

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA

SOTTOSTAZIONI ELETTRICHE E CABINE TE

FA06-SSE DI REGALBUTO-CATENANUOVA

Relazione di calcolo fabbricato SSE

SCALA:

-

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

RS3E 50 D 78 CL FA0600 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	E.Abbasciano	Dicembre 2019	A. Iorio L. Fanelli	Dicembre 2019	F. Spiracino	Dicembre 2019		Dicembre 2019

INDICE

1.-. PREMESSA.....	4
2.-. NORME DI RIFERIMENTO	5
3.-. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	6
4.-. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO	10
4.1.-. Stratigrafia di calcolo.....	10
5.-. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	11
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
6.-. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO.....	15
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.....	19
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>	24
6.6.6.-. <i>Classe di duttilità</i>	25
6.6.7.-. <i>Regolarità</i>	25
6.6.8.-. <i>Tipologia strutturale e fattore di struttura</i>	25
6.6.9.-. <i>Spettri di risposta</i>	27

6.6.10.-.. Metodo di analisi.....	31
6.6.10.1.-.. Risposta Modale	32
6.6.10.2.-.. Eccentricità accidentale delle masse (Ecc.X , Ecc.Y).....	36
7.-.. ANALISI DELLA STRUTTURA	38
7.1.-.. Codici di calcolo utilizzati.....	38
7.1.1.-.. Affidabilità del software.....	38
7.2.-.. Modellazione dell'opera.....	38
7.2.1.-.. Condizioni di carico e assegnazioni.....	40
7.3.-.. Combinazioni di carico.....	43
7.3.1.-.. Modello di calcolo.....	44
8.-.. SOLLECITAZIONI MASSIME	57
9.-.. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI	64
9.1.-.. Travi elevazione 40x50cm.....	64
9.1.1.-.. Tabulato di verifica SLU - SLE e taglio – ZONA APPOGGIO.....	70
9.1.2.-.. Tabulato di verifica SLU - SLE – CAMPATA	74
9.2.-.. Pilastri (40x40)	78
9.2.1.-.. Tabulato di verifica SLU – SLE e taglio	83
9.3.-.. Travi fondazione.....	89
9.3.1.-.. Tabulato di verifica SLU – SLE e taglio	93
10.-.. VERIFICA SOLAIO	98
10.1.-.. Premessa	98
10.2.-.. Analisi dei carichi.....	98
10.3.-.. Calcolo delle massime sollecitazioni agenti.....	98
10.4.-.. Verifica del solaio.....	99
11.-.. INCIDENZA ARMATURE	103
12.-.. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (SLO).....	104
13.-.. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE.....	107

1.-..PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo relativo alla tratta a semplice binario Dittaino – Catenanuova del Nuovo Collegamento Palermo – Catania. L'intera tratta Dittaino – Catenanuova ha uno sviluppo complessivo di circa 22,8 km.

La presente relazione di calcolo riguarda il Progetto Definitivo dell'edificio relativo al Fabbricato SSE, da realizzare nell'ambito del potenziamento infrastrutturale della linea ferroviaria Palomba - Catenanuova, in corrispondenza della progressiva al 17+500 circa.

2.-..NORME DI RIFERIMENTO

Di seguito è riportato l'elenco delle Normative e dei Documenti assunti come riferimento per il progetto delle opere trattate nell'ambito del presente documento:

Normative e Documenti tecnici generali

- Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture dei Trasporti, DM 14 gennaio 2008 – «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»
- Rif. [2] Circolare Applicativa n 617 del 2 Febbraio 2009 - «Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008»
- Rif. [3] UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

Documenti Tecnici RFI e/o di ambito ferroviario

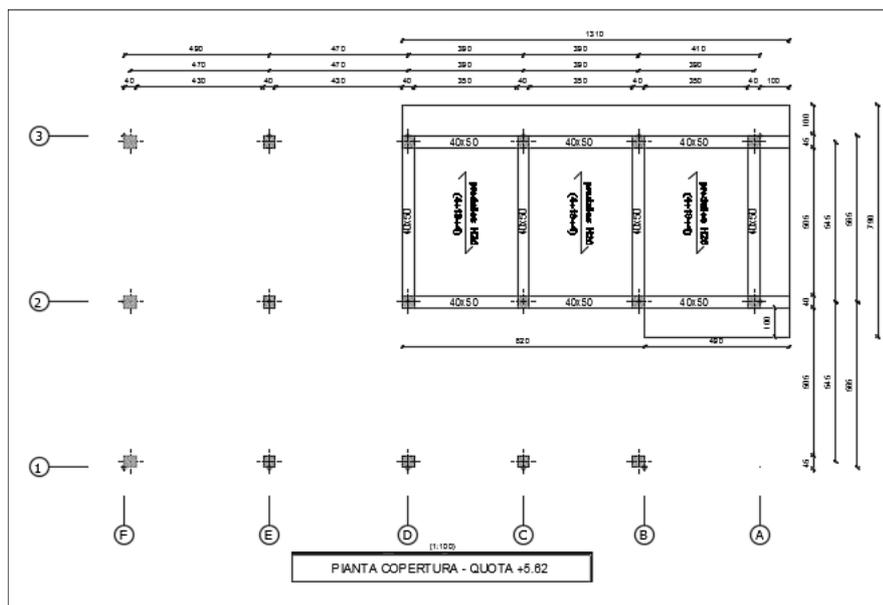
- Rif. [4] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 B– rev 22/12/2017)
- Rif. [5] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)
- Rif. [6] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)
- Rif. [7] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)
- Rif. [8] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 A – rev 30/12/2016)
- Rif. [9] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 6 / Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 B– rev 22/12/2017)
- Rif. [10] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 7 / Geologia (RFI DTC SI CS GE IFS 001 A – rev 22/12/2017)
- Rif. [11] Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 08 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;
- Rif. [12] Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili (RFIDTCSICSSPIFS005 B - rev 22/12/2017)
- Rif. [13] [N.7]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010.

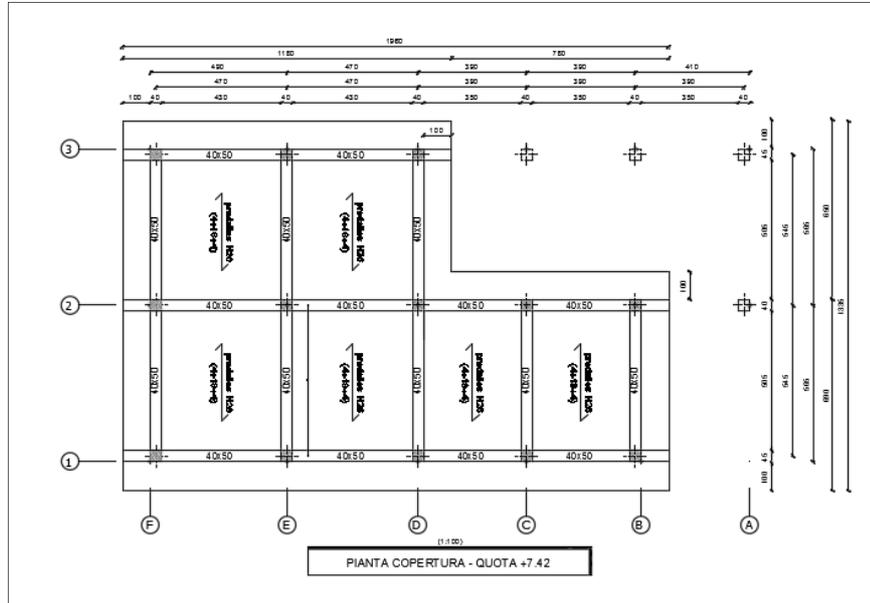
RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	6 di 116

3.-..DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

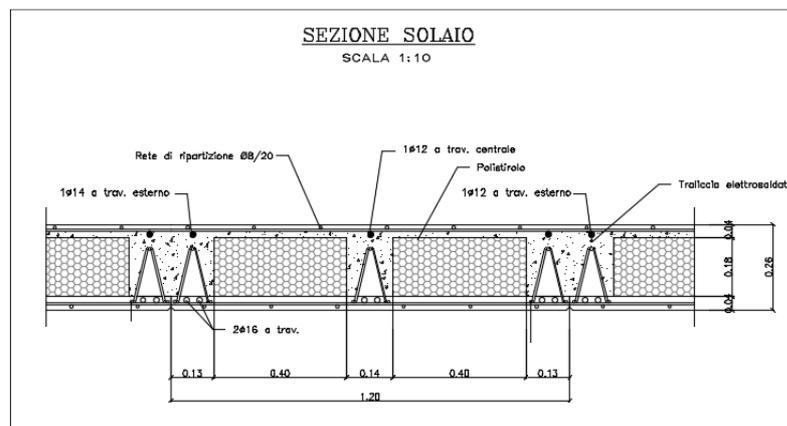
Il fabbricato in oggetto è costituito da una struttura in c.a. su fondazione diretta a travi rovesce. La struttura ha pianta rettangolare di dimensioni L x B = 19.6x13.35 m, è un telaio spaziale monolivello con copertura a falda costituito da quattro campate in direzione longitudinale ed due campate in direzione trasversale.





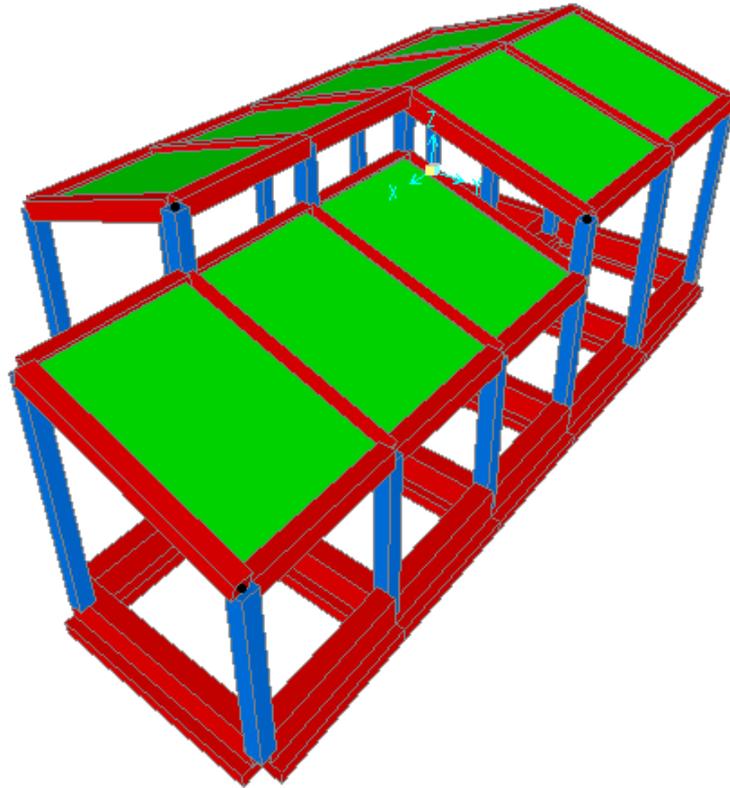
La parte in elevazione è costituita da travi e pilastri in c.a.. In particolare, i pilastri hanno dimensioni in pianta 0.40m x 0.40m, le travi perimetrali (trasversali e longitudinali) ed interne hanno dimensione 0.40m x 0.50m.

Il solaio di copertura, ordito lungo la direzione trasversale 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, 08 cm di nervature e 4 cm di caldana superiore. Le lastre tipo prèdalles sono larghe 120 cm e presentano tre tralicci di irrigidimento ed elementi di alleggerimento delimitanti le nervature intermedie.



RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	9 di 116



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:

STRATIGRAFIA	
Unità geotecnica	Profondità [m] da p.c.
bbc	0.0÷7.0
FYN	7.0÷40.0
FALDA: +160.3 m s.l.m.	

	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	V_s [m/s]	G_o [MPa]	E_o [MPa]	$E'_{op,1}$ [MPa]	$E'_{op,2}$ [MPa]
ba	19.0	-	0	38	-	-	350	$E_o / 3$	$E_o / 10$
bbc	19.5	45 ÷ 100	0	25	200÷320 (*)	80÷200 (*)	100 (z<5 m) 150 (z>5 m)	$E_o / 3$	$E_o / 10$
FYN	20.0	250 (z<20 m) 300 (z>20 m)	5	24	320÷760 (*)	200÷1000 (*)	500÷1000	$E_o / 3$	$E_o / 10$

Dove:

γ = peso di volume naturale

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

c' = coesione drenata

ϕ' = angolo di resistenza al taglio

V_s = velocità delle onde di taglio

G_o = modulo di deformazione a taglio iniziale, ovvero a piccole deformazioni

E_o = modulo di deformazione elastico iniziale, ovvero a piccole deformazioni

$E'_{op,1}$ = modulo di deformazione operativo per il calcolo dei cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni dirette

$E'_{op,2}$ = modulo di deformazione operativo per il calcolo dei cedimenti dei rilevati.

(*) da indagine sismica Masw-VI09.

La falda idrica è cautelativamente considerata sempre a 20m 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 ⁻¹]
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 ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU	$f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_C = 1.29$	N/mm ²
Coefficiente sicurezza SLE	$\gamma_C = 1,00$	
combinazione rara	$\sigma_{c,ad} = 0,60 f_{ck} = 16.80$	N/mm ²
combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} = 0,45 f_{ck} = 12.60$	N/mm ²

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 ⁻¹]
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	$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_C = 15.87$	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU	$f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_C = 1.29$	N/mm ²

Coefficiente sicurezza SLE
combinazione rara
combinazione quasi permanente

$$\gamma_C = 1,00$$

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

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

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

Coefficiente sicurezza SLU
Resistenza di calcolo SLU
Tensione di calcolo SLE

$$\gamma_s = 1,15$$

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

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

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.

