

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI – FIUMEFREDDO
ELABORATI GENERALI**

FABBRICATO CVE TIPO 1

FA00 - Relazione di calcolo fabbricato tecnologico

SCALA:

-

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

RS2S 00 D 78 CL FA0000 014 A

	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione	A. Ingletti	Dic. 2017	S. Bellomi	Dic. 2017	P. Carlesimo	Dic. 2017	D. Tiberti Dic. 2017
				L. Fanelli				

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Generale
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Paolo Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10878

File: RS2S00D78CLFA0000014A.doc

n. Elab.: 311

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2	DETTAGLI TECNICI.....	7
2.1	MODELLO STRUTTURALE	7
2.2	MATERIALI UTILIZZATI.....	8
2.2.1	<i>Calcestruzzo</i>	8
2.2.2	<i>Acciaio d'armatura in barre tonde ad aderenza migliorata</i>	10
2.2.3	<i>Durabilità strutturale delle opere in c.a.</i>	10
3	ANALISI DEI CARICHI	12
3.1	PESO PROPRIO STRUTTURE.....	12
3.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI.....	13
3.3	SOVRACCARICO ACCIDENTALE	13
3.4	AZIONE DELLA NEVE.....	14
3.5	AZIONE DEL VENTO.....	15
3.6	AZIONE SISMICA	17
3.7	SPINTA STATICA DELLE TERRE.....	23
3.8	SOVRASPINTA SISMICA	24
3.9	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	26
4	ANALISI DINAMICA MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA.....	29
4.1	ANALISI MODALE	29
5	DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI	33
6	CALCOLO DEL SOLAIO	37
6.1.1	<i>Verifica di resistenza</i>	40
6.1.2	<i>Verifica di deformabilità</i>	43

FABBRICATO CVE TIPO 1

Relazione di calcolo fabbricato tecnologico

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	00	D78CL	FA 00 00 014	A	3 di 85

7	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI - ELEVAZIONE.....	44
7.1	VERIFICA DI RESISTENZA DELLE TRAVI	48
7.1.1	Travata 30-31-32-33-34.....	48
7.2	VERIFICA DI RESISTENZA DEI PILASTRI.....	51
7.2.1	Pilastrata 26.....	51
8	CALCOLO STRUTTURA DI FONDAZIONE	53
8.1	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	53
8.2	VERIFICA DI RESISTENZA	54
8.2.1	Setto (sp.800mm).....	54
8.2.2	Setto (sp.500mm).....	62
8.2.3	Platea (sp.800mm).....	70
8.2.4	Verifica di portanza.....	78
9	VERIFICHE AL FUOCO.....	83
9.1	RESISTENZA AL FUOCO:TRAVI.....	83
9.2	RESISTENZA AL FUOCO:PILASTRI	84
9.3	RESISTENZA AL FUOCO:SOLAI.....	84
10	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI.....	85
11	INCIDENZA ARMATURE	85
12	CONCLUSIONI	85

1 INTRODUZIONE

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto l'analisi e le verifiche strutturali del fabbricato di tipo "CVE Tipo 1".

L'edificio è costituito da un interrato e un torrino fuori terra di areazione. La struttura interrata è costituita da setti perimetrali e pilastri in c.a. interni. Le travi di copertura "emergenti" hanno sezione 110cm x 80cm. Tutti i pilastri hanno sezione di base di 60cm x 60cm. I solai di copertura a campata continua sono tutti costituiti da solaio in lastre di predalles; lo spessore totale del solaio di copertura è di 44 cm e comprende 4 cm di caldana superiore.

La fondazione prevista è costituita da platea di fondazione dello spessore di 0.8m.

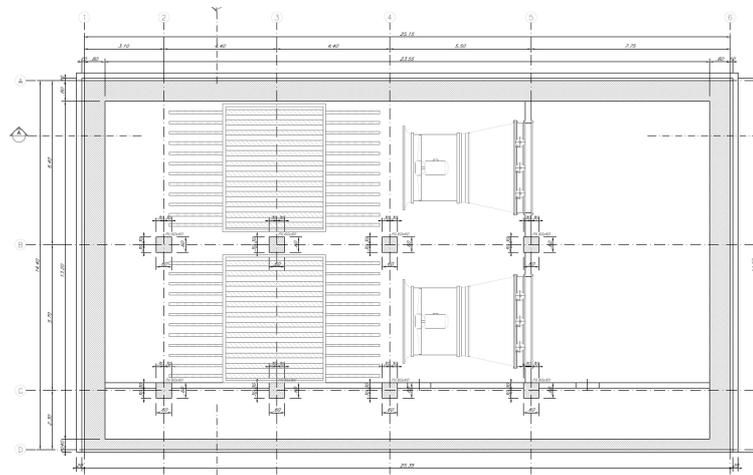


Figura 1-1. Carpenteria fondazioni.

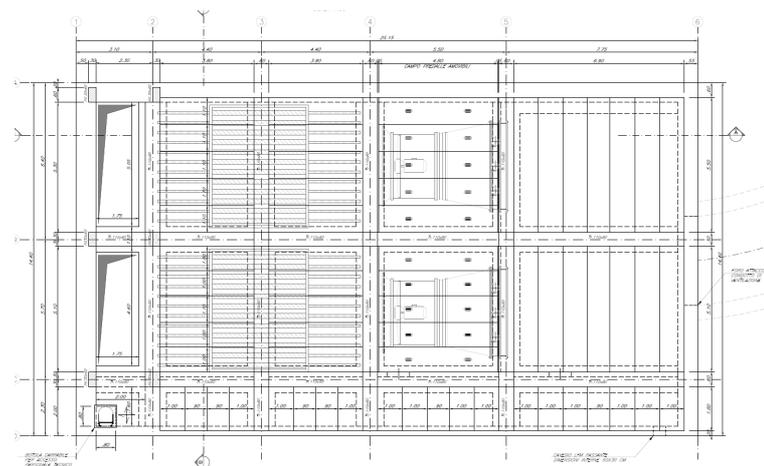
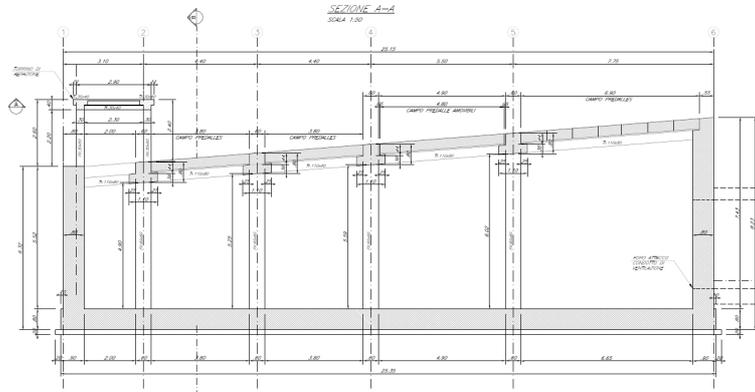
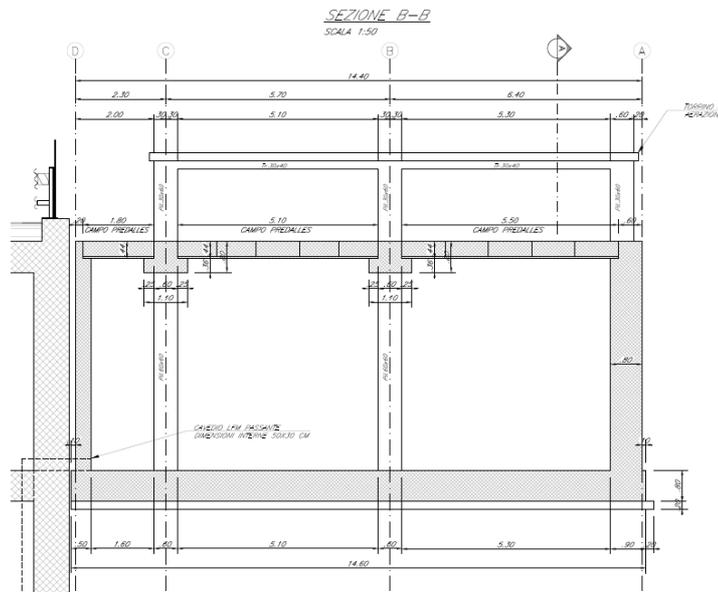


Figura 1-2. Carpenteria copertura.


Figura 1-3. Sezione A

Figura 1-4. Sezione B

Il progetto di ciascun tipologico verrà eseguito considerando l'azione sismica del sito geografico più gravoso.

Si evidenzia nella tabella sottostante il sito di riferimento per il progetto del tipologico CVE Tipo 1.

Tipologia	V_N [ar]	C_U	$V_R=V_N \cdot C_U$ [ar]	Latitudine	Longitudine	Alt. s.l.m. [m]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]	Cat. Sottosu	Cat. Topograf
CVE-1	75	1.5	112.5	37.862042	15.293015	67.00	0.302	2.499	0.365	C	T1
CVE-1	75	1.5	112.5	37.866856	15.294036	125.00	0.305	2.494	0.365	C	T2
CVE-1	75	1.5	112.5	38.011209	15.422168	41.00	0.347	2.459	0.382	C	T1

	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO PER IL PROGETTO DEFINITIVO DEI FABBRICATI TIPOLOGICI – Giampileri - Fiumefreddo FABBRICATO CVE TIPO 1					
FABBRICATO CVE TIPO 1 Relazione di calcolo fabbricato tecnologico	COMMESSA RS2S	LOTTO 00	CODIFICA D78CL	DOCUMENTO FA 00 00 014	REV. A	FOGLIO 6 di 85

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

- Rif. [1] “Istruzione per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari” (rif. RFI-DTC-ICI-PO-SP-INF-001-A);
- Rif. [2] - Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008);
- Rif. [3] - Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l’Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- Rif. [4] - Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 . Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- Rif. [5] - Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 21/10/2003;
- Rif. [6] - Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Rif. [7] - UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici;
- Rif. [8] - UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni,prestazioni,produzione e conformità;
- Rif. [9] - UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno.

2 DETTAGLI TECNICI

2.1 MODELLO STRUTTURALE

L'analisi della struttura in esame è stata effettuata attraverso una modellazione agli elementi finiti.

La struttura è stata modellata con un modello numerico nelle tre dimensioni nello spazio, il sistema di riferimento assunto prevede una terna destrorsa il cui asse X è orientato in direzione nord e l'asse Z verticale positivo verso l'alto.

Il modello prevede un piano interrato e uno fuori terra. Travi e pilastri sono stati simulati con elementi *beam*, i solai e le pareti mediante elementi *shell*. Questi ultimi, in accordo con le tessiture dei solai, sono stati utilizzati per la ripartizione dei carichi sulle travi mediante l'opzione *uniform loads to frame (one-way distribution)*.

Agli elementi in c.a. ai fini delle verifiche sismiche è stata assegnata la rigidezza fessurata, abbattendo le rigidzze flessionali mediante assegnazione di *stiffner modifiers*.

Le fondazioni sono modellate con elementi *shell* suolo elastico alla Winkler, attraverso l'introduzione di molle verticali. La traslazione orizzontale è stata bloccata mediante *restraint* nei nodi alla base della platea.

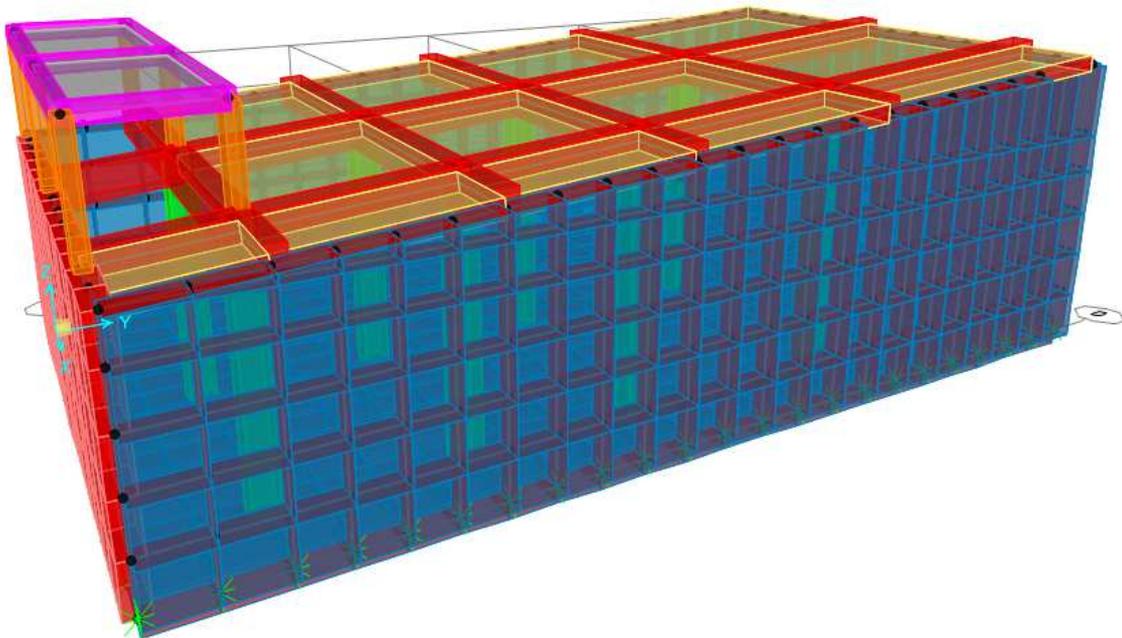


Figura 2-1. Vista estrusa del modello 3D

2.2 MATERIALI UTILIZZATI

2.2.1 Calcestruzzo

Si riportano di seguito due tabelle riepilogative del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato per i diversi elementi strutturali:

	Solaio in lastre predalles	Struttura in elevazione	Fondazioni
Classe di resistenza	C28/35	C28/35	C28/35
Classe di esposizione	XC3	XC3	XC2
Condizioni ambientali	ordinarie	ordinarie	ordinarie
Rapporto acqua/cemento		0,55	0,55

		Solaio in lastre predalles	Struttura in elevazione	Fondazioni
R_{ck}	(N/mm ²)	35	35	35
f_{ck}	(N/mm ²)	29	29	29
f_{cm}	(N/mm ²)	37	37	37
α_{cc}	(-)	0,85	0,85	0,85
γ_c	(-)	1,5	1,5	1,5
f_{cd}	(N/mm ²)	16.46	16.46	16.46
f_{ctm}	(N/mm ²)	2.80	2.80	2.80
E_c	(N/mm ²)	32588	32588	32588

Dove:

R_{ck} = Resistenza cubica caratteristica a compressione

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ = Resistenza cilindrica caratteristica

$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (N/mm²) = Resistenza cilindrica media a compressione

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

$\gamma_c = 1.5$; viene ridotto a 1.4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%.

$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$ = Resistenza di calcolo a compressione

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

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

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

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

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

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

Coefficiente di Poisson:

Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC2008, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).

Coefficiente di dilatazione termica:

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valore medio pari a $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (NTC2008 – 11.2.10.5).

2.2.2 Acciaio d'armatura in barre tonde ad aderenza migliorata

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC2008, per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

Resistenza a trazione – compressione:

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

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

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

dove:

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

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

2.2.3 Durabilità strutturale delle opere in c.a.

La durabilità di un'opera dipende dalle condizioni ambientali e dalle azioni di tipo chimico-fisiche che possono interessare gli elementi strutturali nell'arco della vita utile della struttura. Tali azioni, non prese in conto nell'analisi strutturale, richiedono un'opportuna scelta del materiale strutturale ed adeguate disposizioni costruttive.

Il requisito di durabilità si ritiene soddisfatto quando la struttura, per il periodo di vita previsto, è in grado di assolvere le sue funzioni senza limitazioni d'uso essendo soggetta solo a manutenzione ordinaria.

Per ottenere strutture durabili la EN 206-1:2006 richiede che siano soddisfatti i seguenti criteri per i componenti realizzati in c.a.:

- classificazione degli elementi strutturali in idonee classi di esposizione;
- impiego di calcestruzzo di adeguata composizione;
- protezione dell'armatura metallica

Le condizioni ambientali prevalenti degli elementi strutturali, le tipologie di calcestruzzi ed i copri ferri minimi adottati, sono riportate nella seguente tabella:

	Campi di Impiego	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206)	Rapporto a/c max (UNI EN 206)	Classe di resistenza minima $C(f_{ck}/R_{ck})_{min}$	Classe di consistenza	Tipo di cemento	Copriferro mm (*)
1	- Impalcati in c.a. ordinari - Solette in c.a. gettate in opera in elevazione - Predalles con funzioni strutturali	XC3	0.55	C28/35	S4-S5	CEM I,II,III,IV,V	25
2	- Strutture in c.a. in elevazione	XC3	0.55	C28/35	S3-S4	CEM I,II,III,IV,V	30
3	- Solettoni e solette di fondazione - Fondazioni plinti e cordoli di collegamento - Setti interrati in c.a.	XC2	0.60	C25/30	S3-S4	CEM III,IV,V	40
4	- Magrone di riempimento e livellamento	X0	--	C12/15	--	CEM I,II,III,IV,V	--

Secondo le prescrizioni delle NTC 2008, Tab. 4.1.III

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

Per le classi XC2 e XC3 ricadiamo in condizioni ordinarie.

Scelta degli stati limite di fessurazione secondo la Tab. 4.1.IV delle NTC 2008

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
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	$\leq w_1$

Avendo armature poco sensibili abbiamo:

Limite di apertura delle fessure per Combinazione di azioni frequente $\leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$

Limite di apertura delle fessure per Combinazione di azioni quasi perm. $\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

3 ANALISI DEI CARICHI

Come prescritto dalle NTC2008, sono state considerate agenti sulla struttura le seguenti condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche dei singoli elementi strutturali:

- peso proprio strutture;
- carichi permanenti non strutturali;
- sovraccarico variabile;
- azione sismica;
- azione del vento;
- azione della neve;
- spinta delle terre;

3.1 PESO PROPRIO STRUTTURE

Solaio di copertura

I solai di copertura a campata continua sono tutti costituiti da solaio in lastre di predalles; lo spessore totale del solaio di copertura è di 44 cm e comprende 4 cm di caldana superiore.

Peso totale a metro quadrato = 11,0 kN/m²

Torrino

Il solaio del torrino è costituito da solaio in lastre di predalles; lo spessore totale del solaio di copertura è di 24 cm e comprende 4 cm di caldana superiore, 16 cm di alleggerimento e 4 cm di pannello di predalle inferiore.

Peso totale a metro quadrato = 3,35 kN/m²

Struttura principale in c.a.

Il peso proprio degli elementi strutturali viene calcolato automaticamente dal programma considerando il peso specifico del cemento armato pari a :

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

3.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

- Carichi permanenti non strutturali agenti in copertura

COPERTURA - H5					
n°	Descrizione	Spessore [mm]	Densità [kN/m ³]	Carico [kN/m ²]	Note
1	47x47x40mm Quadrotti in CLS	30.0	25.0	0.8	
2	Massetto delle pendenze - (alleggerito)	100.0	14.0	1.4	
3	2 Strati guaina impermeabilizzante			0.2	
4	Isolante	20.0	0.1	0.1	
5	Intonaco intradosso	20.0	20.0	0.4	
Totale carico copertura				2.80	

- Carichi agenti in fondazione

Il sovraccarico che insiste sulla platea controterra è pari a:

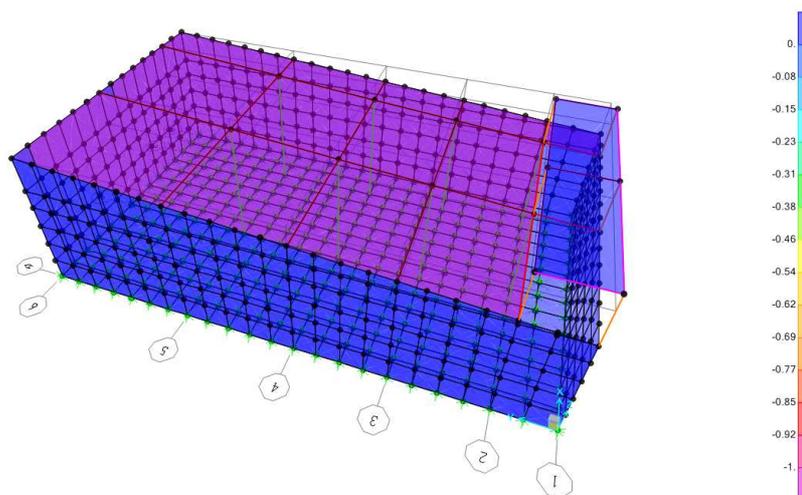
Ventilatori: 60,00 kN

Silenziatori: 2,50 kN/m²

3.3 SOVRACCARICO ACCIDENTALE

- Carichi variabili agenti in copertura

Il sovraccarico assunto per la copertura è pari a 20,00 kN/m².



Nell'immagine è mostrata la scala cromatica che rappresenta il carico applicato (unitario).

3.4 AZIONE DELLA NEVE

Le azioni della neve sono definite secondo il capitolo 3.4 delle NTC2008.

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

<input type="checkbox"/>	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
<input type="checkbox"/>	Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
<input type="checkbox"/>	Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
<input checked="" type="checkbox"/>	Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia, Tempio, Oristano, Palermo, Ptsa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terri, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

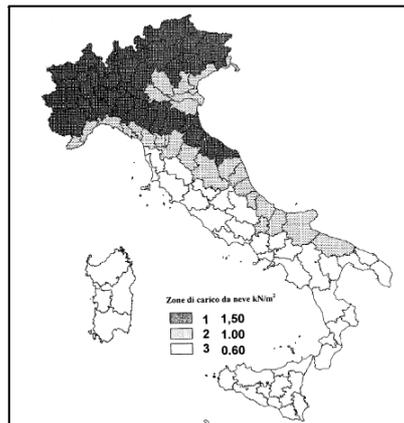
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$
 μ (coefficiente di forma)
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	125
q_{sk} (val. caract. della neve al suolo [kN/mq])	0.60

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.



Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

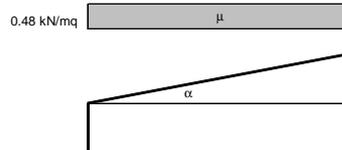
Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	0.60
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

μ	0.8
-------	-----



3.5 AZIONE DEL VENTO

Le azioni del vento sono definite secondo il capitolo 3.3 delle NTC2008.

Pressione del vento:

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

4) Sicilia e provincia di Reggio Calabria

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
4	28	500	0.02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])	125		
T_R (Tempo di ritorno)	75		
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_s (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])	28.000		
α_R (T_R)	1.02346		
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_{Rb}$ [m/s]	28.657		

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)
c_d (coefficiente dinamico)



Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

q_b [N/mq]	513.26
--------------	--------

Coefficiente di forma

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

Coefficiente dinamico

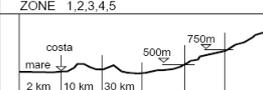
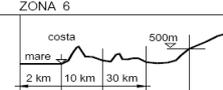
Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 20 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

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

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5	ZONA 6	ZONE 7,8	ZONA 9																																																																																
 <table border="1"> <tr><td>A</td><td>--</td><td>IV</td><td>IV</td><td>V</td><td>V</td><td>V</td></tr> <tr><td>B</td><td>--</td><td>III</td><td>III</td><td>IV</td><td>IV</td><td>IV</td></tr> <tr><td>C</td><td>--</td><td>*</td><td>III</td><td>III</td><td>IV</td><td>IV</td></tr> <tr><td>D</td><td>I</td><td>II</td><td>II</td><td>II</td><td>III</td><td>**</td></tr> </table> <p>* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1</p>	A	--	IV	IV	V	V	V	B	--	III	III	IV	IV	IV	C	--	*	III	III	IV	IV	D	I	II	II	II	III	**	 <table border="1"> <tr><td>A</td><td>--</td><td>III</td><td>IV</td><td>V</td><td>V</td></tr> <tr><td>B</td><td>--</td><td>II</td><td>III</td><td>IV</td><td>IV</td></tr> <tr><td>C</td><td>--</td><td>II</td><td>III</td><td>III</td><td>IV</td></tr> <tr><td>D</td><td>I</td><td>I</td><td>II</td><td>II</td><td>III</td></tr> </table>	A	--	III	IV	V	V	B	--	II	III	IV	IV	C	--	II	III	III	IV	D	I	I	II	II	III	 <table border="1"> <tr><td>A</td><td>--</td><td>--</td><td>IV</td></tr> <tr><td>B</td><td>--</td><td>--</td><td>IV</td></tr> <tr><td>C</td><td>--</td><td>--</td><td>III</td></tr> <tr><td>D</td><td>I</td><td>II</td><td>*</td></tr> </table> <p>* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7</p>	A	--	--	IV	B	--	--	IV	C	--	--	III	D	I	II	*	 <table border="1"> <tr><td>A</td><td>--</td><td>I</td></tr> <tr><td>B</td><td>--</td><td>I</td></tr> <tr><td>C</td><td>--</td><td>I</td></tr> <tr><td>D</td><td>I</td><td>I</td></tr> </table>	A	--	I	B	--	I	C	--	I	D	I	I
A	--	IV	IV	V	V	V																																																																													
B	--	III	III	IV	IV	IV																																																																													
C	--	*	III	III	IV	IV																																																																													
D	I	II	II	II	III	**																																																																													
A	--	III	IV	V	V																																																																														
B	--	II	III	IV	IV																																																																														
C	--	II	III	III	IV																																																																														
D	I	I	II	II	III																																																																														
A	--	--	IV																																																																																
B	--	--	IV																																																																																
C	--	--	III																																																																																
D	I	II	*																																																																																
A	--	I																																																																																	
B	--	I																																																																																	
C	--	I																																																																																	
D	I	I																																																																																	

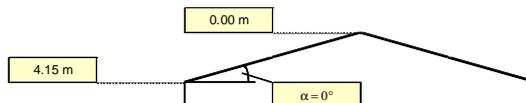
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
4	D	125

$$c_{e1}(z) = k_r^2 \cdot c_{e1} \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_{e1} \cdot \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{min}$$

$$c_{e1}(z) = c_{e1}(z_{min}) \text{ per } z < z_{min}$$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
I	0.17	0.01	2	1

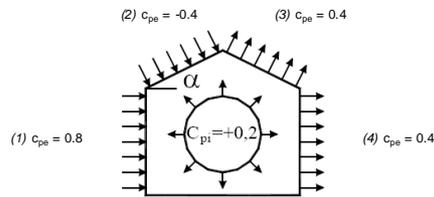
z [m]	c_e
$z \leq 2$	1.883
$z = 4.15$	2.270
$z = 0$	1.883



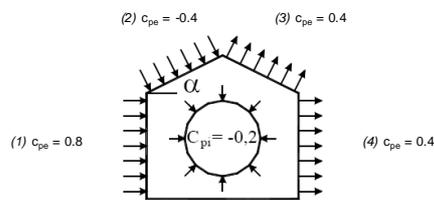
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	0.932
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.40	-0.387
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.387
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.466

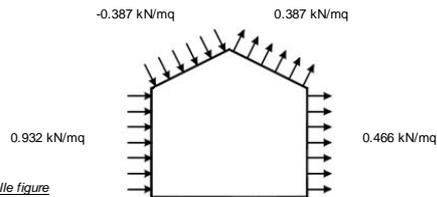


(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	0.932
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.40	-0.387
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.387
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.466



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0.932
(2)	-0.387
(3)	0.387
(4)	0.466



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

3.6 AZIONE SISMICA

In questo paragrafo si riporta il calcolo dell'azione sismica secondo le modalità previste dalle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14 gennaio 2008".

