11.73	292.30	2.101	40.3	0.22	0.72	18.8 (6.2)

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	74 di 113

2 S 16.00 190.00 16.22 293.11 1.542 40.3 0.22 0.72 18.8 (6.2)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

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

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	50.0	0.00133	44.0	-0.01238	6.0
2	0.00350	50.0	0.00135	44.0	-0.01230	6.0

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	10	mm	
Passo staffe:	26.1	cm	[Passo massimo di normativa = 26.2 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	6.0	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 6.0 cm <sup>2</sup> /m]

**VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	Ast
1	S	1.00	111.44	434.79	233.14	40.0 44.0	2.500	1.004	0.0
2	S	5.00	111.97	435.34	233.14	40.0 44.0	2.500	1.005	0.1

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [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	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	8.92	50.0	0.00	32.5	-202.7	44.0	10.8	434	18.8	5.6

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	75 di 113

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

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00124	0.00067	0.50	0.60	0.000772 (0.000608)	248	0.192 (0.20)	65.94

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	7.96	50.0	0.00	32.5	-180.5	44.0	10.8	433	18.8	5.6

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00111	0.00060	0.50	0.60	0.000661 (0.000541)	248	0.164 (0.20)	66.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	7.84	50.0	0.00	32.5	-177.7	44.0	10.8	433	18.8	5.6

**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	-0.00109	0.00059	0.50	0.40	0.000727 (0.000533)	248	0.180 (0.20)	66.01

## 9.2.-..Pilastrì (40x50)

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
23	0	INV_SLV	Combination	-268	-35	-58	0	-155	-105
23	0	INV_SLV	Combination	-213	34	5	0	49	102
23	5.75	INV_SLU	Combination	-297	-3	-39	0	115	-15
23	0	INV_SLU	Combination	-310	6	-28	0	-44	17
23	5.75	INV_SLER	Combination	-231	-2	-30	0	90	-10
23	0	INV_SLER	Combination	-239	4	-22	0	-37	11
23	0	INV_SLEF	Combination	-242	-1	-27	0	-55	-4
23	5.75	INV_SLEF	Combination	-211	0	-26	0	102	5
23	0	SLEQP	Combination	-241	-1	-27	0	-53	-1
23	5.75	SLEQP	Combination	-212	-1	-27	0	101	2

Preliminarmente alla verifica di resistenza dei pilastri allo SLU è necessario valutare la stabilità degli elementi snelli. Tali verifiche devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi. In via approssimativa gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza  $\lambda$  non supera il valore limite (4.1.2.1.7-NTC2008):

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

dove:

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

è l'azione assiale adimensionale;

$$C = 1.7 - r_m$$

dipende dalla distribuzione dei momenti del primo ordine;

$$r_m = M_{01} / M_{02}$$

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

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

$$\lambda = L_o / i$$

dove:

$$L_o = \beta L$$

lunghezza di libera inflessione

$$\beta = 1$$

coefficiente di vincolo per asta incastrata al piede

$$L$$

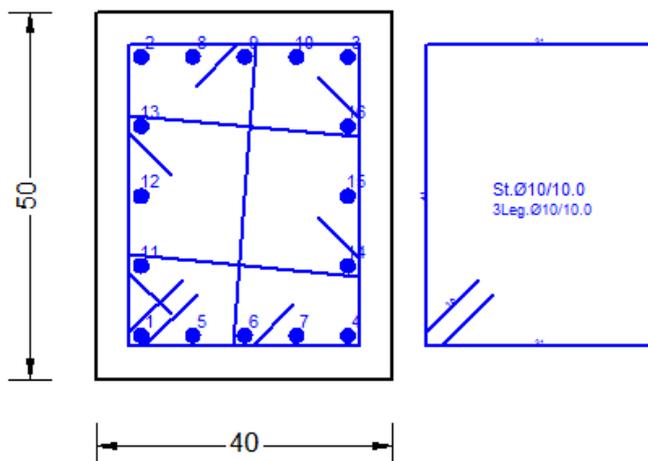
luce netta del pilastro

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

**Verifica stabilità elementi snelli**

Combo	Asse	N [kN]	h [m]	b [m]	$A_c$ [m <sup>2</sup> ]	$f_{cd}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	v	$M_{02}$ [kNm]	$M_{01}$ [kNm]	$R_{ck}$	n° frame
SLU_Q	X	334	0.50	0.40	0.20	15.86	105.296	-6.00	7.90	35	22
	Y	334	0.50	0.40	0.20		105.296	-72.00	151.00		
Combo	L [cm]	$r_m$	C	$\lambda_{lim}$	$\beta$	$l_0$ (cm)	$i_x$ (cm)	$i_y$ (cm)	$\lambda_{yz}$	$\lambda_{xz}$	Esito verifica
SLU_Q	6.0	-1.32	3.02	4.53	1	6	11.55		0.52		OK
		-2.10	3.80	5.70	1	6		14.43		0.42	OK

- Verifica di resistenza allo SLU



1) Lato corto:

- Armatura superiore 5  $\Phi$  20
- Armatura inferiore 5  $\Phi$  20

2) Lato lungo:

- Armatura superiore 3  $\Phi$  20
- Armatura inferiore 3  $\Phi$  20

➤ Verifica a presso-flessione:

Le verifiche di resistenza a flessione e pressoflessione allo SLU (NTC2008 – 4.1.2.1.2.4; - 7.4.4.2) per le sezioni di base dei pilastri sono state condotte con il supporto del software RC-

SEC considerando le sollecitazioni riportate nei prospetti precedenti:

➤ **Verifica a taglio:**

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

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

dove:

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

Determinazione taglio di calcolo pilastro					
		asse forte		asse debole	
		$M^{s}_{C,Rd}$ [kNm]	$M^{i}_{C,Rd}$ [kNm]	$M^{s}_{C,Rd}$ [kNm]	$M^{i}_{C,Rd}$ [kNm]
$L_{pil}$	6.00 m	397.00	397.00	301.00	301.00
$\gamma_{Rd}$	1.10	asse forte		asse debole	
		$V_{Ed}$ [kN]		$V_{Ed}$ [kN]	
		145.57		110.37	

Si adotteranno staffe  $\Phi 10 / 10$  cm alle estremità superiore e inferiore (lunghezza 1 m) del pilastro e staffe  $\Phi 10 / 15$  cm per la zona centrale del pilastro, rispettando ampiamente le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi degli elementi in c.a. proposti dalle NTC-2008 al punto 4.1.6.

➤ **Verifica limitazioni armatura:**

Resta da verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.2 delle NTC2008:

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

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

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

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

Le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

Nella quale  $n_{st}$  e  $A_{st}$  sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale,  $i$  è l'interasse, e  $b_j$  è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

- se la trave ha una larghezza  $b_w$  superiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $b_j$  è il valore minimo fra  $b_w$  e  $b_c + h_c/2$ , essendo  $h_c$  la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
- se la trave ha una larghezza  $b_w$  inferiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $b_j$  è il valore minimo fra  $b_c$  e  $b_w + h_c/2$ .

Devono inoltre essere rispettati i limiti riportati al punto 4.1.6.1.2 delle NTC2008:

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

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

e comunque non minore di 0.003 Ac;

dove:

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

Ac è l'area di calcestruzzo;

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

Si riscontra, pertanto, che l'armatura dei pilastri rispetta i limiti prescritti dalle NTC2008.

- Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE

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

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

### **Verifiche alle tensioni**

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 21-12-11", ovvero:

#### Strutture in c.a.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

Per il caso in esame risulta in particolare :

#### Calcestruzzo:

$$\sigma_{cmax\ QP} = (0,40 f_{ck}) = \mathbf{11.2} \text{ MPa (Combinazione di Carico Quasi Permanente)}$$

$$\sigma_{\text{max R}} = (0,55 f_{ck}) = \mathbf{15.4} \text{ MPa} \quad \text{(Combinazione di Carico Caratteristica - Rara)}$$

Acciaio:

$$\sigma_{\text{s max}} = (0,75 f_{yk}) = \mathbf{338} \text{ MPa} \quad \text{Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)}$$

### Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Si considerano condizioni ambientali ordinarie; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

**Tabella 2 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali**

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤w <sub>3</sub>
		quasi permanente	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal "Manuale di Progettazione delle Opere Civili" secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali ordinarie, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	82 di 113

convenzionale delle fessure dovrà risultare:

- Combinazione Caratteristica (Rara)  $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura del D.M. 9 gennaio 1996, in accordo a quanto previsto al punto " C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.617/09.

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

### 9.2.1.-.Tabulato di verifica SLU – SLE e taglio

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	15.86	MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.930	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.400	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.400	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.200	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	337.50	MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	40.0	cm
Altezza:	50.0	cm
N°totale barre:	16	
Diametro barre:	20	mm
Copriferro (dal baric.barre):	5.8	cm

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	83 di 113

Coordinate Barre nei vertici

N°Barra	X [cm]	Y [cm]
1	-14.2	-19.2
2	-14.2	19.2
3	14.2	19.2
4	14.2	-19.2

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

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

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

**ARMATURE A TAGLIO**

Diametro staffe:	10 mm
Passo staffe e legature:	10.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale
N° Legature in dir. X:	2
N° Legature in dir. Y:	2

**Coordinate Barre generate di estremità delle legature:**

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
5	-7.1	-19.2
8	-7.1	19.2
7	7.1	-19.2
10	7.1	19.2
11	-14.2	-9.6
14	14.2	-9.6
13	-14.2	9.6
16	14.2	9.6

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
Vx	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse x baric. della sezione

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	268.00	-105.00	-155.00	-35.00	-58.00
2	213.00	102.00	49.00	34.00	5.00
3	297.00	-15.00	115.00	-3.00	-39.00
4	310.00	17.00	-44.00	6.00	-28.00
5	220.00	1.00	0.00	145.00	0.00
6	220.00	0.00	1.00	0.00	110.00

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	84 di 113

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	231.00	-10.00	90.00
2	239.00	11.00	-37.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	242.00	-4.00	-55.00
2	211.00	5.00	102.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [daNm] intorno all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	241.00	-1.00	-53.00
2	212.00	2.00	101.00

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.8 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	5.1 cm
Copriferro netto minimo staffe:	3.8 cm