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

Tabella 1. Copriferro e condizioni ambientali

Nel caso in esame i copriferrini minimi previsti (come da tabella materiali) sono 25 mm per travi

pilastrini e travi di fondazione e 20 mm per le lastre predalles. Poichè la struttura ricade in Classe D'uso III tali valori saranno maggiorati di 10mm. Vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 5 mm. Si riporta una tabella riepilogativa dei copriferri:

	<i>Ambiente</i>	<i>Copriferro netto</i>	<i>Tolleranza di posa</i>	<i>Copriferro nominale</i>
<i>Struttura in elevazione</i>	<i>Ordinario</i>	<i>35</i>	<i>5</i>	<i>40</i>
<i>Lastre prédalles</i>	<i>Ordinario</i>	<i>30</i>	<i>5</i>	<i>35</i>
<i>Fondazioni</i>	<i>Ordinario</i>	<i>35</i>	<i>5</i>	<i>40</i>

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/m³

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

G₁ - 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: $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.40 \text{ m} \times 0.08 \text{ m} = 1.80 \text{ kN/m}^2$

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

EPS: $0.3 \text{ kN/m}^3 \times (1.20-0.4) \text{ m} \times 0.08 = 0.0432 \text{ kN/m}^2$

la somma di tali valori è 4.25 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 kN/m^2

G₂ - Sovraccarichi permanenti

Massetto pendenza: $16 \times 0.10 =$

1.60 kN/m^2

Impermeabilizzazione/impianti/pavimenti:

1.50 kN/m^2

3.10 kN/m^2

6.1.2.-.Facciate e cornicioni:

Si considerano tamponature costituite da blocchi in laterizio spessore pari a 30 cm. Si adotta pertanto un peso proprio superficiale dei pannelli di tamponatura laterale pari a 3 kN/m². 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 in laterizio (3*5.6/2): 8.4 kN/m

6.2.-.Carichi variabili

Q_{H1} – Sovraccarichi accidentali

Sovraccarico accidentale Cat. H1 0.50 kN/m²

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:

μ_i 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 (Enna) e per una quota del suolo sul livello del mare inferiore a 200 m si assume $q_{sk} = 0.6$ kN/m²;

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	080 m
Area topografica	normale
Inclinazione falde	08°
q_{sk}	0.6 kN/m ²
coeff esposizione c_E	1.00
coeff termico c_t	1.00
coefficiente di forma μ_i	0.80

carico neve $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot c_E \cdot c_t = 0.48 \text{ kN/m}^2$

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*

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0.456 \text{ kN / m}^2$$

dove:

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m^3 ;

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 $a_s \leq 500 \text{ m}$ si ha $v_b = v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$;

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

- *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:

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

$$z = 7.4 \text{ m} \quad c_e = 2.16$$

- *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= 0.33 kN/m²**

Superfici sottovento: **p= 0.47 kN/m²**

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 $q_b = 1.16 \text{ kN/m}^2$, da cui

$$p_{f,max} = 0.023 \text{ kN/m}^2.$$

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 B) si tratta di un'opera nuova su una infrastruttura ferroviaria esistente, pertanto la vita nominale risulta $V_N = 75$ anni.

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽²⁾
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	≥ 100 ⁽²⁾
(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 considerando, in funzione della progressiva dell'opera, che la struttura ricade nella parametrizzazione relativa a Regalbuto(EN)

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE: 14.62839 LATITUDINE: 37.57178

Ricerca per comune
 REGIONE: Sicilia PROVINCIA: Enna COMUNE: Agira

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione:
 superficie rigata

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

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : 75 info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U : 1.5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 112.5 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE:

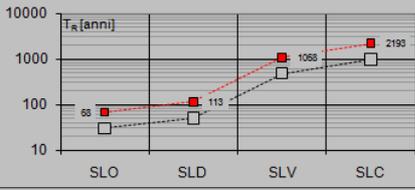
SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
SLD - $P_{VR} = 63\%$	113

Stati limite ultimi - SLU:

SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193

Elaborazioni:
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO
 ---□--- Strategia per costruzioni ordinarie
 - - - ■ - - - Strategia scelta

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_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	68	0.054	2.573	0.292
SLD	113	0.065	2.558	0.329
SLV	1068	0.159	2.524	0.536
SLC	2193	0.209	2.626	0.555

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 B

Amplificazione stratigrafica

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

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

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura

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

Un problema importante è la scelta del valore base del coefficiente di comportamento q_0 , che risulta legato alla tipologia strutturale ed al livello di duttilità attesa. 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 non regolare in altezza si assume $K_R = 0.8$. Pertanto il fattore di struttura al quale si farà riferimento per la definizione dello spettro di progetto è $q = 3.3 \cdot 0.8 = 2.65$.

6.6.9.-...Spettri di risposta

Spettro di progetto elastico

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

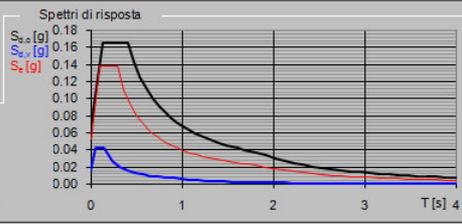
Stato Limite
Stato Limite considerato: SLO

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: B
 Categoria topografica: T1
 $S_S = 1.200$ $C_C = 1.407$
 $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%): 5 $\eta = 1.000$
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q : 1 Regol. in altezza: si

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q : 1 $\eta = 1.000$

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta



Spettri di risposta
 S_{d0} [g]
 S_{dV} [g]
 S_e [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_d	0.054 g
F_0	2.573
T_C^*	0.292 s
S_S	1.200
C_C	1.407
S_T	1.000
q	1.000

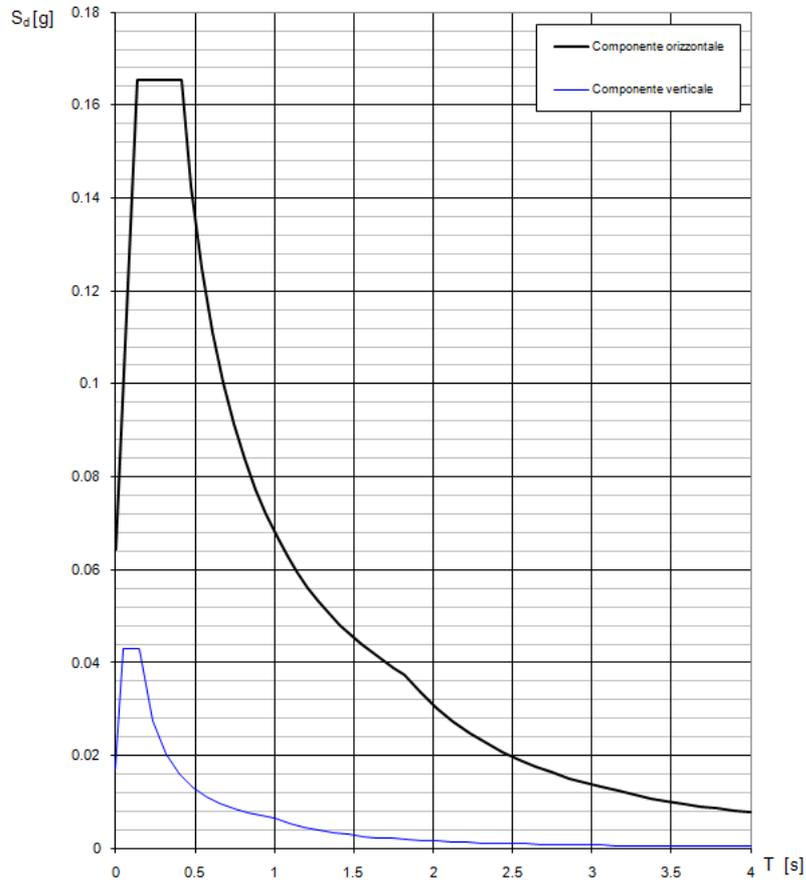
Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.137 s
T_C	0.411 s
T_D	1.814 s

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	28 di 116

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLO



FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLD** info

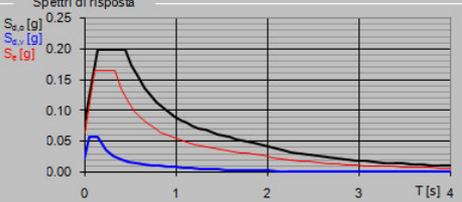
Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **B** info
 Categoria topografica: **T1** info
 $S_B = 1.200$ info
 $C_C = 1.374$ info
 $h/H = 1.000$ info
 $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%): **5** $\eta_1 = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 : **1** Regol. in altezza: **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q_0 : **1** $\eta_1 = 1.000$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

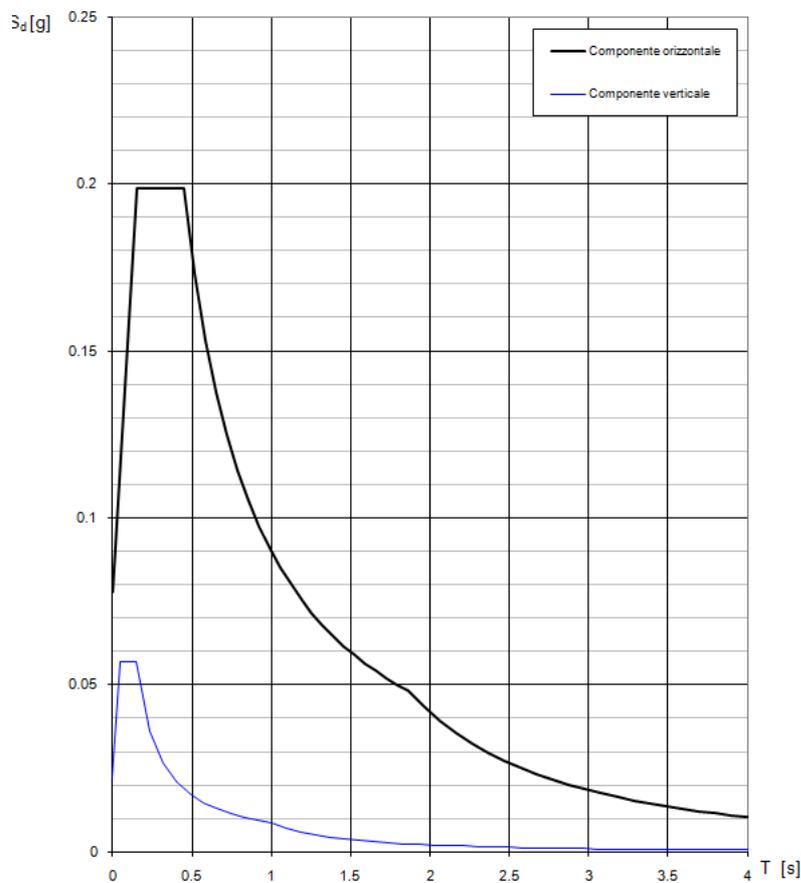
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_0	0.065 g
F_0	2.558
T_C^*	0.329 s
S_S	1.200
C_C	1.374
S_T	1.000
q	1.000

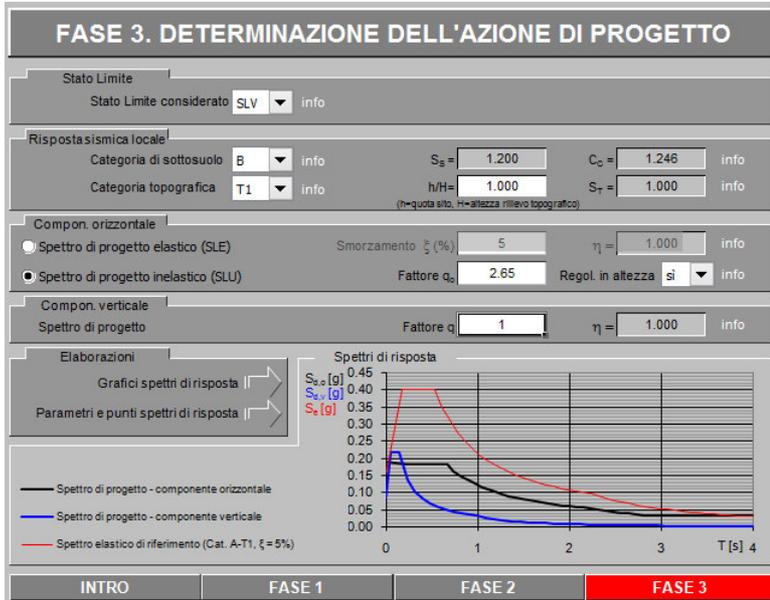
Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.151 s
T_C	0.452 s
T_D	1.859 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



Spettro di progetto inelastico



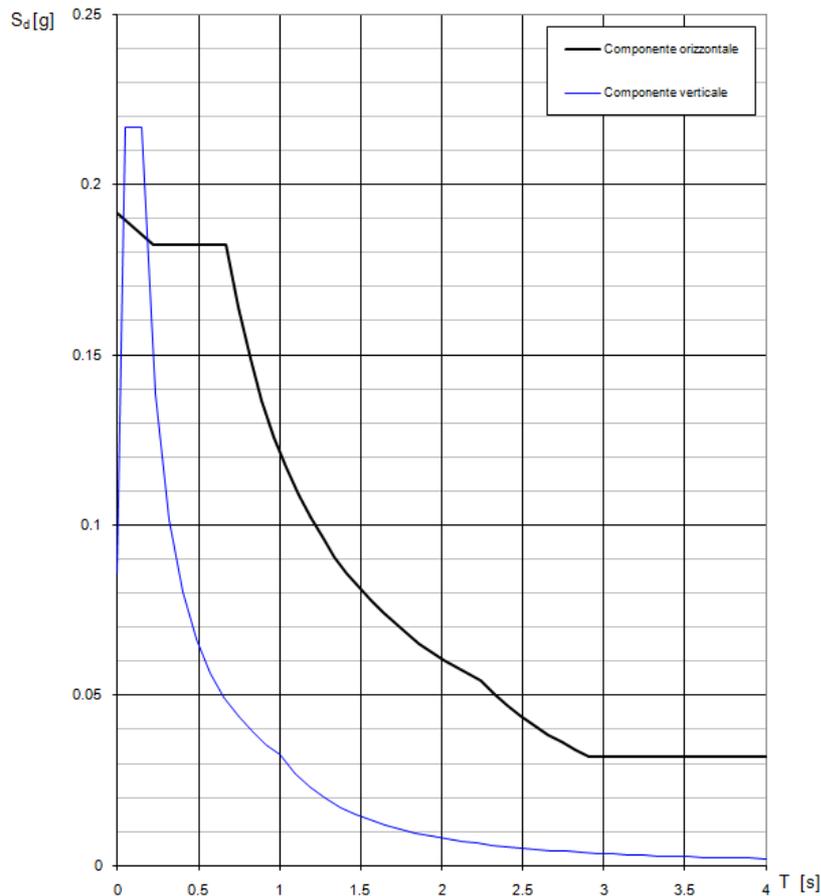
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.159 g
F_0	2.524
T_C^*	0.536 s
S_S	1.200
C_C	1.246
S_T	1.000
q	2.650

Parametri dipendenti

S	1.200
η	0.377
T_B	0.223 s
T_C	0.668 s
T_D	2.238 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: 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 (ψ_{2j}) dei sovraccarichi accidentali (Q_{kj}):

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

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I – 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):

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

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

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.