In base alla collocazione geografica del sito più gravoso si ritrovano i seguenti valori della griglia dei dati sismici:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE:
LATITUDINE:

Ricerca per comune
 REGIONE:
PROVINCIA:
COMUNE:

Elaborazioni grafiche

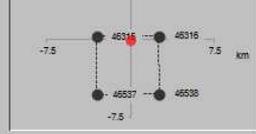
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

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

Interpolazione:

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

Ed i relativi parametri caratteristici:

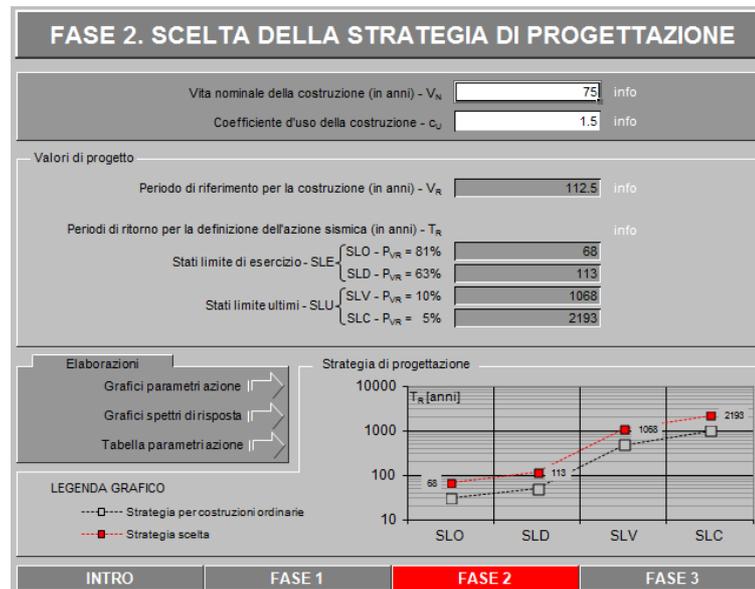
T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.066	2.493	0.259
50	0.083	2.463	0.278
72	0.098	2.438	0.289
101	0.114	2.417	0.301
140	0.132	2.421	0.309
201	0.154	2.429	0.319
475	0.221	2.469	0.342
975	0.295	2.493	0.362
2475	0.422	2.506	0.393

In merito alla scelta della vita nominale il progetto realizza uffici direzionali di Trenitalia e pertanto colloca le opere all'interno del seguente tipo di costruzione:

- **Opere ordinarie** $V_N \geq 75$ anni

In merito alla scelta della classe d'uso gli edifici si collocano in costruzioni con normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e in assenza di funzioni pubbliche e sociali essenziali, e pertanto:

- **Costruzioni con normali affollamenti** **CLASSE d'uso III** $C_u = 1.5$



Anche le normative ferroviarie specifiche non prevedono particolari prescrizioni per questo tipo di costruzioni e destinazione d'uso.

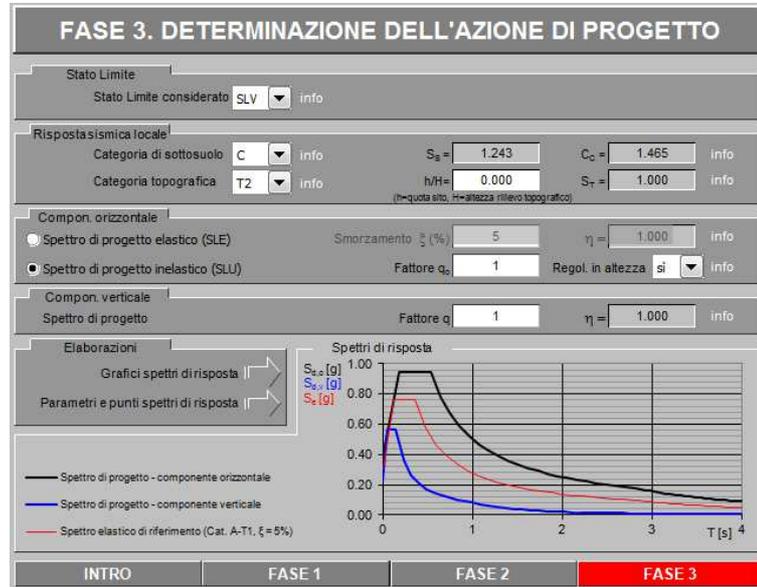
Di seguito i parametri dell'azione sismica differenziata per i vari Stati Limite.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	68	0.096	2.442	0.287
SLD	113	0.120	2.419	0.304
SLV	1068	0.305	2.494	0.365
SLC	2193	0.403	2.505	0.389

Si considera il terreno di fondazione all'interno della classe di sottosuolo di tipo C.

Si collocano il sito nella categoria topografica T2.

Seguono gli spettri in SLV:


 Di seguito si riporta a titolo di esempio lo **spettro di progetto** per lo **Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV** relativamente alle componenti **orizzontali**, con coefficiente di smorzamento strutturale canonico pari al 5%.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limSLV Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.305 g
F_a	2.494
T_a	0.365 s
S_a	1.243
C_c	1.465
S_r	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.243
η	1.000
T_B	0.178 s
T_C	0.534 s
T_D	2.821 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_a, S_r \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (\beta - \xi)} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_a / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_a \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4 \cdot 0.2 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

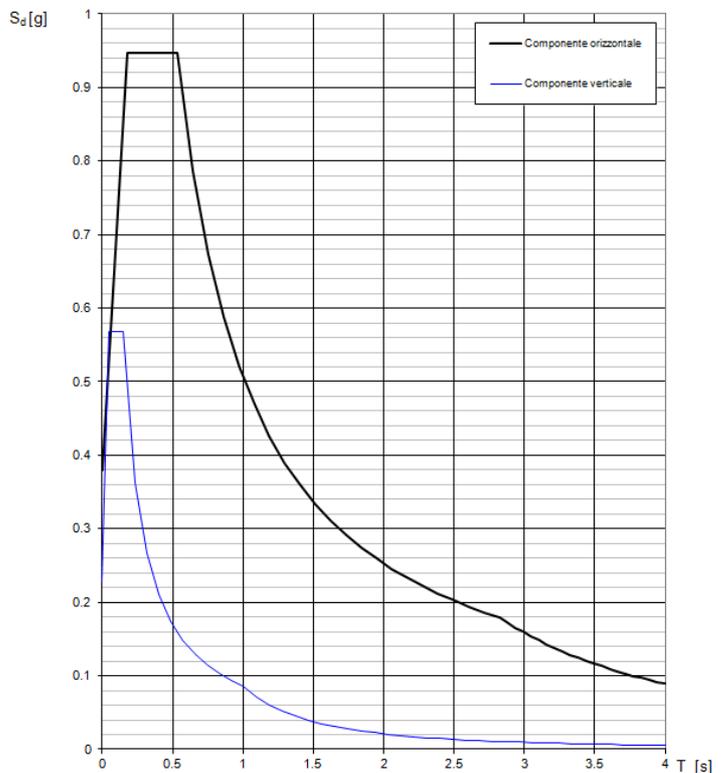
$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

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

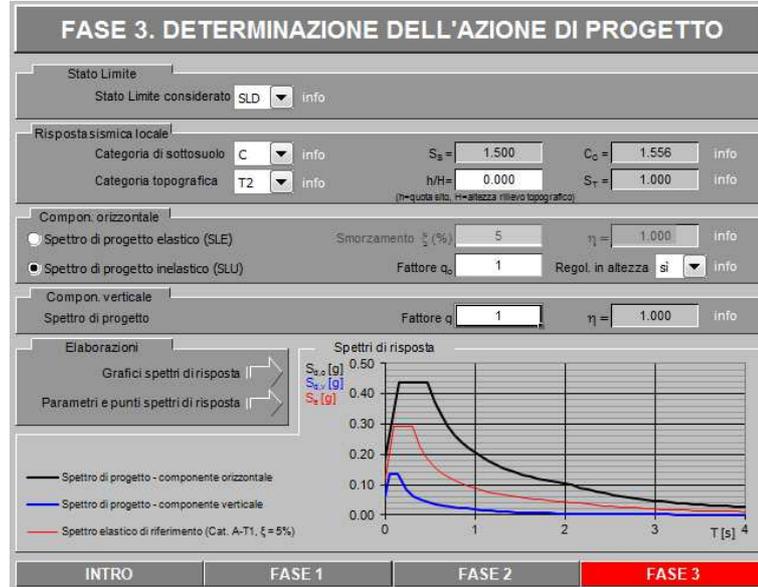
 Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_d [g]
0.000	0.379
0.178	0.947
0.534	0.947
0.643	0.786
0.752	0.672
0.861	0.587
0.970	0.521
1.079	0.469
1.188	0.426
1.296	0.390
1.405	0.360
1.514	0.334
1.623	0.312
1.732	0.292
1.841	0.275
1.950	0.259
2.059	0.246
2.168	0.233
2.277	0.222
2.385	0.212
2.494	0.203
2.603	0.194
2.712	0.186
2.821	0.179
2.877	0.172
2.933	0.166
2.989	0.160
3.046	0.154
3.102	0.148
3.158	0.143
3.214	0.138
3.270	0.133
3.326	0.129
3.382	0.125
3.439	0.121
3.495	0.117
3.551	0.113
3.607	0.110
3.663	0.106
3.719	0.103
3.775	0.100
3.832	0.097
3.888	0.094
3.944	0.092
4.000	0.089



Seguono gli spettri in SLD:


 Di seguito si riporta a titolo di esempio lo **spettro elastico** per lo **Stato Limite di salvaguardia della Vita SLD** relativamente alle componenti **orizzontali**, con coefficiente di smorzamento strutturale canonico pari al 5%.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLD Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLD
a_g	0.120 g
F_a	2.439
T_a	0.304 s
S_a	1.500
C_d	1.556
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.500
η	1.000
T_B	0.157 s
T_C	0.472 s
T_D	2.081 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_a \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (S + 1)} \geq 0.55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_d \cdot T_a \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4 \cdot 0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$$

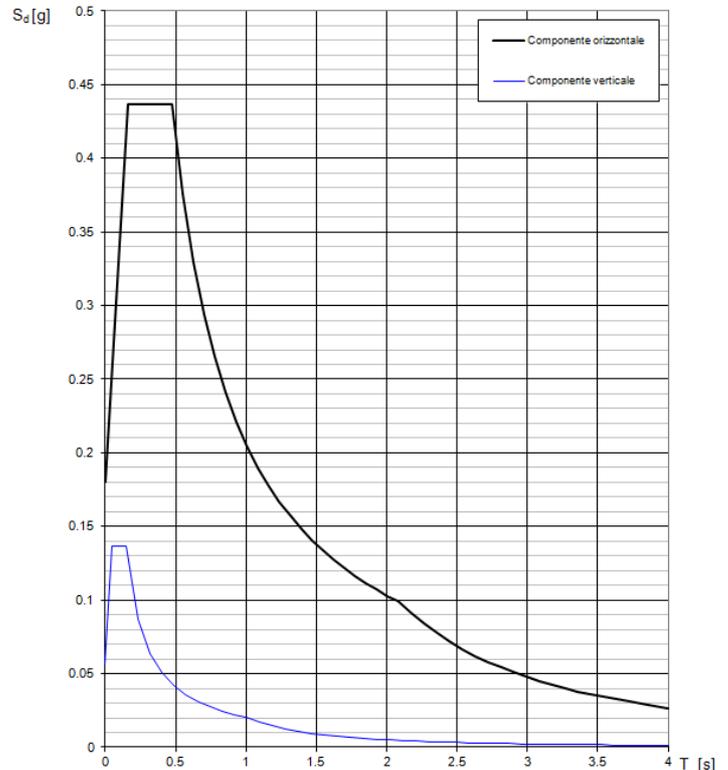
$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

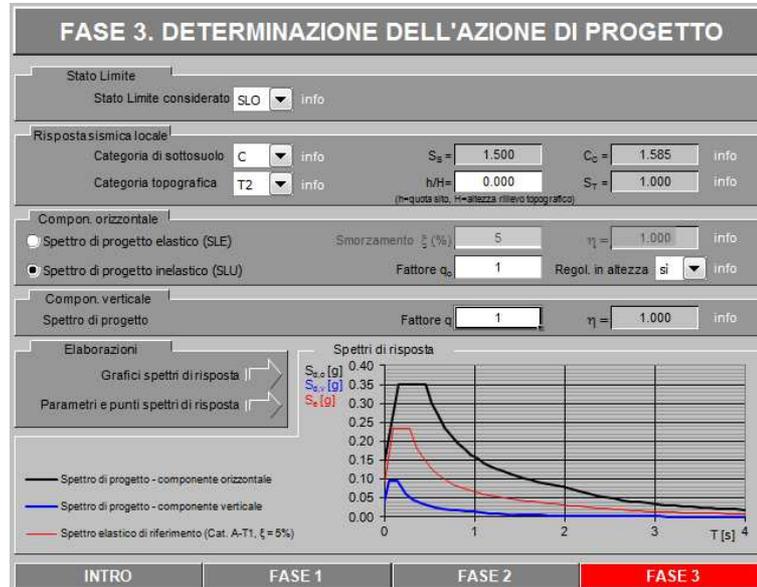
 Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_d(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S _d [g]
0.000	0.181
0.157	0.437
0.472	0.437
0.549	0.376
0.626	0.330
0.702	0.294
0.779	0.265
0.856	0.241
0.932	0.221
1.009	0.204
1.085	0.190
1.162	0.178
1.239	0.167
1.315	0.157
1.392	0.148
1.468	0.140
1.545	0.134
1.622	0.127
1.698	0.121
1.775	0.116
1.852	0.111
1.928	0.107
2.005	0.103
2.081	0.099
2.173	0.091
2.264	0.084
2.355	0.077
2.447	0.072
2.538	0.067
2.630	0.062
2.721	0.058
2.812	0.054
2.904	0.051
2.995	0.048
3.086	0.045
3.178	0.043
3.269	0.040
3.360	0.038
3.452	0.036
3.543	0.034
3.635	0.033
3.726	0.031
3.817	0.029
3.909	0.028
4.000	0.027



Seguono gli spettri in SLO:


 Di seguito si riporta a titolo di esempio lo **spettro elastico** per lo **Stato Limite di salvaguardia della Vita SLO** relativamente alle componenti **orizzontali**, con coefficiente di smorzamento strutturale canonico pari al 5%.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limSLO Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLO

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLO
a ₀	0.096 g
F ₀	2.442
T ₀	0.287 s
S ₀	1.500
C ₀	1.585
S ₁	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.500
η	1.000
T _a	0.152 s
T _b	0.455 s
T _c	1.982 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_1, S_2 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (S - \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_a = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_b = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_c = 4,0 \cdot a_0 / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_a \quad S_d(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_a} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_a} \right) \right]$$

$$T_a \leq T < T_b \quad S_d(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

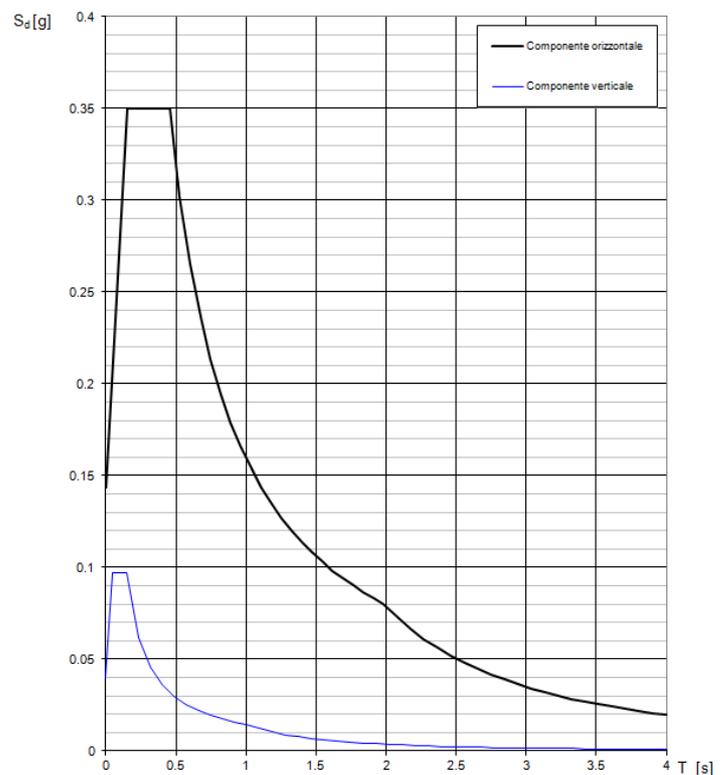
$$T_c \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T} \right)$$

 Lo spettro di progetto S_d(T) per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico S_e(T) sostituendo η con 1/q, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S _e [g]
0.000	0.143
0.152	0.350
0.455	0.350
0.528	0.302
0.600	0.265
0.673	0.237
0.746	0.213
0.819	0.194
0.891	0.179
0.964	0.165
1.037	0.154
1.109	0.143
1.182	0.135
1.255	0.127
1.328	0.120
1.400	0.114
1.473	0.108
1.546	0.103
1.619	0.098
1.691	0.094
1.764	0.090
1.837	0.087
1.909	0.083
1.982	0.080
2.078	0.073
2.174	0.067
2.270	0.061
2.367	0.056
2.463	0.052
2.559	0.048
2.655	0.045
2.751	0.042
2.847	0.039
2.943	0.036
3.039	0.034
3.135	0.032
3.231	0.030
3.327	0.029
3.423	0.027
3.520	0.025
3.616	0.024
3.712	0.023
3.808	0.022
3.904	0.021
4.000	0.020



FABBRICATO CVE TIPO 1
Relazione di calcolo fabbricato tecnologico

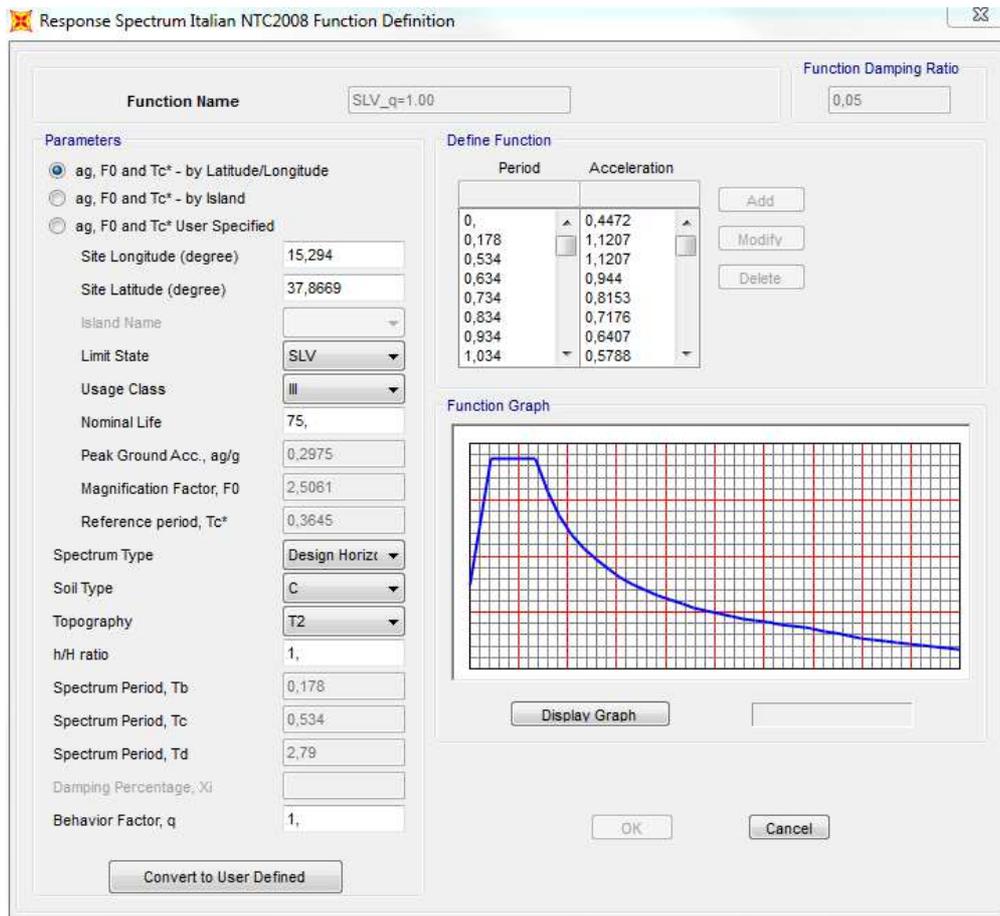
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	00	D78CL	FA 00 00 014	A	22 di 85

Calcolo del fattore di struttura

Il valore del fattore di struttura utilizzato è:

$$q = 1.0$$

Tale valore viene inserito direttamente nel SAP 2000, come si evince nell'immagine riportata di seguito:



Function Name: SLV_q=1.00

Function Damping Ratio: 0,05

Parameters:

- ag, F0 and Tc* - by Latitude/Longitude
- ag, F0 and Tc* - by Island
- ag, F0 and Tc* User Specified

Site Longitude (degree): 15,294
Site Latitude (degree): 37,8669
Island Name:
Limit State: SLV
Usage Class: III
Nominal Life: 75,
Peak Ground Acc., ag/g: 0,2975
Magnification Factor, F0: 2,5081
Reference period, Tc*: 0,3645
Spectrum Type: Design Horiz
Soil Type: C
Topography: T2
h/H ratio: 1,
Spectrum Period, Tb: 0,178
Spectrum Period, Tc: 0,534
Spectrum Period, Td: 2,79
Damping Percentage, Xi:
Behavior Factor, q: 1,
Convert to User Defined

Define Function:

Period	Acceleration
0,	0,4472
0,178	1,1207
0,534	1,1207
0,634	0,944
0,734	0,8153
0,834	0,7176
0,934	0,6407
1,034	0,5788

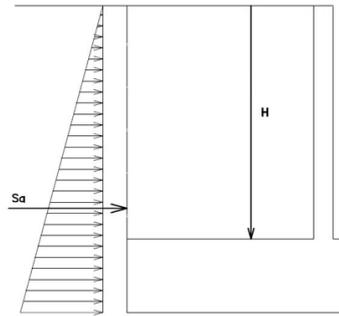
Function Graph:

Display Graph

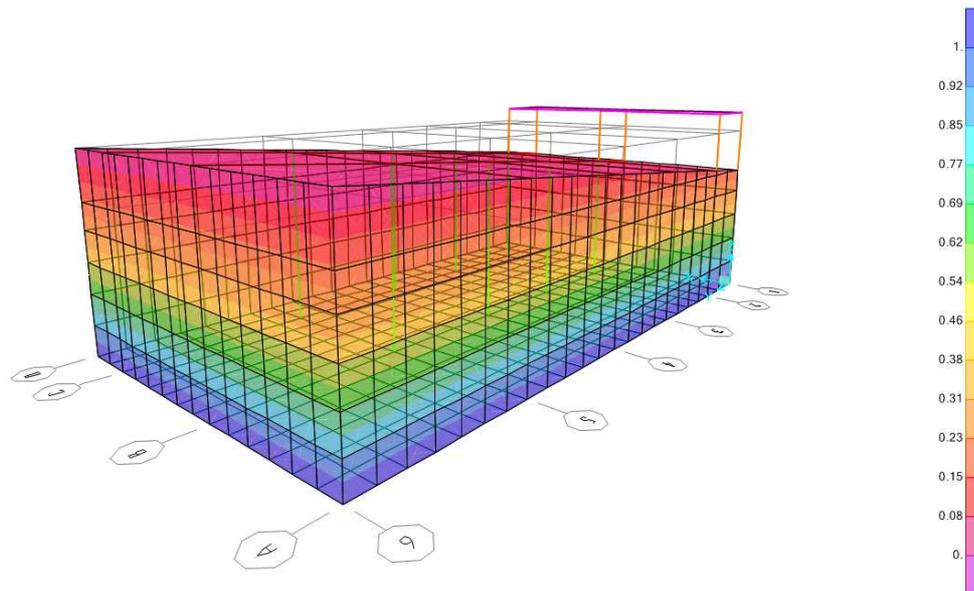
OK Cancel

3.7 SPINTA STATICA DELLE TERRE

Le spinte del terreno sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a $S=1/2 \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot H^2$, applicata ad 1/3 dal basso.