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

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

**RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	85 di 113

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	268.00	-105.00	-155.00	268.13	-167.52	-248.28	1.60	50.3(20.0)
2	S	213.00	102.00	49.00	213.02	304.82	144.99	2.98	50.3(20.0)
3	S	297.00	-15.00	115.00	297.01	-40.19	299.47	2.61	50.3(20.0)
4	S	310.00	17.00	-44.00	310.19	107.29	-278.33	6.32	50.3(20.0)
5	S	220.00	1.00	0.00	219.97	397.59	0.00	397.59	50.3(20.0)
6	S	220.00	0.00	1.00	219.98	0.01	300.87	300.87	50.3(20.0)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-20.0	-25.0	0.00233	-14.2	-19.2	-0.00400	14.2	19.2
2	0.00350	20.0	25.0	0.00239	14.2	19.2	-0.00410	-14.2	-19.2
3	0.00350	20.0	-25.0	0.00206	14.2	-19.2	-0.00519	-14.2	19.2
4	0.00350	-20.0	25.0	0.00225	-14.2	19.2	-0.00430	14.2	-19.2
5	0.00350	-20.0	25.0	0.00209	-14.2	19.2	-0.00722	14.2	-19.2
6	0.00350	20.0	25.0	0.00183	14.2	19.2	-0.00636	-14.2	-19.2

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	-0.000142720	-0.000059360	-0.000838400	----	----
2	0.000087996	0.000103819	-0.000855399	----	----
3	0.000229955	-0.000018578	-0.001563556	----	----
4	-0.000173183	0.000042577	-0.001028083	----	----
5	0.000000000	0.000242538	-0.002563440	----	----
6	0.000288231	0.000000012	-0.002264907	----	----

**VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'**

Diam. Staffe:	10 mm
Diam. Legature:	10 mm
Passo staffe e legature:	10.0 cm [Passo massimo di normativa = 16.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezione di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28) NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm]
	Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
	I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	86 di 113

Ctg E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Acw Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Ast Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 A.Eff Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
 Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
 Alfa L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
 ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.  
 Owd Coeff. di riduzione (efficienza) dell'armatura di confinamento [(7.4.29)NTC-(5.15)EC8]  
 Rapporto meccanico di armatura staffe Owd = OwY + OwY di cui al primo membro (7.4.29)NTC  
 (tra parentesi vi è il rapporto meccanico minimo di normativa da rispettare = secondo membro (7.4.29)/Alfa)

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff	Alfa	Owd
1	S	66.99	401.62	793.07	34.2  28.4	47.8	2.500	1.084	2.4	28.6(12.9)	0.595	0.247+0.187(0.080)
2	S	29.17	384.82	919.14	38.9  33.1	39.8	2.500	1.067	0.9	28.4(12.7)	0.595	0.247+0.187(0.080)
3	S	38.63	423.87	859.70	34.5  28.7	49.4	2.500	1.094	1.4	30.6(14.9)	0.595	0.247+0.187(0.080)
4	S	28.62	409.41	813.72	34.0  28.2	48.3	2.500	1.098	1.0	29.5(13.7)	0.595	0.247+0.187(0.080)
5	S	145.00	449.47	1180.98	44.2  38.4	40.0	2.500	1.069	3.9	31.4(15.7)	0.595	0.247+0.187(0.080)
6	S	110.00	429.03	901.77	35.1  29.3	50.0	2.500	1.069	3.8	31.4(15.7)	0.595	0.247+0.187(0.080)

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

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<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	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.05	20.0	-25.0	-116.3	-14.2	19.2	317	12.6
2	S	3.84	-20.0	25.0	-27.1	14.2	-19.2	110	3.1

**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 fctm  
 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\*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 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00078	0	0.833	20.0	48	0.00035 (0.00035)	306	0.107 (0.20)	-6.24	56.18
2	S	-0.00020	0	0.817	20.0	48	0.00008 (0.00008)	357	0.029 (0.20)	19.24	-64.70

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	87 di 113

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.89	-20.0	-25.0	-50.2	14.2	19.2	235	9.4
2	S	8.63	20.0	25.0	-136.9	-14.2	-19.2	369	15.7

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00035	0	0.833	20.0	48	0.00015 (0.00015)	304	0.046 (0.20)	-4.91	-67.49
2	S	-0.00091	0	0.833	20.0	48	0.00044 (0.00041)	296	0.130 (0.20)	2.80	57.04

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.54	-20.0	-25.0	-44.9	14.2	19.2	314	15.7
2	S	8.35	20.0	25.0	-132.6	-14.2	-19.2	382	15.7

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00032	0	0.833	20.0	48	0.00013 (0.00013)	276	0.037 (0.20)	-1.37	-72.35
2	S	-0.00088	0	0.833	20.0	48	0.00049 (0.00040)	301	0.149 (0.20)	1.16	58.63