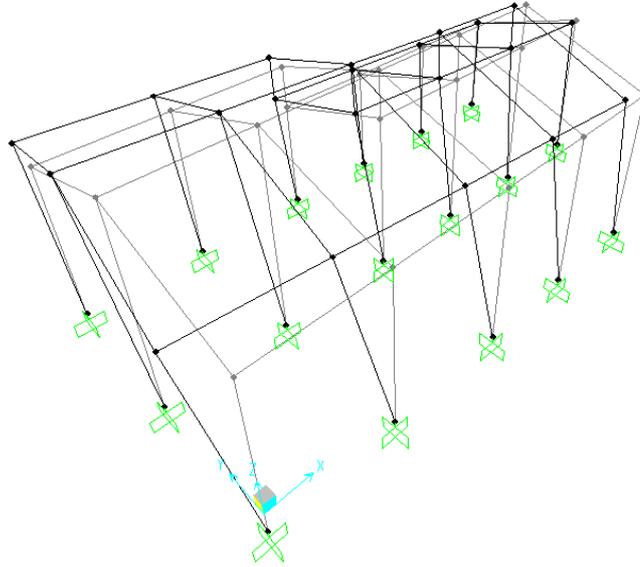
Si riportano nella seguente tabella i risultati dell'analisi modale condotta sulla struttura; in particolare, per i primi 12 modi, sono riepilogati: il periodo della struttura e le masse partecipanti (sia del singolo modo, sia le cumulate) per ciascun grado di libertà:

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.51	0.09	0.60	0.00	0.09	0.60	0.00	0.27	0.02	0.14	0.27	0.02	0.14
MODAL	Mode	2	0.44	0.73	0.23	0.00	0.82	0.83	0.00	0.09	0.14	0.01	0.35	0.16	0.15
MODAL	Mode	3	0.37	0.18	0.17	0.00	1.00	1.00	0.00	0.05	0.03	0.85	0.40	0.20	0.99
MODAL	Mode	4	0.13	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.20	1.00
MODAL	Mode	5	0.08	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.20	1.00
MODAL	Mode	6	0.06	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.41	0.20	1.00
MODAL	Mode	7	0.05	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.41	0.20	1.00
MODAL	Mode	8	0.04	0.00	0.00	0.13	1.00	1.00	0.13	0.05	0.02	0.00	0.45	0.22	1.00
MODAL	Mode	9	0.04	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.14	0.00	0.03	0.00	0.46	0.26	1.00
MODAL	Mode	10	0.04	0.00	0.00	0.13	1.00	1.00	0.27	0.05	0.16	0.00	0.50	0.41	1.00
MODAL	Mode	11	0.03	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.27	0.00	0.00	0.00	0.51	0.41	1.00
MODAL	Mode	12	0.03	0.00	0.00	0.01	1.00	1.00	0.28	0.00	0.00	0.00	0.51	0.41	1.00

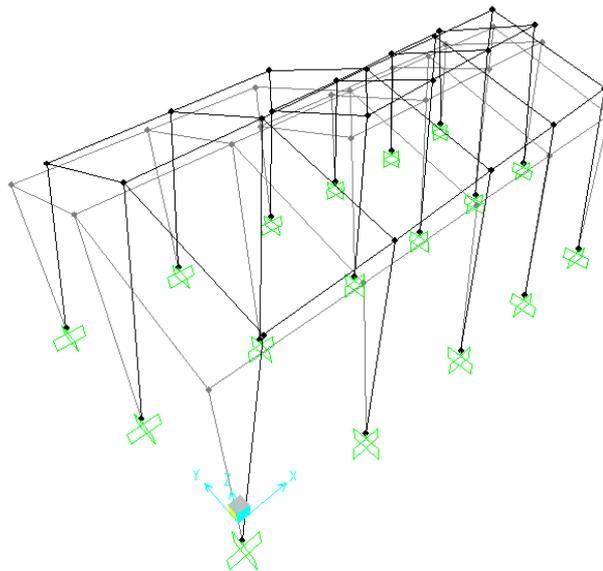
Modo 1 T= 0.51s

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	34 di 116



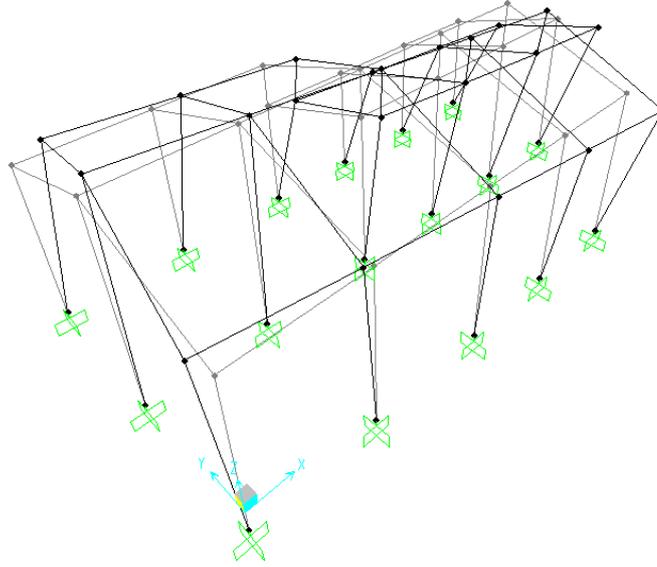
Modo 2 T= 0.44s



RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	35 di 116

Modo 3 T=0.37 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:

λ 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:

$$T_x = 0.51 \text{ s} \quad T_y = 0.44 \text{ s}$$

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 rigidità pari a 30000 kN/m³

Seguono alcune immagini rappresentative del modello di calcolo:

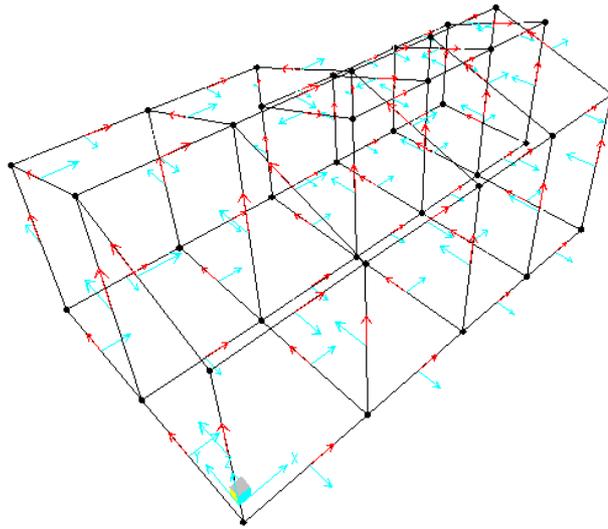


Figura 1: assi locali

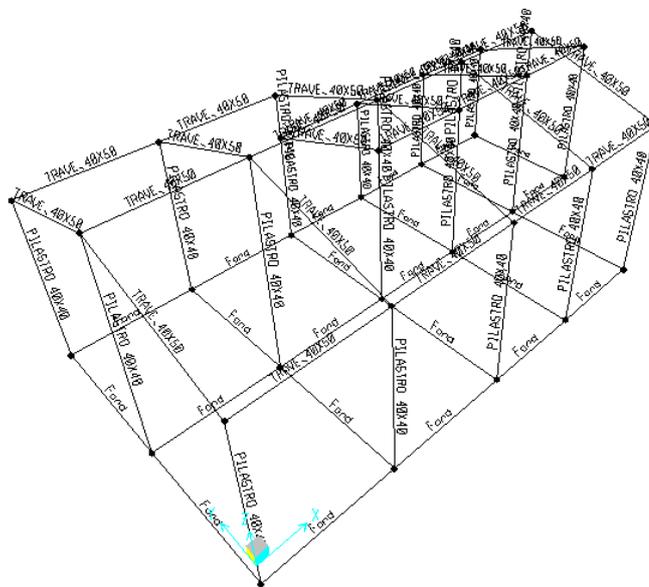


Figura 2: tipologia aste

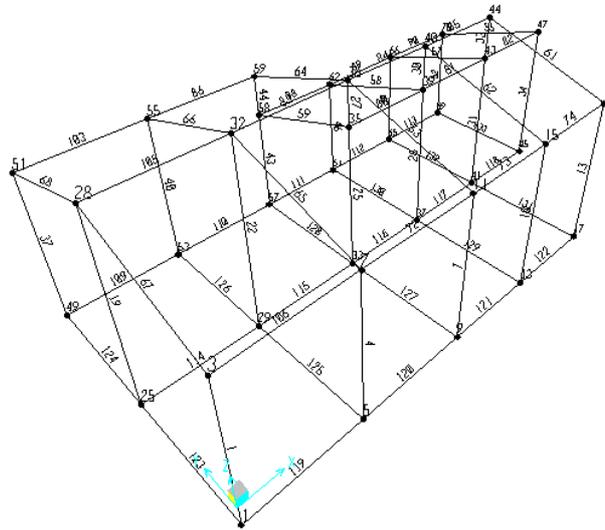


Figura 3: numerazione aste e nodi

7.2.1.-.Condizioni di carico e assegnazioni

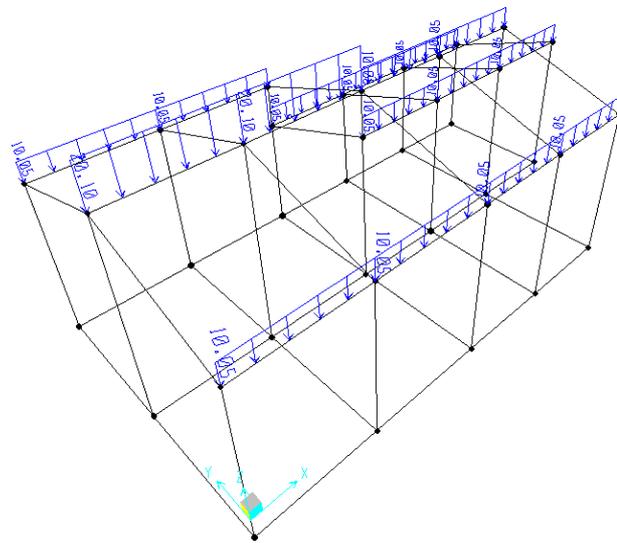
Di seguito si riportano le condizioni elementari di carico:

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

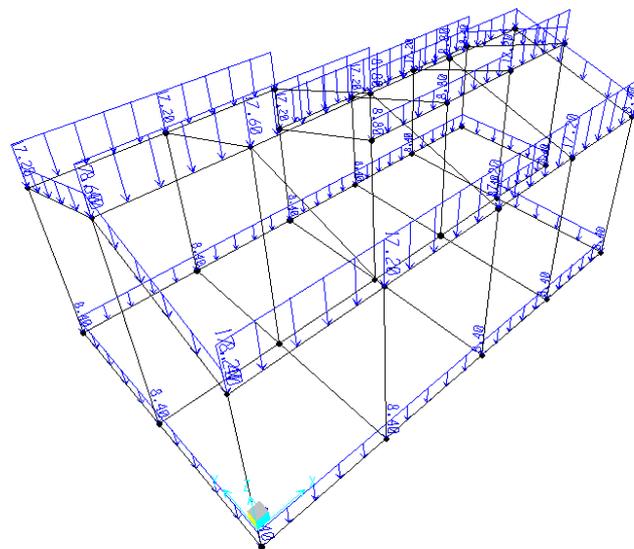
RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	41 di 116

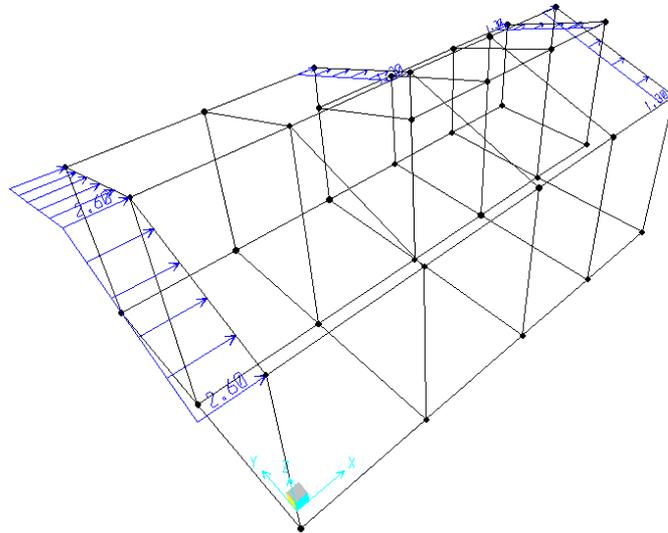
E SLVx	LinStatic
E SLDy	LinStatic
E SLDx	LinStatic
E SLOy	LinStatic
E SLOx	LinStatic



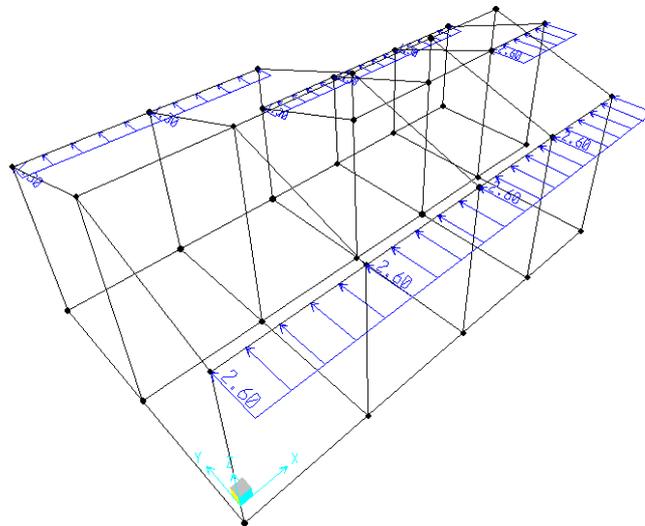
G1 – Peso solaio



G2 – Permanenti non strutturali



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

n°	ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
1	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
2	SLU_Q2	Linear Add	G1	1,3
	SLU_Q2		G2	1,3
	SLU_Q2		QH1	1,5
	SLU_Q2		T	-0,9