Si deve notare che essendo presente un piano interrato e una fondazione su platea, la struttura è impedita di traslare rispetto al terreno. La spinta sia in condizioni di esercizio che in condizioni sismiche viene calcolata con il coefficiente di spinta in quiete k_0 e non con il coefficiente di spinta attiva k_a .



$$k_0 = 1 - \tan^2(35^\circ) = 0.426$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/mc}$$

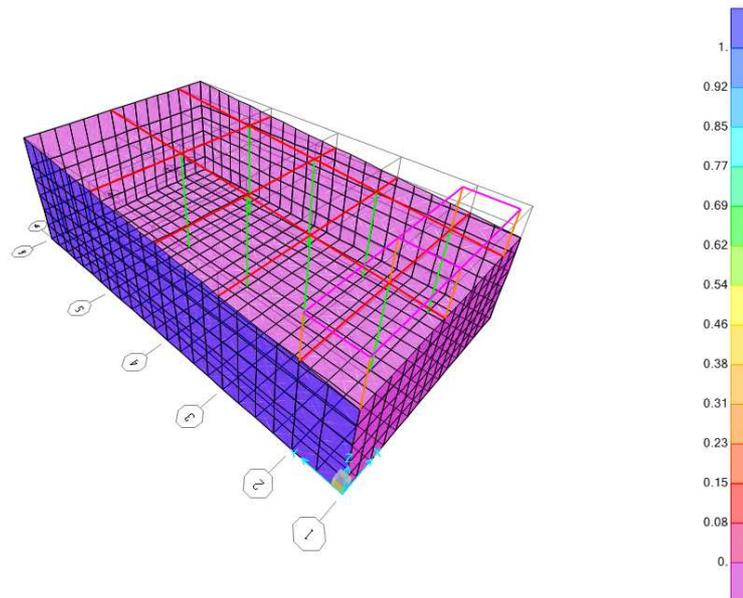
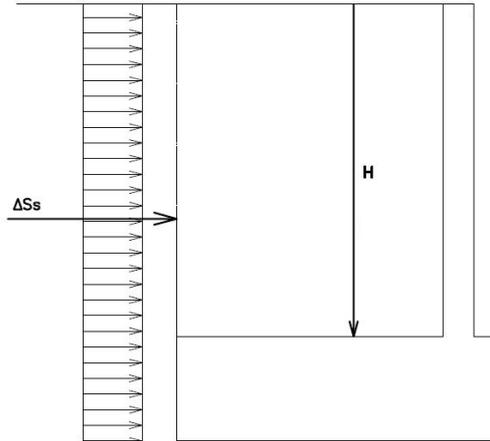
$$h = 4.65 \text{ m}$$

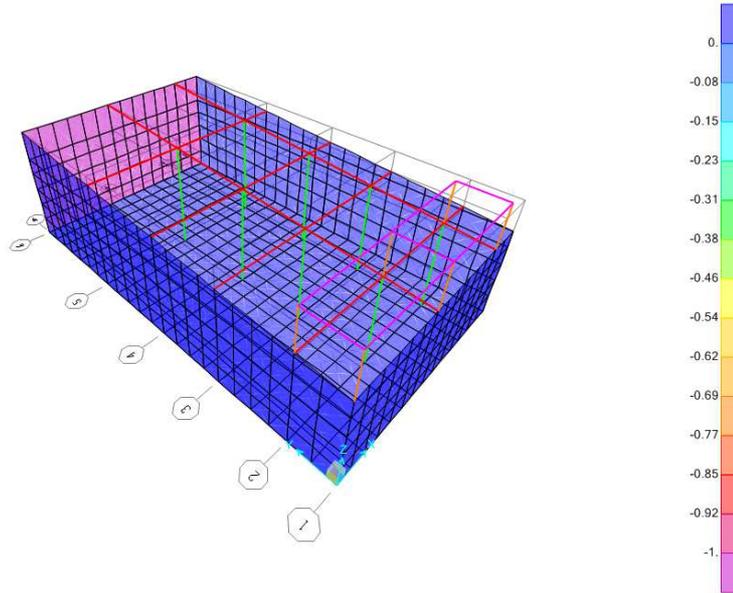
Nell'immagine è mostrata la scala cromatica che rappresenta la spinta triangolare del terreno (unitaria); segue il moltiplicatore:

$$0.426 \times 19 \times 7.57 = 61.33 \text{ kN/mq}$$

3.8 SOVRASPINTA SISMICA

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovraspinta sismica può essere calcolata con la teoria di Wood, risultando in un valore di spinta al metro pari a $\Delta S_{ac} = a_{max}/g \cdot \gamma \cdot H^2$, da applicare ad una quota pari ad $H/2$ nel caso di muro impedito di traslare.





Nell'immagine è mostrata la scala cromatica che rappresenta la sovraspinta sismica uniforme del terreno (unitaria); segue il moltiplicatore:

Sisma orizzontale

Stato limite

Vita nominale

Classe d'uso

accelerazione orizzontale

amplificazione spettrale

Categoria sottosuolo

Coeff. Amplificazione stratigrafica

Coeff. Amplificazione topografica

Coefficiente S

accelerazione orizzontale max

Salvaguardia della vita - SLU -
 V_r
 C_u
 a_g/g
 F_o

A, B, C, D, E
 S_s
 S_t
 $S = S_s \cdot S_t$
 $a_{max}/g = a_g/g \cdot S$

SLV
 75 anni
 III
 0.329
 2.4706
 C
 1.212
 1.2
 1.455
 0.479

Spinta del terreno in fase sismica

Coefficiente sismico orizzontale

Coefficiente sismico verticale

Risultante della spinta sismica

Pressione risultante

$k_h = a_{max}/g$
 $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$

$\Delta S_E = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot (H_{int} + S_s + S_f)^2$
 $\Delta p_E = \Delta S_E / H$

0.479
 0.239
 521.1 kN/m
 68.8 kN/m²

	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO PER IL PROGETTO DEFINITIVO DEI FABBRICATI TIPOLOGICI – Giampilieri - Fiumefreddo FABBRICATO CVE TIPO 1					
	FABBRICATO CVE TIPO 1 Relazione di calcolo fabbricato tecnologico	COMMESSA RS2S	LOTTO 00	CODIFICA D78CL	DOCUMENTO FA 00 00 014	REV. A

3.9 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le azioni caratteristiche (carichi, distorsioni, variazioni termiche, ecc.) devono essere definite in accordo con quanto indicato nel capitolo 2 della Normativa. Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo le seguenti formule di correlazione:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) connessi con l'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Categoria/Azione variabile		ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale		0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici		0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento		0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale		0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale		1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)		0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)		0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture		0,0	0,0	0,0
Vento		0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)		0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)		0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche		0,6	0,5	0,0

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{G2}	1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{Qi}	1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Figura 2. Tabelle 2.5.I e 2.6.I estratte dalle NTC08.

Dove:

DEAD	→	Peso proprio elementi strutturali
G1k	→	Carichi permanenti strutturali caratteristici
G2k	→	Carichi permanenti non strutturali caratteristici
G2k_M	→	Carichi permanenti non strutturali caratteristici
Qk	→	Carichi accidentali caratteristici (copertura)
Qk_2	→	Carichi accidentali caratteristici (piano terra)
Vx	→	Azione del vento in direzione X
Vy	→	Azione del vento in direzione Y
Neve	→	Azione della neve in copertura
G3_T	→	Spinta della terra
$\Delta G3_{Tx}$	→	Sovreaspinta sismica Dir X
$\Delta G3_{Ty}$	→	Sovreaspinta sismica Dir Y
SLV-Ex_q=1.00	→	Spettro elastico SLV in direzione X
SLV-Ey_q=1.00	→	Spettro elastico SLV in direzione Y
SLV-Ex	→	Spettro di progetto SLV in direzione X
SLV-Ey	→	Spettro di progetto SLV in direzione Y
SLD-Ex	→	Spettro elastico SLD in direzione X
SLD-Ey	→	Spettro elastico SLD in direzione Y
SLD-Ex_n=0.67	→	Spettro elastico SLD in direzione X - con $\eta=2/3$
SLD-Ey_n=0.67	→	Spettro elastico SLD in direzione Y - con $\eta=2/3$
SLO-Ex	→	Spettro elastico SLO in direzione X
SLO-Ey	→	Spettro elastico SLO in direzione Y

Le azioni e le resistenze di calcolo sono state ottenute considerando:

- APPROCCIO 1: A1+M1+R1, per le verifiche strutturali;
- APPROCCIO 2: A1+M1+R3, per le verifiche geotecniche.

4 ANALISI DINAMICA MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA

Per il calcolo è stato impiegato il programma di calcolo agli elementi finiti SAP 2000 v.19.

4.1 ANALISI MODALE

La tabella riporta una sintesi dei risultati dell'analisi modale. I modi considerati per le verifiche sono quelli con massa partecipante significativa. Come da normativa, si è ritenuto 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 risulti superiore all'85%. Seguono alcune immagini rappresentative del modello di calcolo:

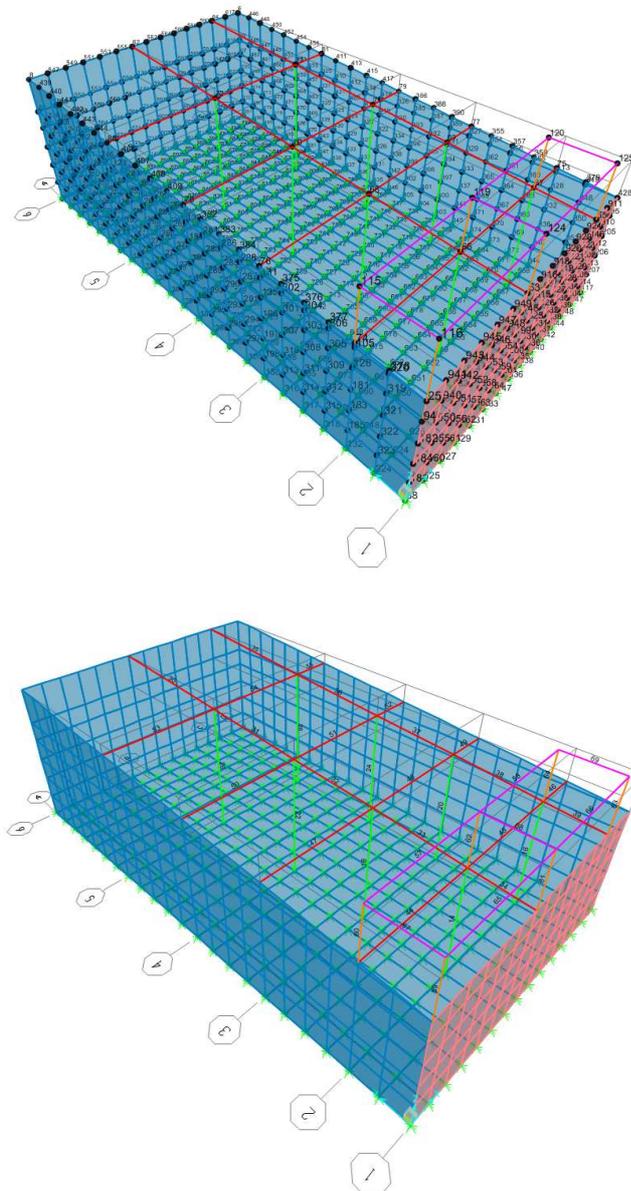


Figura 4-1 Modello di calcolo – Numerazione aste e nodi

FABBRICATO CVE TIPO 1
 Relazione di calcolo fabbricato tecnologico

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	00	D78CL	FA 00 00 014	A	30 di 85

Si riportano di seguito i periodi ed i modi di vibrare considerati significativi nell'analisi modale con la percentuale di massa partecipante a ciascun modo.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.300345	41%	0%	0%
MODAL	Mode	2	0.233474	0%	21%	0%
MODAL	Mode	3	0.182005	0%	1%	0%
MODAL	Mode	4	0.134078	0%	1%	0%
MODAL	Mode	5	0.114774	0%	0%	1%
MODAL	Mode	6	0.098431	0%	0%	0%
MODAL	Mode	7	0.095099	1%	0%	4%
MODAL	Mode	8	0.080305	4%	2%	0%
MODAL	Mode	9	0.07983	23%	0%	1%
MODAL	Mode	10	0.060368	0%	1%	0%
MODAL	Mode	11	0.051516	1%	0%	1%
MODAL	Mode	12	0.048767	0%	6%	0%
MODAL	Mode	13	0.048029	1%	4%	0%
MODAL	Mode	14	0.046207	0%	2%	0%
MODAL	Mode	15	0.045162	1%	0%	1%
MODAL	Mode	16	0.043382	2%	0%	11%
MODAL	Mode	17	0.042556	1%	0%	0%
MODAL	Mode	18	0.041277	0%	0%	2%
MODAL	Mode	19	0.040638	0%	0%	0%
MODAL	Mode	20	0.039995	1%	0%	4%
MODAL	Mode	21	0.037641	0%	1%	1%
MODAL	Mode	22	0.037071	0%	0%	0%
MODAL	Mode	23	0.035104	0%	0%	0%
MODAL	Mode	24	0.034239	1%	0%	1%
MODAL	Mode	25	0.033855	0%	0%	0%
MODAL	Mode	26	0.032098	0%	0%	2%
MODAL	Mode	27	0.031108	0%	0%	4%
MODAL	Mode	28	0.030066	0%	1%	0%
MODAL	Mode	29	0.029495	0%	1%	1%
MODAL	Mode	30	0.027823	0%	5%	1%
MODAL	Mode	31	0.026833	0%	0%	2%
MODAL	Mode	32	0.025491	0%	0%	9%
MODAL	Mode	33	0.025227	0%	18%	0%
MODAL	Mode	34	0.023567	0%	1%	1%
MODAL	Mode	35	0.023195	1%	2%	1%
MODAL	Mode	36	0.020687	0%	2%	0%
MODAL	Mode	37	0.018884	0%	0%	4%
MODAL	Mode	38	0.018027	1%	1%	0%
MODAL	Mode	39	0.017483	2%	4%	4%
MODAL	Mode	40	0.016084	2%	1%	16%
MODAL	Mode	41	0.014859	4%	0%	2%
MODAL	Mode	42	0.013035	0%	1%	4%
MODAL	Mode	43	0.012277	0%	7%	1%
MODAL	Mode	44	0.011671	4%	0%	3%
MODAL	Mode	45	0.009012	1%	2%	5%
MODAL	Mode	46	0.008948	1%	5%	1%
MODAL	Mode	47	0.007984	2%	0%	3%
MODAL	Mode	48	0.00467	0%	6%	0%
MODAL	Mode	49	0.004382	1%	0%	5%
MODAL	Mode	50	0.004233	2%	0%	2%

In accordo alla Normativa attuale la massa partecipante di tutti i modi considerati supera l'85% della massa totale della struttura.

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	100
MODAL	Acceleration	UY	100	99
MODAL	Acceleration	UZ	100	100

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 0.30034; f = 3.32951

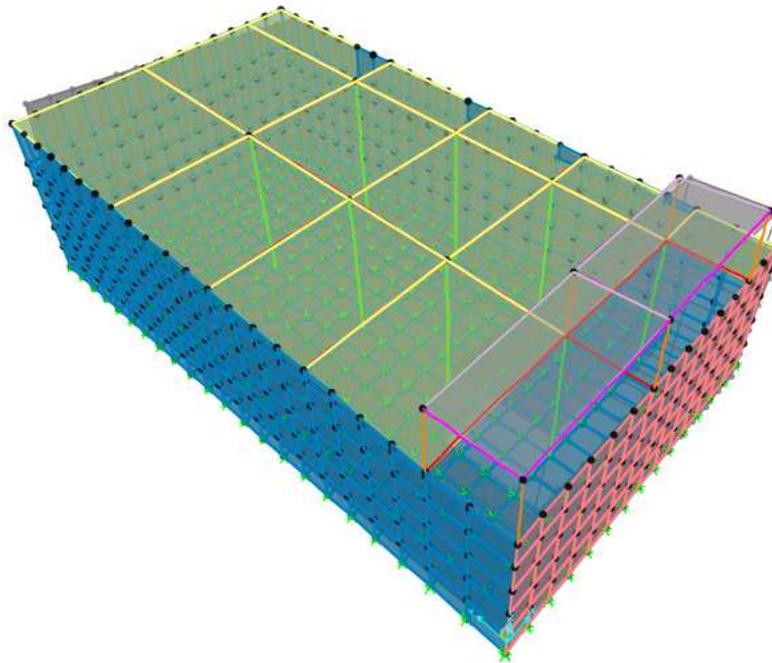


Figura 4-2 Primo modo di vibrazione (Traslazionale in X)

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 0.23347; f = 4.28313

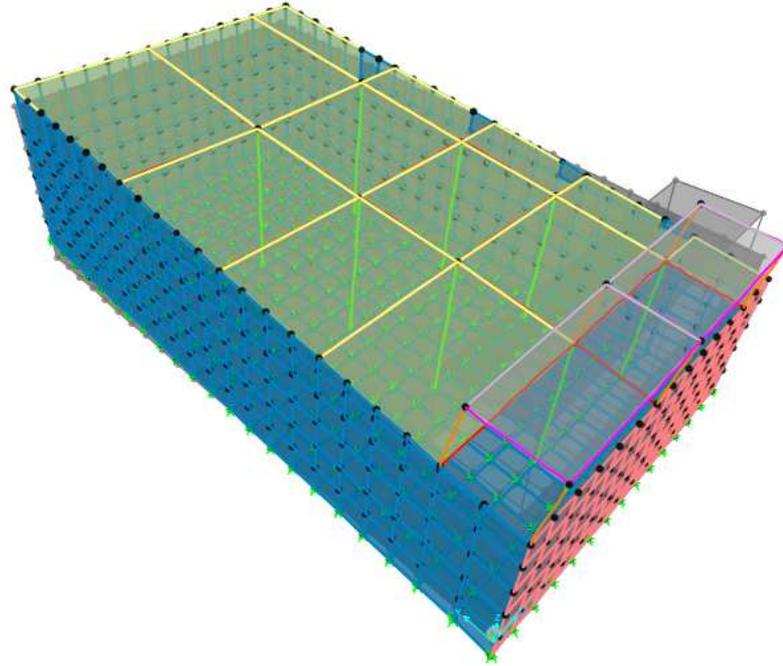
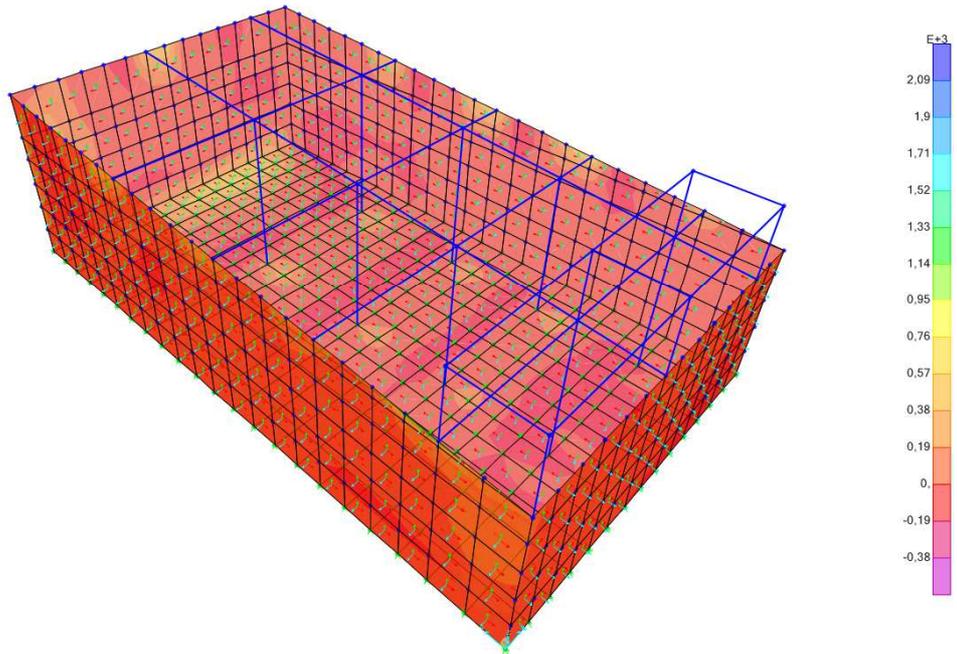


Figura 4-3 Secondo modo di vibrazione (Traslazionale in Y)

5 DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI

Resultant V13 Diagram (ENV_SL - Max)



Resultant V13 Diagram (ENV_SL - Min)

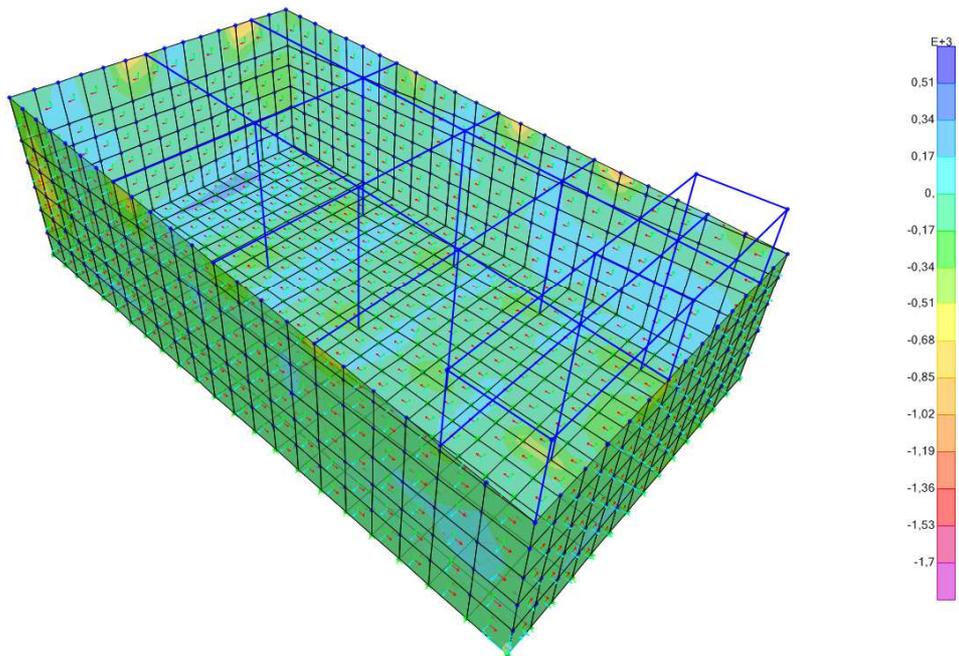


Figura 5-1. Involuppo SLU – Taglio V13 [KN/m]

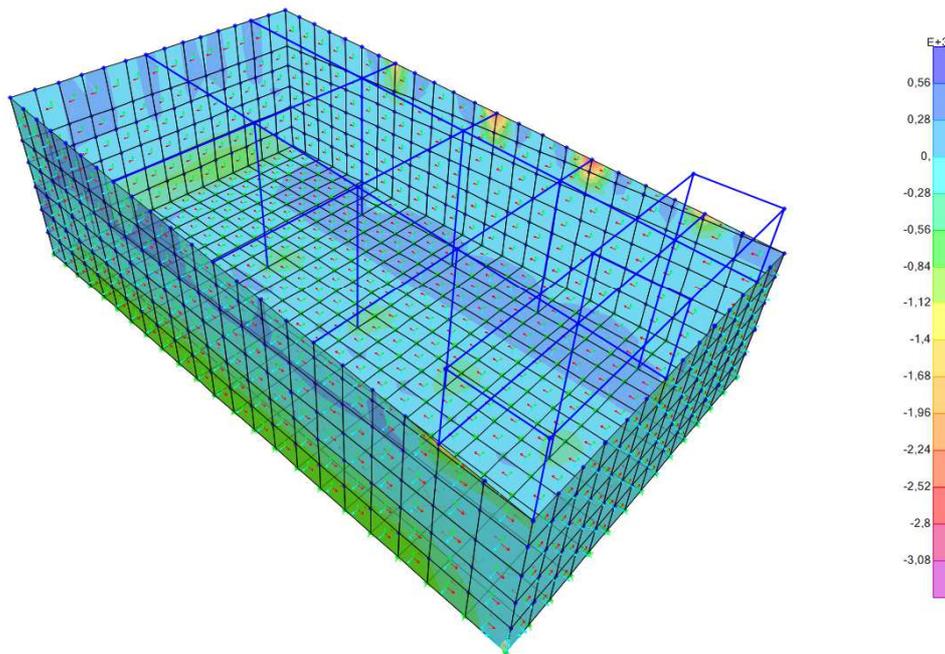
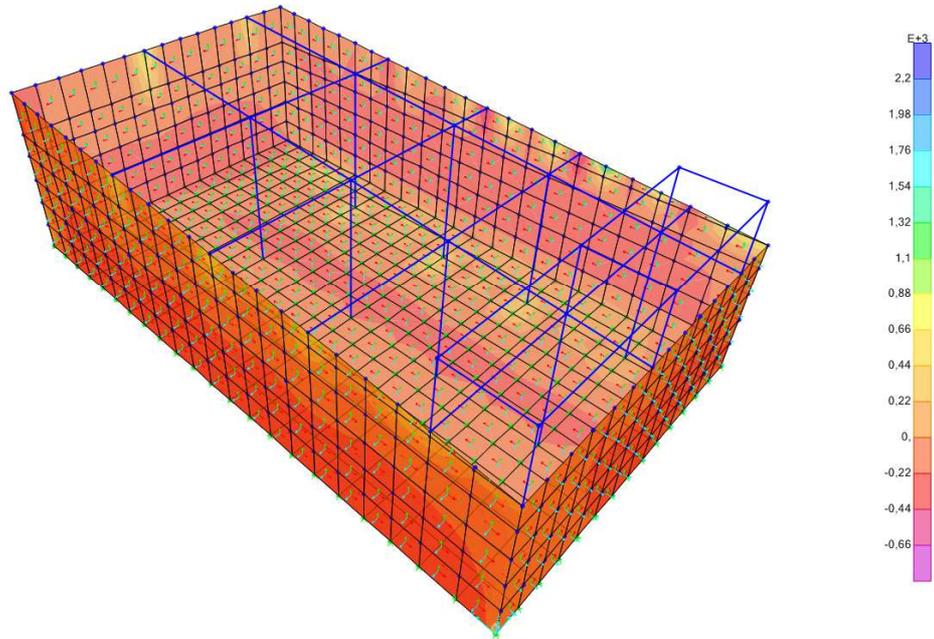


Figura 5-2. Involuppo SLU – Taglio V23 [KN/m]

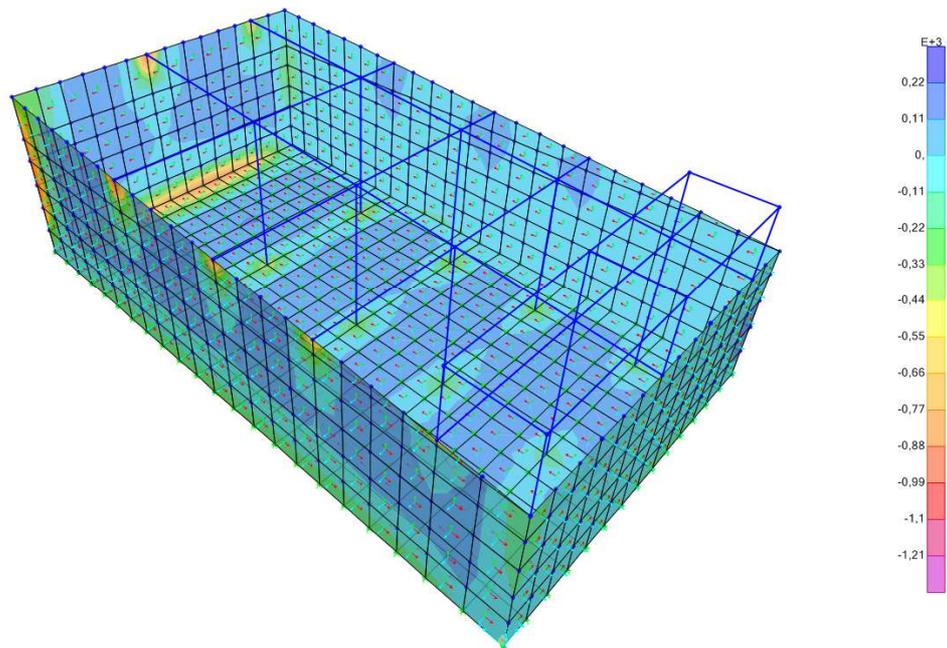
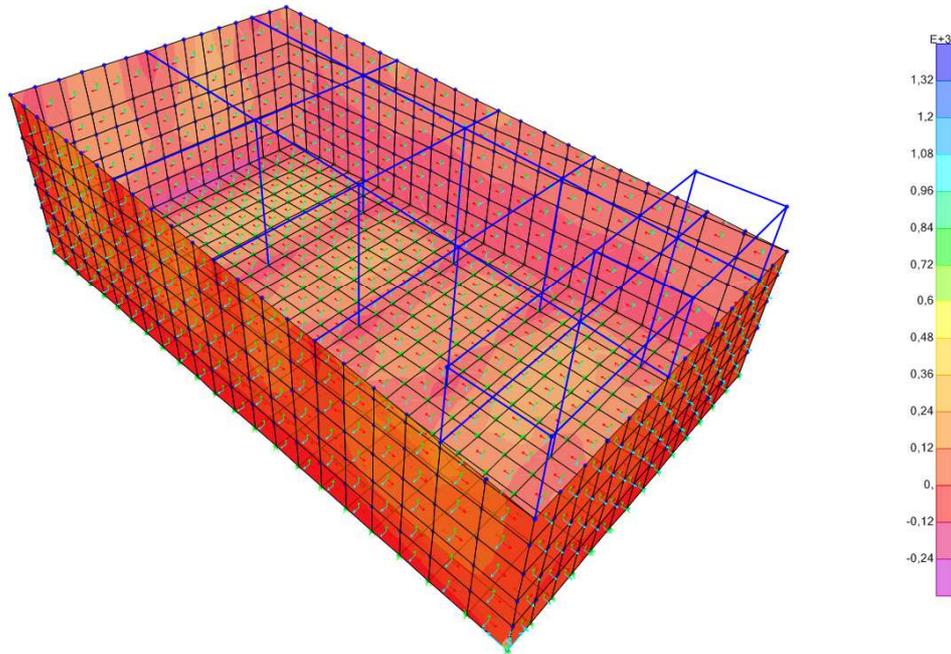