### 9.3.-.Travi fondazione

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
6	0.5	INV_SLV*1.1	Combination	0	6	0	-4	0	-135
6	0.3	INV_SLV*1.1	Combination	0	122	0	4	0	86
6	0.5	INV_SLV	Combination	0	6	0	-4	0	-123
6	0.3	INV_SLV	Combination	0	111	0	4	0	78
6	1.9	INV_SLU	Combination	-1	-17	0	0	0	-114
6	4.0	INV_SLU	Combination	0	-67	0	0	0	5
6	1.9	INV_SLER	Combination	0	-13	0	0	0	-85
6	4.0	INV_SLER	Combination	0	-52	0	0	0	1
6	2.4	INV_SLEF	Combination	0	7	0	0	0	-78
6	0.3	INV_SLEF	Combination	0	55	0	0	0	-13
6	2.4	SLEQP	Combination	0	8	0	0	0	-72
6	0.3	SLEQP	Combination	0	55	0	0	0	-21

Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione. Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Le fondazioni superficiali sono verificate in condizioni sismiche e in condizioni statiche:

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

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

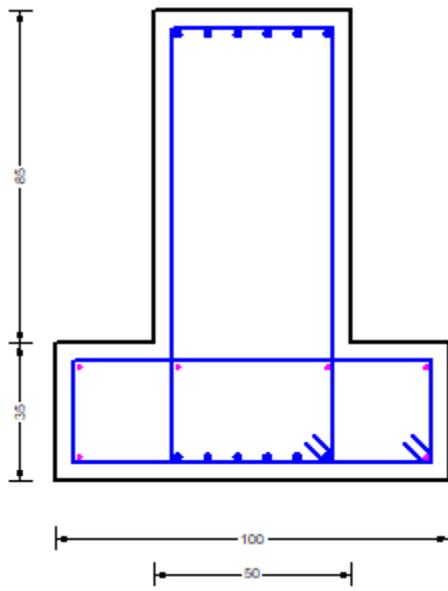
Inoltre sono state eseguite le verifiche a fessurazione e delle tensioni di esercizio per le combinazioni relative allo SLE.

- Verifica di resistenza allo SLU

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

Come prescritto dalle NTC2008 nel paragrafo 7.2.5 la combinazione sismica SLV, andrà amplificata del fattore 1,1 per CDB.

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



- Armatura superiore 6  $\Phi$  20
- Armatura inferiore 6  $\Phi$  20

➤ **Verifica a presso-flessione:**

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU (NTC2008 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di appoggio e di campata sono state condotte con il supporto del software RC-SEC (che svolge in automatico anche il rispetto dei quantitativi minimi di norma) considerando le sollecitazioni riportate nei prospetti precedenti.

➤ **Verifica a taglio:**

Deve risultare (NTC2008 – 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rd} > V_d$$

dove:

$V_d$  = Valore di calcolo del taglio agente;

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

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

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

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

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

dove:

$\alpha$  : Angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

$\theta$  : Angolo d'inclinazione dei puntoni in calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

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

e) **Verifiche agli stati limite di esercizio - SLE**

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

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

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

**Verifiche di fessurazione:**

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

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

***Verifiche alle tensioni***

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 21-12-11", ovvero:

### Strutture in c.a.

#### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

#### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

Per il caso in esame risulta in particolare :

#### Calcestruzzo:

$$\sigma_{cmax QP} = (0,40 f_{ck}) = \mathbf{10} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{cmax R} = (0,55 f_{ck}) = \mathbf{13.75} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

#### Acciaio:

$$\sigma_{s max} = (0,75 f_{yk}) = \mathbf{338} \text{ MPa} \quad \text{Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)}$$

### **Verifiche a fessurazione**

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Si considerano condizioni ambientali ordinarie; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

**Tabella 3 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali**

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$

	quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
--	------------------	----------------	---	-------------	------------

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali ordinarie, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l’apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

– Combinazione Caratteristica (Rara)  $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura del D.M. 9 gennaio 1996, in accordo a quanto previsto al punto “C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione” della Circolare n.617/09.

### 9.3.1.-. Tabulato di verifica SLU – SLE e taglio

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	14.16	MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.080	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	13.750	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	13.750	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	10.000	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	93 di 113

Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1^* \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1^* \beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	337.50	MPa

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base rett. inf.:	100.0	cm
Altezza rett. inf.:	35.0	cm
Base rett. sup.:	50.0	cm
Altezza rett. sup.:	85.0	cm
Barre inferiori:	6Ø20	(18.8 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	6Ø20	(18.8 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.0	cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

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

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-135.00	6.00	0.00
2	0.00	86.00	122.00	0.00
3	0.00	-123.00	6.00	0.00
4	0.00	78.00	111.00	0.00
5	0.00	-114.00	-17.00	0.00
6	0.00	5.00	-67.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-85.00
2	0.00	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	0.00	-78.00 (-427.88)
2	0.00	-13.00 (-427.88)

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
---	---

**RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	94 di 113

Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-72.00 (-427.88)
2	0.00	-21.00 (-427.88)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	5.6	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.0	cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	-135.00	0.22	-820.94	6.081	6.2	0.05	0.70	18.8 (10.6)
2	S	0.00	86.00	-0.28	808.75	9.404	112.3	0.07	0.70	18.8 (11.1)
3	S	0.00	-123.00	0.22	-820.94	6.674	6.2	0.05	0.70	18.8 (10.6)
4	S	0.00	78.00	-0.28	808.75	10.369	112.3	0.07	0.70	18.8 (11.1)
5	S	0.00	-114.00	0.22	-820.94	7.201	6.2	0.05	0.70	18.8 (10.6)
6	S	0.00	5.00	-0.28	808.75	161.750	112.3	0.07	0.70	18.8 (11.1)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