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	45 di 116

	SLU_Q2		Vx	0,9
3	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
4	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
5	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
6	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
7	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
8	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
9	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
10	SLU_VX1-	Linear Add	G1	1,3
	SLU_VX1-		G2	1,3
	SLU_VX1-		N	0,75

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	46 di 116

	SLU_VX1-		T	0,9
	SLU_VX1-		Vx-	1,5
11	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
	12	SLU_VX2-	Linear Add	G1
SLU_VX2-			G2	1,3
SLU_VX2-			N	0,75
SLU_VX2-			T	-0,9
SLU_VX2-			Vx-	1,5
13	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
14	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
15	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
16	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
INVILUP PO	INV_SLU	Envelope	SLU_Q1	1
	INV_SLU		SLU_Q2	1
	INV_SLU		SLU_Q3	1
	INV_SLU		SLU_Q4	1
	INV_SLU		SLU_Q5	1
	INV_SLU		SLU_Q6	1
	INV_SLU		SLU_Q7	1

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	47 di 116

INV_SLU		SLU_Q8	1
INV_SLU		SLU_VX1-	1
INV_SLU		SLU_VX1+	1
INV_SLU		SLU_VX2-	1
INV_SLU		SLU_VX2+	1
INV_SLU		SLU_VY1-	1
INV_SLU		SLU_VY1+	1
INV_SLU		SLU_VY2-	1
INV_SLU		SLU_VY2+	1

Combinazioni SLE rara

n°	ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
1	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
2	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
3	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		Vy	0,6
4	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		Vy-	0,6
5	SLER_Q5	Linear Add	G1	1
	SLER_Q5		G2	1

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	48 di 116

	SLER_Q5		QH1	1
	SLER_Q5		T	-0,6
	SLER_Q5		N	0,5
	SLER_Q5		Vx	0,6
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		Vx-	0,6
7	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
8	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
9	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
10	SLER_VY+	Linear Add	G1	1
	SLER_VY+		G2	1
	SLER_VY+		Vy	1
	SLER_VY+		N	0,5
	SLER_VY+		T	0,6
11	SLER_VX-	Linear Add	G1	1
	SLER_VX-		G2	1
	SLER_VX-		Vx-	1
	SLER_VX-		N	0,5
	SLER_VX-		T	0,6
12	SLER_VY-	Linear Add	G1	1
	SLER_VY-		G2	1

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	49 di 116

	SLER_VY-		Vy-	1
	SLER_VY-		N	0,5
	SLER_VY-		T	0,6
13	SLER_VX+	Linear Add	G1	1
	SLER_VX+		G2	1
	SLER_VX+		Vx	1
	SLER_VX+		N	0,5
	SLER_VX+		T	0,6
14	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
15	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
16	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
INVILUP PO	INV_SLER	Envelope	SLER_Q1	1
	INV_SLER		SLER_Q2	1
	INV_SLER		SLER_Q3	1
	INV_SLER		SLER_Q4	1
	INV_SLER		SLER_Q5	1
	INV_SLER		SLER_Q6	1
	INV_SLER		SLER_Q7	1
	INV_SLER		SLER_Q8	1
	INV_SLER		SLER_VX-	1
	INV_SLER		SLER_VX-_T-	1
	INV_SLER		SLER_VX+	1
	INV_SLER		SLER_VX+_T-	1
	INV_SLER		SLER_VY-	1
	INV_SLER		SLER_VY-_T-	1
	INV_SLER		SLER_VY+	1
INV_SLER		SLER_VY+_T-	1	

Combinazioni SLE frequente

n°	ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
1	SLEF_Vx+	Linear Add	G1	1
	SLEF_Vx+		G2	1
	SLEF_Vx+		Vx	0,2
2	SLEF_Vy+	Linear Add	G1	1
	SLEF_Vy+		G2	1
	SLEF_Vy+		Vy	0,2
3	SLEF_Vx-	Linear Add	G1	1
	SLEF_Vx-		G2	1
	SLEF_Vx-		Vx-	0,2
4	SLEF_Vy-	Linear Add	G1	1
	SLEF_Vy-		G2	1
	SLEF_Vy-		Vy-	0,2
5	SLEF_N	Linear Add	G1	1
	SLEF_N		G2	1
	SLEF_N		N	0,2
6	SLEF_T	Linear Add	G1	1
	SLEF_T		G2	1
	SLEF_T		T	0,5
INVILUP PO	INV_SLEF	Envelope	SLEF_N	1
	INV_SLEF		SLEF_T	1
	INV_SLEF		SLEF_Vx-	1
	INV_SLEF		SLEF_Vx+	1
	INV_SLEF		SLEF_Vy-	1
	INV_SLEF		SLEF_Vy+	1

Combinazioni SLE quasi permanente

n°	ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
1	SLEQP	Linear Add	G1	1
	SLEQP		G2	1

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	51 di 116

Combinazioni SLV

n°	ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
1	SLV_X1	Linear Add	G1	1
	SLV_X1		G2	1
	SLV_X1		SLV-X	1
	SLV_X1		SLV-Y	0,3
	SLV_X1		E SLVx	-1
	SLV_X1		E SLVy	-0,3
2	SLV_X2	Linear Add	G1	1
	SLV_X2		G2	1
	SLV_X2		SLV-X	-1
	SLV_X2		SLV-Y	0,3
	SLV_X2		E SLVx	1
	SLV_X2		E SLVy	-0,3
3	SLV_X3	Linear Add	G1	1
	SLV_X3		G2	1
	SLV_X3		SLV-X	1
	SLV_X3		SLV-Y	-0,3
	SLV_X3		E SLVx	-1
	SLV_X3		E SLVy	0,3
4	SLV_X4	Linear Add	G1	1
	SLV_X4		G2	1
	SLV_X4		SLV-X	-1
	SLV_X4		SLV-Y	-0,3
	SLV_X4		E SLVx	1
	SLV_X4		E SLVy	0,3
5	SLV_Y1	Linear Add	G1	1
	SLV_Y1		G2	1
	SLV_Y1		SLV-X	0,3
	SLV_Y1		SLV-Y	1
	SLV_Y1		E SLVx	-0,3
	SLV_Y1		E SLVy	-1
6	SLV_Y2	Linear Add	G1	1
	SLV_Y2		G2	1
	SLV_Y2		SLV-X	-0,3
	SLV_Y2		SLV-Y	1
	SLV_Y2		E SLVx	0,3
	SLV_Y2		E SLVy	-1
7	SLV_Y3	Linear Add	G1	1

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	52 di 116

	SLV_Y3		G2	1
	SLV_Y3		SLV-X	0,3
	SLV_Y3		SLV-Y	-1
	SLV_Y3		E SLVx	-0,3
	SLV_Y3		E SLVy	1
8	SLV_Y4	Linear Add	G1	1
	SLV_Y4		G2	1
	SLV_Y4		SLV-X	-0,3
	SLV_Y4		SLV-Y	-1
	SLV_Y4		E SLVx	0,3
	SLV_Y4		E SLVy	1
9	SLV_X5	Linear Add	G1	1
	SLV_X5		G2	1
	SLV_X5		SLV-X	1
	SLV_X5		SLV-Y	0,3
	SLV_X5		E SLVy	0,3
	SLV_X5		E SLVx	1
10	SLV_X6	Linear Add	G1	1
	SLV_X6		G2	1
	SLV_X6		SLV-X	-1
	SLV_X6		SLV-Y	0,3
	SLV_X6		E SLVy	0,3
	SLV_X6		E SLVx	-1
11	SLV_X7	Linear Add	G1	1
	SLV_X7		G2	1
	SLV_X7		SLV-X	1
	SLV_X7		SLV-Y	-0,3
	SLV_X7		E SLVy	-0,3
	SLV_X7		E SLVx	1
12	SLV_X8	Linear Add	G1	1
	SLV_X8		G2	1
	SLV_X8		SLV-X	-1
	SLV_X8		SLV-Y	-0,3
	SLV_X8		E SLVy	-0,3
	SLV_X8		E SLVx	-1
13	SLV_Y5	Linear Add	G1	1
	SLV_Y5		G2	1
	SLV_Y5		SLV-X	0,3
	SLV_Y5		SLV-Y	1

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	53 di 116

	SLV_Y5		E SLVy	1
	SLV_Y5		E SLVx	0,3
14	SLV_Y6	Linear Add	G1	1
	SLV_Y6		G2	1
	SLV_Y6		SLV-X	-0,3
	SLV_Y6		SLV-Y	1
	SLV_Y6		E SLVy	1
	SLV_Y6		E SLVx	-0,3
15	SLV_Y7	Linear Add	G1	1
	SLV_Y7		G2	1
	SLV_Y7		SLV-X	0,3
	SLV_Y7		SLV-Y	-1
	SLV_Y7		E SLVy	-1
	SLV_Y7		E SLVx	0,3
16	SLV_Y8	Linear Add	G1	1
	SLV_Y8		G2	1
	SLV_Y8		SLV-X	-0,3
	SLV_Y8		SLV-Y	-1
	SLV_Y8		E SLVy	-1
	SLV_Y8		E SLVx	-0,3
17	SLV_X9	Linear Add	G1	1
	SLV_X9		G2	1
	SLV_X9		SLV-X	1
	SLV_X9		SLV-Y	0,3
	SLV_X9		E SLVy	-0,3
	SLV_X9		E SLVx	1
08	SLV_X10	Linear Add	G1	1
	SLV_X10		G2	1
	SLV_X10		SLV-X	-1
	SLV_X10		SLV-Y	0,3
	SLV_X10		E SLVy	-0,3
	SLV_X10		E SLVx	-1
19	SLV_X11	Linear Add	G1	1
	SLV_X11		G2	1
	SLV_X11		SLV-X	1
	SLV_X11		SLV-Y	-0,3
	SLV_X11		E SLVy	0,3
	SLV_X11		E SLVx	1
20	SLV_X12	Linear Add	G1	1

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	54 di 116

	SLV_X12		G2	1
	SLV_X12		SLV-X	-1
	SLV_X12		SLV-Y	-0,3
	SLV_X12		E SLVy	0,3
	SLV_X12		E SLVx	-1
21	SLV_X13	Linear Add	G1	1
	SLV_X13		G2	1
	SLV_X13		SLV-X	1
	SLV_X13		SLV-Y	0,3
	SLV_X13		E SLVy	0,3
	SLV_X13		E SLVx	-1
22	SLV_X14	Linear Add	G1	1
	SLV_X14		G2	1
	SLV_X14		SLV-X	-1
	SLV_X14		SLV-Y	0,3
	SLV_X14		E SLVy	0,3
	SLV_X14		E SLVx	1
23	SLV_X15	Linear Add	G1	1
	SLV_X15		G2	1
	SLV_X15		SLV-X	1
	SLV_X15		SLV-Y	-0,3
	SLV_X15		E SLVy	-0,3
	SLV_X15		E SLVx	-1
24	SLV_X16	Linear Add	G1	1
	SLV_X16		G2	1
	SLV_X16		SLV-X	-1
	SLV_X16		SLV-Y	-0,3
	SLV_X16		E SLVy	-0,3
	SLV_X16		E SLVx	1
25	SLV_Y9	Linear Add	G1	1
	SLV_Y9		G2	1
	SLV_Y9		SLV-X	0,3
	SLV_Y9		SLV-Y	1
	SLV_Y9		E SLVy	-1
	SLV_Y9		E SLVx	0,3
26	SLV_Y10	Linear Add	G1	1
	SLV_Y10		G2	1
	SLV_Y10		SLV-X	-0,3
	SLV_Y10		SLV-Y	1

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	55 di 116

	SLV_Y10		E SLVy	-1
	SLV_Y10		E SLVx	-0,3
27	SLV_Y11	Linear Add	G1	1
	SLV_Y11		G2	1
	SLV_Y11		SLV-X	0,3
	SLV_Y11		SLV-Y	-1
	SLV_Y11		E SLVy	1
	SLV_Y11		E SLVx	0,3
	28	SLV_Y12	Linear Add	G1
SLV_Y12			G2	1
SLV_Y12			SLV-X	-0,3
SLV_Y12			SLV-Y	-1
SLV_Y12			E SLVy	1
SLV_Y12			E SLVx	-0,3
29		SLV_Y13	Linear Add	G1
	SLV_Y13		G2	1
	SLV_Y13		SLV-X	0,3
	SLV_Y13		SLV-Y	1
	SLV_Y13		E SLVy	1
	SLV_Y13		E SLVx	-0,3
30	SLV_Y14	Linear Add	G1	1
	SLV_Y14		G2	1
	SLV_Y14		SLV-X	-0,3
	SLV_Y14		SLV-Y	1
	SLV_Y14		E SLVy	1
	SLV_Y14		E SLVx	0,3
31	SLV_Y15	Linear Add	G1	1
	SLV_Y15		G2	1
	SLV_Y15		SLV-X	0,3
	SLV_Y15		SLV-Y	-1
	SLV_Y15		E SLVy	-1
	SLV_Y15		E SLVx	-0,3
32	SLV_Y16	Linear Add	G1	1
	SLV_Y16		G2	1
	SLV_Y16		SLV-X	-0,3
	SLV_Y16		SLV-Y	-1
	SLV_Y16		E SLVy	-1
	SLV_Y16		E SLVx	0,3
INVILUPP	INV_SLV	Envelope	SLV_X1	1