Figura 5-3. Involuppo SLU/SLV – Momento flettente M11[KNm/m]

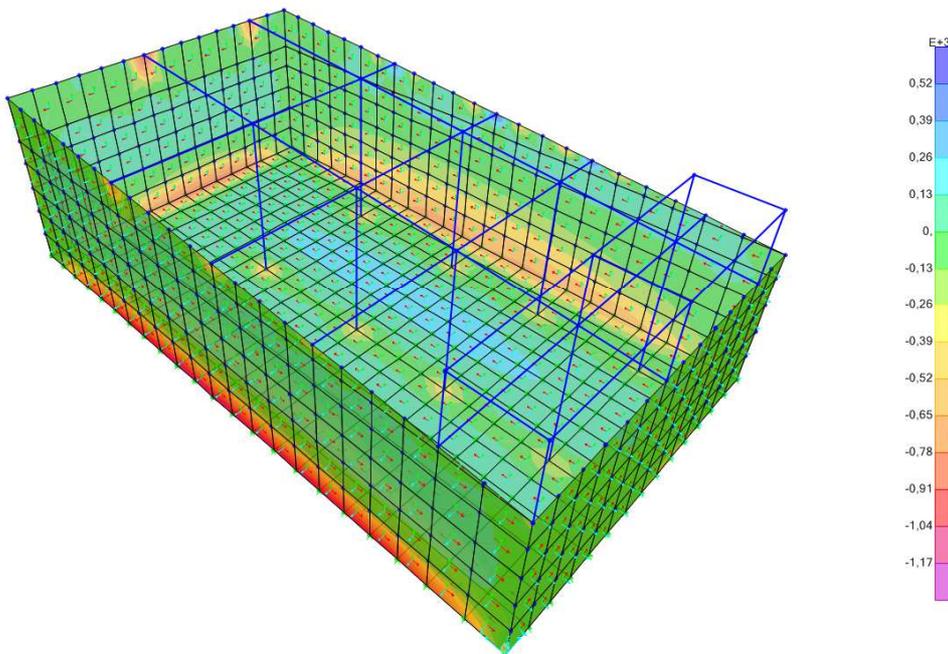
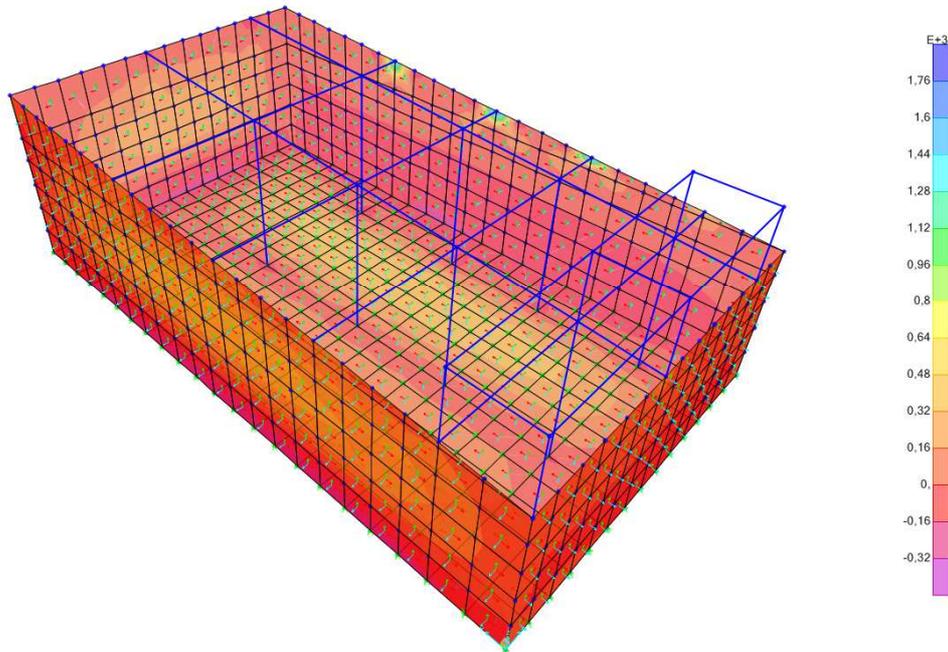


Figura 5-4. Involuppo SLU – Momento flettente M22 [KNm]

6 CALCOLO DEL SOLAIO

Si riporta di seguito la verifica statica del solaio tipologico di massima campata. Le verifiche sono condotte per la striscia generica di 100cm. Le sollecitazioni e le deformazioni sono calcolate mediante gli schemi statici notevoli mentre la sezione è verificata con il software RC-SEC della GEOSTRU.

Solaio a predalles $H = 5+34+5$

È analizzata la generica sezione di 100cm, la predalle non è considerata collaborante.

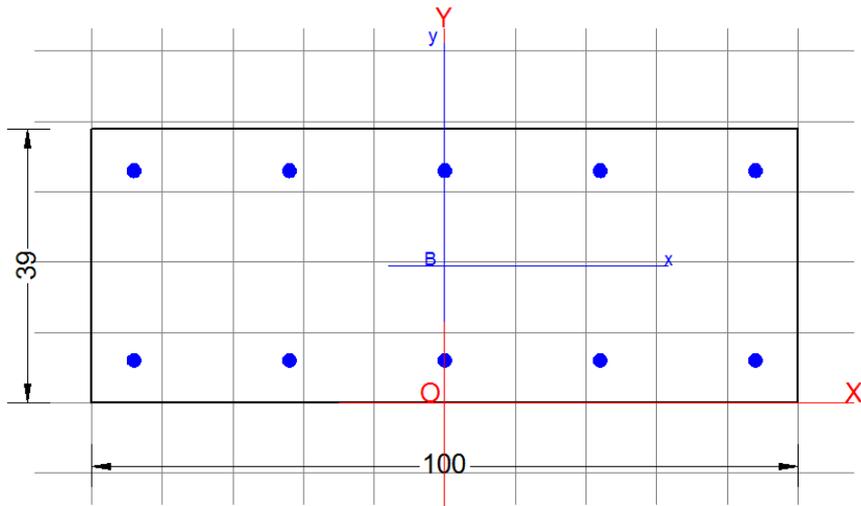
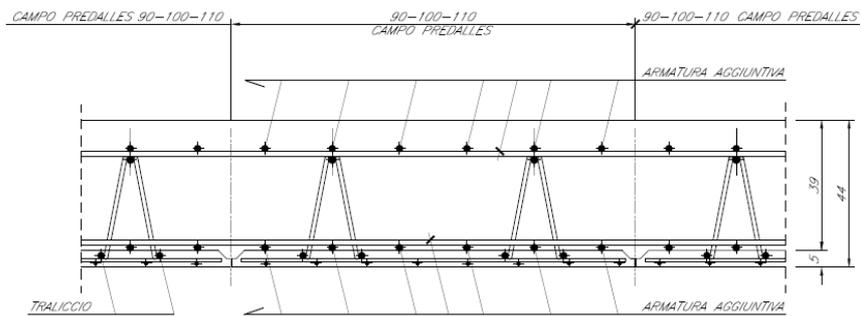
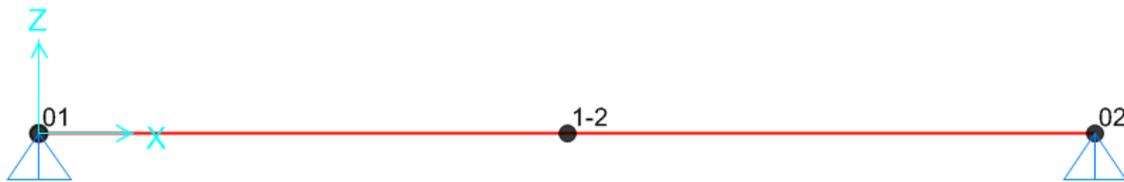
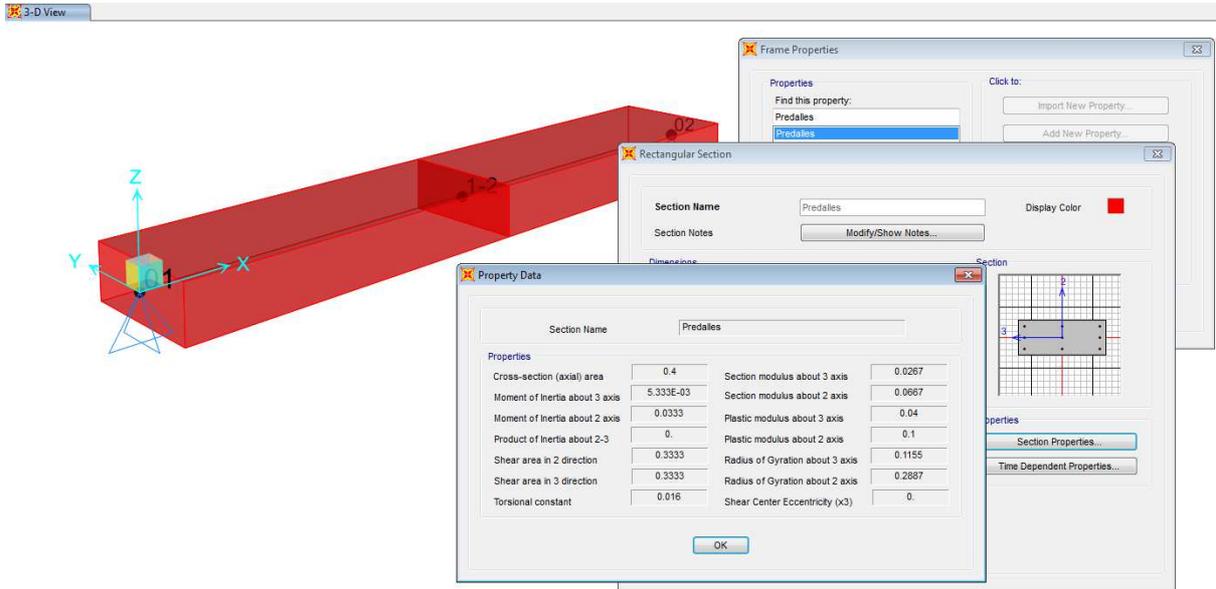
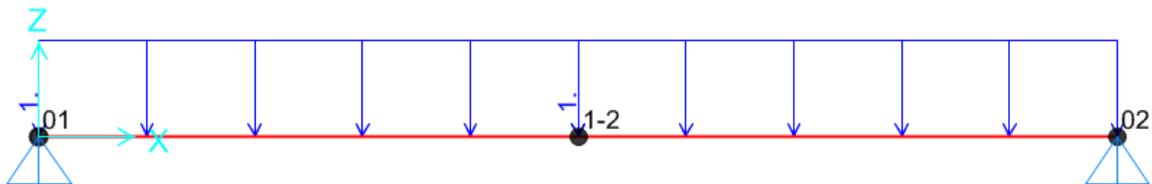


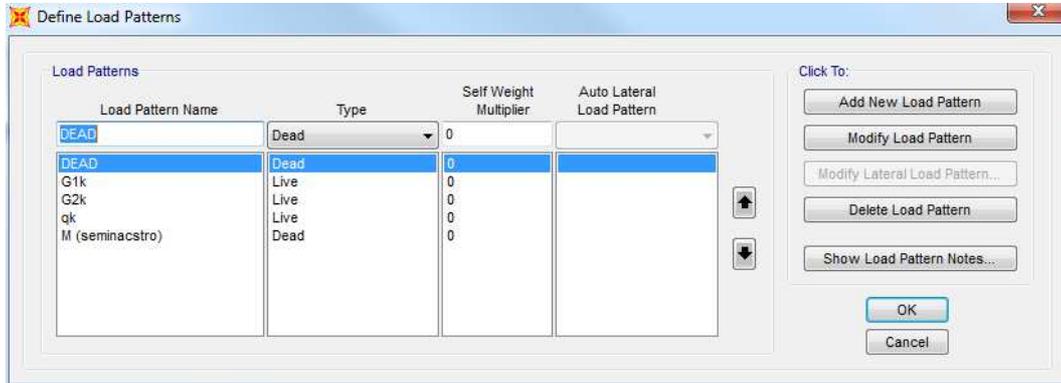
Figura 9-1. Sezione solaio

Per la determinazione delle sollecitazioni agenti si è realizzato un modello a trave appoggiata in SAP2000.



Load patterns





Load cases

$$G1k = 11$$

$$G2k = 2.80$$

$$qk = 20.00$$

$$M (\text{semincastro}) = (G1k \cdot 1.3 + G2k \cdot 1.5 + qk \cdot 1.5) \cdot l^2 / 16$$

Load combinations

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
SLU	Linear Add	No	Linear Static	G1k	1.3
SLU			Linear Static	G2k	1.5
SLU			Linear Static	qk	1.5
SLE- δ 1	Linear Add	No	Linear Static	G1k	1
SLE- δ 1			Linear Static	G2k	1
SLE- δ 2	Linear Add	No	Linear Static	qk	1
SLE- δ 1+ δ 2	Linear Add	No	Linear Static	G1k	1
SLE- δ 1+ δ 2			Linear Static	G2k	1
SLE- δ 1+ δ 2			Linear Static	qk	1
SLU+M (semincastro)	Envelope	No	Response Combo	SLU	1
SLU+M (semincastro)			Linear Static	M	1

6.1.1 Verifica di resistenza

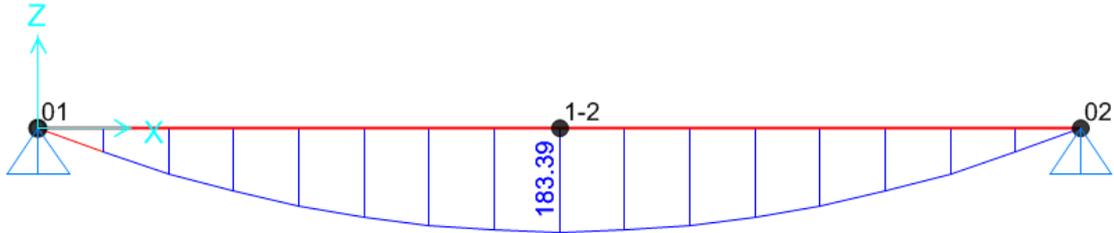


Figura 9-1. Diagramma del momento

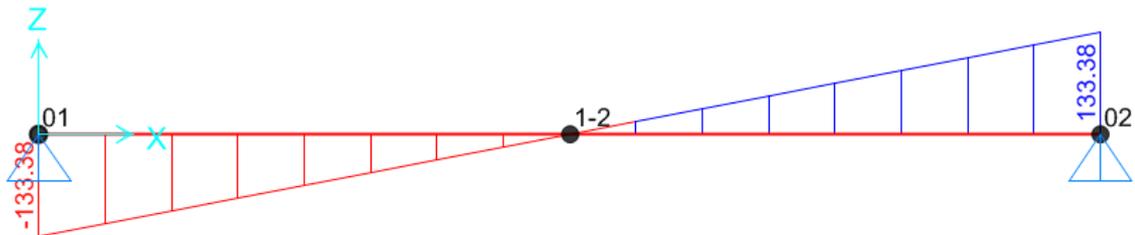


Figura 9-1. Diagramma del taglio

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
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 calcolo 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
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di calcolo fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	



PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONI DI CALCOLO PER IL PROGETTO DEFINITIVO DEI FABBRICATI TIPOLOGICI – Giampilieri - Fiumefreddo

FABBRICATO CVE TIPO 1

FABBRICATO CVE TIPO 1
Relazione di calcolo fabbricato tecnologico

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	00	D78CL	FA 00 00 014	A	41 di 85

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	39.0	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

ST.LIM.ULTIMI - 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	183.39	0.00	0.00
2	0.00	0.10	133.38	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	20.0	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.9	cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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 ultimo [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [kNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	183.39	-0.03	192.19	1.048	33.5	180.03	0.17	0.70	15.7 (5.3)
2	S	0.00	0.10	-0.03	192.19	1921.931	33.5	180.03	0.17	0.70	15.7 (5.3)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
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.)

FABBRICATO CVE TIPO 1

Relazione di calcolo fabbricato tecnologico

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	00	D78CL	FA 00 00 014	A	42 di 85

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	-0.00709	39.0	-0.00030	33.0	-0.01742	6.0
2	0.00350	-0.00709	39.0	-0.00030	33.0	-0.01742	6.0

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vwct Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)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	Vsdu	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	0.00	166.98	33.0	100.0	0.0048	0.00
2	S	133.38	166.98	33.0	100.0	0.0048	0.00

6.1.2 Verifica di deformabilità

La verifica di deformabilità è stata condotta secondo il capitolo 4.2.4.1 delle NTC2008. Il valore dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come:

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2$$

essendo:

δ_c = monta iniziale della trave;

δ_1 = spostamento elastico carichi permanenti;

δ_2 = spostamento elastico carichi variabili;

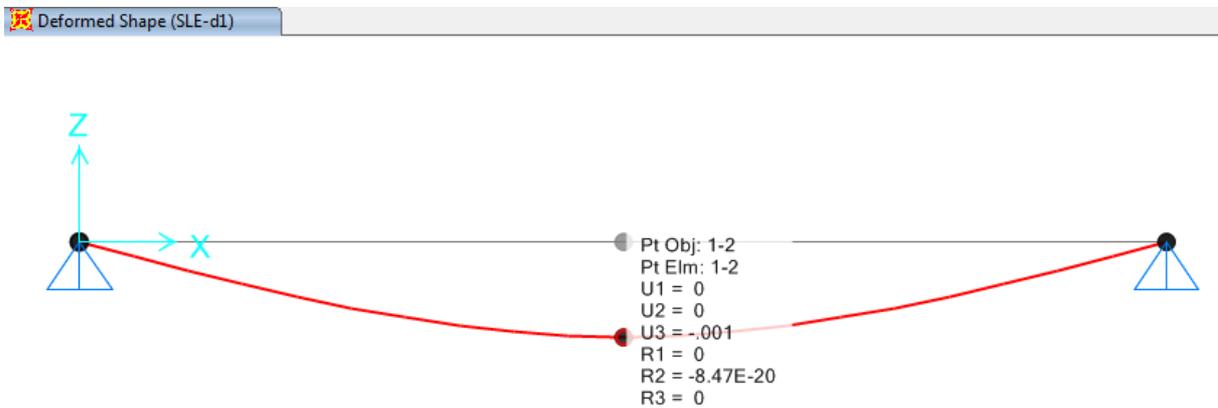


Figura 9-1. Spostamento elastico dovuto ai permanenti

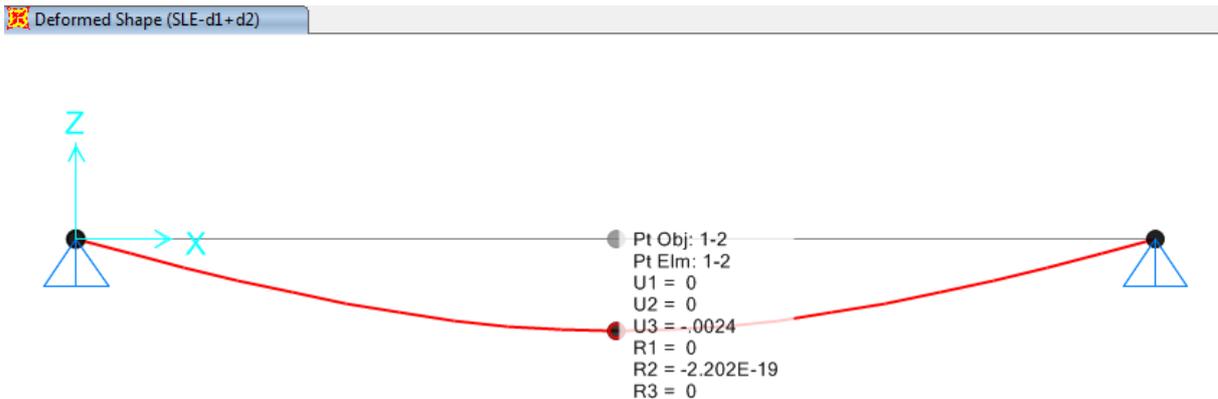


Figura 9-1. Spostamento elastico dovuto ai permanenti + variabili

$$\delta_1 = 0.10\text{cm}$$

$$\delta_2 = 0.13\text{cm}$$

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 = 0.23\text{cm}$$

$$< L/250 = 2.20\text{cm} \quad \text{ok}$$

$$< L/200 = 2.75\text{cm} \quad \text{ok}$$

7 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI - ELEVAZIONE

Il codice di verifica utilizzato per la progettazione e la verifica degli elementi in c.a è l'NTC2008.

I coefficienti parziali di sicurezza relativi a calcestruzzo ed acciaio utilizzati nei calcoli sono, rispettivamente:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

La conversione da resistenza cubica, R_{ck} , a resistenza cilindrica, f_{ck} , è effettuato attraverso un fattore di conversione costante pari a 0,83.

Azioni assiali e flettenti

Le verifiche di resistenza per azioni assiali e flettenti vengono effettuate per mezzo di domini di resistenza tridimensionali, calcolati con riferimento ai possibili campi di rottura delle sezioni.

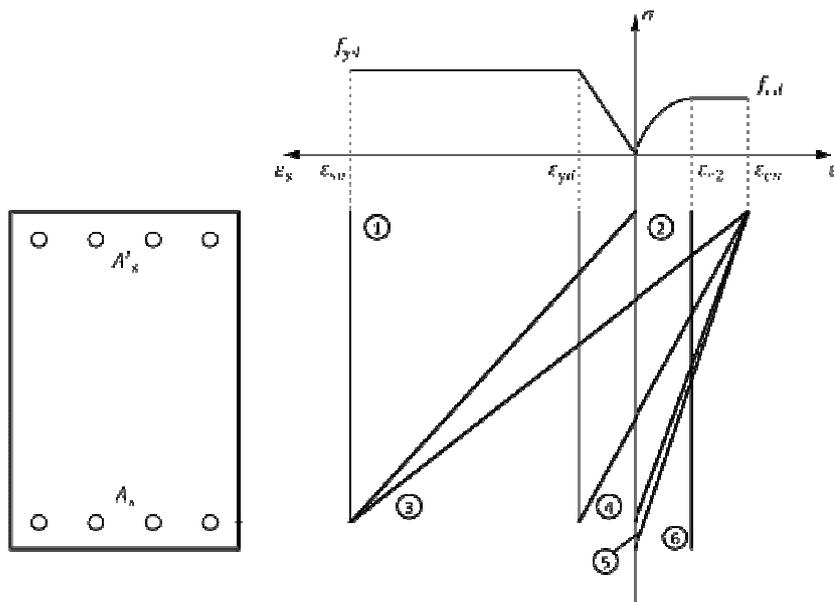


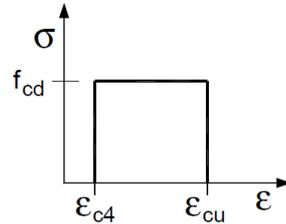
Figura 1: possibili campi di rottura della sezione

Per i materiali sono stati assunti i seguenti legami costitutivi:

- per il calcestruzzo è stato utilizzato un legame di tipo “stress-block”, definito dai seguenti parametri

$$\epsilon_{c4} = 0.07\%$$

$$\epsilon_{cu} = 0.35\%$$


Figura 2: legame costitutivo di tipo stress-block

- per l'acciaio è stato utilizzato un legame di tipo "elastico-perfettamente plastico", definito dai seguenti parametri

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{su} = 0,01$$

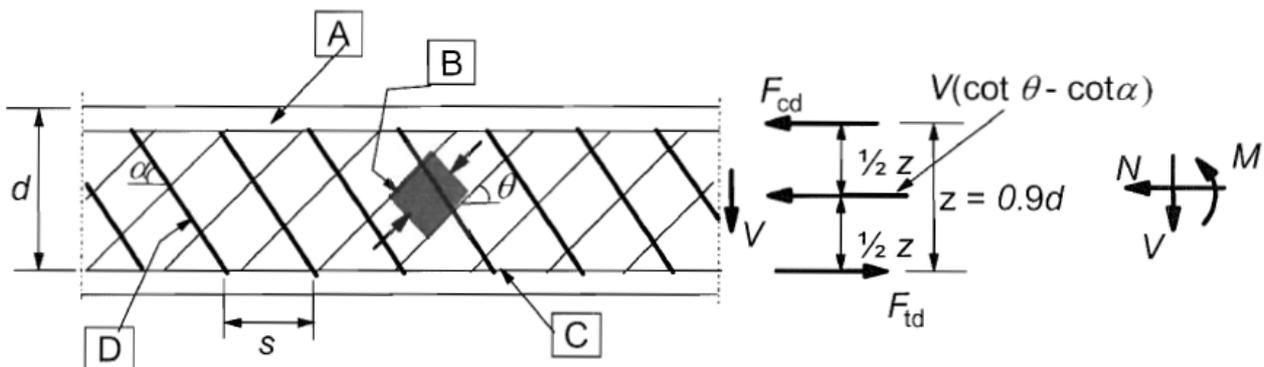
Il fattore di riduzione della resistenza del calcestruzzo per azioni di lunga durata è stato assunto pari a $\alpha_{cc} = 0,85$.