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

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	0.0	0.00009	6.0	-0.06135	114.0
2	0.00350	120.0	0.00078	114.0	-0.04814	6.0
3	0.00350	0.0	0.00009	6.0	-0.06135	114.0
4	0.00350	120.0	0.00078	114.0	-0.04814	6.0
5	0.00350	0.0	0.00009	6.0	-0.06135	114.0
6	0.00350	120.0	0.00078	114.0	-0.04814	6.0

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	95 di 113

Diametro staffe:	10	mm	
Passo staffe:	20.8	cm	[Passo massimo di normativa = 20.9 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	7.6	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 7.5 cm <sup>2</sup> /m]

**VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	AST
1	S	6.00	196.24	1252.44	757.97	50.0 114.0	2.500	1.000	0.1
2	S	122.00	196.24	1252.44	757.97	50.0 114.0	2.500	1.000	1.2
3	S	6.00	196.24	1252.44	757.97	50.0 114.0	2.500	1.000	0.1
4	S	111.00	196.24	1252.44	757.97	50.0 114.0	2.500	1.000	1.1
5	S	-17.00	196.24	1252.44	757.97	50.0 114.0	2.500	1.000	0.2
6	S	-67.00	196.24	1252.44	757.97	50.0 114.0	2.500	1.000	0.7

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [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	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.63	0.0	0.00	0.0	-42.1	6.0	15.0	750	18.8	7.6
2	S	0.01	81.9	0.00	81.9	-0.5	114.0	15.0	1500	18.8	7.6

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

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*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	-0.00022	0.00005	0.50	0.60	0.000126 (0.000126)	305	0.039 (0.20)	-427.88

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	96 di 113

2 S 0.00000 0.00000 0.50 0.60 0.000001 (0.000001) 441 0.001 (0.20) 577.79

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.59	0.0	0.00	0.0	-38.6	6.0	15.0	750	18.8	7.6
2	S	0.11	0.0	0.00	0.0	-6.4	6.0	15.0	750	18.8	7.6

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00021	0.00004	0.50	0.60	0.000116 (0.000116)	305	0.035 (0.20)	-427.88
2	S	-0.00003	0.00001	0.50	0.60	0.000019 (0.000019)	305	0.006 (0.20)	-427.88

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.55	0.0	0.00	0.0	-35.6	6.0	15.0	750	18.8	7.6
2	S	0.16	0.0	0.00	0.0	-10.4	6.0	15.0	750	18.8	7.6

**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	-0.00019	0.00004	0.50	0.40	0.000107 (0.000107)	305	0.033 (0.20)	-427.88
2	S	-0.00006	0.00001	0.50	0.40	0.000031 (0.000031)	305	0.010 (0.20)	-427.88

**Incidenza ferri**

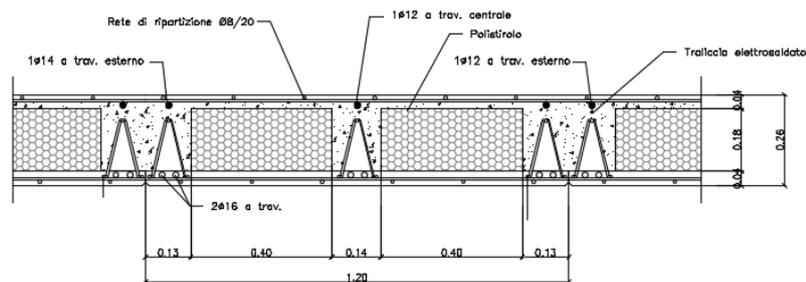
- Travi: 280 Kg/mc
- Pilastrini: 300 Kg/mc
- Travi di fondazione: 80 Kg/mc
- Soletta controterra: 85 Kg/mc

## 10.-..VERIFICA SOLAIO

### 10.1.-..Premessa

Il solaio è del tipo a predalle di spessore 4+18+4, nella fase di getto si considera puntellato e pertanto nei paragrafi successivi si esegue la verifica del solaio nella fase di esercizio.

SEZIONE SOLAIO  
SCALA 1:10



### 10.2.-..Analisi dei carichi

Dai paragrafi precedenti si ricavano le azioni agenti sul solaio di copertura

- Peso proprio ( $G_1$ ) = 3.54 kN/m<sup>2</sup>
- Permanenti ( $G_2$ ) = 3.10 kN/m<sup>2</sup>
- Accidentale cat. H1 ( $Q_{H1}$ ) = 0.50 kN/m<sup>2</sup>
- Neve = 0.49 kN/m<sup>2</sup>

### 10.3.-..Calcolo delle massime sollecitazioni agenti

Si considera uno schema statico a doppio appoggio su singola campata di luce pari a 4.25m, verificando il campo con luce maggiore.