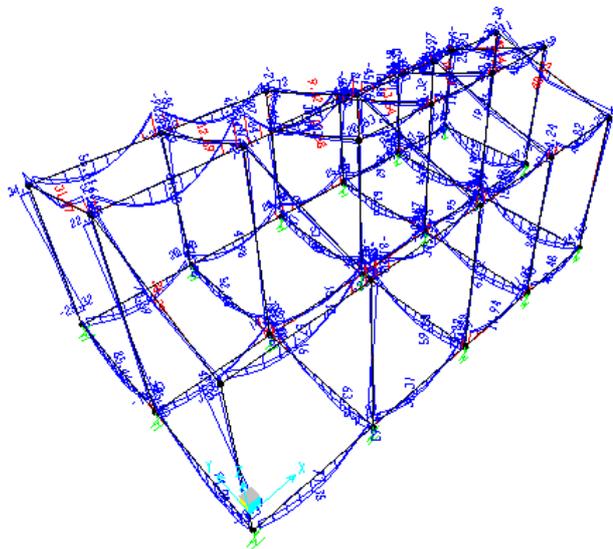
RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	56 di 116

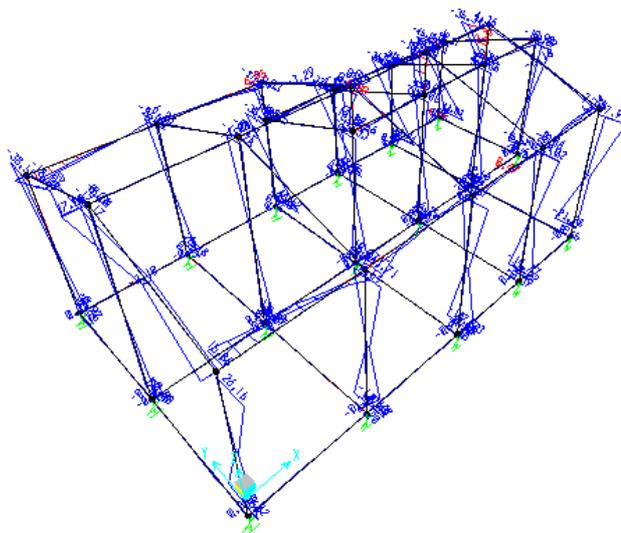
O	INV_SLV		SLV_X10	1
	INV_SLV		SLV_X11	1
	INV_SLV		SLV_X12	1
	INV_SLV		SLV_X13	1
	INV_SLV		SLV_X14	1
	INV_SLV		SLV_X15	1
	INV_SLV		SLV_X16	1
	INV_SLV		SLV_X2	1
	INV_SLV		SLV_X3	1
	INV_SLV		SLV_X4	1
	INV_SLV		SLV_X5	1
	INV_SLV		SLV_X6	1
	INV_SLV		SLV_X7	1
	INV_SLV		SLV_X8	1
	INV_SLV		SLV_X9	1
	INV_SLV		SLV_Y1	1
	INV_SLV		SLV_Y10	1
	INV_SLV		SLV_Y11	1
	INV_SLV		SLV_Y13	1
	INV_SLV		SLV_Y14	1
	INV_SLV		SLV_Y15	1
	INV_SLV		SLV_Y16	1
	INV_SLV		SLV_Y2	1
	INV_SLV		SLV_Y3	1
	INV_SLV		SLV_Y4	1
	INV_SLV		SLV_Y5	1
	INV_SLV		SLV_Y6	1
	INV_SLV		SLV_Y7	1
	INV_SLV		SLV_Y8	1
	INV_SLV		SLV_Y9	1
	INV_SLV		SLV_Y12	1

8.-..SOLLECITAZIONI MASSIME

Di seguito si riportano, per il modello di calcolo, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione a mezzo di diagrammi di involucro associati alle famiglie di combinazioni dei carichi.



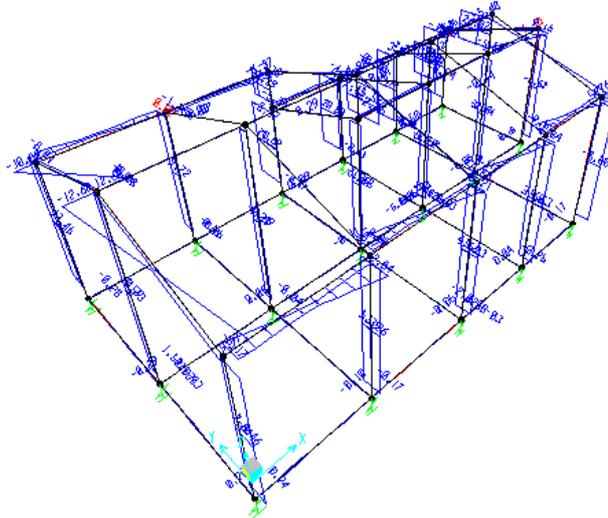
Momento M3 - Inviluppo SLU



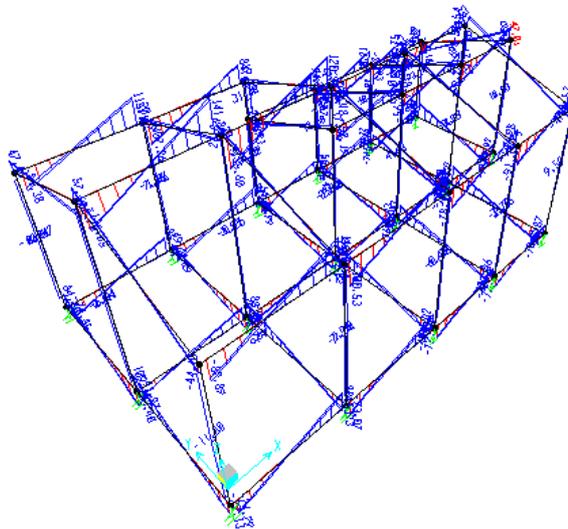
Momento M2 - Inviluppo SLU

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	58 di 116



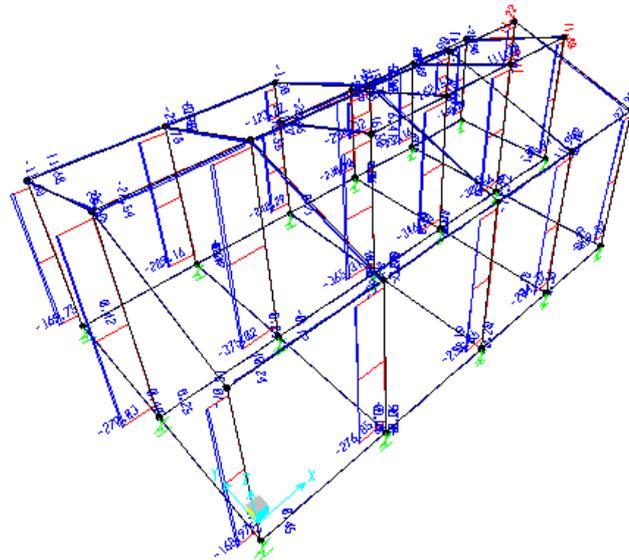
Taglio V3 - Involuppo SLU



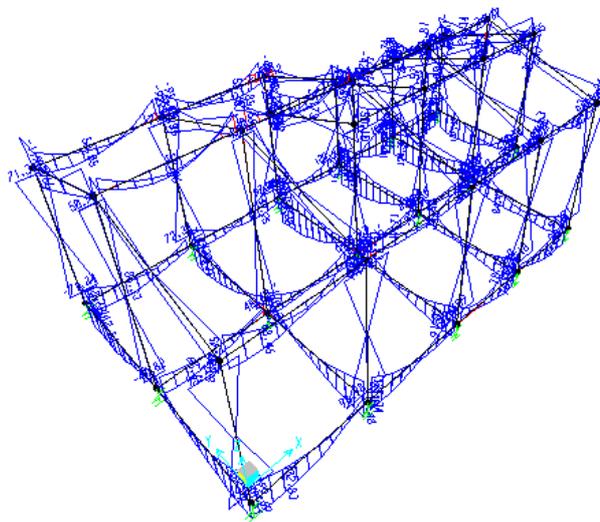
Taglio V2 - Involuppo SLU

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

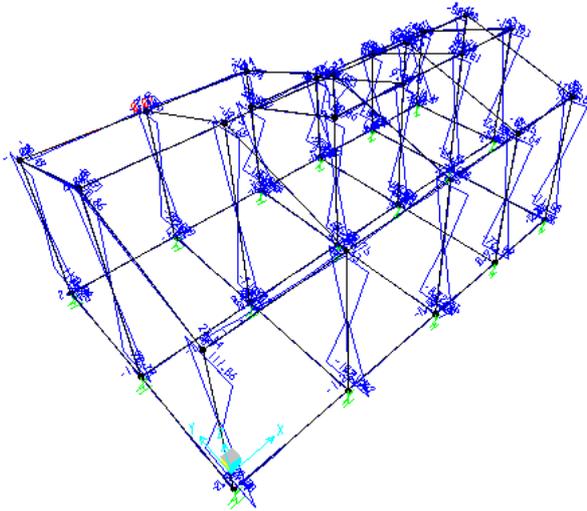
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	59 di 116



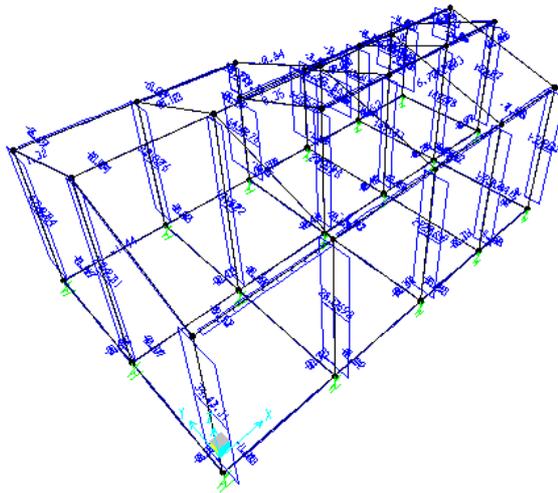
Sforzo Normale N - Involuppo SLU



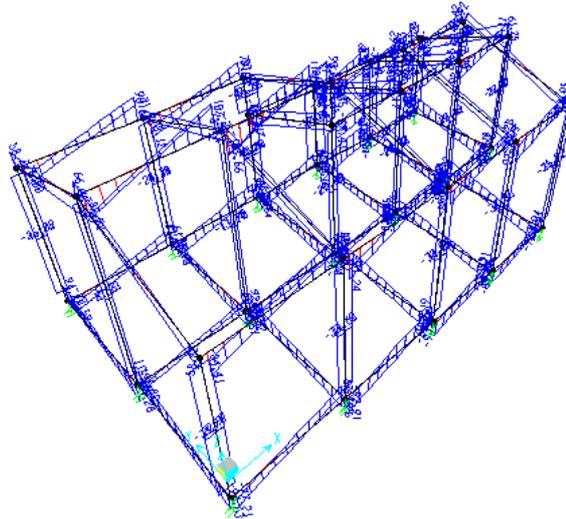
Momento M3 - Involuppo SLV



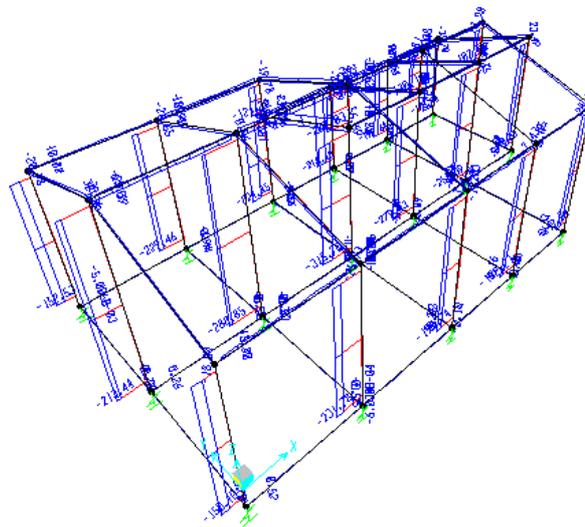
Momento M2 - Inviluppo SLV



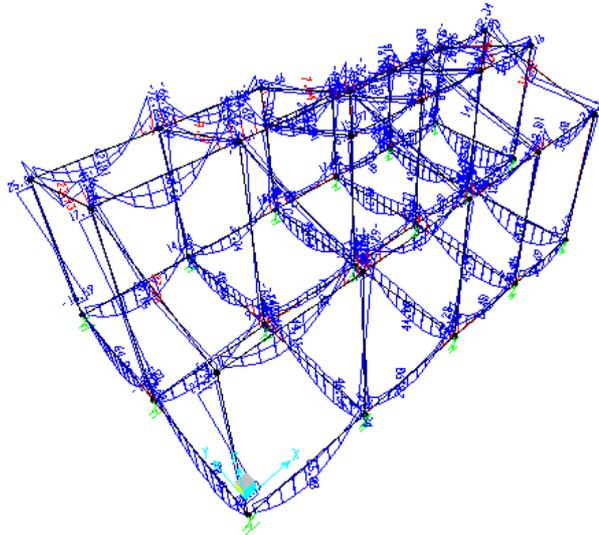
Taglio V3 - Inviluppo SLV



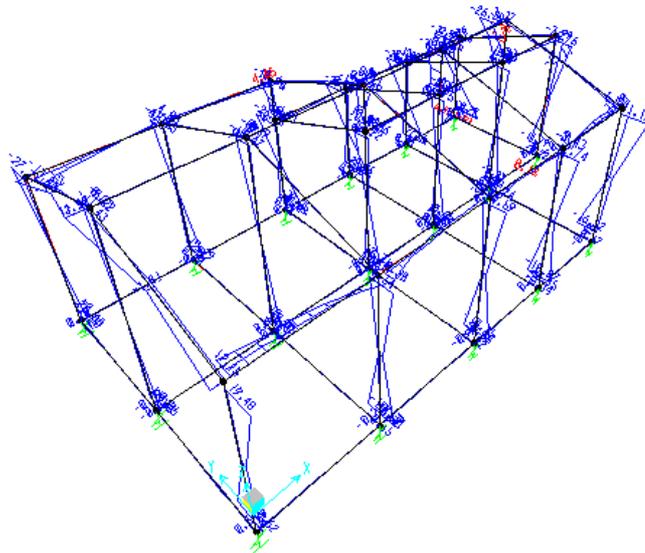
Taglio V2 - Inviluppo SLV



Sforzo Normale N - Inviluppo SLV



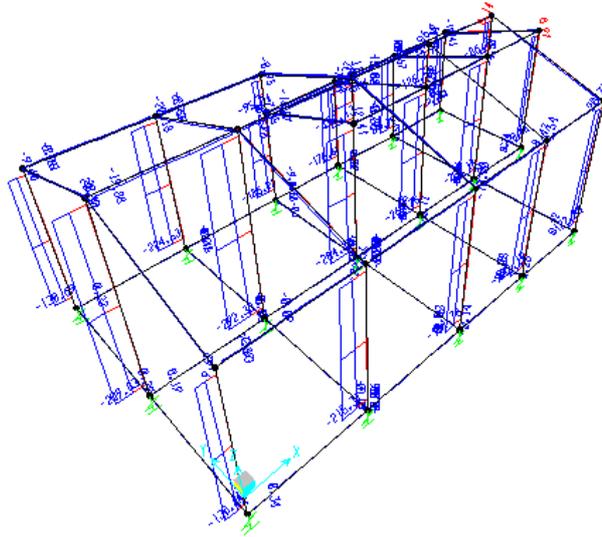
Momento M3 - Involuppo SLER



Momento M2 - Involuppo SLER

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	63 di 116



Sforzo Normale N - Involuppo SLER

9.-.VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

9.1.-.Travi elevazione 40x50cm

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
106	4.5	INV_SLV	Combination	Min	-3	51	-3	-3	-13	-114	106-1	4.5
106	4.5	INV_SLU	Combination	Min	4	104	3	2	-10	-93	106-1	4.5
106	4.5	INV_SLER	Combination	Min	1	47	1	2	-7	-71	106-1	4.5
106	4.5	INV_SLEF	Combination	Min	5	79	3	2	-3	-62	106-1	4.5
106	4.5	SLEQP	Combination		6	81	3	2	-2	-61	106-1	4.5
106	1.2	INV_SLV	Combination	Max	16	3	9	7	17	75	106-1	1.2
106	1.6	INV_SLU	Combination	Max	11	-9	5	3	11	58	106-1	1.6
106	2.1	INV_SLER	Combination	Max	9	8	4	2	7	45	106-1	2.1
106	2.1	INV_SLEF	Combination	Max	6	4	3	2	5	40	106-1	2.1
106	2.1	SLEQP	Combination		6	4	3	2	5	40	106-1	2.1

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

1) Zone d'appoggio:

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

2) Campata:

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

In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti 2 Φ 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 γ_{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:

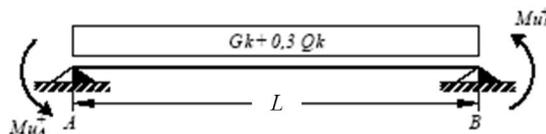
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

dove:

α : Angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

θ : Angolo d'inclinazione dei puntoni in calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

• **1° Schema:**

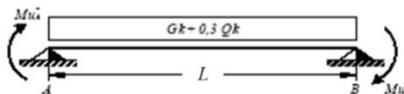


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

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

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

• **2° Schema:**



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

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

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

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti ottenute

segundo 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	-244.00	-244.00	151.00
L_{trave}	4.70	m	1° Schema		2° Schema	
G_k	32.20	kN/m	$V_A [kN]$	$V_B [kN]$	$V_A [kN]$	$V_B [kN]$
γ_Q	0.30		146.35	-4.99	-38.54	-189.88
Q_k	0.00	kN/m				
γ_{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 ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

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

dove:

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

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

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

- 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:

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

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

Acciaio:

$\sigma_s \max = (0,75 f_{yk}) = \mathbf{338}$ 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. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; 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 aggressive o molto aggressive, 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) $\delta_f \leq w_1 = 0.2$ 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

DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

NOME SEZIONE: trave appoggio

(Percorso File: Z:\0147 Sicilia\AVORO\Provvisori\04_Verifiche\Strutture\Fabbricato SSE\RCSEC\trave appoggio.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona sismica (CD'B')
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

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. $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	337.50 MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

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

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	71 di 116

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	-3.00	-114.00	51.00	0.00
2	-4.00	-93.00	104.00	0.00
3	0.00	1.00	0.00	0.00
4	0.00	-1.00	0.00	0.00
5	0.00	0.10	190.00	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	-1.00	-71.00

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	-5.00	-62.00 (-62.32)

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	-6.00	-61.00 (-62.23)

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

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	72 di 116

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	-3.00	-114.00	-3.13	-243.82	2.140	8.3	0.19	0.70	15.7 (6.2)
2	S	-4.00	-93.00	-3.97	-243.66	2.623	8.3	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	-1.00	0.25	-244.44	244.441	8.4	0.19	0.70	15.7 (6.2)
5	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	0.00098	6.0	-0.01500	44.0
2	0.00350	0.0	0.00097	6.0	-0.01502	44.0
3	0.00350	50.0	0.00015	44.0	-0.02106	6.0
4	0.00350	0.0	0.00099	6.0	-0.01493	44.0
5	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: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 11.0 cm]
N.Bracci staffe: 2
Area staffe/m : 15.7 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 6.0 cm²/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]

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	73 di 116

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
Owd	Rapporto meccanico di armatura staffe+legature nelle due direzioni: eq. (7.4.30)NTC (il suo prodotto per il fattore Alfa di efficienza deve risultare superiore al secondo membro della (7.4.30)NTC) (tra parentesi è indicato il rapporto meccanico complessivo minimo di normativa)

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	Owd
1	S	51.00	0.00	433.15	608.51	40.0 44.0	2.500	1.000	1.3
2	S	104.00	0.00	433.15	608.51	40.0 44.0	2.500	1.000	2.7
3	S	0.00	87.19	628.07	243.40	40.0 44.0	1.000	1.000	0.0
4	S	0.00	103.38	628.07	243.40	40.0 44.0	1.000	1.000	0.0
5	S	190.00	87.19	433.15	608.51	40.0 44.0	2.500	1.000	4.9

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	4.50	0.0	0.00	16.1	-117.7	6.0	11.3	453	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	-0.00071	0.00034	0.50	0.60	0.000353 (0.000353)	268	0.095 (0.20)	-62.69

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	3.92	0.0	0.00	15.9	-104.0	6.0	11.4	455	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	-0.00063	0.00029	0.50	0.60	0.000312 (0.000312)	269	0.084 (0.20)	-62.32

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	74 di 116

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	3.85	0.0	0.00	15.9	-102.6	6.0	11.4	456	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	-0.00062	0.00029	0.50	0.40	0.000319 (0.000308)	269	0.086 (0.20)	-62.23

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

DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

NOME SEZIONE: trave campata

(Percorso File: Z:\0147 Sicilia\LAVORO\Provvisori\04_Verifiche\Strutture\Fabbricato SSE\RCSEC\trave campata.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona sismica (CD'B')
Posizione sezione nell'asta:	Non in zona critica

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		

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	75 di 116

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:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Barre superiori:	3Ø20	(9.4 cm ²)
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	-16.00	75.00	0.00	0.00
2	-11.00	58.00	0.00	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	-9.00	45.00

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	-6.00	40.00 (61.95)

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	-6.00	40.00 (61.95)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	76 di 116

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)
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	-16.00	75.00	-16.16	241.40	3.241	41.8	0.19	0.70	15.7 (6.2)
2	S	-11.00	58.00	-10.76	242.41	4.208	41.7	0.19	0.70	15.7 (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	0.00094	44.0	-0.01527	6.0
2	0.00350	50.0	0.00096	44.0	-0.01515	6.0

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

Diametro staffe: 10 mm
Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 26.2 cm]
N.Bracci staffe: 2
Area staffe/m : 7.9 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 6.0 cm²/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 [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	AST
1	S	0.00	0.00	628.07	121.70	40.0 44.0	1.000	1.000	0.0
2	S	0.00	0.00	628.07	121.70	40.0 44.0	1.000	1.000	0.0

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	77 di 116

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ 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	2.82	50.0	0.00	34.4	-77.1	44.0	11.5	459	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	-0.00047	0.00021	0.50	0.60	0.000231 (0.000231)	269	0.062 (0.20)	61.68

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	2.51	50.0	0.00	34.3	-67.9	44.0	11.4	457	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	-0.00041	0.00019	0.50	0.60	0.000204 (0.000204)	269	0.055 (0.20)	61.95

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	2.51	50.0	0.00	34.3	-67.9	44.0	11.4	457	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	-0.00041	0.00019	0.50	0.40	0.000204 (0.000204)	269	0.055 (0.20)	61.95

9.2.-.Pilastri (40x40)

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
4	6.25	INV_SLV	Combination	Min	-214	-32	-32	-7	-77	-103	4-1	6.3
4	0	INV_SLV	Combination	Max	-176	33	29	6	102	106	4-1	0.0
4	6.25	INV_SLU	Combination	Min	-250	-2	-4	-1	-13	-23	4-1	6.3
4	0	INV_SLU	Combination	Max	-274	7	6	0	23	22	4-1	0.0
4	6.25	INV_SLER	Combination	Min	-195	-1	-3	-1	-8	-16	4-1	6.3
4	0	INV_SLER	Combination	Max	-101	5	4	0	15	15	4-1	0.0
4	6.25	INV_SLEF	Combination	Min	-184	-1	-3	0	4	-4	4-1	6.3
4	0	INV_SLEF	Combination	Max	-207	1	-1	0	-1	3	4-1	0.0
4	6.25	SLEQP	Combination		-183	1	-2	0	7	-2	4-1	6.3
4	0	SLEQP	Combination		-207	1	-2	0	-4	1	4-1	0.0

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

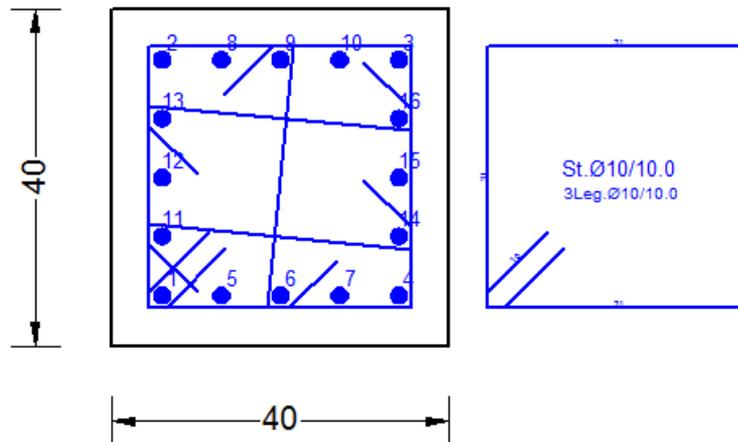
luce netta del pilastro

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 ²]	f_{cd} [kN/m ²]	v	M_{02} [kNm]	M_{01} [kNm]	R_{ck}	n° frame
SLU_Q	X	274	0.40	0.40	0.16	15.86	107.976	-5.70	3.50	35	4
	Y	274	0.40	0.40	0.16		107.976	-11.00	15.00		
Combo	L [cm]	r_m	C	λ_{lim}	β	i_o (cm)	i_x (cm)	i_y (cm)	λ_{yz}	λ_{xz}	Esito verifica
SLU_Q	6.5	-0.61	2.31	3.43	1	7	11.55		0.56		OK
		-1.36	3.06	4.54	1	7		11.55		0.56	OK

- Verifica di resistenza allo SLU



1) Lato corto:

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

2) Lato lungo:

- Armatura superiore 3 Φ 20
- Armatura inferiore 3 Φ 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

L _{pil}	γ _{Rd}	asse forte		asse debole	
		M ^s _{C,Rd} [kNm]	M ⁱ _{C,Rd} [kNm]	M ^s _{C,Rd} [kNm]	M ⁱ _{C,Rd} [kNm]
6.50	1.10	171.00	171.00	178.00	178.00
		asse forte		asse debole	
		V _{Ed} [kN]		V _{Ed} [kN]	
		57.88		60.25	

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 ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

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

$$\rho = A_l / (bH) = 64.05 / (40 \cdot 50) = 3.2\%$$

- 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 A_c ;

dove:

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

A_c è l'area di calcestruzzo;

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

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:

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

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

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. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; 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	$\leq w_2$	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 aggressive o molto aggressive, 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.

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

DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	84 di 116

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Pilastro rettangolare ad armatura simmetrica
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona sismica (CD'B')
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

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:	40.0	cm
N°totale barre:	16	
Diametro barre:	20	mm
Copriferro (dal baric.barre):	6.0	cm

Coordinate Barre nei vertici

N°Barra	X [cm]	Y [cm]
1	-14.0	-14.0
2	-14.0	14.0
3	14.0	14.0
4	14.0	-14.0

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	85 di 116

N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

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: 1

Coordinate Barre generate di estremità delle legature:

N°Barra	X[cm]	Y[cm]
6	0.0	-14.0
9	0.0	14.0
11	-14.0	-7.0
14	14.0	-7.0
13	-14.0	7.0
16	14.0	7.0

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	214.00	-77.00	-103.00	-32.00	-32.00
2	176.00	102.00	106.00	33.00	29.00
3	250.00	-13.00	-23.00	-2.00	-4.00
4	274.00	23.00	22.00	7.00	6.00
5	0.00	0.10	0.00	61.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	61.00

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	Mx
1	195.00	-8.00	-16.00
2	101.00	15.00	15.00

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

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	86 di 116

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	Mx
1	084.00	4.00	-4.00
2	207.00	-1.00	3.00

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	Mx
1	083.00	7.00	-2.00
2	207.00	-4.00	1.00

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 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]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	214.00	-77.00	-103.00	213.94	-149.76	-200.52	1.95	50.3(16.0)
2	S	176.00	102.00	106.00	176.07	171.34	178.37	1.68	50.3(16.0)
3	S	250.00	-13.00	-23.00	249.82	-126.49	-222.29	9.68	50.3(16.0)
4	S	274.00	23.00	22.00	273.75	082.04	173.31	7.90	50.3(16.0)
5	S	0.00	0.10	0.00	0.00	267.73	0.00	999.00	50.3(16.0)
6	S	0.00	0.00	0.00	0.00	267.73	0.00	999.00	50.3(16.0)

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.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	87 di 116

es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max 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	-20.0	0.00227	-14.0	-14.0	-0.00349	14.0	14.0
2	0.00350	20.0	20.0	0.00226	14.0	14.0	-0.00353	-14.0	-14.0
3	0.00350	-20.0	-20.0	0.00227	-14.0	-14.0	-0.00349	14.0	14.0
4	0.00350	20.0	20.0	0.00229	14.0	14.0	-0.00334	-14.0	-14.0
5	0.00350	-20.0	20.0	0.00173	-14.0	14.0	-0.00656	-14.0	-14.0
6	0.00350	-20.0	20.0	0.00173	-14.0	14.0	-0.00656	-14.0	-14.0

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	-0.000116577	-0.000088947	-0.000610487	----	----
2	0.000105376	0.000101400	-0.000635520	----	----
3	-0.000128111	-0.000077475	-0.000611708	----	----
4	0.000098314	0.000102783	-0.000521953	----	----
5	0.000000000	0.000295767	-0.002415349		
6	0.000000000	0.000295767	-0.002415349		

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] = proiez. di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.08) 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
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
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.
Alfa Coeff. di riduzione (efficienza) dell'armatura di confinamento [(7.4.29)NTC-(5.15)EC8]
Owd Rapporto meccanico di armatura staffe $Owd = O_wY + O_wY$ 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	44.85	306.98	749.28	33.3 27.3	37.9	2.500	1.084	1.7	28.0(12.3)	0.544	0.088+0.250(0.080)
2	S	43.78	304.65	741.94	33.5 27.5	37.9	2.500	1.069	1.6	27.6(11.9)	0.544	0.088+0.250(0.080)
3	S	4.46	307.92	758.73	33.3 27.3	37.6	2.500	1.099	0.2	28.5(12.7)	0.544	0.088+0.250(0.080)
4	S	9.21	311.84	731.98	33.3 27.3	37.7	2.500	1.108	0.3	27.4(11.7)	0.544	0.088+0.250(0.080)
5	S	61.00	320.12	674.58	35.3 29.3	40.0	2.500	1.000	2.1	23.6(7.9)	0.544	0.088+0.250(0.080)
6	S	0.00	464.17	269.83	35.3 29.3	40.0	1.000	1.000	0.0	23.6(7.9)	0.544	0.088+0.250(0.080)

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	88 di 116

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 ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] 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	2.44	-20.0	-20.0	-5.3	14.0	14.0	88	3.1
2	S	2.88	20.0	20.0	-25.6	-14.0	-14.0	75	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 f_{ctm} Esito della verifica
e1	Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(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	-0.00006	0	0.694	20.0	50	0.00002 (0.00002)	302	0.005 (0.20)	-31.74	-63.47
2	S	-0.00019	0	0.839	20.0	50	0.00008 (0.00008)	306	0.024 (0.20)	28.05	28.05

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	1.29	-20.0	20.0	6.4	14.0	-14.0	---	---
2	S	1.13	20.0	-20.0	10.5	-14.0	14.0	---	---

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	61.95	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

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	1.35	-20.0	20.0	5.7	14.0	-14.0	---	---
2	S	1.20	20.0	-20.0	9.9	-14.0	14.0	---	---

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	∅	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	61.95	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00

9.3.-..Travi fondazione

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
119	0.2	INV_SLV	Combination	Min	0	-79	-2	-2	-4	-102	119-1	0.2
119	1.2	INV_SLV	Combination	Max	1	-5	2	14	4	109	119-1	1.2
119	0.2	INV_SLV*1.1	Combination	Min	0	-87	-2	-2	-4	-112	119-1	0.2
119	1.2	INV_SLV*1.1	Combination	Max	1	-5	2	15	4	120	119-1	1.2
119	4.5	INV_SLU	Combination	Min	0	77	0	7	0	-30	119-1	4.5
119	2.1	INV_SLU	Combination	Max	0	1	0	9	1	79	119-1	2.1
119	4.5	INV_SLER	Combination	Min	0	18	0	5	0	-23	119-1	4.5
119	2.1	INV_SLER	Combination	Max	0	1	0	7	1	60	119-1	2.1
119	4.5	INV_SLEF	Combination	Min	0	62	0	5	0	-23	119-1	4.5
119	2.1	INV_SLEF	Combination	Max	0	-2	0	6	0	51	119-1	2.1
119	4.5	SLEQP	Combination		0	63	0	6	0	-22	119-1	4.5
119	2.1	SLEQP	Combination		0	-3	0	6	0	50	119-1	2.1

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.

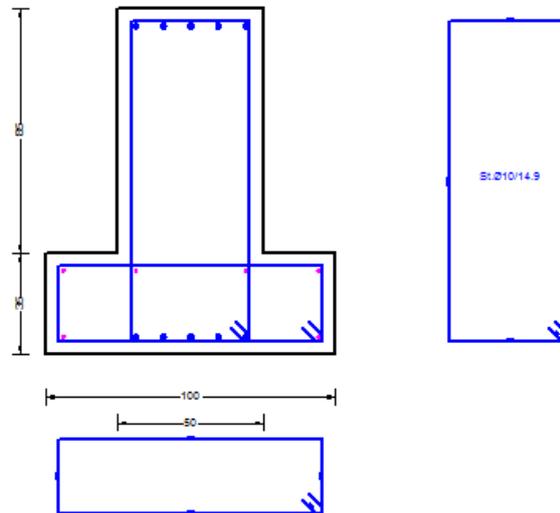
Inoltre sono state eseguite le verifiche a fessurazione e delle tensioni di esercizio per le combinazioni relative allo SLE.

- 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 5 Φ 20
- Armatura inferiore 5 Φ 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:

α : Angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

θ : Angolo d'inclinazione dei puntoni in calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

Si adotteranno staffe Φ 10/10 cm, mentre nelle zone centrali di campata staffe Φ 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 "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:

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

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

Acciaio:

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

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. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; 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	≤w ₂	ap. fessure	≤w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤w ₁	ap. fessure	≤w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤w ₁	ap. fessure	≤w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w ₁
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤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 aggressive o molto aggressive, 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

DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

NOME SEZIONE: trave fondazione

(Percorso File: Z:\0147 Sicilia\AVORO\Provvisori\04_Verifiche\Strutture\Fabbricato SSE\RCSEC\trave fondazione.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	a T o T rovescio
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

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

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	94 di 116

Base rett. sup.:	50.0	cm
Altezza rett. sup.:	85.0	cm
Barre inferiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Barre superiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
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	-112.00	-87.00	0.00
2	0.00	120.00	-5.00	0.00
3	0.00	-30.00	77.00	0.00
4	0.00	79.00	1.00	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	-23.00
2	0.00	60.00

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	-23.00 (-449.33)
2	0.00	51.00 (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	-22.00 (-449.33)
2	0.00	50.00 (608.89)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	95 di 116

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)
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 ≥ 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	-112.00			5.912	08.7	0.16	0.70	15.7 (10.6)
2	S	0.00	120.00			5.433	95.2	0.22	0.71	15.7 (12.4)
3	S	0.00	-30.00			22.071	08.7	0.16	0.70	15.7 (10.6)
4	S	0.00	79.00			8.253	95.2	0.22	0.71	15.7 (12.4)

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 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 7.5 cm²/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 [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	ASt
--------	-----	-----	-----	-----	-----	------	-----	-----	-----

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	96 di 116

1	S	-87.00	191.78	1402.80	1058.11	50.0	114.0	2.500	1.000	0.9
2	S	-5.00	191.78	1402.80	1058.11	50.0	114.0	2.500	1.000	0.0
3	S	77.00	191.78	1402.80	1058.11	50.0	114.0	2.500	1.000	0.8
4	S	1.00	191.78	1402.80	1058.11	50.0	114.0	2.500	1.000	0.0

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	0.19	0.0	0.00	0.0	-13.6	6.0	15.0	750	15.7	9.5
2	S	0.69	94.5	0.00	94.5	-36.0	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	-0.00007	0.00001	0.50	0.60	0.000041 (0.000041)	332	0.014 (0.20)	-449.33
2	S	-0.00019	0.00005	0.50	0.60	0.000108 (0.000108)	495	0.053 (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	0.19	0.0	0.00	0.0	-13.6	6.0	15.0	750	15.7	9.5
2	S	0.59	94.5	0.00	94.5	-30.6	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	-0.00007	0.00001	0.50	0.60	0.000041 (0.000041)	332	0.014 (0.20)	-449.33
2	S	-0.00016	0.00004	0.50	0.60	0.000092 (0.000092)	495	0.045 (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	0.19	0.0	0.00	0.0	-13.0	6.0	15.0	750	15.7	9.5

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	97 di 116

2 S 0.58 94.5 0.00 94.5 -30.0 114.0 15.0 1500 15.7 9.5

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

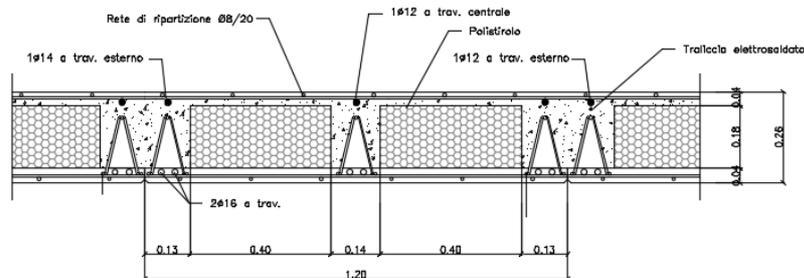
N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00007	0.00001	0.50	0.40	0.000039 (0.000039)	332	0.013 (0.20)	-449.33
2	S	-0.00016	0.00004	0.50	0.40	0.000090 (0.000090)	495	0.045 (0.20)	608.89

10.-..VERIFICA SOLAIO

10.1.-..Premessa

Il solaio è del tipo a predalle di spessore 4+08+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/m²
- Permanenti (G_2) = 3.10 kN/m²
- Accidentale cat. H1 (Q_{H1}) = 0.50 kN/m²
- Neve = 0.49 kN/m²

10.3.-..Calcolo delle massime sollecitazioni agenti

Si considera uno schema statico a doppio appoggio su singola campata di luce pari a 5.45m, verificando il campo con luce maggiore.

Essendo la falda inclinata di 08° i pesi permanenti risultano:

$$G_1 = 3.54 / \cos(08^\circ) = 3.69 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2 = 3.10 / \cos(08^\circ) = 3.23 \text{ kN/m}^2$$

Le massime sollecitazioni agenti risultano pertanto pari a:

$$M_{SLU} = (1.3 \cdot 3.69 + 1.5 \cdot 3.23 + 1.5 \cdot 0.5 + 1.5 \cdot 0.5 \cdot 0.49) \cdot 5.45^{2/8} = 39.9 \text{ kNm/m}$$

$$T_{SLU} = (1.3 \cdot 3.69 + 1.5 \cdot 3.23 + 1.5 \cdot 0.5 + 1.5 \cdot 0.5 \cdot 0.49) \cdot 5.45/2 = 29.3 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLE, rara} = (3.69 + 3.23 + 0.5 + 0.5 \cdot 0.49) \cdot 5.45^{2/8} = 28.5 \text{ kNm/m}$$

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 ϕ 12 inferiori ed 1 ϕ 12 superiore a travetto per cui risulta:

$$M_{SLU} = 39.9 \cdot 1.20 = 47.9 \text{ kNm}$$

$$T_{SLU} = 29.3 \cdot 1.20 = 35.2 \text{ kN}$$

$$M_{SLE, rara} = 28.5 \cdot 1.20 = 34.2 \text{ kNm}$$

DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

NOME SEZIONE: *solaio_vr*

(Percorso File: Z:\0147 Sicilia\LAVORO\Provvisorio\04_Verifiche\Strutture\Fabbricato SSE\RCSEC\solaio_vr.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	a T o T rovescio
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35
	Resistenza compress. di progetto fcd:	15.86 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
	ACCIAIO -	Tipo:
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 SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	100 di 116

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.:	40.0	cm
Altezza rett. inf.:	22.0	cm
Base rett. sup.:	120.0	cm
Altezza rett. sup.:	4.0	cm
Barre inferiori:	6Ø12	(6.8 cm ²)
Barre superiori:	3Ø12	(3.4 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.6	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.6	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.6	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	47.90	35.20	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	34.20

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0	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) 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		0.00	34.20						

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	101 di 116

1 S 0.00 47.90 0.00 58.62 1.224 23.4 0.12 0.70 10.2 (1.4)

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	26.0	-0.00276	21.4	-0.02562	4.6

VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vwct Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
 d Altezza utile sezione [cm]
 bw Larghezza minima sezione [cm]
 Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
 Scp Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	35.20	64.99	21.4	40.0	0.0119	0.00

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. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] 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	5.59	26.0	0.00	20.7	-256.0	21.4	6.9	276	6.8	6.2

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
 sm 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]



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
FA06 - SSE di Regalbuto-Catenanuova-fabbricato SSE

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	102 di 116

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00165	0.00042	0.50	0.60	0.000892 (0.000768)	219	0.195 (0.20)	08.75

11.-..INCIDENZA ARMATURE

Per l'incidenza dell'opera oggetto della presente relazione di calcolo si rimanda all'elaborato dal titolo: Tabella Incidenza Armature opere civili.

12.-..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.

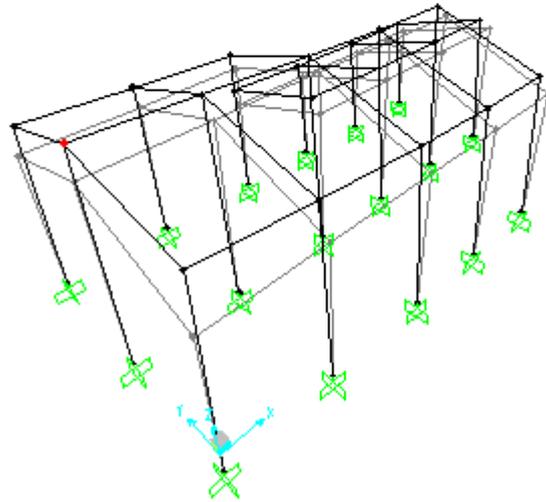
Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori a:

- 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:

$$d_r \leq 2 \times 0.01h / 3 = 4.9 \text{ cm}$$

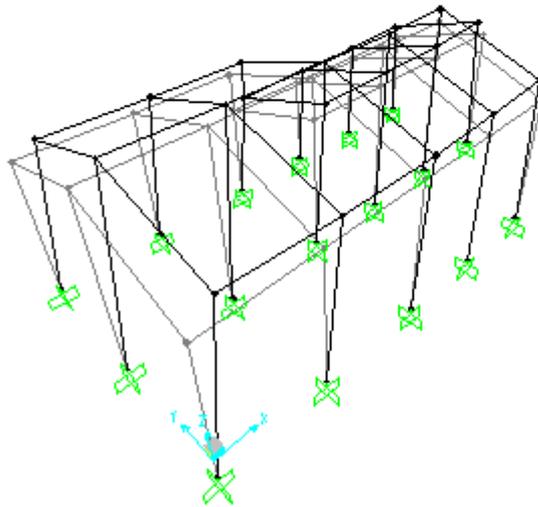
Si riportano gli spostamenti della Combinazione SLO (il raffronto è con la fondazione a nodi incastrati)

Joint Object	Joint Element 28		
	1	2	3
Trans	0.00324	0.01041	1.038E-05
Rotn	1.639E-05	6.663E-05	5.504E-04



$$d_r = u_2 = 1.04 \text{ cm} < 4.9 \text{ cm}$$

Joint Object	28	Joint Element	28
	1	2	3
Trans	0.00622	0.00415	2.000E-05
Rotn	6.612E-06	1.305E-04	3.581E-04



$$d_r = u_1 = 0.62 \text{ cm} < 4.9 \text{ cm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

13.-..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 γ_{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.

Avendo adottato un graticcio di travi le azioni derivanti dai pilastri verranno così suddivise:

- Trave lungo direzione 1 (X) verranno caricate dalle azioni N, M2 ed F1
- Trave lungo direzione 2 (Y) verranno caricate dalle azioni N, M1 ed F2

In cui

F1= taglio in direzione 1 (X)

F2= taglio in direzione 2 (Y)

M1= momento intorno all'asse 1 (X)

M2= momento intorno all'asse 2 (Y)

Per il calcolo delle sollecitazioni all'intradosso si ha:

$$M_{1tot} = M_1 - F_2 * h$$

$$M_{2tot} = M_2 + F_1 * h$$

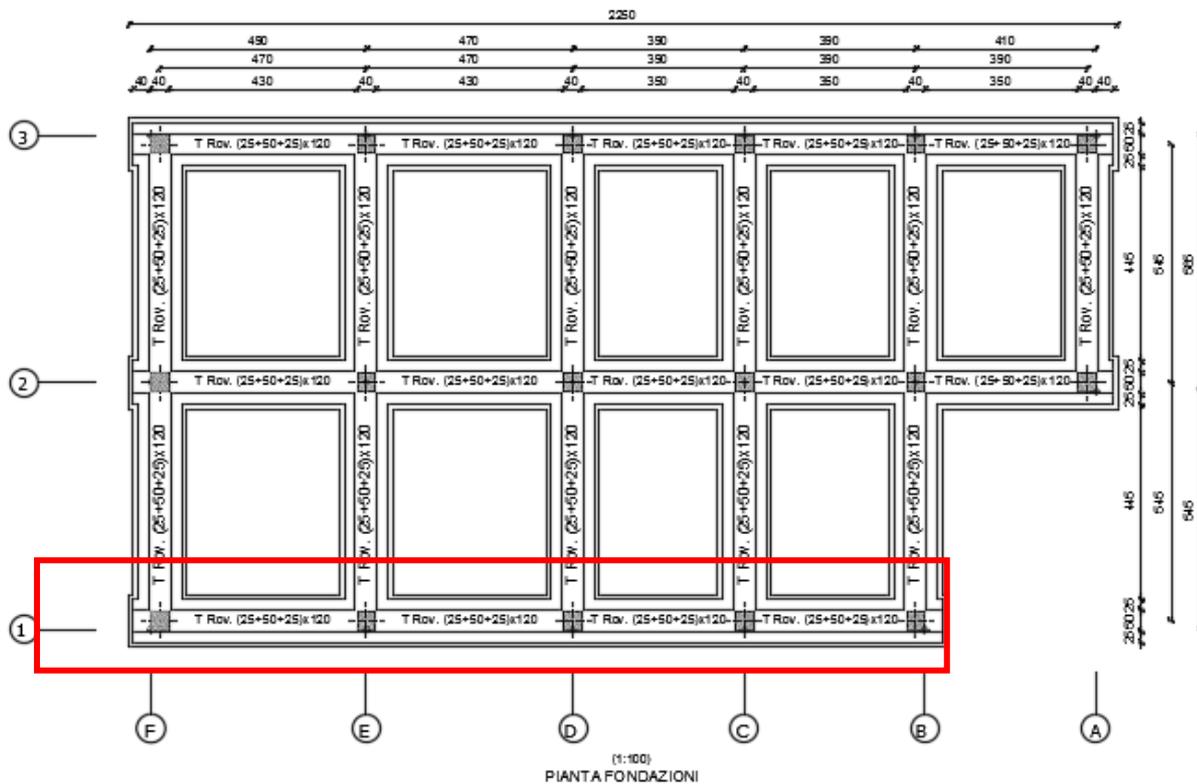
$$F_{3tot} = F_3 + W$$

Tutte le reazioni concorrenti su una trave verranno sommate e divise per la lunghezza della stessa, per ottenere un carico unitario per metro di trave.

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	108 di 116

Trave in direzione 1 (X) L=08.4m



SLU

Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
17	SLU_Q1	-7	0	161	0	-20
13	SLU_Q1	-2	0	236	0	-8
9	SLU_Q1	-3	0	234	0	-8
5	SLU_Q1	-1	0	281	0	-4
1	SLU_Q1	6	0	166	0	14

h	1	m
pp	19.4	kN/m
L	18.4	m
W	356.96	kN

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	109 di 116

F1*h
-7
-2
-3
-1
6

Si ottiene:

F1 tot	F2 tot	F3 tot	M1 tot	M2 tot
-7	0	1435	0	-32

Dividendo sulla lunghezza:

FL	FB	N	MB	ML
0	0	78	0	-2

SLV

Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
17	SLV_X1	27	0	153	0	92
13	SLV_X1	34	0	197	0	107
9	SLV_X1	32	0	191	0	102
5	SLV_X1	32	0	228	0	103
1	SLV_X1	33	0	154	0	105

Si moltiplicano i valori per 1.1

Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
17	SLV_X1*1.1	30	0	168	0	102
13	SLV_X1*1.1	38	0	217	0	118
9	SLV_X1*1.1	35	0	210	0	112
5	SLV_X1*1.1	36	0	251	0	114
1	SLV_X1*1.1	36	0	169	0	116

h	1	m
pp	19.4	kN/m
L	18.4	m
W	356.96	kN

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	110 di 116

F1*h
30
38
35
36
36

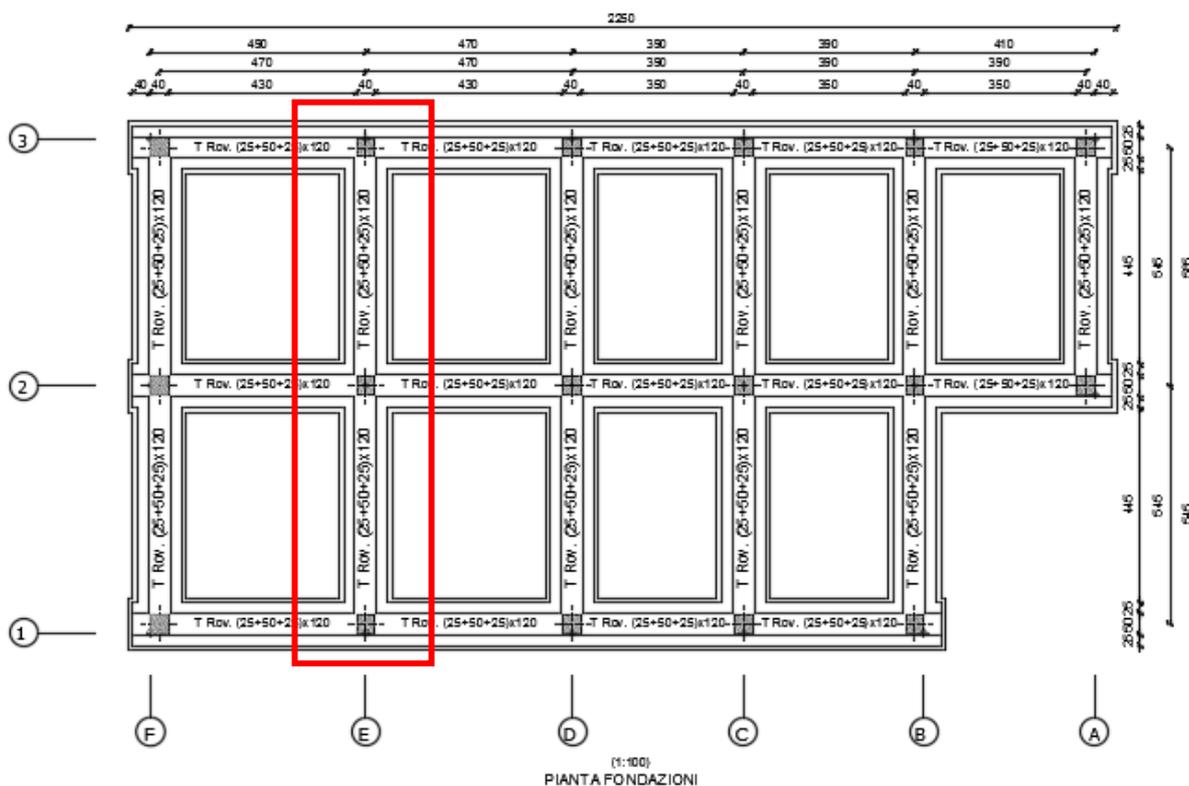
Si ottiene:

F1 tot	F2 tot	F3 tot	M1 tot	M2 tot
174	0	1372	0	736

Dividendo sulla lunghezza:

FL	FB	N	MB	ML
9	0	75	0	40

Trave in direzione 2 (Y) L=11.9m



SLU

Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
53	SLU_Q1	0	-3	287	6	0
29	SLU_Q1	0	0	372	-2	0
5	SLU_Q1	0	4	281	-11	0

h	1	m
pp	19.4	kN/m
L	11.9	m
W	230.86	kN

F2*h
3
0
-4

Si ottiene:

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	112 di 116

F1 tot	F2 tot	F3 tot	M1 tot	M2 tot
0	2	1171	-9	0

Dividendo sulla lunghezza:

FB	FL	N	ML	MB
0	0	98	-1	0

SLV

Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
53	SLV_Y1	0	29	235	109	0
29	SLV_Y1	0	19	278	78	0
5	SLV_Y2	0	32	238	102	0

Si moltiplicano i valori per 1.1

Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
53	SLV_Y1*1.1	0	32	259	120	0
29	SLV_Y1*1.1	0	21	306	86	0
5	SLV_Y1*1.2	0	35	262	112	0

h	1	m
pp	19.4	kN/m
L	11.9	m
W	230.86	kN

F2*h
32
21
35

Si ottiene:

F1 tot	F2 tot	F3 tot	M1 tot	M2 tot
0	89	1058	407	0

Dividendo sulla lunghezza:

FB	FL	N	ML	MB
0	7	89	34	0



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
FA06 - SSE di Regalbuto-Catenanuova-fabbricato SSE

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	113 di 116

Di seguito si riporta la verifica di capacità portante per la combinazione più gravosa per la trave in direzione 1 (X) con N_{max} e M_{2max} :

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	114 di 116

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

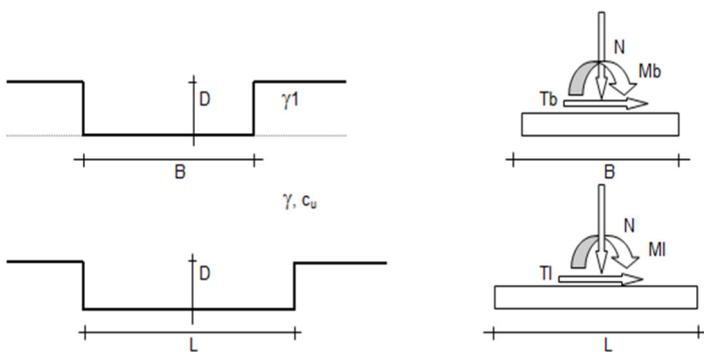
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_L/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

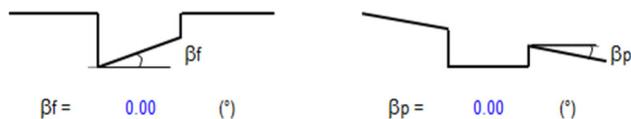
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	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	○	1.10	1.10	1.00	3.00	3.00



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 1.00 (m)
L = 18.40 (m)
D = 2.10 (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)

$\beta_p = 0.00$ (°)

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	115 di 116

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	0.00	1372.00	1372.00
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	736.00	736.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	174.00	174.00
H [kN]	0.00	174.00	174.00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.50 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.50 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 45.00 \quad (\text{kN/mq})$$

Valore di progetto

$$c_u = 45.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$e_L = 0.54 \quad (\text{m})$$

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

$$L^* = 17.33 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 40.95 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.50 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

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

$$s_c = 1.01$$

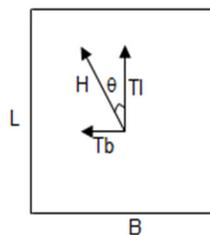
i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.95$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.05$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_I) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.05$$



(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e
m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

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

$$i_c = 0.95$$

RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO SSE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FA 06 00 001	A	116 di 116

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.45$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 364.80 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 79.18 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 121.6 \geq q = 79.18 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$Hd = 174.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$Sd = c_u B^* L^*$$

$$Sd = 779.72 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$Sd / \gamma_R = 259.91 \geq Hd = 174.00 \quad (\text{kN})$$