Taglio

La resistenza degli elementi dotati di armatura trasversale resistente al taglio è calcolata attraverso il modello a traliccio descritto al § 4.1.2.1.3.2 della norma.

L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo compressi è determinata in automatico dal programma in modo da massimizzare la resistenza dell'elemento ed è limitata dalla seguente espressione: $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$.

Tale procedura viene applicata per tutti gli elementi ad esclusione delle zone critiche di travi e pilastri primari di strutture in CDA, per le quali viene sempre assunto $\theta = 45^\circ$.


Figura 5: meccanismo resistente a taglio

Effetti delle imperfezioni

Gli effetti delle imperfezioni sono tenuti in considerazione per ogni combinazione che comporti la compressione del pilastro attraverso momenti aggiuntivi calcolati secondo l'approccio suggerito al § 5.2(5),(7) dell'EC2. I parametri di base che definiscono l'entità delle imperfezioni sono stati assunti pari a:

$$\theta_0 = 0,005$$

$$m = 1$$

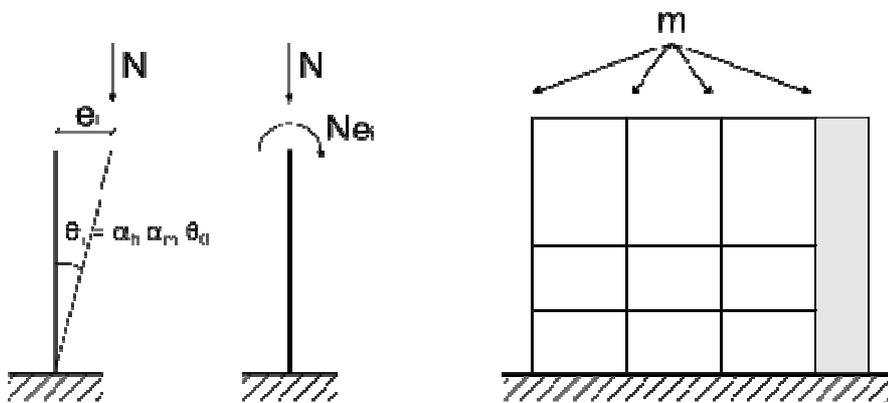


Figura 6: effetti delle imperfezioni geometriche

I momenti aggiuntivi derivanti vengono considerati in entrambe le direzioni principali separatamente.

Parametri sismici utilizzati

La struttura è classificata come struttura a telaio in classe di duttilità bassa. La progettazione e la verifica di tutti gli elementi primari sono state condotte in accordo alle disposizioni relative alla gerarchia delle resistenze e ai dettagli costruttivi riportati al capitolo 7 delle NTC 2008.

Stati limite di esercizio

Le verifiche agli stati limite di esercizio sono condotte con riferimento a condizioni ambientali ordinarie e una tipologia di armatura poco sensibile.

Il coefficiente di omogeneizzazione fra acciaio e calcestruzzo ($n = E_s/E_c$) è stato assunto pari a 15.

Sistemi di riferimento e convenzioni di segno

Tutte le verifiche sono condotte con riferimento alle sollecitazioni espresse in un sistema di riferimento locale (2-3) baricentrico delle sezioni. Gli eventuali effetti dovuti alle imperfezioni e gli effetti del secondo ordine vengono aggiunti dopo aver ruotato le sollecitazioni locali nel sistema di riferimento principale; le sollecitazioni risultanti sono poi nuovamente proiettate nel sistema locale per le verifiche.

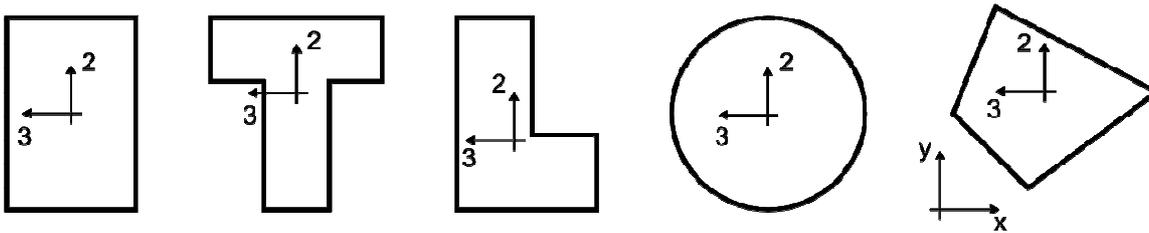


Figura 7: sistema di riferimento locale delle sezioni

Eventuali rotazioni assegnate alle aste sono espresse in senso antiorario a partire dalla configurazione di riferimento. I momenti flettenti sono positivi quando provocano compressione sulle facce positive della sezione individuate dal verso degli assi locali.

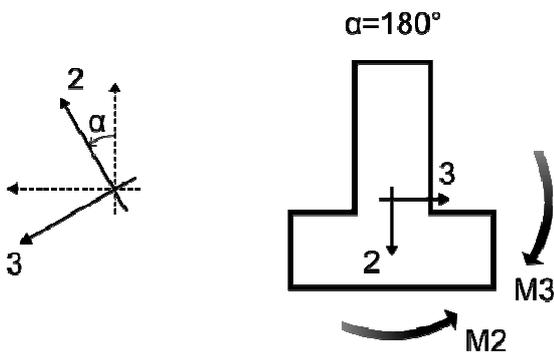


Figura 8: convenzioni di segno per rotazioni e momenti

7.1 VERIFICA DI RESISTENZA DELLE TRAVI

Si riportano di seguito le verifiche per la trave trasversale e longitudinale più sollecitata.

7.1.1 Travata 30-31-32-33-34

Geometria e materiali

Numero campate	5
Lunghezza campate [m]	7,37 - 5,52 - 4,41 - 4,41 - 2,71
Angolo di rotazione [°]	0
Tipo sezione	Rettangolare
Larghezza b [cm]	60,0
Altezza h [cm]	80,0
Copriferro superiore [cm]	5,0
Copriferro inferiore [cm]	5,0
Copriferro laterale [cm]	5,0
Rck [N/mm ²]	33,73
Fyk [N/mm ²]	450

Armature longitudinali della travata

Trave	Segmento	L [m]	Armatura Longitudinale			
			Superiore		Inferiore	
30	1	1,75	6-Ø20	5-Ø20	4-Ø20	5-Ø20
	2	3,57				
	3	2,05		6-Ø20		
31	1	1,55	4-Ø20	8-Ø20	4-Ø20	
	2	3,97				
32	1	4,41	4-Ø20		4-Ø20	
33	1	3,16	4-Ø20		4-Ø20	
	2	1,25		1-Ø20		
34	1	0,90	4-Ø20	1-Ø20	4-Ø20	
	2	1,81				

Verifiche PMM della travata nei confronti della resistenza

Trave	Segmento	Combinazione	N	M2	M3	δM3	D/C
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
30	1	03-SLU	715,4e-3	-1,501	-839,1	0,000	0,89
	2	03-SLU	-64,14	-91,42e-3	664,7	0,000	0,82
	3	04-SLU	-129,5	1,263	-946,3	0,000	0,88
31	1	03-SLU	-32,25	379,6e-3	-380,6	0,000	0,36
	2	03-SLU	-34,84	475,8e-3	-166,5	0,000	0,43
32	1	06-SLU	-56,39	119,2e-3	-51,68	0,000	0,09
33	1	05-SLU	37,71	887,0e-3	-77,67	0,000	0,26
	2	03-SLU	33,58	-3,408	-20,76	0,000	0,07
34	1	05-SLU	77,38	109,8	-142,4	0,000	0,50
	2	06-SLU	51,72	-51,96	123,6	0,000	0,41

Verifiche a taglio in direzione 2 della travata nei confronti della resistenza

Trave	Segmento	d	Staffe	Combinazione	Vsd	VRd	D/C
		[cm]			e	[kN]	
30	1	75,0	4-Ø10/200	03-SLU	-830,3	1,037e3	0,80
	2	75,0	4-Ø10/300	03-SLU	-408,0	691,5	0,59
	3	75,0	4-Ø10/200	04-SLU	859,2	1,037e3	0,83
31	1	75,0	4-Ø10/300	03-SLU	-120,4	691,5	0,17
	2	75,0		03-SLU	-86,71	691,5	0,13
32	1	75,0	4-Ø10/300	04-SLU	48,16	691,5	0,07
33	1	75,0	4-Ø10/300	07-SLU	-50,82	691,5	0,07
	2	75,0		04-SLU	26,06	691,5	0,04
34	1	75,0	4-Ø10/300	06-SLU	-120,8	691,5	0,17
	2	75,0		06-SLU	-104,3	691,5	0,15

Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo per combinazioni caratteristiche

Trave	Segmento	Combinazione	N	M2	M3	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{c,lim}$	D/C
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
30	1	23-R	-4,426	-1,166	-562,5	-9,533	-16,80	0,57
	2	23-R	-48,12	-83,74e-3	446,0	-7,567	-16,80	0,45
	3	24-R	-92,16	962,1e-3	-643,6	-10,13	-16,80	0,60
31	1	23-R	-24,87	323,4e-3	-262,0	-4,095	-16,80	0,24
	2	23-R	-26,85	384,5e-3	-112,0	-2,579	-16,80	0,15
32	1	26-R	-43,08	96,31e-3	-38,76	-921,5e-3	-16,80	0,05
33	1	27-R	28,63	674,0e-3	-58,57	-1,288	-16,80	0,08
	2	23-R	25,56	-2,611	-15,91	-407,5e-3	-16,80	0,02
34	1	25-R	58,99	83,83	-109,3	-6,847	-16,80	0,41
	2	26-R	41,55	-39,92	93,30	-4,536	-16,80	0,27

Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo per combinazioni quasi permanenti

Trave	Segmento	Combinazione	N	M2	M3	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{c,lim}$	D/C
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
30	1	33-Q	-29,92	-1,245	-111,9	-1,900	-12,60	0,15
	2	33-Q	-40,10	-170,7e-3	94,05	-1,632	-12,60	0,13
	3	33-Q	-50,27	903,3e-3	-188,3	-3,037	-12,60	0,24
31	1	33-Q	-23,27	500,2e-3	-91,80	-1,481	-12,60	0,12
	2	33-Q	-28,54	486,2e-3	-30,06	-733,8e-3	-12,60	0,06
32	1	33-Q	-39,91	106,8e-3	-37,07	-881,6e-3	-12,60	0,07
33	1	33-Q	28,23	668,3e-3	-58,47	-1,287	-12,60	0,10
	2	33-Q	24,01	-2,558	-10,20	-300,5e-3	-12,60	0,02
34	1	33-Q	59,01	80,12	-109,7	-6,702	-12,60	0,53
	2	33-Q	56,42	-39,76	86,29	-4,379	-12,60	0,35

Verifica delle tensioni di esercizio nell'acciaio per combinazioni caratteristiche

Trave	Segmento	Combinazione	N	M2	M3	σ_s	$\sigma_{s,lim}$	D/C
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
30	1	23-R	-4,426	-1,166	-562,5	251,8	360,0	0,70
	2	23-R	-48,12	-83,74e-3	446,0	230,1	360,0	0,64
	3	24-R	-92,16	962,1e-3	-643,6	246,9	360,0	0,69
31	1	23-R	-24,87	323,4e-3	-262,0	101,9	360,0	0,28
	2	23-R	-26,85	384,5e-3	-112,0	118,7	360,0	0,33



PROGETTO DEFINITIVO
RELAZIONI DI CALCOLO PER IL PROGETTO DEFINITIVO DEI FABBRICATI
TIPOLOGICI – Giampilieri - Fiumefreddo
FABBRICATO CVE TIPO 1

FABBRICATO CVE TIPO 1
 Relazione di calcolo fabbricato tecnologico

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	00	D78CL	FA 00 00 014	A	50 di 85

Trave	Segmento	Combinazione	N	M2	M3	σ_s	σ_s,lim	D/C
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
32	1	26-R	-43,08	96,31e-3	-38,76	29,24	360,0	0,08
33	1	25-R	28,86	679,1e-3	-58,50	78,47	360,0	0,22
	2	23-R	25,56	-2,611	-15,91	24,78	360,0	0,07
34	1	25-R	58,99	83,83	-109,3	238,8	360,0	0,66
	2	25-R	56,40	-41,58	86,06	172,1	360,0	0,48

Verifiche di fessurazione

Trave	Segmento	FREQ	QP
		Apertura fessure	Apertura fessure
30	1	OK	OK
	2	OK	OK
	3	OK	OK
31	1	OK	OK
	2	OK	OK
32	1	OK	OK
33	1	OK	OK
	2	OK	OK
34	1	OK	OK
	2	OK	OK

7.2 VERIFICA DI RESISTENZA DEI PILASTRI

Si riportano di seguito le verifiche per il pilastro centrale e di bordo più sollecitato.

7.2.1 Pilastrata 26

Geometria e materiali

Numero piani	1
Altezza piani [m]	7,01
Angolo di rotazione [°]	0
Tipo sezione	Rettangolare
Larghezza b [cm]	60,0
Altezza h [cm]	60,0
Copriferro [cm]	5,0
Rck [N/mm ²]	33,73
Fyk [N/mm ²]	450

Armature della pilastrata

Pilastro	Segmento	L	Armatura Longitudinale	Staffe	
		[m]		Dir 2	Dir 3
26	1	7,01	8-Ø20	3-Ø10/200	3-Ø10/200

Verifiche PMM della pilastrata nei confronti della resistenza

Pilastro	Segmento	Combinazione	β_{maj}	β_{min}	N	M2	M3	D/C
					[kN]	[kNm]	[kNm]	
26	1	04-SLU	0,80	0,81	-2,423e3	254,0	-72,69	0,56

Verifiche a taglio in direzione 2 della pilastrata nei confronti della resistenza

Pilastro	Segmento	d	Staffe	Combinazione	V _{Sd}	V _{Rd}	D/C
		[cm]			[kN]	[kN]	
26	1	55,0	3-Ø10/200	05-SLU	39,60	570,5	0,07

Verifiche a taglio in direzione 3 della pilastrata nei confronti della resistenza

Pilastro	Segmento	d	Staffe	Combinazione	V _{Sd}	V _{Rd}	D/C
		[cm]			[kN]	[kN]	
26	1	55,0	3-Ø10/200	04-SLU	-21,50	570,5	0,09

Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo per combinazioni caratteristiche

Pilastro	Segmento	Combinazione	N	M2	M3	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{c,lim}$	D/C
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
26	1	24-R	-1,705e3	151,5	-47,24	-9,033	-16,80	0,54

Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo per combinazioni quasi permanenti

Pilastro	Segmento	Combinazione	N	M2	M3	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{c,lim}$	D/C
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
26	1	33-Q	-912,5	-45,18	58,91	-4,780	-12,60	0,38

Verifica delle tensioni di esercizio nell'acciaio per combinazioni caratteristiche



PROGETTO DEFINITIVO
RELAZIONI DI CALCOLO PER IL PROGETTO DEFINITIVO DEI FABBRICATI
TIPOLOGICI – Giampileri - Fiumefreddo
FABBRICATO CVE TIPO 1

FABBRICATO CVE TIPO 1
 Relazione di calcolo fabbricato tecnologico

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	00	D78CL	FA 00 00 014	A	52 di 85

Pilastro	Segmento	Combinazione	N	M2	M3	σ_s	σ_s,lim	D/C
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
26	1	24-R	-1,705e3	151,5	-47,24	-123,6	360,0	0,34

Verifiche di fessurazione

Pilastro	Segmento	FREQ	QP
		Apertura fessure	Apertura fessure
26	1	OK	OK

8 CALCOLO STRUTTURA DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Per le strutture progettate 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 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 comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

8.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per le caratteristiche meccaniche dei rilevati, cautelativamente, si assumono i seguenti parametri:

peso volume	$\gamma=19 \text{ kN/m}^3$;
angolo d'attrito	$\phi'=35^\circ$;
coesione efficace	$c'=0.0 \text{ kPa}$.

Per tener conto dell'interazione terreno struttura nel modello di calcolo si è assunta una schematizzazione di suolo alla Winkler, implementando una costante di sottofondo elastico con un modulo pari $K_v=10000 \text{ kN/m}^3$.

8.2 VERIFICA DI RESISTENZA

Si riportano di seguito le verifiche per i setti in c.a.

8.2.1 Setto (sp.800mm)

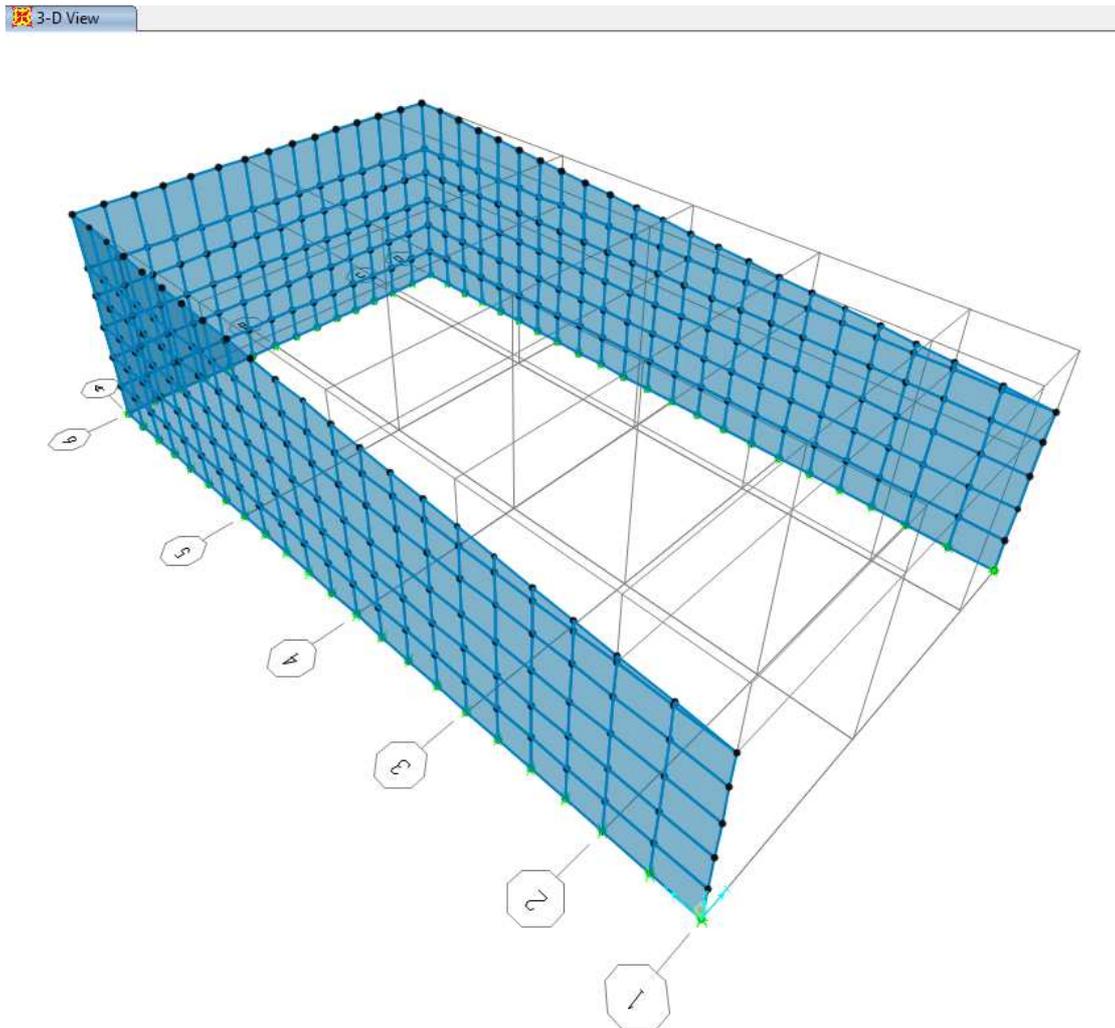


Figura 9-1. Spessore in c.a. con spessore pari a 800 mm

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	5Ø24	(22.6 cm ²)
Barre superiori:	5Ø24	(22.6 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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 ultimo [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult
1	S	0.00	1.00	0.00	626.37

NB: Nelle immagini seguenti si mostrano i momenti flettenti M11 e M22 imponendo un “*contour range*” pari al momento resistente, in modo da evidenziare subito eventuali carenze di armatura a flessione.

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vwct Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)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	Vsdu	Vwct	d	bw	Ro	Scp
2	S	1.00	265.84	74.0	100.0	0.0031	0.00

NB: Nelle immagini seguenti si mostrano i tagli agenti V12 e V23 imponendo un “*contour range*” pari al taglio resistente in assenza di specifica armatura a taglio, in modo da evidenziare carenze in termini di taglio.

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sclmax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
 Sclmin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
 Sc Eff Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [Mpa]
 K3 Coeff. di normativa = $0,25 (Sclmin + ScEff) / (2 Sclmin)$
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza $Beta1 * Beta2$
 Psi $= 1 - Beta12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - Beta12 * (fctm/Sclmin)^2 = 1 - Beta12 * (Mfess/M)^2$ [B.6.6 DM96]
 e sm Deformazione unitaria media tra le fessure. Tra parentesi il valore minimo = $0.4 Ss/Es$
 srm Distanza media in mm tra le fessure
 wk Apertura delle fessure in mm = $1,7 * Eps * Srm$. Tra parentesi è indicato il valore limite.
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.01	-0.01	0.0	----	----	0.000	----	0	----	323.27

NB: Nelle immagini seguenti si mostrano i momenti flettenti M11 e M22 imponendo un “*contour range*” pari al momento di prima fessurazione, in modo da evidenziare subito le zone soggette a fessurazione. In queste zone si effettua il calcolo puntuale dell’apertura delle fessure.

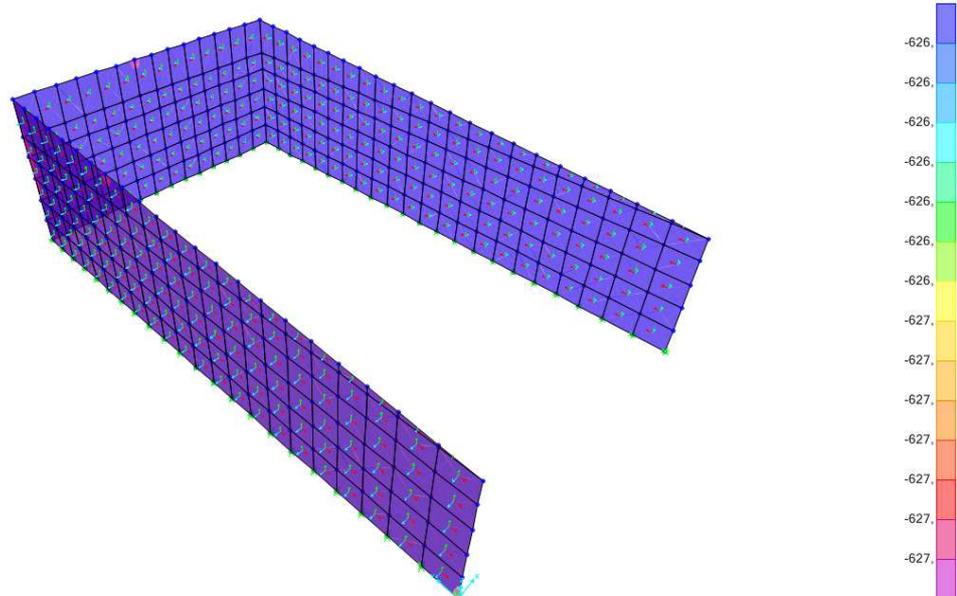
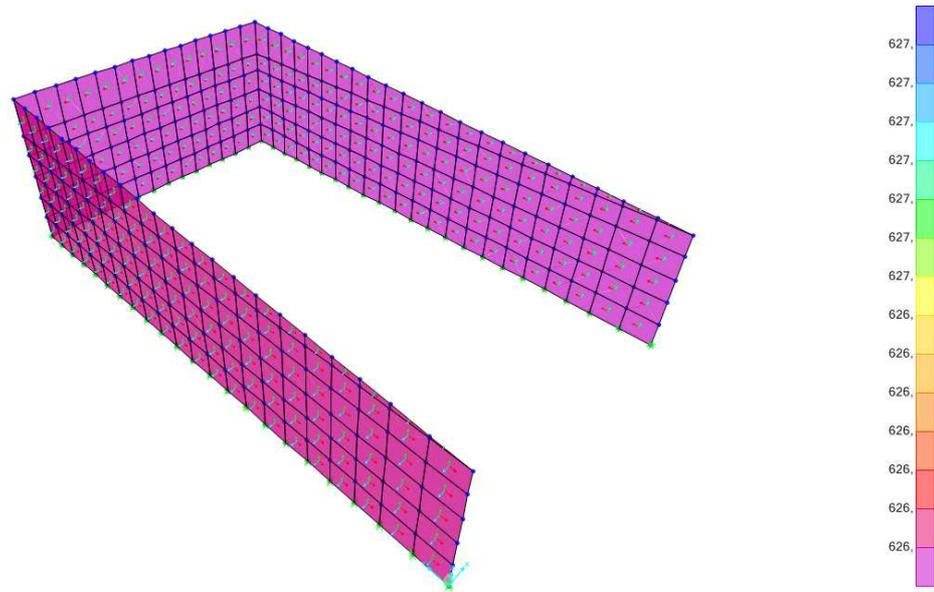


Figura 9-2. Verifica a flessione – M11 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