Le massime sollecitazioni agenti risultano pertanto pari a:

$$M_{SLU} = (1.3 \cdot 3.54 + 1.5 \cdot 3.1 + 1.5 \cdot 0.5 + 1.5 \cdot 0.5 \cdot 0.49) \cdot 4.25^2 / 8 = 23.4 \text{ kNm/m}$$

$$T_{SLU} = (1.3 \cdot 3.54 + 1.5 \cdot 3.1 + 1.5 \cdot 0.5 + 1.5 \cdot 0.5 \cdot 0.49) \cdot 4.25 / 2 = 22.0 \text{ kN/m}$$

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	98 di 113

$$M_{SLE,rara} = (3.54 + 3.1 + 0.5 + 0.5 \cdot 0.49) \cdot 4.25^{2/8} = 16.7 \text{ kNm/m}$$

#### 10.4.-. Verifica del solaio

Si esegue la verifica a flessione e taglio di una sezione a T equivalente alla predalla di larghezza 1.20m armata con 2 $\phi$ 12 inferiori ed 1 $\phi$ 12 superiore a travetto per cui risulta:

$$M_{SLU} = 23.4 \cdot 1.20 = 28.1 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU} = 22.0 \cdot 1.20 = 26.4 \text{ kN}$$

$$M_{SLE,rara} = 16.7 \cdot 1.20 = 20 \text{ kNm}$$

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	15.86	MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.930	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.400	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.400	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.200	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	337.50	MPa	

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base rett. inf.:	100.0	cm
Altezza rett. inf.:	35.0	cm
Base rett. sup.:	50.0	cm
Altezza rett. sup.:	85.0	cm
Barre inferiori:	5 $\phi$ 20	(15.7 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5 $\phi$ 20	(15.7 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.0	cm

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	99 di 113

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

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

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-101.00	13.00	0.00
2	0.00	113.00	60.00	0.00
3	0.00	-93.00	-109.00	0.00
4	0.00	56.00	17.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-71.00
2	0.00	41.00

**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	0.00	-70.00 (-449.33)
2	0.00	30.00 (608.89)

**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	0.00	-67.00 (-449.33)
2	0.00	29.00 (608.89)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.5 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.0 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)

**RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	100 di 113

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

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.
1	S	0.00	-101.00			6.556	18.7	0.16	0.70
2	S	0.00	113.00			5.770	95.2	0.22	0.71
3	S	0.00	-93.00			7.120	18.7	0.16	0.70
4	S	0.00	56.00			11.642	95.2	0.22	0.71

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

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

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00038	0.0	0.00026	6.0	-0.00196	114.0
2	0.00054	120.0	0.00041	114.0	-0.00196	6.0
3	0.00038	0.0	0.00026	6.0	-0.00196	114.0
4	0.00054	120.0	0.00041	114.0	-0.00196	6.0

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	10	mm	
Passo staffe:	14.9	cm	[Passo massimo di normativa = 20.9 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	10.5	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 7.5 cm <sup>2</sup> /m]

**VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	AST
1	S	13.00	191.78	1402.80	1058.11	50.0  114.0	2.500	1.000	0.1
2	S	60.00	191.78	1402.80	1058.11	50.0  114.0	2.500	1.000	0.6
3	S	-109.00	191.78	1402.80	1058.11	50.0  114.0	2.500	1.000	1.1
4	S	17.00	191.78	1402.80	1058.11	50.0  114.0	2.500	1.000	0.2

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	101 di 113

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.58	0.0	0.00	0.0	-42.0	6.0	15.0	750	15.7	9.5
2	S	0.47	94.5	0.00	94.5	-24.6	114.0	15.0	1500	15.7	9.5

**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
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	-0.00022	0.00004	0.50	0.60	0.000126 (0.000126)	332	0.042 (0.20)	-449.33
2	S	-0.00013	0.00004	0.50	0.60	0.000074 (0.000074)	495	0.037 (0.20)	608.89

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.57	0.0	0.00	0.0	-41.4	6.0	15.0	750	15.7	9.5
2	S	0.35	94.5	0.00	94.5	-18.0	114.0	15.0	1500	15.7	9.5

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00022	0.00004	0.50	0.60	0.000124 (0.000124)	332	0.041 (0.20)	-449.33
2	S	-0.00010	0.00003	0.50	0.60	0.000054 (0.000054)	495	0.027 (0.20)	608.89

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.55	0.0	0.00	0.0	-39.7	6.0	15.0	750	15.7	9.5
2	S	0.33	94.5	0.00	94.5	-17.4	114.0	15.0	1500	15.7	9.5

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

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	102 di 113

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00021	0.00004	0.50	0.40	0.000119 (0.000119)	332	0.040 (0.20)	-449.33
2	S	-0.00009	0.00003	0.50	0.40	0.000052 (0.000052)	495	0.026 (0.20)	608.89

## 11.-..VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (SLO)

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

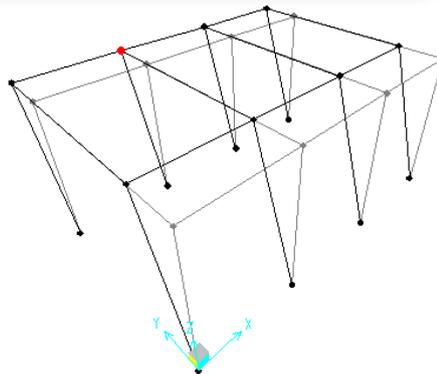
Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori a:

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

$$d_r \leq 2 \times 0.01h / 3 = 3.2 \text{ cm}$$

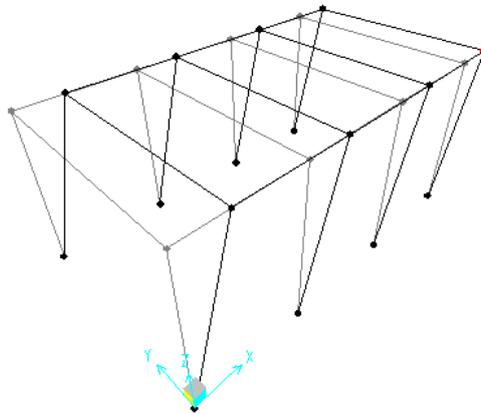
Si riportano gli spostamenti della Combinazione SLO (il raffronto è con la fondazione a nodi incastrati)

Joint Object	Joint Element 10		
	1	2	3
Trans	0.00000	0.00938	2.496E-05
Rotn	8.243E-04	0.00000	0.00000



$$d_r = u_2 = 0.94 \text{ cm} < 3.2 \text{ cm}$$

Joint Object	Joint Element 13		
	1	2	3
Trans	0.00537	0.00000	3.700E-05
Rotn	0.00000	4.499E-04	0.00000



$$d_r = u_1 = 0.54 \text{ cm} < 3.2 \text{ cm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

## 12.-..VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

La norma 2008 al punto 7.2.5 recita come segue:

Per le strutture progettate sia per CD “A” sia per CD “B” il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un  $\gamma_{Rd}$  pari a 1,1 in CD “B” e 1,3 in CD “A”, e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura  $q$  pari a 1.

Poiché le azioni associate ai momenti resistenti dei pilastri sono superiori a quelle di calcolo amplificate di un fattore 1.1, di seguito si considereranno proprio le azioni\*1.1.

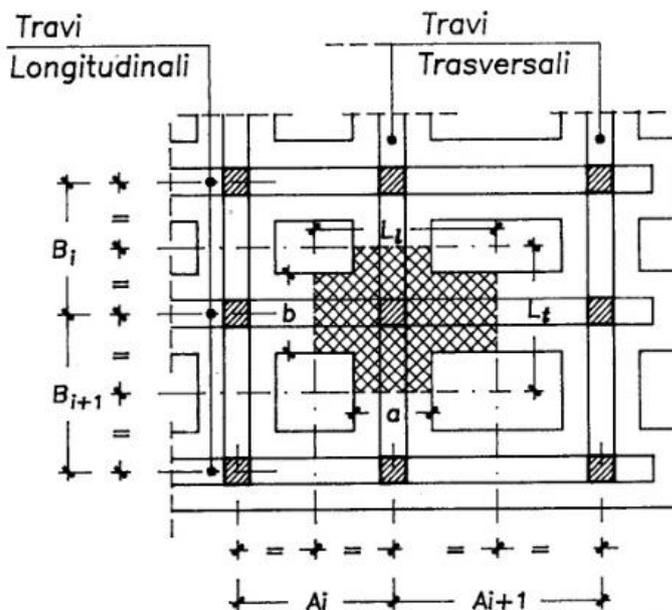
Verifica a scorrimento  $S_d > V$ :

- max azione orizzontale agente  $V = 252 \text{ kN} * 1.1 = 278 \text{ kN}$   
(somma delle reazioni orizzontali alla base dei pilastri in combinazione sismica)
- max azione resistente  $S_d = N * \tan(\varphi') = 3345 * \tan(23^\circ) = 1419 \text{ kN}$   
(somma delle reazioni verticali alla base dei pilastri in combinazione quasi permanente + peso delle fondazioni)

La verifica è soddisfatta

La verifica di portanza si effettua confrontando le pressioni indotte dalla sovrastruttura con il carico limite.

Il carico del generico pilastro  $P_i$  si ripartisce tra la trave longitudinale e trasversale in proporzione alla superfici di contatto con il terreno afferenti alle singole travi:



$$L_t = (B_i + B_{i+1}) / 2$$

$$L_l = (A_i + A_{i+1}) / 2$$

$$P_{li} = \frac{P_i (L_t a - ab/2)}{(L_t a + L_l b - ab)}$$

$$P_{ui} = P_i - P_{li}$$

L'effetto del graticcio è già contemplato dal modello tridimensionale, pertanto per la verifica a carico limite sarà sufficiente confrontare le pressioni risultanti al di sotto delle travi longitudinali e trasversali in condizioni SLU/SLV con il carico limite del terreno.

La tensione massima agente viene valutata tramite il modello FEM:

$$\sigma_{max} = K * w_{max}$$

dove:

$\sigma_{max}$  = tensione massima nel terreno

K = costante di Winkler

$w_{max}$  = abbassamento massimo ottenuto dal modello

nel caso specifico risulta:

$$\sigma_{max} = 30000 \text{ kPa/m} * 0.0032\text{m} * 1.1 = 96 \text{ kPa} * 1.1 = 105.6 \text{ kPa}$$

La verifica è soddisfatta

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	107 di 113

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

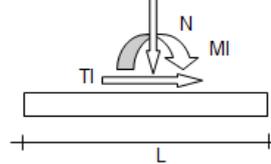
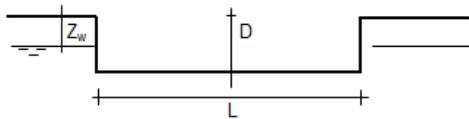
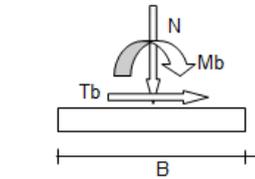
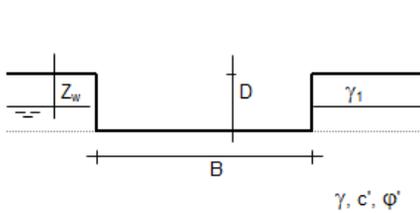
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

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

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

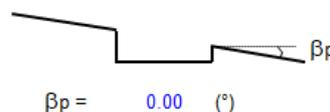
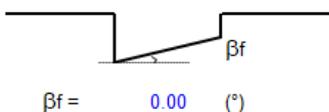
**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze			
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr		
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazione nastriforme  $L = 100$  m)

B = 1.00 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 2.10 (m)



RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	108 di 113

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 7.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 23.00 \quad (^\circ)$$

*Valori di progetto*

$$c' = 7.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 23.00 \quad (^\circ)$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 4.00 \quad (\text{m})$$

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

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

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

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

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 39.90 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

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

$$N_q = 8.66$$

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

$$N_c = 18.05$$

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

$$N_\gamma = 8.20$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.48$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.42$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.60$$

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	109 di 113

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.50 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.50 \quad m = 1.50 \quad (-)$$

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

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

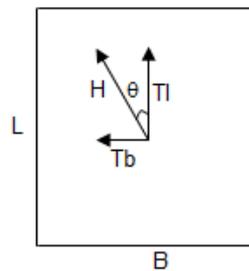
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$

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

$$d_q = 1.35$$

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

$$d_c = 1.40$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	110 di 113

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 975.76 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 106.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 424.24 \geq q = 106.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	111 di 113

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni totali**

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

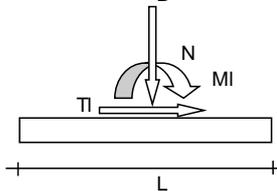
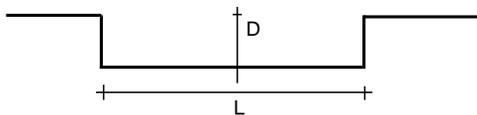
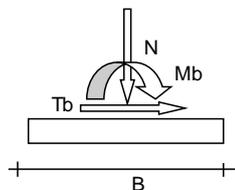
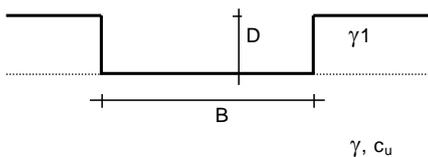
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

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

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

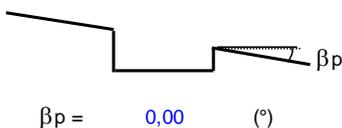
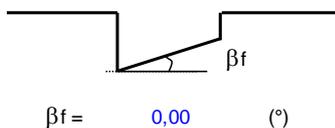
**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$c_u$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,40	1,80
	SISMA	○	1,00	1,00	1,40	1,80
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	2,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	2,30
Tensioni Ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista	●	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10



(Per fondazioni nastriformi  $L=100$  m)

B = 1,00 (m)  
L = 1,00 (m)  
D = 2,10 (m)



RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	112 di 113

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	105,60	0,00	105,60
Mb [kNm]	0,00	0,00	0,00
MI [kNm]	0,00	0,00	0,00
Tb [kN]	0,00	0,00	0,00
TI [kN]	0,00	0,00	0,00
H [kN]	0,00	0,00	0,00

*Peso unità di volume del terreno*

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

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

*Valore caratteristico di resistenza del terreno*

$$c_u = 65,00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

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

*Valore di progetto*

$$c_u = 65,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 39,90 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

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

**Nc : coefficiente di capacità portante**

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5,14$$

**s<sub>c</sub> : fattori di forma**

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

$$s_c = 1,20$$

**i<sub>c</sub> : fattore di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,50$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,50$$

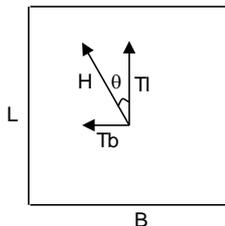
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1,50$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 1,00$$



RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	FA 01 00 001	A	113 di 113

**d<sub>c</sub> : fattore di profondità del piano di appoggio**

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

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

$$d_c = 1,45$$

**b<sub>c</sub> : fattore di inclinazione base della fondazione**

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0,00$$

$$\beta_f + \beta_p < 4^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

**g<sub>c</sub> : fattore di inclinazione piano di campagna**

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0,00$$

$$\beta_f + \beta_p < 4^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 621,45 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 105,60 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 270,2 \geq q = 105,60 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

$$H_d = 0,00 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 65,00 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 59,09 \geq H_d = 0,00 \quad (\text{kN})$$