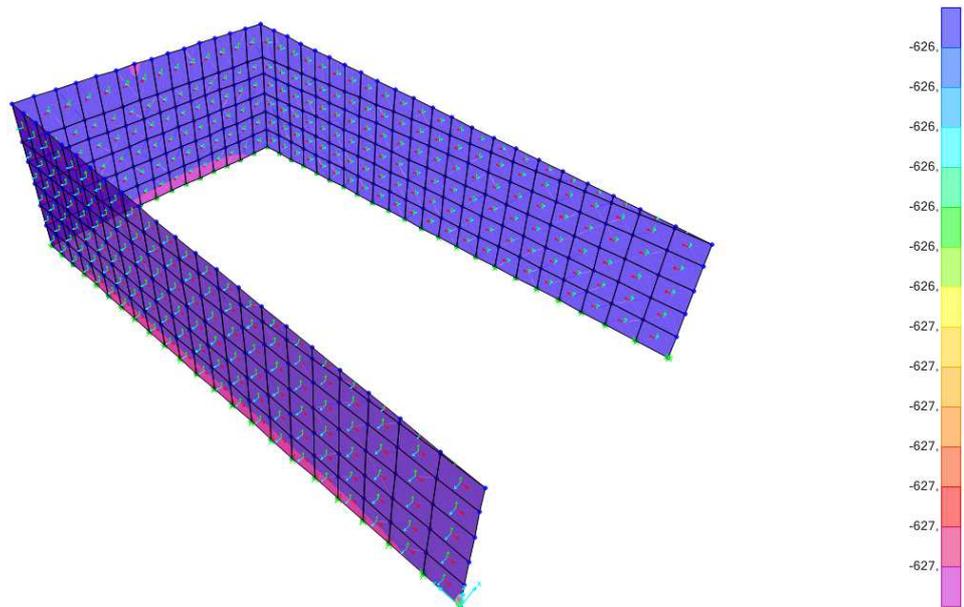
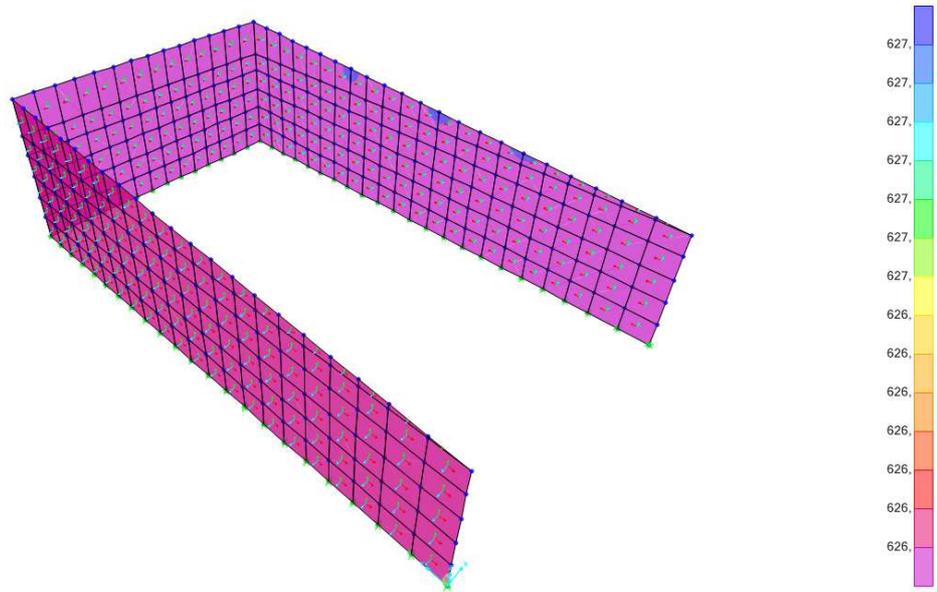


Figura 9-3. Verifica a flessione – M22 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

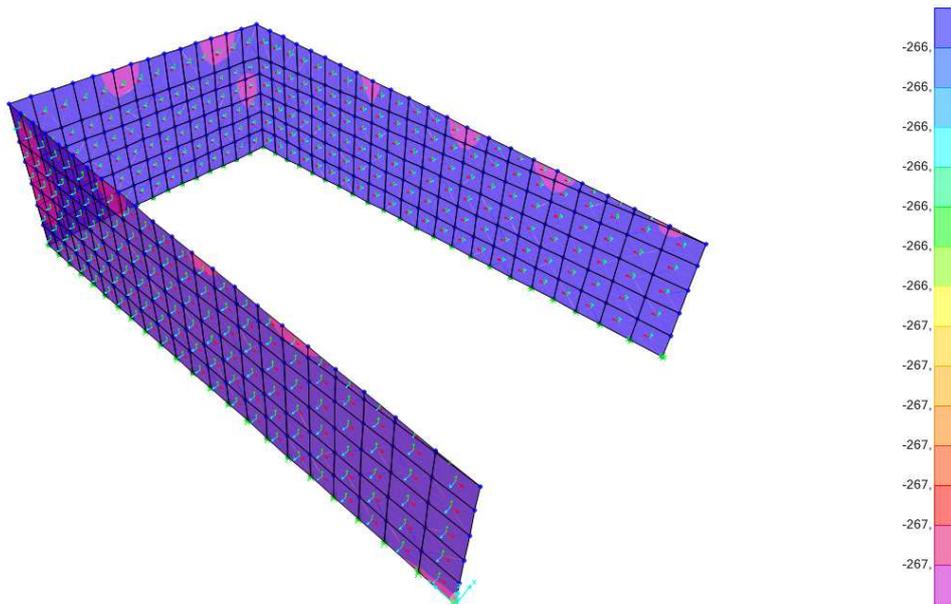
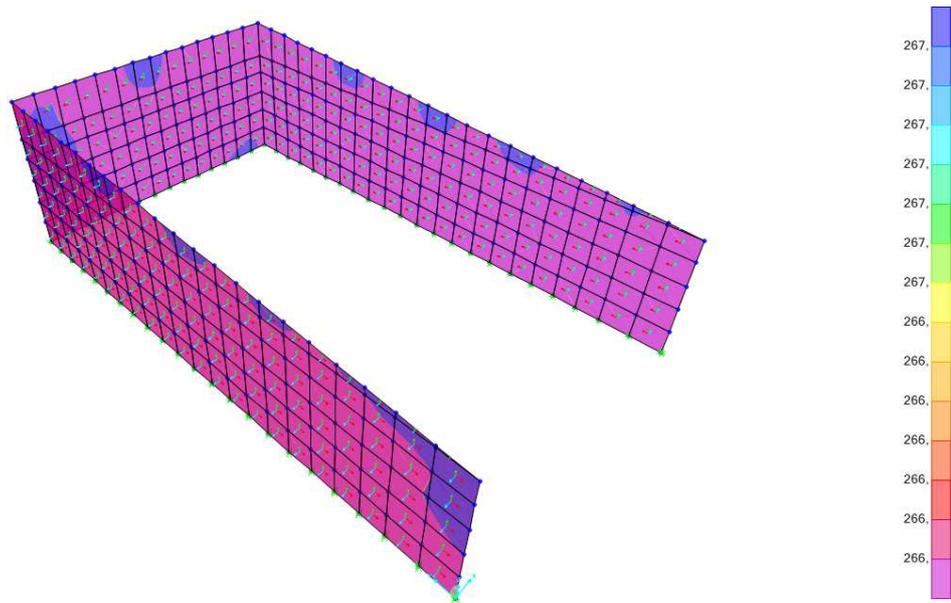


Figura 9-4. Verifica a taglio – V13 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

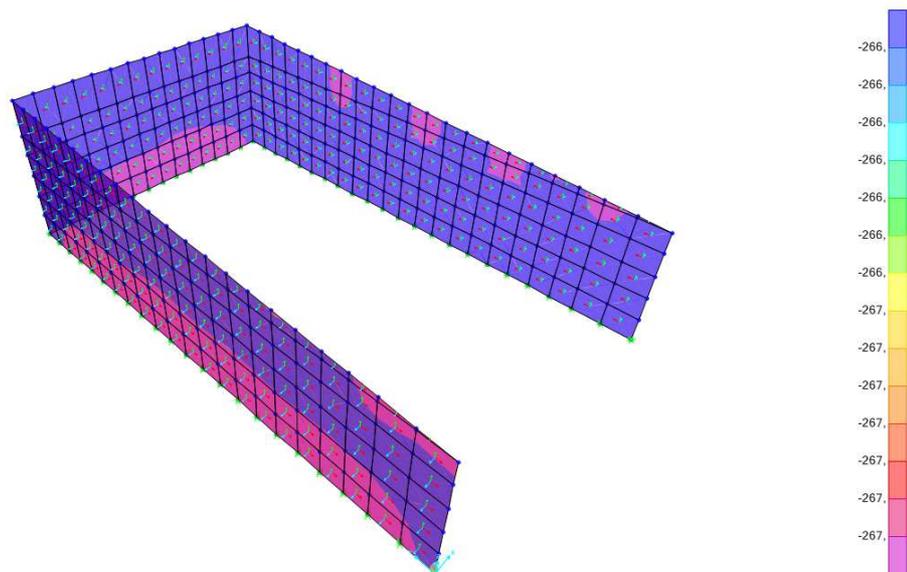
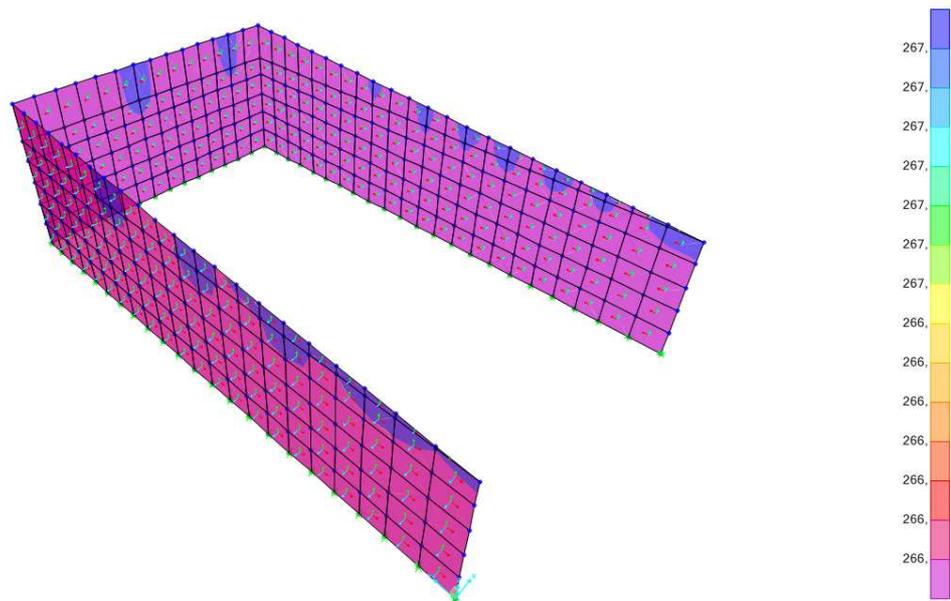


Figura 9-5. Verifica a taglio – V23 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

Nota: dove si manifesta il superamento della resistenza a taglio del calcestruzzo si inseriscono spille $\phi 14/40 \times 40$ cm.

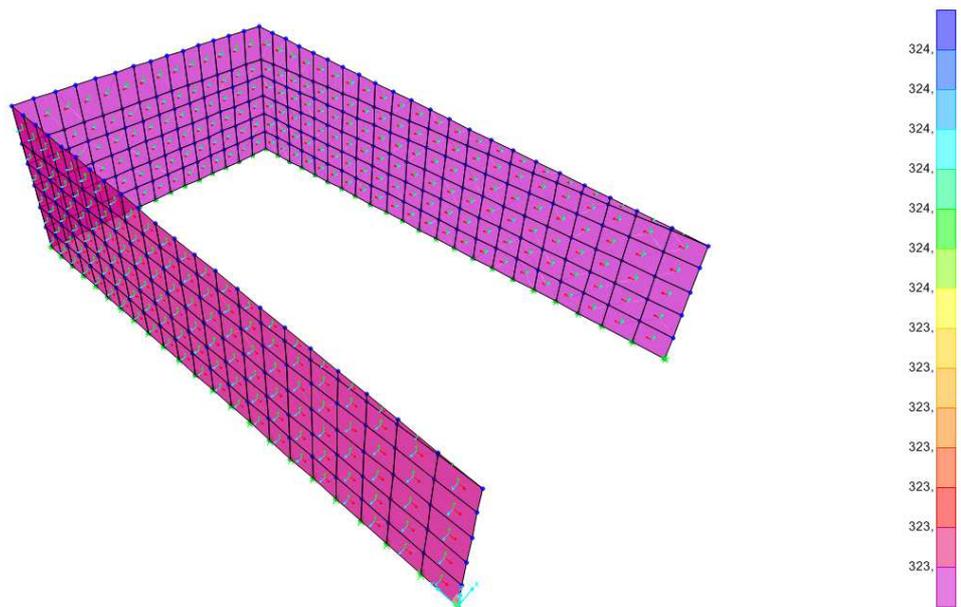
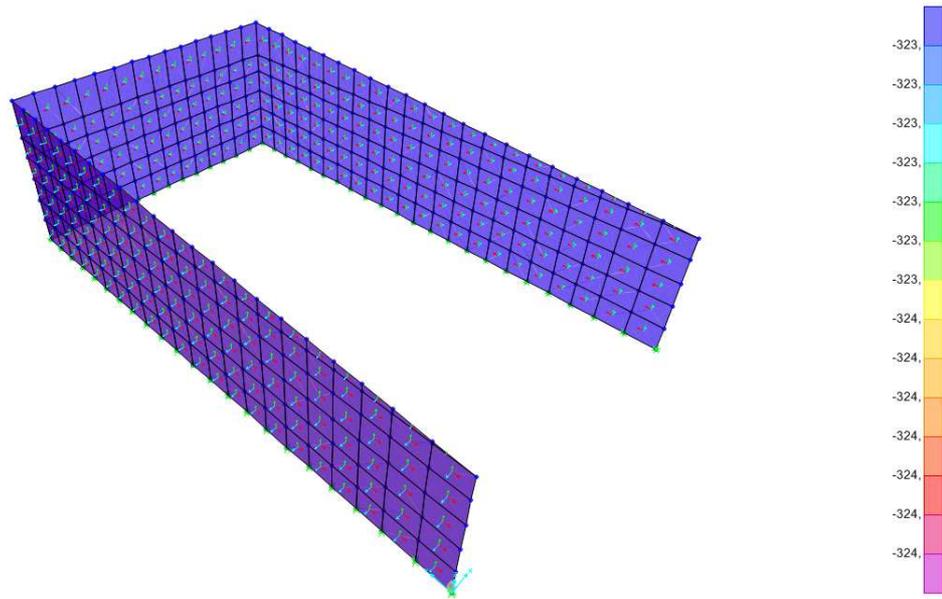


Figura 9-6. Verifica a fessurazione – M11 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

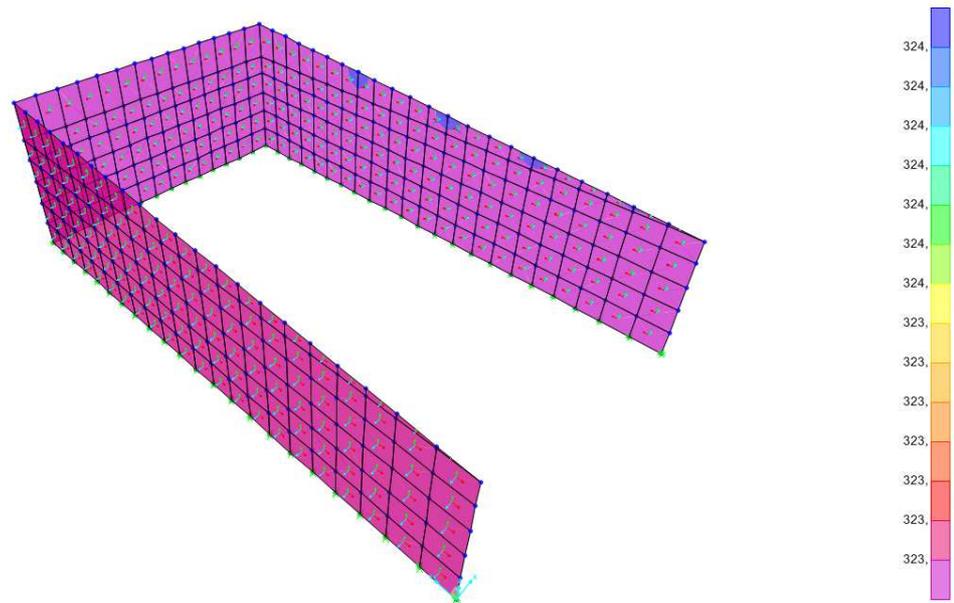
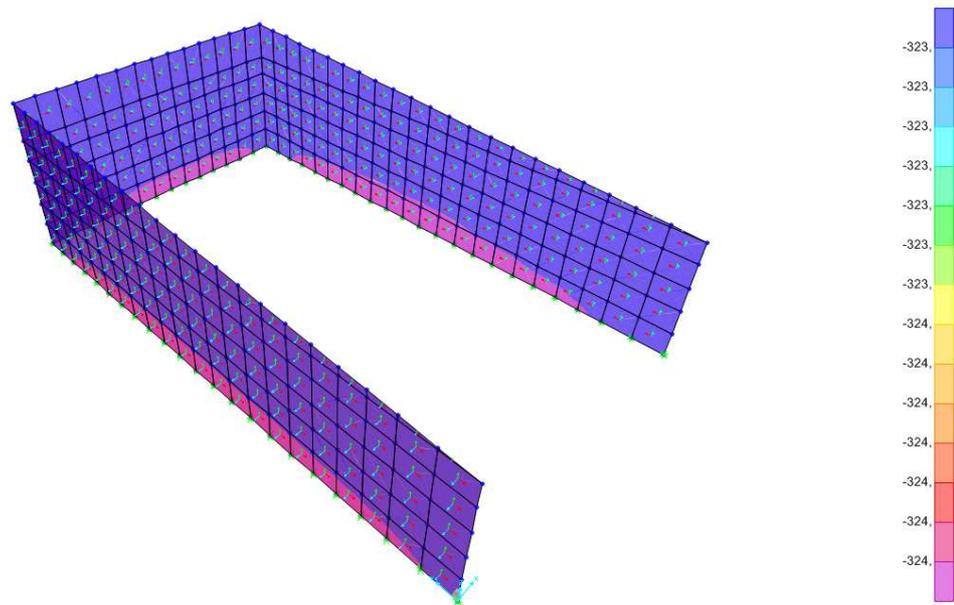


Figura 9-7. Verifica a fessurazione – M22 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

8.2.2 Setto (sp.500mm)

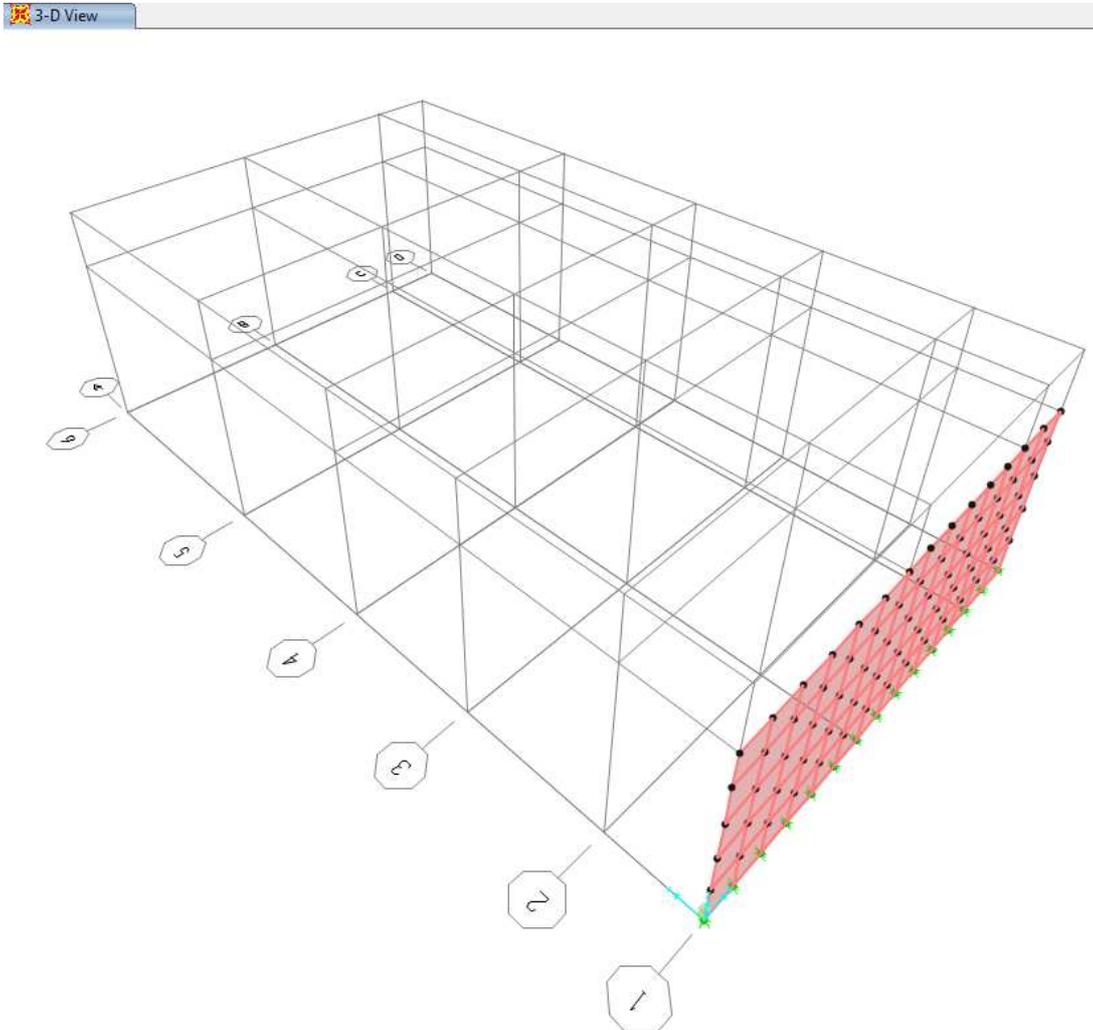


Figura 9-8. Spessore in c.a. con spessore pari a 500 mm

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Barre superiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.0	cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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

FABBRICATO CVE TIPO 1 Relazione di calcolo fabbricato tecnologico	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RS2S	00	D78CL	FA 00 00 014	A	63 di 85

Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
 N ult Sforzo normale ultimo [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult
1	S	0.00	1.00	0.06	262.7

NB: Nelle immagini seguenti si mostrano i momenti flettenti M11 e M22 imponendo un “*contour range*” pari al momento resistente, in modo da evidenziare subito eventuali carenze di armatura a flessione.

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vwct Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)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	Vsdu	Vwct	d	bw	Ro	Scp
2	S	1.00	185.29	45.0	100.0	0.0035	0.00

NB: Nelle immagini seguenti si mostrano i tagli agenti V12 e V23 imponendo un “*contour range*” pari al taglio resistente in assenza di specifica armatura a taglio, in modo da evidenziare carenze in termini di taglio.

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sclmax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
 Sclmin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
 Sc Eff Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [Mpa]
 K3 Coeff. di normativa = $0,25 (Sclmin + ScEff) / (2 Sclmin)$
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza $Beta1 * Beta2$
 Psi $= 1 - Beta12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - Beta12 * (fctm/Sclmin)^2 = 1 - Beta12 * (Mfess/M)^2$ [B.6.6 DM96]
 e sm Deformazione unitaria media tra le fessure. Tra parentesi il valore minimo = $0.4 Ss/Es$
 sm Distanza media in mm tra le fessure
 wk Apertura delle fessure in mm = $1,7 * Eps * Srm$. Tra parentesi è indicato il valore limite.
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	sm	wk	M Fess.
1	S	0.02	-0.02	0.0	---	---	0.000	---	0	---	125.97

NB: Nelle immagini seguenti si mostrano i momenti flettenti M11 e M22 imponendo un “*contour range*” pari al momento di prima fessurazione, in modo da evidenziare subito le zone soggette a fessurazione. In queste zone si effettua il calcolo puntuale dell’apertura delle fessure.

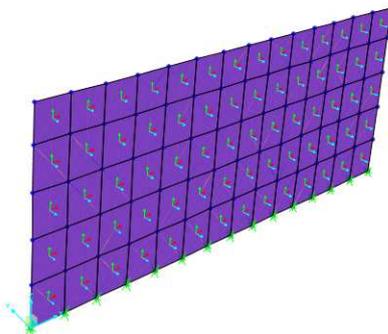
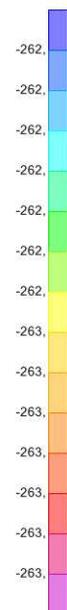
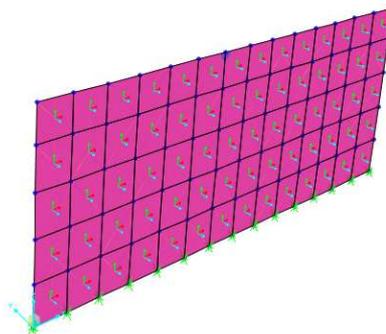
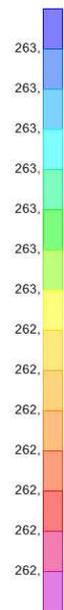


Figura 9-9. Verifica a flessione – M11 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

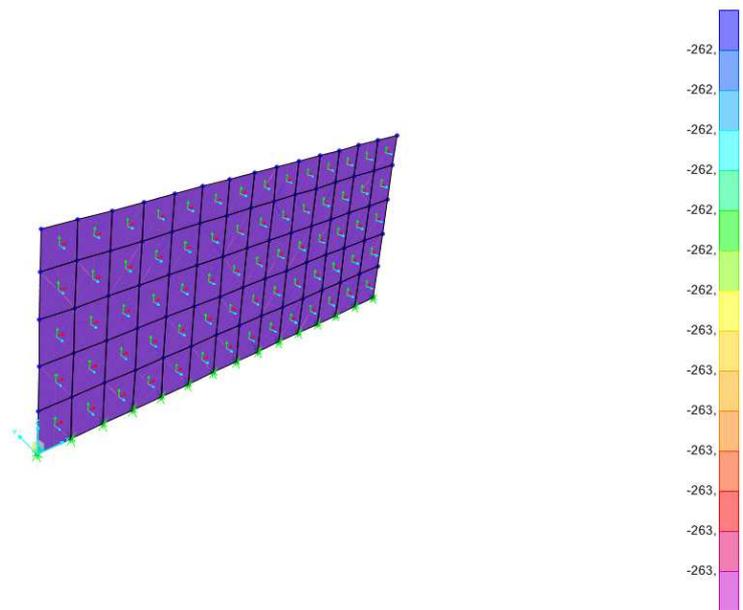
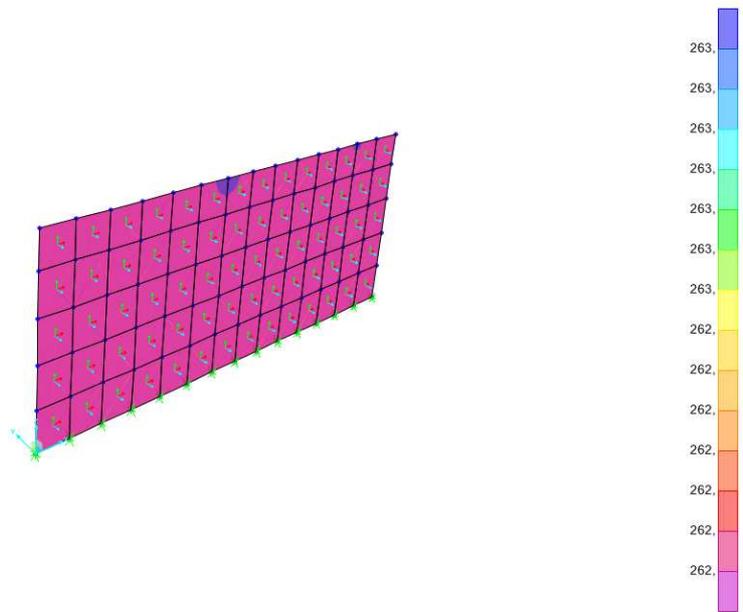


Figura 9-10. Verifica a flessione – M22 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

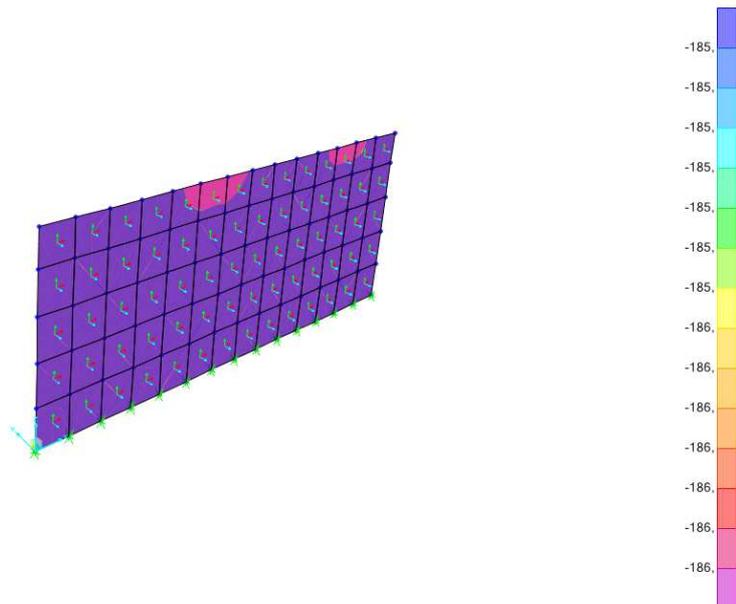
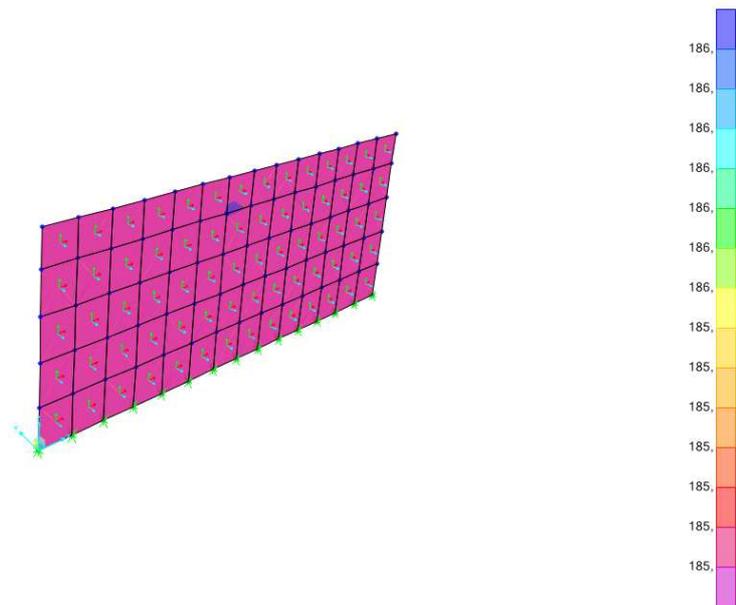


Figura 9-11. Verifica a taglio – V13 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

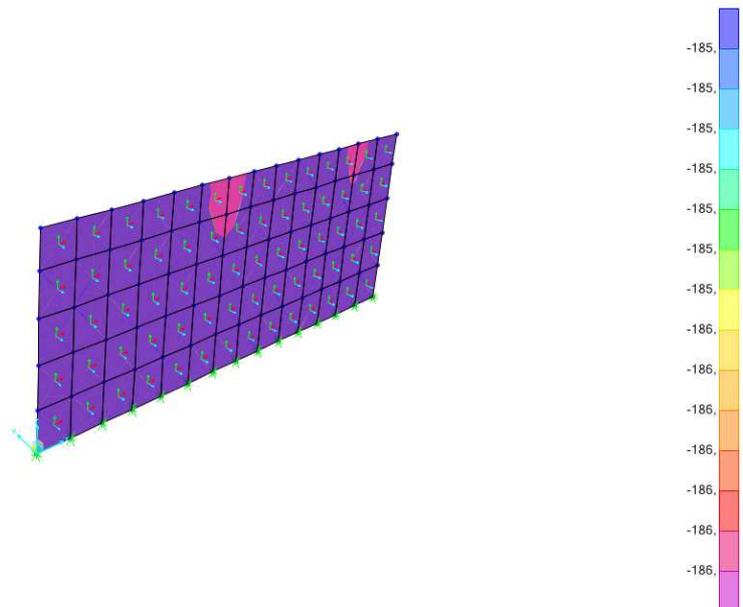
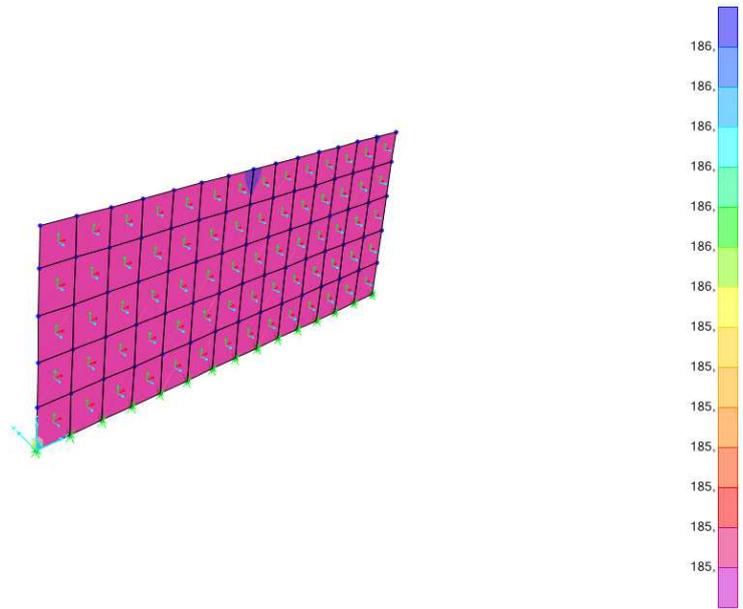


Figura 9-12. Verifica a taglio – V23 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

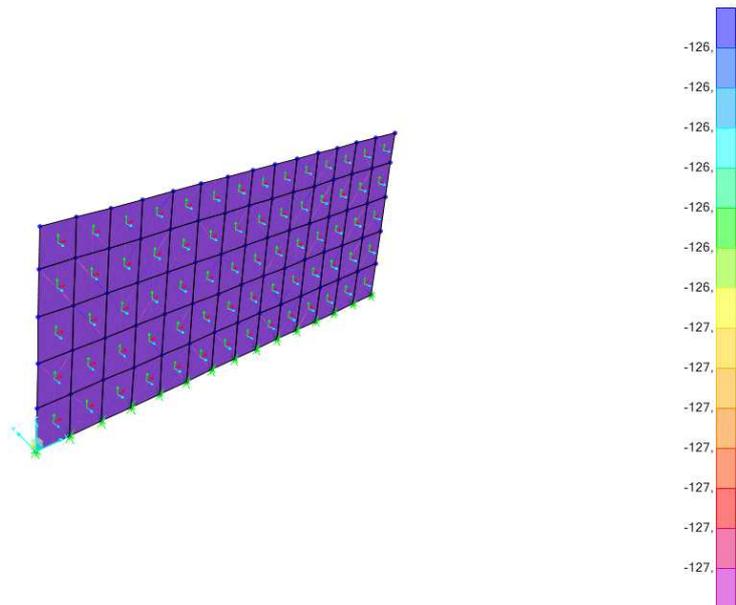
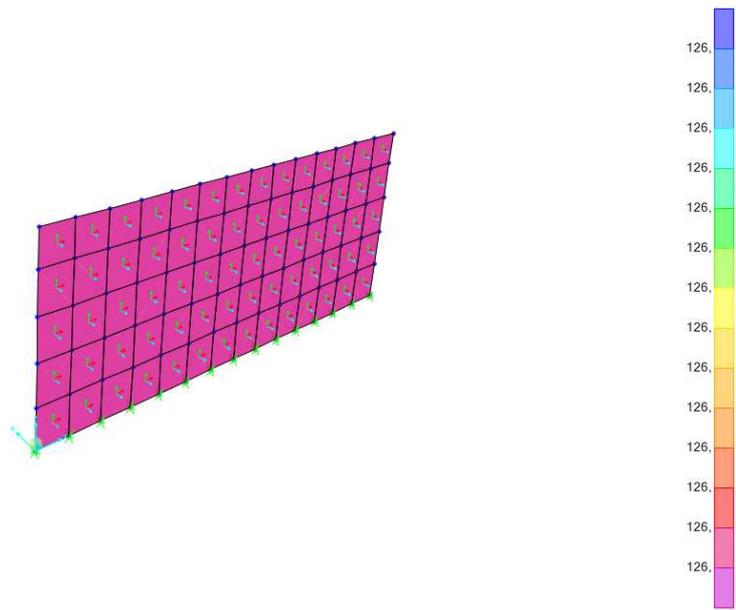


Figura 9-13. Verifica a fessurazione – M11 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

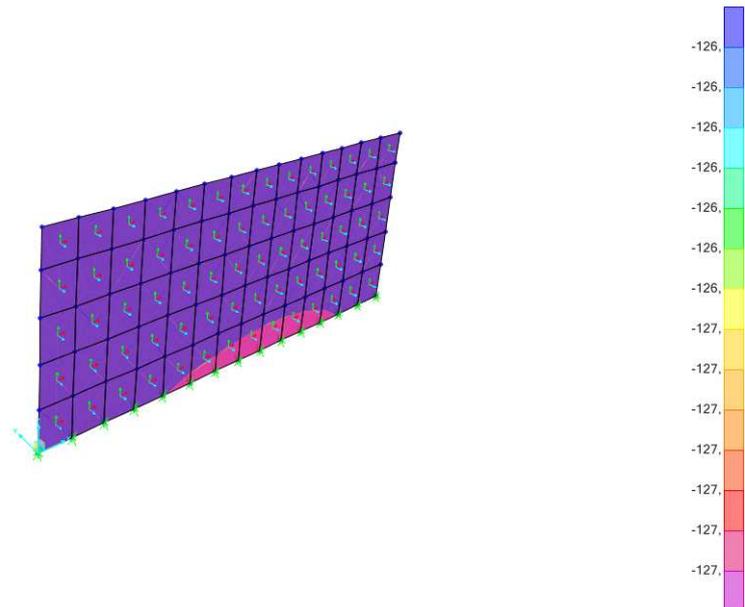
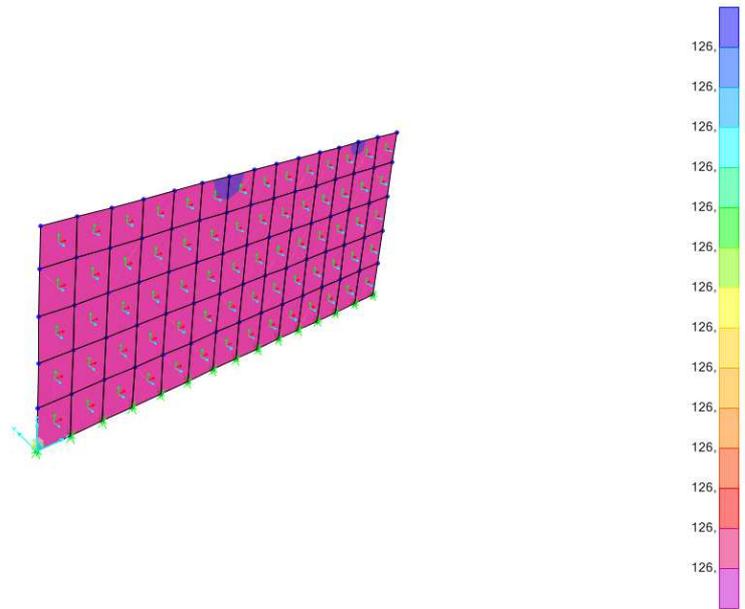


Figura 9-14. Verifica a fessurazione – M22 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

8.2.3 Platea (sp.800mm)

3-D View

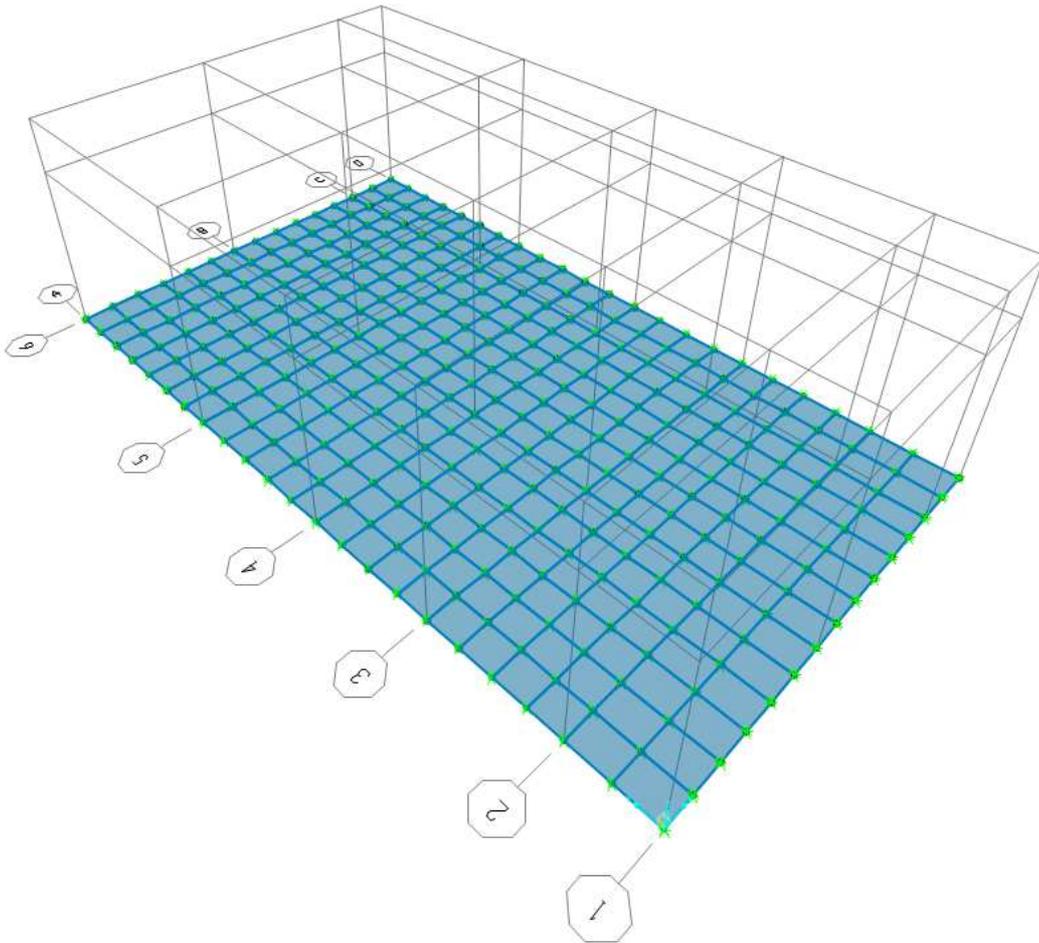


Figura 9-15. Spessore in c.a. con spessore pari a 800 mm

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	5Ø24	(22.6 cm ²)
Barre superiori:	5Ø24	(22.6 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

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

FABBRICATO CVE TIPO 1 Relazione di calcolo fabbricato tecnologico	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RS2S	00	D78CL	FA 00 00 014	A	71 di 85

N ult Sforzo normale ultimo [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult
1	S	0.00	1.00	0.00	626.37

NB: Nelle immagini seguenti si mostrano i momenti flettenti M11 e M22 imponendo un “*contour range*” pari al momento resistente, in modo da evidenziare subito eventuali carenze di armatura a flessione.

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vwct Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)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	Vsdu	Vwct	d	bw	Ro	Scp
2	S	1.00	265.84	74.0	100.0	0.0031	0.00

NB: Nelle immagini seguenti si mostrano i tagli agenti V12 e V23 imponendo un “*contour range*” pari al taglio resistente in assenza di specifica armatura a taglio, in modo da evidenziare carenze in termini di taglio.

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sclmax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
 Sclmin Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
 Sc Eff Tensione al limite dello spessore teso efficace nello STATO I [Mpa]
 K3 Coeff. di normativa = $0,25 (Sclmin + ScEff) / (2 Sclmin)$
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza $Beta1 * Beta2$
 Psi $= 1 - Beta12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - Beta12 * (fctm/Sclmin)^2 = 1 - Beta12 * (Mfess/M)^2$ [B.6.6 DM96]
 e sm Deformazione unitaria media tra le fessure. Tra parentesi il valore minimo = $0.4 Ss/Es$
 srm Distanza media in mm tra le fessure
 wk Apertura delle fessure in mm = $1,7 * Eps * Srm$. Tra parentesi è indicato il valore limite.
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	Sclmax	Sclmin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.01	-0.01	0.0	---	---	0.000	---	0	---	323.27

NB: Nelle immagini seguenti si mostrano i momenti flettenti M11 e M22 imponendo un “*contour range*” pari al momento di prima fessurazione, in modo da evidenziare subito le zone soggette a fessurazione. In queste zone si effettua il calcolo puntuale dell’apertura delle fessure.

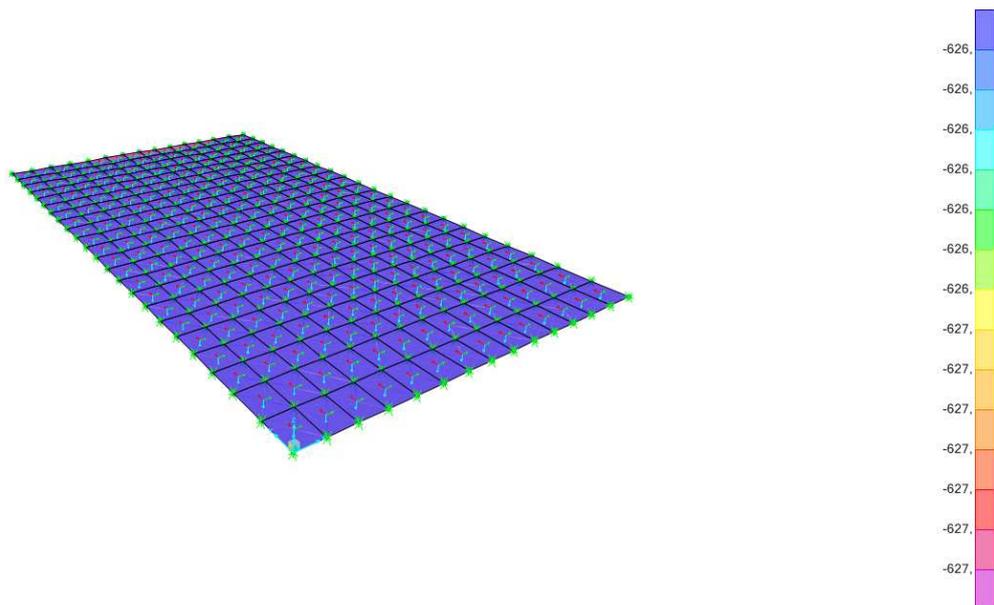
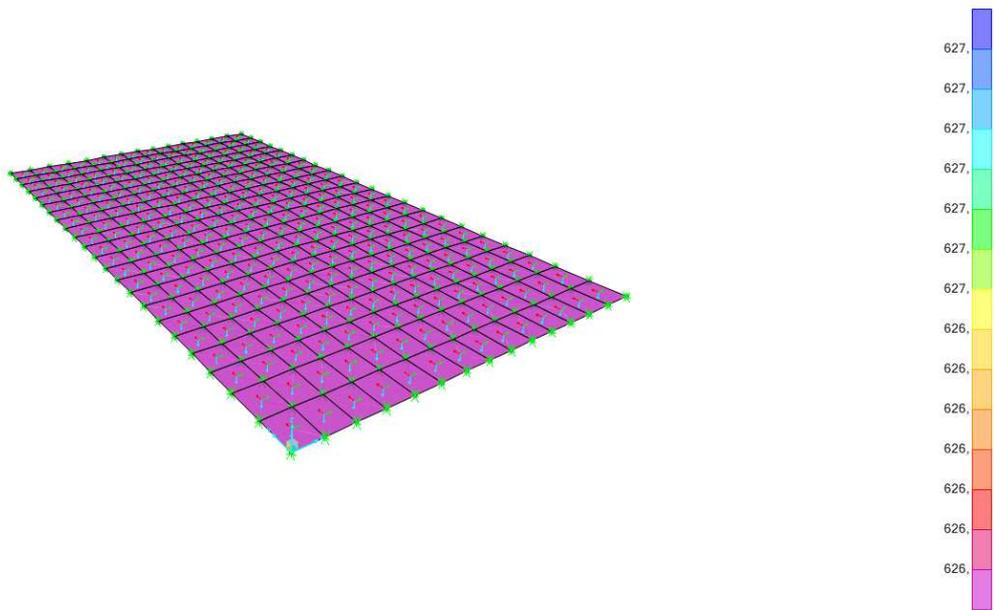


Figura 9-16. Verifica a flessione – M11 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)



PROGETTO DEFINITIVO

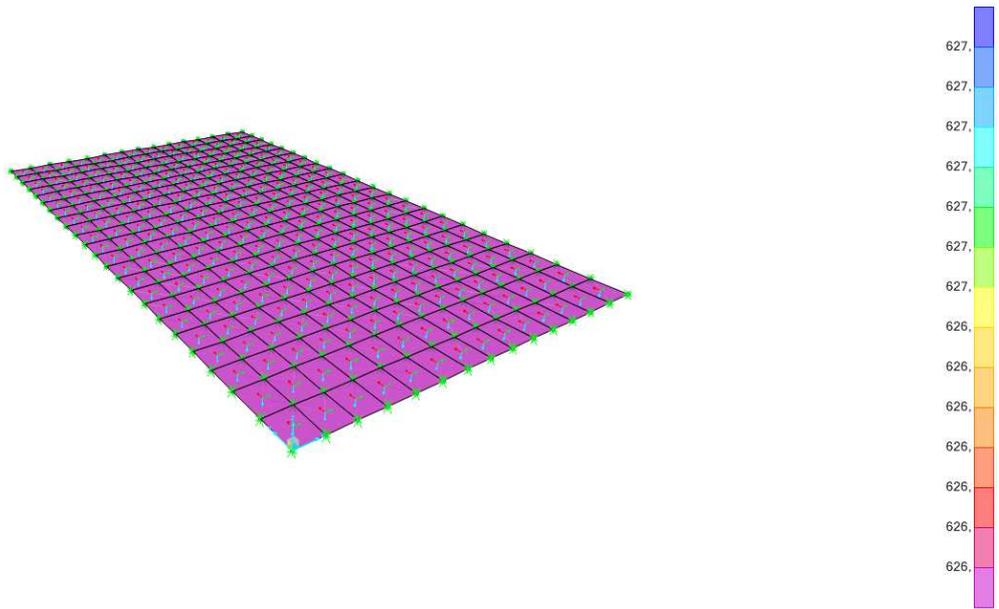
RELAZIONI DI CALCOLO PER IL PROGETTO DEFINITIVO DEI FABBRICATI TIPOLOGICI – Giampilieri - Fiumefreddo

FABBRICATO CVE TIPO 1

FABBRICATO CVE TIPO 1
Relazione di calcolo fabbricato tecnologico

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	00	D78CL	FA 00 00 014	A	73 di 85

Resultant M22 Diagram (ENV_SL - Max) x



Resultant M22 Diagram (ENV_SL - Min) x

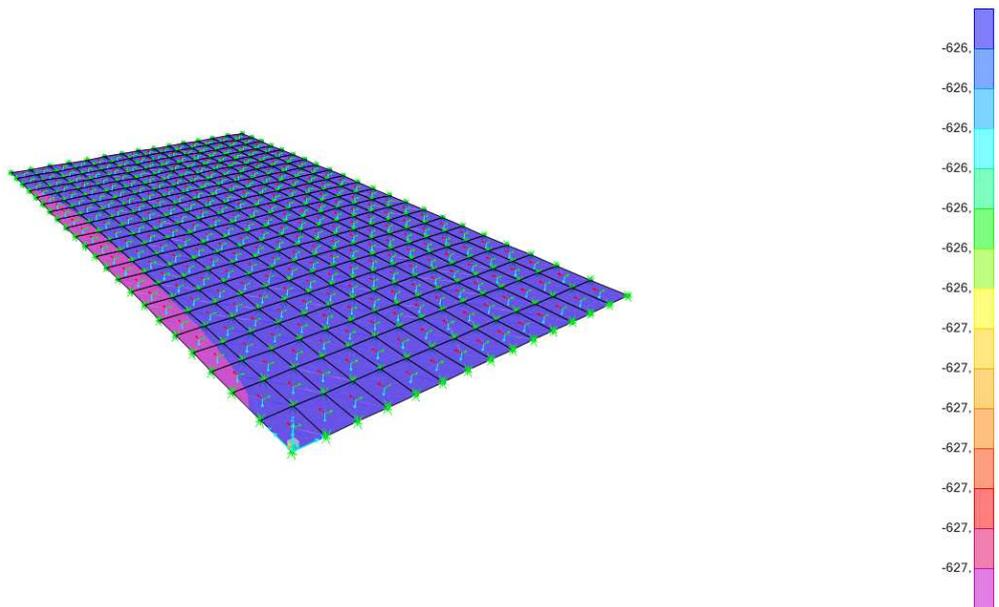


Figura 9-17. Verifica a flessione – M22 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

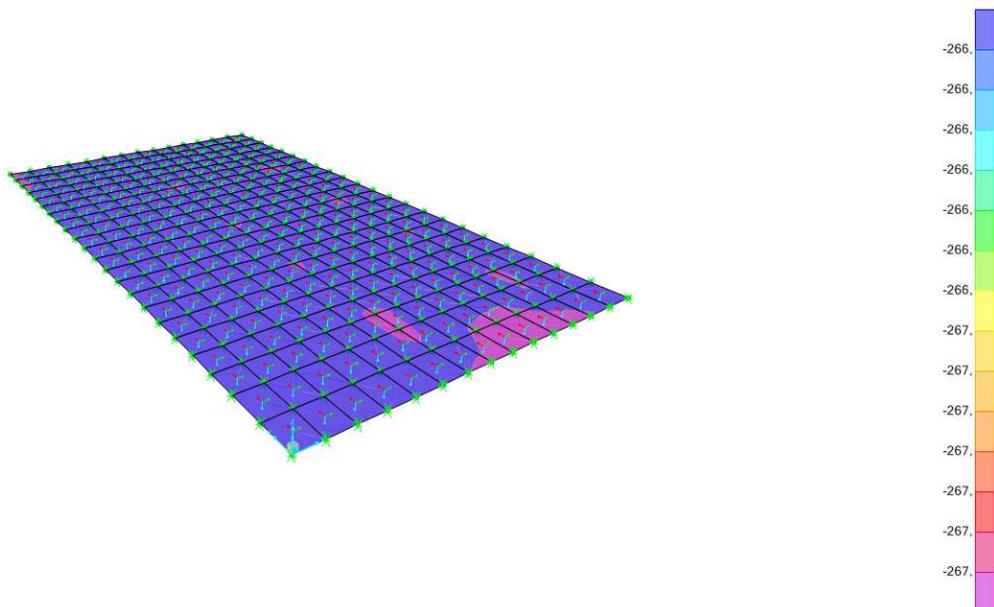
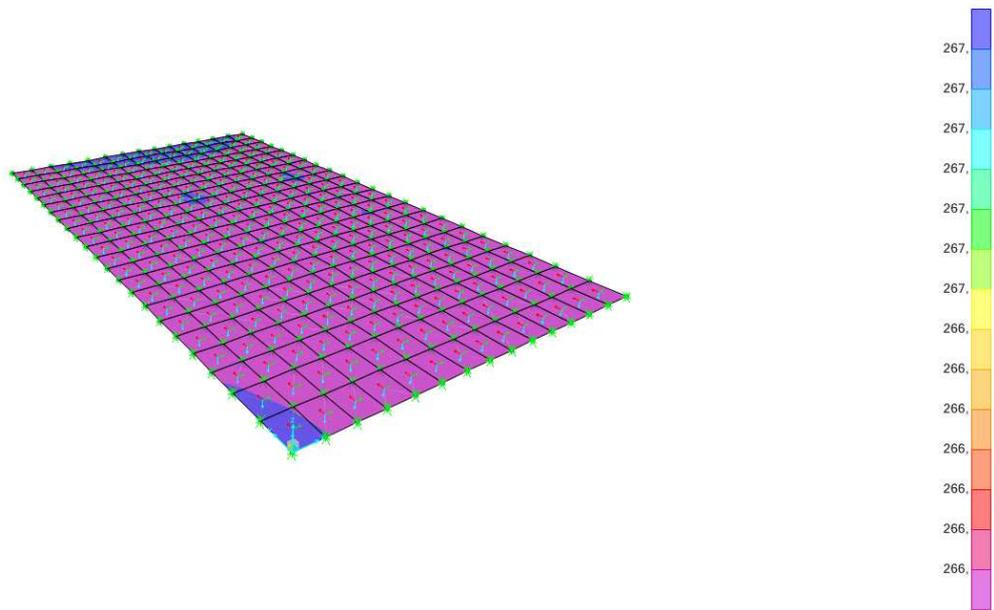


Figura 9-18. Verifica a taglio – V13 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

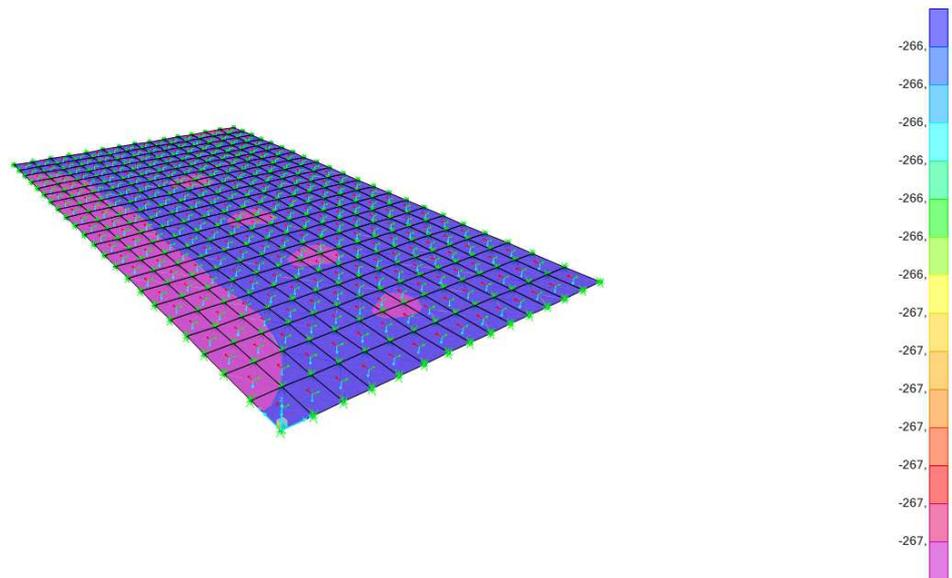
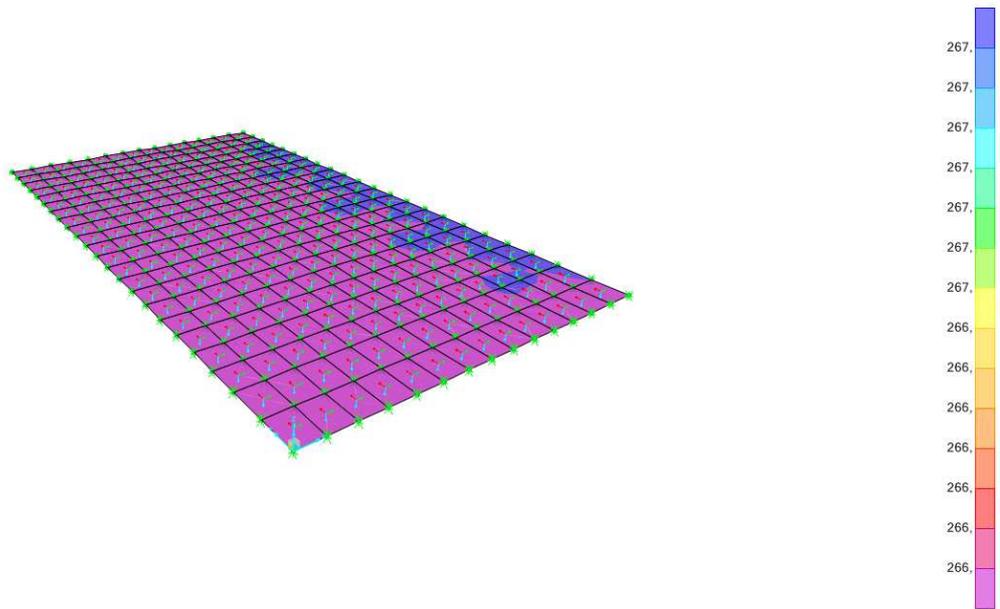


Figura 9-19. Verifica a taglio – V23 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

Nota: dove si manifesta il superamento della resistenza a taglio del calcestruzzo si inseriscono spille $\phi 14/40 \times 40$ cm.

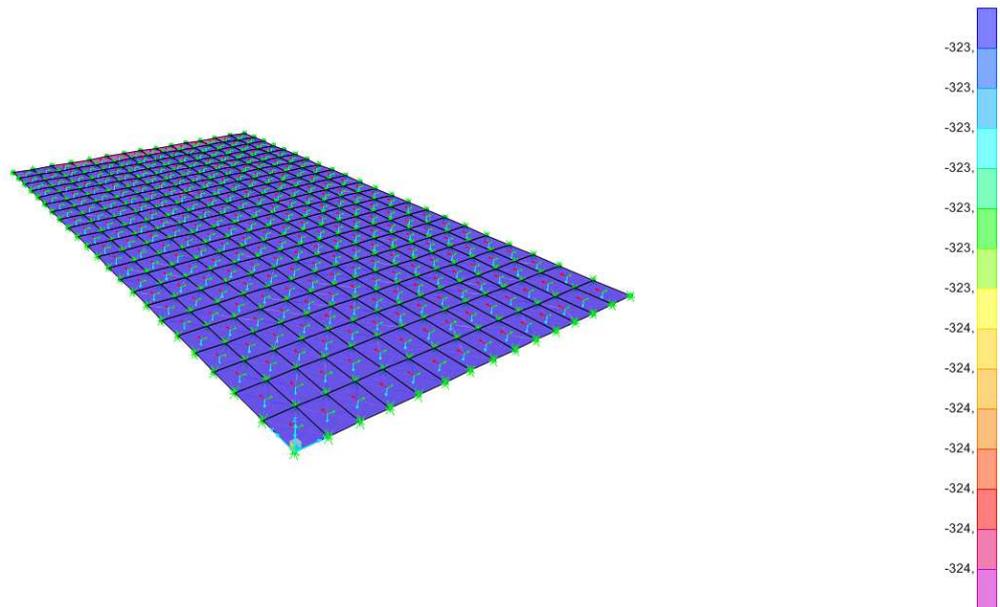
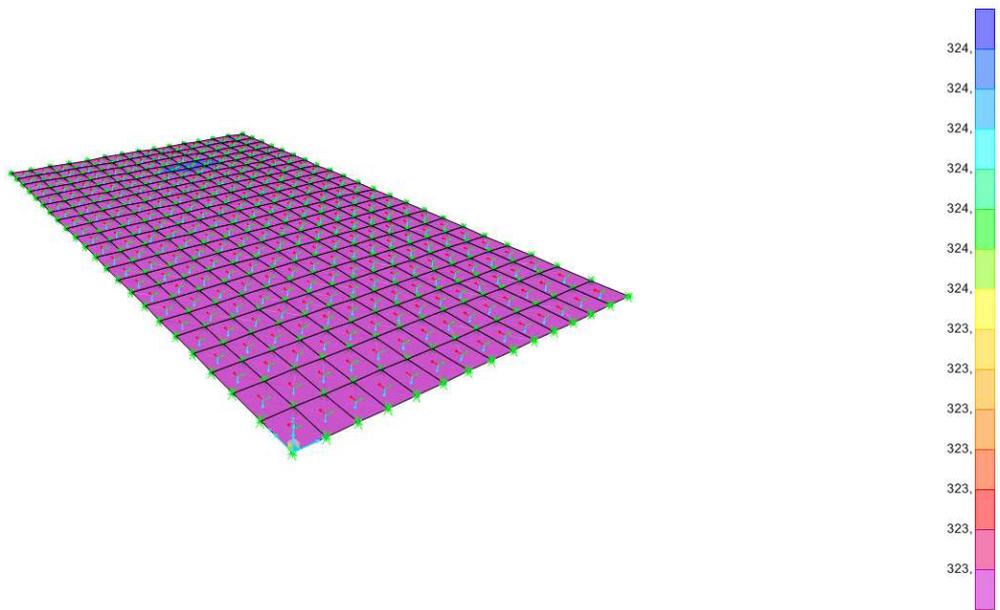


Figura 9-20. Verifica a fessurazione – M11 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

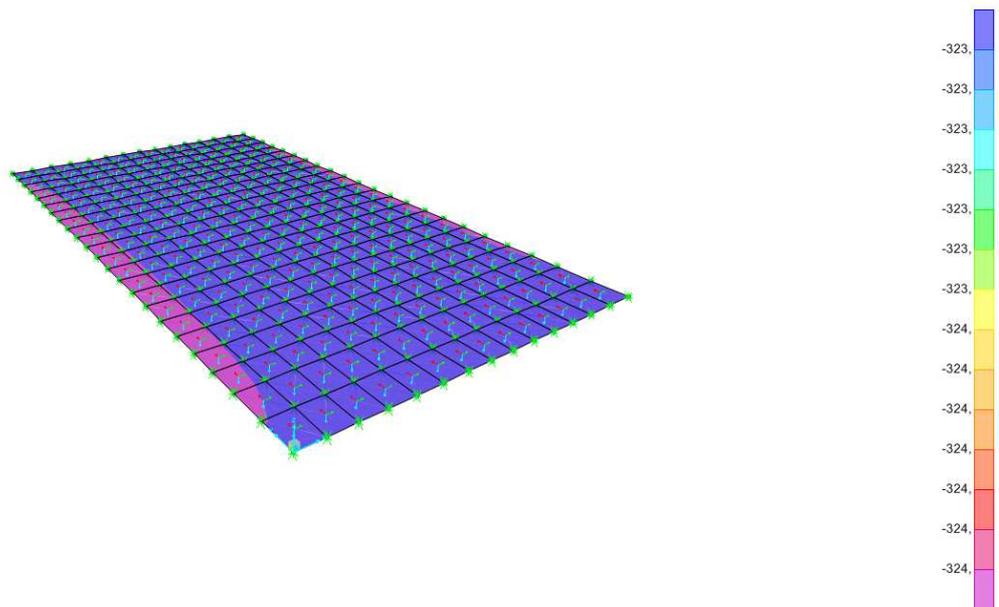
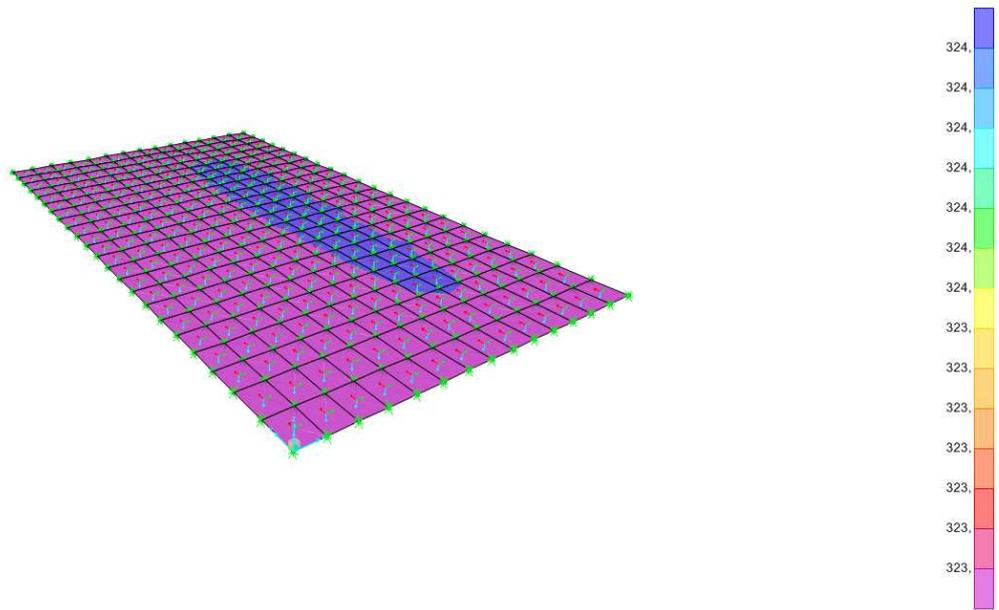


Figura 9-21. Verifica a fessurazione – M22 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

8.2.4 Verifica di portanza

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

Joint Reactions (ENV-SLU)

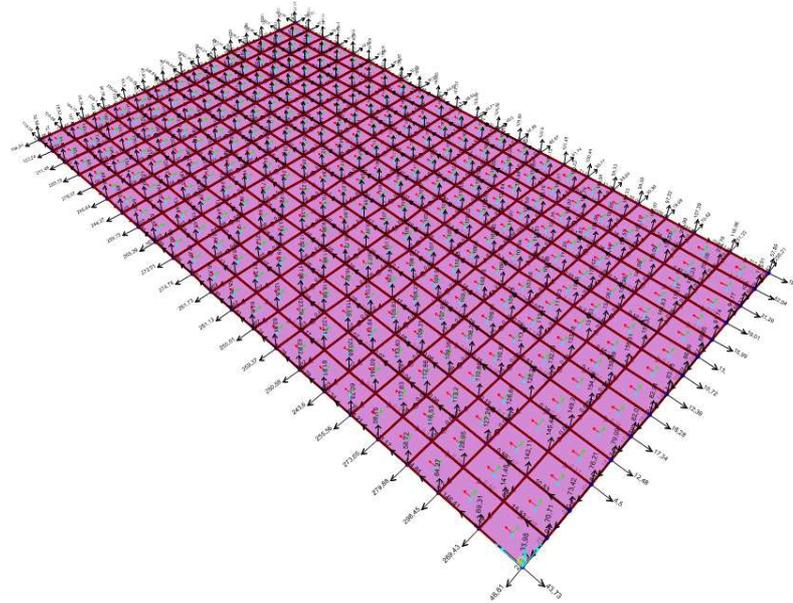


Figura 1-22. Pressioni agenti SLU [KN/m]

Joint Reactions (ENV-SLU)

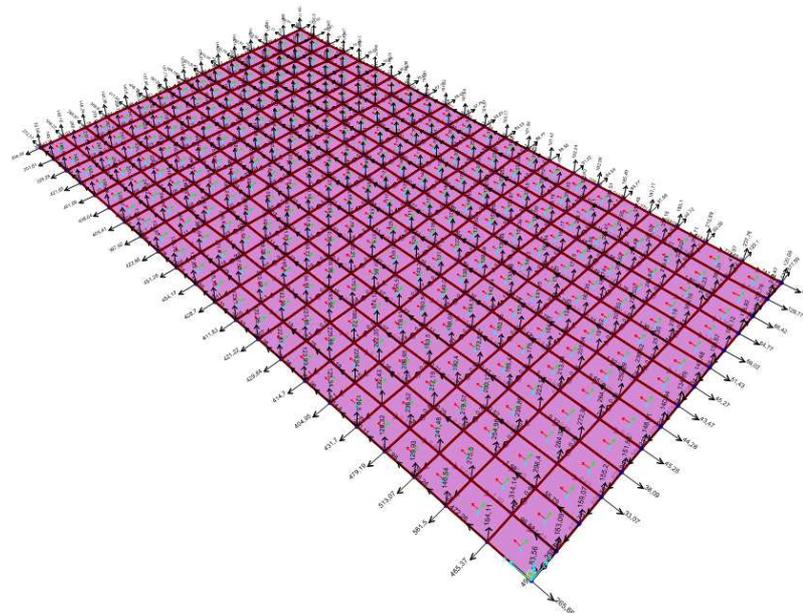


Figura 1-23. Pressioni agenti SLV [KN/m]

FABBRICATO CVE TIPO 1
 Relazione di calcolo fabbricato tecnologico

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	00	D78CL	FA 00 00 014	A	79 di 85

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^* N c^* s c^* d c^* i c^* b c^* g c^* z c + q^* N q^* s q^* d q^* i q^* b q^* g q^* z q + 0,5 \gamma^* B^* N \gamma^* s \gamma^* d \gamma^* i \gamma^* b \gamma^* g \gamma^* z \gamma$$

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

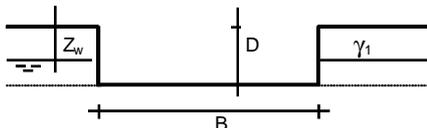
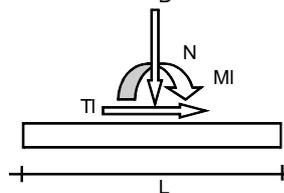
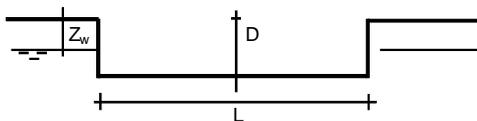
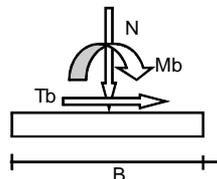
 $B^* =$ Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2^* e_B$)

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

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

coefficienti parziali

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


 γ, c', φ'

 (Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B	=	13.80	(m)
L	=	24.35	(m)
D	=	1.50	(m)


 $\beta_f = 0.00$ (°)

 $\beta_p = 0.00$ (°)

FABBRICATO CVE TIPO 1
Relazione di calcolo fabbricato tecnologico

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	00	D78CL	FA 00 00 014	A	80 di 85

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	101339		101339.00
Mb [kNm]			0.00
Ml [kNm]			0.00
Tb [kN]			0.00
Tl [kN]			0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

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

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\phi' = 35.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\phi' = 35.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 100.00 \quad (\text{m})$$

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

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

$$B^* = 13.80 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 24.35 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 28.50 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 33.30$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \phi'$$

$$N_c = 46.12$$

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

$$N_\gamma = 48.03$$

FABBRICATO CVE TIPO 1
 Relazione di calcolo fabbricato tecnologico

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	00	D78CL	FA 00 00 014	A	81 di 85

 s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.41$$

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

$$s_q = 1.40$$

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

$$s_\gamma = 0.77$$

 z_c, z_q, z_γ : fattori di inerzia

$$z_c = 1 - 0.32 \cdot kh$$

$$z_c = 0.89$$

$$z_q = (1 - kh / tg \varphi) \cdot 0.35$$

$$z_q = 0.79$$

$$z_\gamma = z_q$$

$$z_\gamma = 0.79$$

 i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.64$$

$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.36$$

$$m = 1.64 \quad (-)$$

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

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

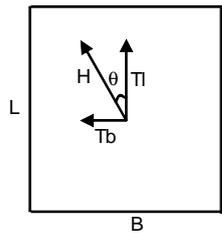
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$


 d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_q = 1.03$$

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

$$d_c = 1.03$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

FABBRICATO CVE TIPO 1

Relazione di calcolo fabbricato tecnologico

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RS2S

00

D78CL

FA 00 00 014

A

82 di 85

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 4899.30 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 301.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 2130.13 \geq q = 301.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Le pressioni trasmesse dalla fondazione risultano inferiori al carico limite del terreno.

**PROGETTO DEFINITIVO****RELAZIONI DI CALCOLO PER IL PROGETTO DEFINITIVO DEI FABBRICATI TIPOLOGICI – Giampilieri - Fiumefreddo****FABBRICATO CVE TIPO 1**

FABBRICATO CVE TIPO 1

Relazione di calcolo fabbricato tecnologico

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RS2S

00

D78CL

FA 00 00 014

A

83 di 85

9 VERIFICHE AL FUOCO

Le verifiche di resistenza al fuoco sono state condotte secondo le prescrizioni dettate dal DM 16-02-2007

“Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione”.

(GU n. 74 del 29-3-2007- Suppl. Ordinario n. 87);

Nello specifico si è proceduto per la classificazione della resistenza al fuoco delle varie parti della struttura tramite il metodo tabellare semplificato, tale metodo consente di omettere la verifica analitica di resistenza al fuoco della sezione adottando un opportuno copriferro baricentrico delle barre longitudinali in base alla funzione degli elementi portanti, della loro esposizione al calore e della Classe di capacità di prestazione R che si vuole garantire.

Tutte le zone: **R 120**

Si effettuerà la definizione del copriferro minimo da adottare in base alla classe di resistenza al fuoco R minima che dobbiamo garantire.

9.1 RESISTENZA AL FUOCO:TRAVI

Riportiamo di seguito il prospetto D.6.1 relativo alle Travi in calcestruzzo armato ordinario e precompresso.

Classe	Combinazioni possibili di b e a				b _w
30	b = 80 / a = 25	120 / 20	160 / 15	200 / 15	80
60	b = 120 / a = 40	160 / 35	200 / 30	300 / 25	100
90	b = 150 / a = 55	200 / 45	300 / 40	400 / 35	100
120	b = 200 / a = 65	240 / 60	300 / 55	500 / 50	120
180	b = 240 / a = 80	300 / 70	400 / 65	600 / 60	140
240	b = 280 / a = 90	350 / 80	500 / 75	700 / 70	160

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di b e a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

Classe di resistenza al fuoco R 120

Dal prospetto sopra si evince che per garantire la Classe R 120 è richiesta una larghezza minima delle travi pari a 300 mm con copriferro baricentrico pari a 55mm.

9.2 RESISTENZA AL FUOCO: PILASTRI

Riportiamo di seguito il prospetto D.6.2 relativo ai Pilastri in calcestruzzo armato ordinario e precompresso.

Classe	Esposto su più lati		Esposto su un lato
30	B = 200 / a = 30	300 / 25-	160 / 25
60	B = 250 / a = 45	350 / 40	160 / 25
90	B = 350 / a = 50	450 / 40	160 / 25
120	B = 350 / a = 60	450 / 50	180 / 35
180	B = 450 / a = 70	-	230 / 55
240	-	-	300 / 70

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

Si ricade nel caso di pilastri esposti su un lato.

Classe di resistenza al fuoco R 120

Dal prospetto sopra si evince che per garantire la Classe R 120 avendo pilastri esposti su un lato, è richiesta una larghezza minima dei pilastri pari a 180 mm e un copriferro baricentrico pari a 35 mm.

9.3 RESISTENZA AL FUOCO: SOLAI

Riportiamo di seguito il prospetto D.5.1 relativo alle solette e solai in calcestruzzo armato

Classe	30	60	90	120	180	240
Solette piene con armatura monodirezionale	H = 80 / a = 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65
Solai misti di lamiera di acciaio con riempimento di calcestruzzo ⁽¹⁾	H = 80 / a = 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65
Solai a travetti con alleggerimento ⁽²⁾	H = 160 / a = 15	200 / 30	240 / 35	240 / 45	300 / 60	300 / 75
Solai a lastra con alleggerimento ⁽³⁾	H = 160 / a = 15	200 / 30	240 / 35	240 / 45	300 / 60	300 / 75

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di H e a ne devono tenere conto nella seguente maniera: 10 mm di intonaco normale (definizione in D.4.1) equivale ad 10 mm di calcestruzzo; 10 mm di intonaco protettivo antincendio (definizione in D.4.1) equivale a 20 mm di calcestruzzo. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

(1) In caso di lamiera grecata H rappresenta lo spessore medio della soletta. Il valore di a non comprende lo spessore della lamiera. La lamiera ha unicamente funzione di cassero. In caso contrario la lamiera va protetta secondo quanto indicato in D.7.1

(2) Deve essere sempre presente uno strato di intonaco normale di spessore non inferiore a 20 mm ovvero uno strato di intonaco isolante di spessore non inferiore a 10 mm.

(3) In caso di alleggerimento in polistirene o materiali affini prevedere opportuni sfoghi delle sovrappressioni.

Classe di resistenza al fuoco R 120

Dal prospetto sopra si evince che per garantire la Classe R 120 per solai a travetti con alleggerimento, si deve avere uno spessore minimo pari a 240 mm ed un copri ferro baricentrico delle barre pari a 45 mm.

Si adotta solaio a predalle 4+16+4.

Copri ferro baricentrico delle barre dei travetti ($\phi 16$) = 40mm (predalle) + 8mm = 45mm

10 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Come riportato nella Circolare Esplicativa 2 febbraio 2009 n° 617 al Par. C7.3.6.3, la prestazione consistente nell'evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione sismica delle tamponature si può ritenere conseguita con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm.

Per le tamponature si prevedono nervature verticali collegate alla struttura superiore ed inferiore ogni 15 mq di superficie e comunque ad interasse non superiore a 3,50 m. Per i muri divisorii interni si prevedono nervature verticali collegate alla struttura superiore ed inferiore ogni 20 mq di superficie e comunque ad interasse non superiore a 3,00 m.

11 INCIDENZA ARMATURE

Travi	120	[kg/mc]
Pilastrini	140	[kg/mc]
Predalles	110	[kg/mc]
Muri sp.800 mm	130	[kg/mc]
Muri sp.500 mm	150	[kg/mc]
Platea di fondazione sp.800	135	[kg/mc]

12 CONCLUSIONI

Con la presente relazione si è proceduto al progetto e alla verifica del fabbricato in oggetto allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio.