

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI – FIUMEFREDDO

Lotto 0: Fiumefreddo – Giampileri

FABBRICATO VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA

FA00 - Relazione di calcolo fabbricato e vasca

SCALA:

-

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

RS2S 00 D 78 CL FA0200 003 A

	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione	A. Ingletti	Dic. 2017	S. Ballo L. Fanelli	Dic. 2017	P. Carlesimo 	Dic. 2017	D. Tiberti Dic. 2017 ITALENT S.p.A. c/o Direzione UO Infrastrutture Sud P.le Ling. Donat. Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10879

File: RS2S00D78CLFA0000003A.doc

n. Elab.: 291

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	15
3.4	AZIONE DELLA NEVE.....	16
3.5	AZIONE DEL VENTO.....	17
3.6	TAMPONATURE/PARAPETTO	20
3.7	AZIONE SISMICA	21
3.8	SPINTA STATICA DELLE TERRE.....	28
3.9	SOVRASPINTA SISMICA	29
3.10	SPINTA DELL'ACQUA	31
3.11	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	32
4	ANALISI DINAMICA MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA.....	35
4.1	ANALISI MODALE	35
5	DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI	40
6	CALCOLO DEL SOLAIO	44
6.1.1	<i>Verifica di resistenza</i>	47

FABBRICATO VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA Relazione di calcolo	COMMESSA RS2S	LOTTO 00	CODIFICA D78CL	DOCUMENTO FA 00 00 003	REV. A	FOGLIO 3 di 97
6.1.2						50
6.1.2						50
7						51
7						51
7.1						55
7.1						55
7.1.1						55
7.1.1						55
7.2						58
7.2						58
7.2.1						58
7.2.1						58
8						60
8						60
8.1						60
8.1						60
8.1.1						60
8.1.1						60
8.2						62
8.2						62
8.2.1						62
8.2.1						62
8.3						64
8.3						64
9						65
9						65
9.1						65
9.1						65
9.2						66
9.2						66
9.2.1						66
9.2.1						66
9.2.1						74
9.2.1						74
9.2.2						82
9.2.2						82
9.3						90
9.3						90
10						95
10						95
10.1						95
10.1						95
10.2						96
10.2						96
10.3						96
10.3						96
11						97
11						97
12						97
12						97
13						97
13						97

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 "VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA".

L'edificio è costituito da un piano interrato, uno fuori terra e da una copertura piana.

La struttura interrata è costituita da setti in c.a., l'elevazione da telai con pilastri e travi in cemento armato avente una pianta rettangolare di dimensioni pari a circa 14.2m x 6.6m. Le travi di copertura "emergenti" hanno sezione 30cm x 40cm. Tutti i pilastri hanno sezione di base di 30cm x 70cm. 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 24 cm e comprende 4 cm di caldana superiore, 16 cm di alleggerimento e 4 cm di pannello di predalle inferiore.

La fondazione prevista è costituita da platea di fondazione dello spessore di 0.5m.

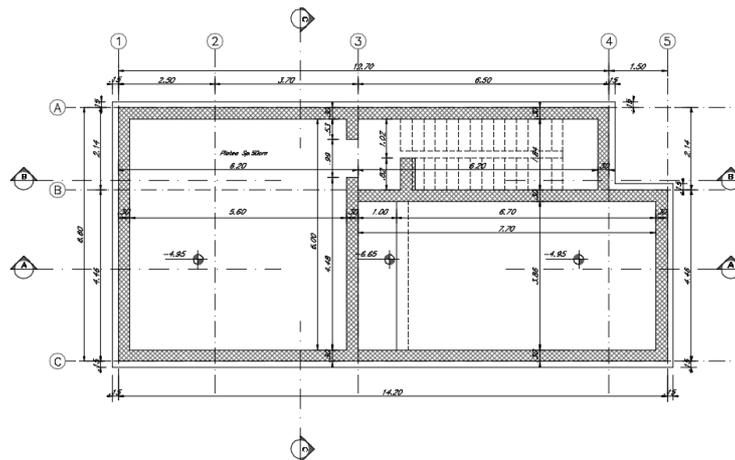


Figura 1-1. Carpenteria fondazioni.

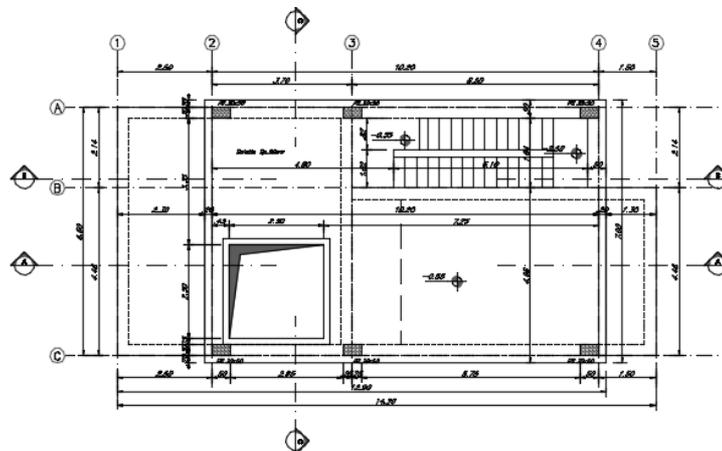


Figura 1-2. Carpenteria piano terra.

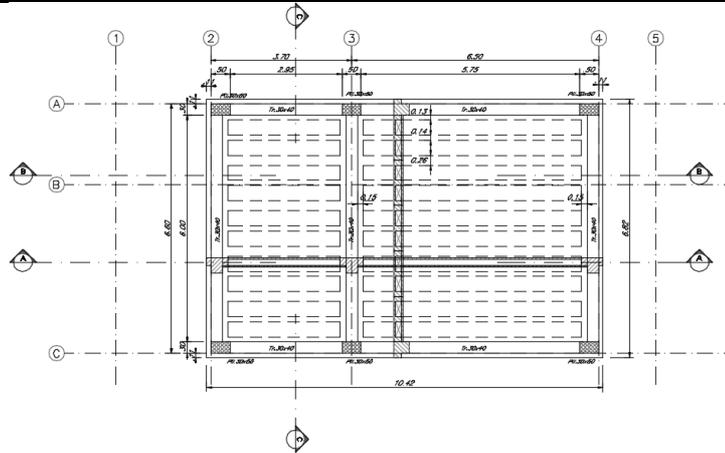


Figura 1-3. Carpenteria copertura.

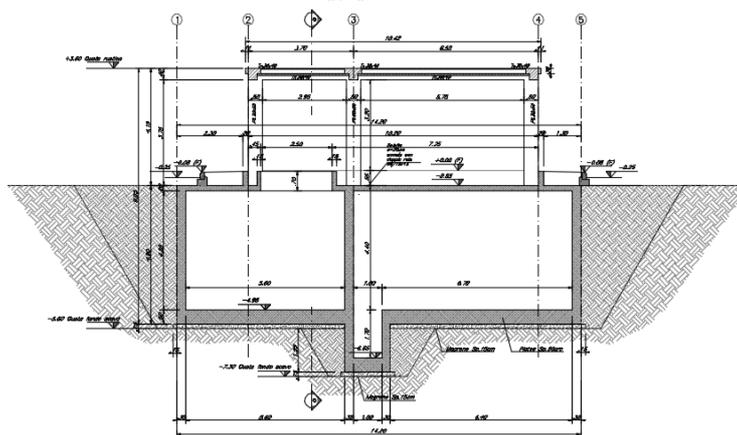


Figura 1-4. Sezione A

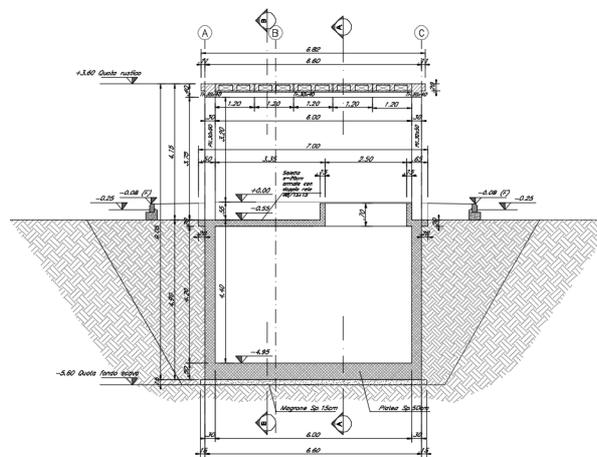


Figura 1-5. Sezione B

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 VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA.

Tipologia	V _N [ar]	C _U	V _R =V _N ·C _U [ar]	Latitudine	Longitudine	Alt. s.l.m. [m]	a _g [g]	F ₀ [-]	T _c * [s]	Cat. Sottosu	Cat. Topograf
Centrale di pressurizzazione	75	1.5	112.5	37.802755	15.208061	70.00	0.273	2.628	0.342	C	T1
Centrale di pressurizzazione	75	1.5	112.5	37.831430	15.225323	68.00	0.276	2.592	0.351	C	T1
Centrale di pressurizzazione	75	1.5	112.5	37.839158	15.237178	73.00	0.278	2.576	0.355	C	T1
Centrale di pressurizzazione	75	1.5	112.5	37.871957	15.300091	10.00	0.310	2.486	0.365	C	T1
Centrale di pressurizzazione	75	1.5	112.5	37.935935	15.341797	45.00	0.329	2.472	0.372	C	T2
Centrale di pressurizzazione	75	1.5	112.5	37.999598	15.405590	47.00	0.343	2.460	0.380	C	T1
Centrale di pressurizzazione	75	1.5	112.5	38.059643	15.477199	13.00	0.357	2.455	0.386	C	T1

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.

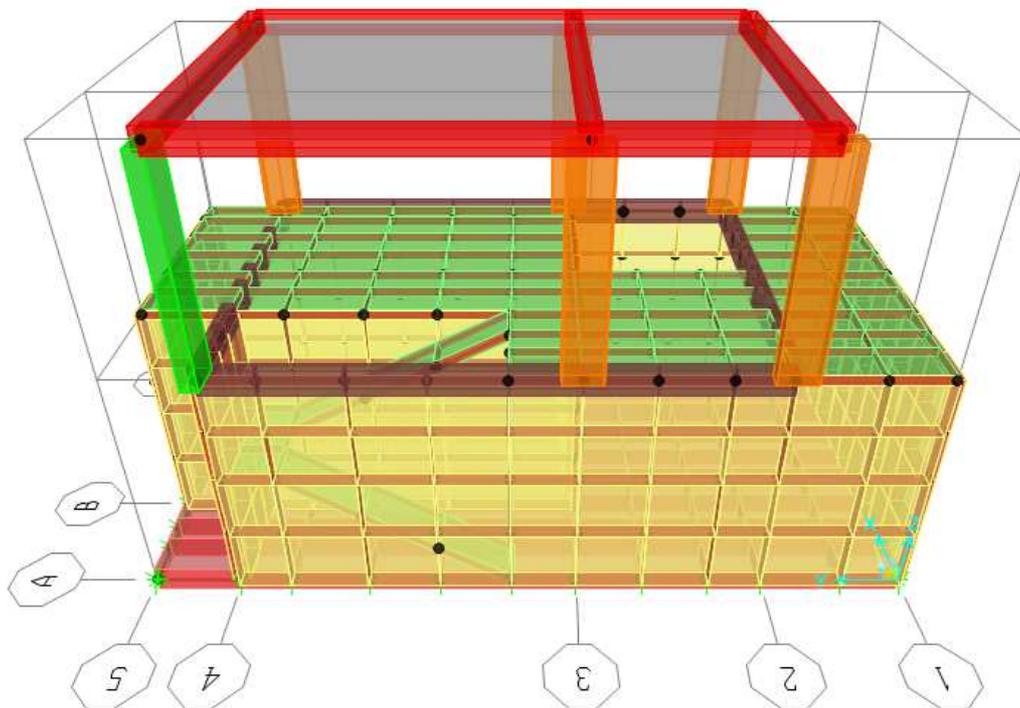


Figura 2-1. Vista estrusa del modello 3D

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 $f_{cfk} = 0.7 \cdot f_{cfm} =$ Resistenza cilindrica caratteristica a trazione $E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} =$ Modulo ElasticoCoefficiente 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).

	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO PER IL PROGETTO DEFINITIVO DEI FABBRICATI TIPOLOGICI – Giampilieri - Fiumefreddo FABBRICATO VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA					
	FABBRICATO VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA Relazione di calcolo	COMMESSA RS2S	LOTTO 00	CODIFICA D78CL	DOCUMENTO FA 00 00 003	REV. A

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 interessarne 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;
- spinta dell'acqua.

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 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

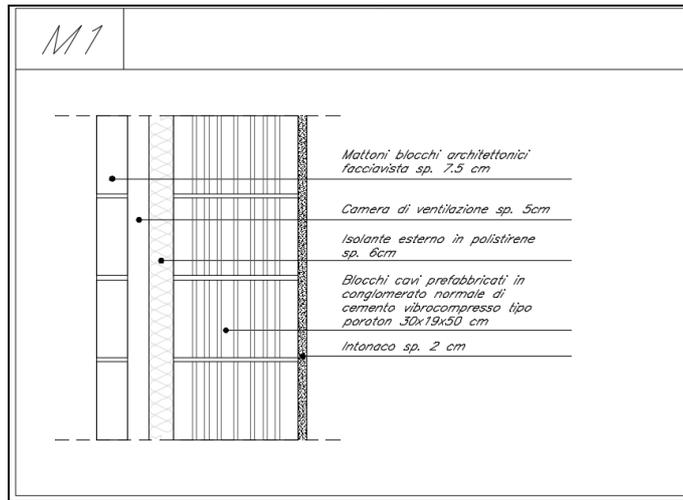
Struttura principale in c.a.

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

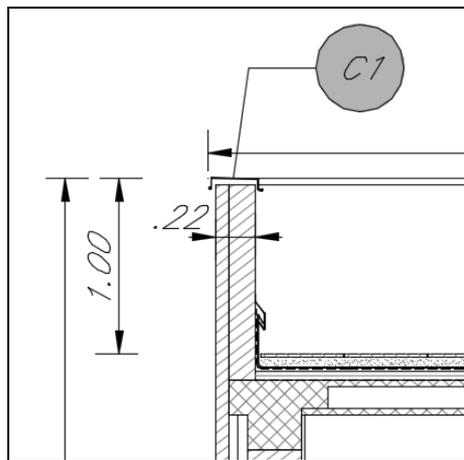
$$\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$$

3.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

- Tamponamenti esterni

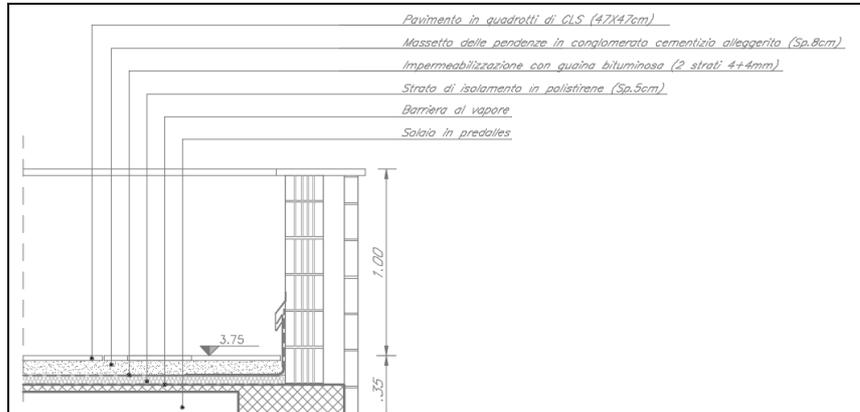


Sl.no	Descrizione		Tipo	Densità kN/m ³	Height of wall (m) = Storey Ht-Beam Depth =	Peso kN/m ²	Carichi kN/m
	TIPOLOGIA	Spessore in (m)					
1	Mattoni facciavista	0.075	Pieno	17	3.75	1.28	4.78
2	Blocchi cavi in CLS vibrocompressato	0.1	CLS	12	3.75	1.20	4.50
3	Intonaco	0.02	Pieno	20	3.75	0.40	1.50
Tot:						2.88	10.78



PARAPETTO - C1							
Sl.no	Descrizione		Tipo	Densità kN/m ³	Height of wall (m) = Storey Ht-Beam Depth =	Peso kN/m ²	Carichi kN/m
	TIPOLOGIA	Spessore in (m)					
1	Mattoni facciavista	0.075	Pieno	17	1	1.28	1.28
2	Blocchi cavi in CLS vibrocompressato	0.145	CLS	12	1	1.74	1.74
3	Intonaco	0.02	Pieno	20	1	0.40	0.40
Tot:						3.42	3.42

- 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 permanenti non strutturali

Sulle travi insistono tamponature del tipo elencato di seguito:

TAMPONATURE - M1							
Sl.no	Descrizione		Tipo	Densità kN/m ³	Height of wall (m) = Storey Ht-Beam Depth =	Peso kN/m ²	Carichi kN/m
	TIPOLOGIA	Spessore in (m)					
1	Mattoni facciavista	0.075	Pieno	17	3.75	1.28	4.78
2	Blocchi cavi in CLS vibrocompresso	0.1	CLS	12	3.75	1.20	4.50
3	Intonaco	0.02	Pieno	20	3.75	0.40	1.50
Tot:						2.88	10.78

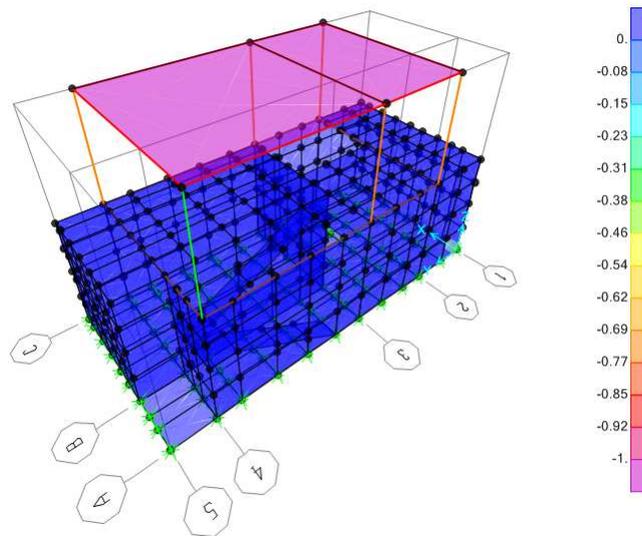
- Carichi agenti in fondazione

Il sovraccarico che insiste sulla platea controterra è pari a 10,00 kN/m².

3.3 SOVRACCARICO ACCIDENTALE

- Carichi variabili agenti in copertura

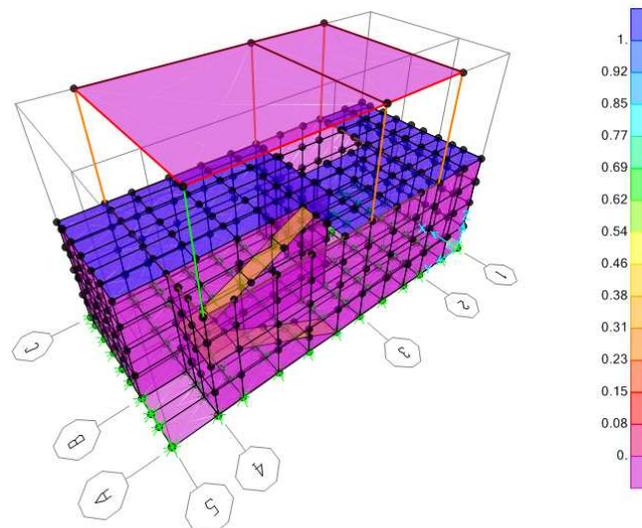
Il sovraccarico assunto per la copertura è pari a $1,00 \text{ kN/m}^2$.



- Carichi variabili agenti al piano terra / scala

Il sovraccarico che insiste sulla platea controterra è pari a $10,00 \text{ kN/m}^2$.

Il sovraccarico che insiste sulla scala è pari a $4,00 \text{ kN/m}^2$.



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 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, Psa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terri, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/mq])} = \mu \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

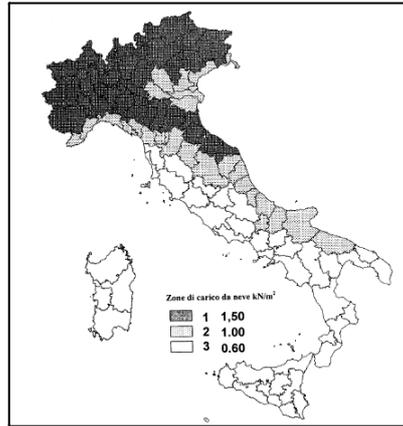
μ (coefficiente di forma)
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	73
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

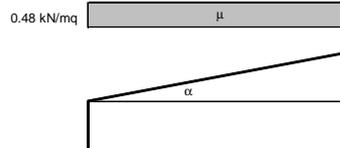
Valore del carico della neve al suolo

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])		73	
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) = $v_b \cdot \alpha_R$ [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

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ ($\rho = 1,25$ kg/mc)

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 autolettivamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 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					
costa					
mare					
2 km 10 km 30 km 500m 750m					
A	--	IV	IV	V	V
B	--	III	III	IV	IV
C	--	*	III	III	IV
D	I	II	II	II	**
* 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					

ZONA 6					
costa					
mare					
2 km 10 km 30 km 500m					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8					
mare					
costa					
1.5 km 0.5 km					
A	--	--	--	IV	IV
B	--	--	--	IV	IV
C	--	--	--	III	III
D	I	II	II	*	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7					

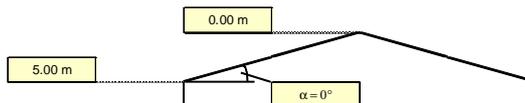
ZONA 9	
costa	
mare	
A	-- I
B	-- I
C	-- I
D	I I

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

z [m]	c_e
$z \leq 2$	1.883
$z = 5$	2.373
$z = 0$	1.883

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
4	D	73

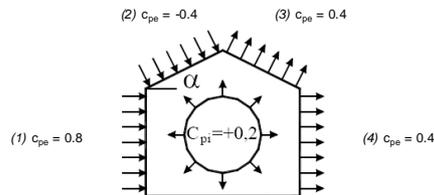
Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
I	0.17	0.01	2	1



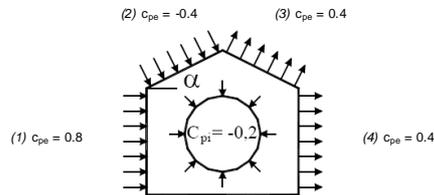
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	0.975
(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	0.487

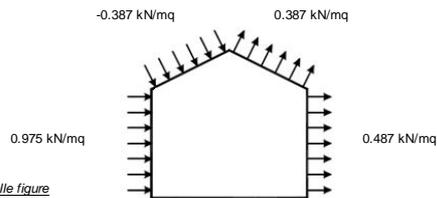


(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	0.975
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.40	-0.387
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.387
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.487



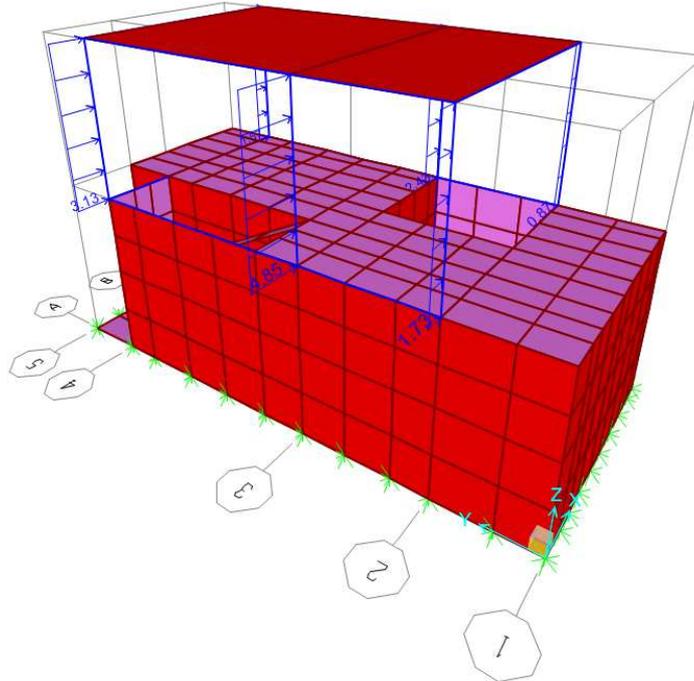
Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0.975
(2)	-0.387
(3)	0.387
(4)	0.487

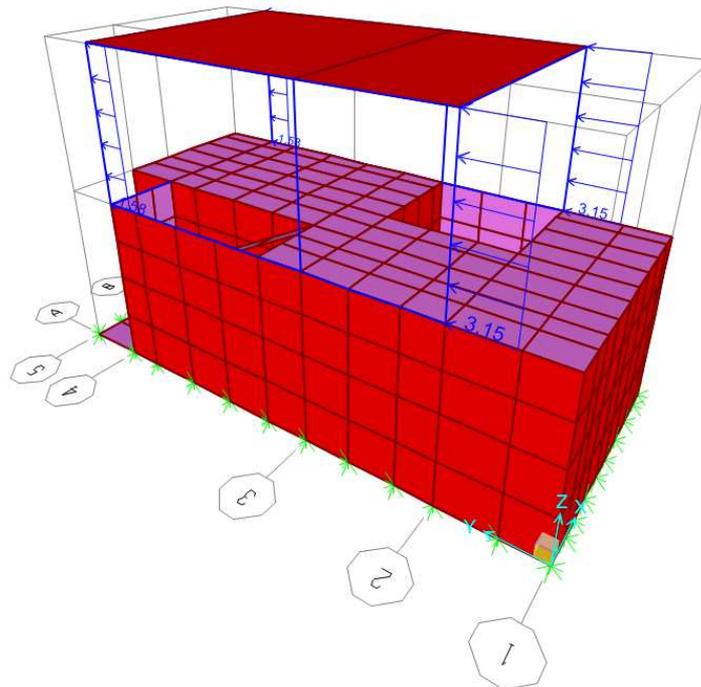


N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

Frame Distributed Loads (Vx)

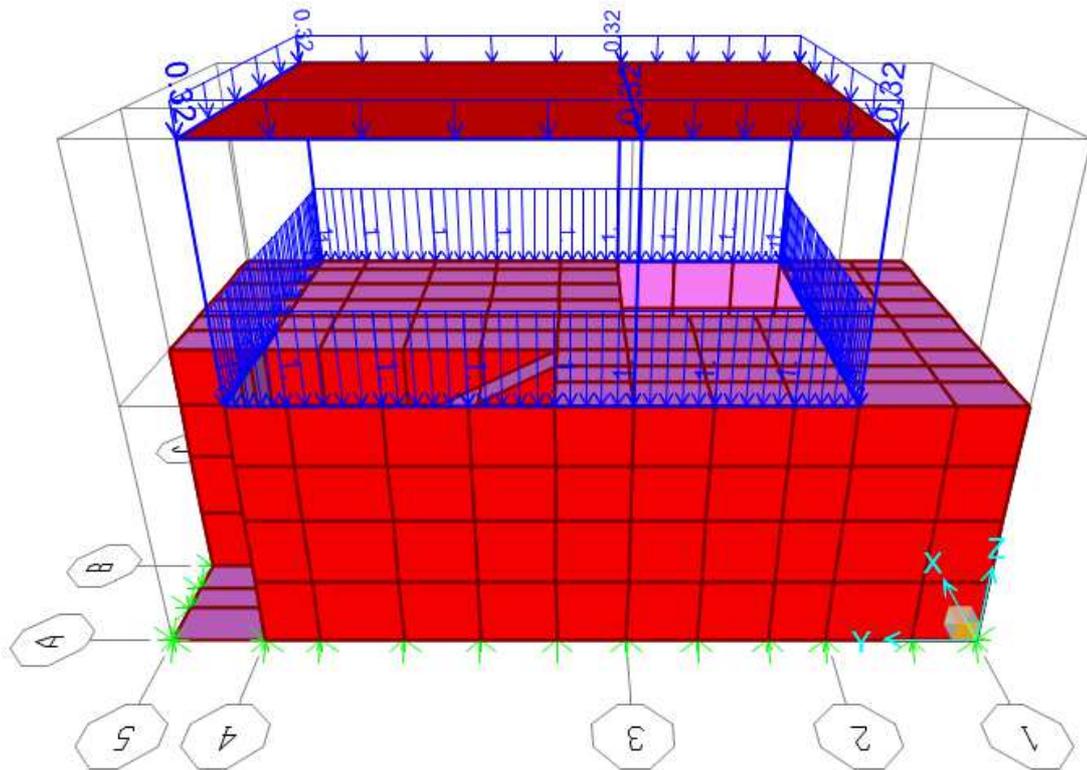


Frame Distributed Loads (Vy)



3.6 TAMPONATURE/PARAPETTO

Frame Distributed Loads (G2k_M)



$$G2k_M = 0.32 * 10.78 = 3.44\text{kN/m}$$

$$G2k_M = 1.00 * 10.78 = 10.78\text{kN/m}$$

3.7 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: 15.34180 LATITUDINE: 37.93594

Ricerca per comune REGIONE: Sicilia PROVINCIA: Messina COMUNE: Messina

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Controlli sul reticolo: Sito esterno al reticolo, Interpolazione su 3 nodi, Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

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

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Ed i relativi parametri caratteristici:

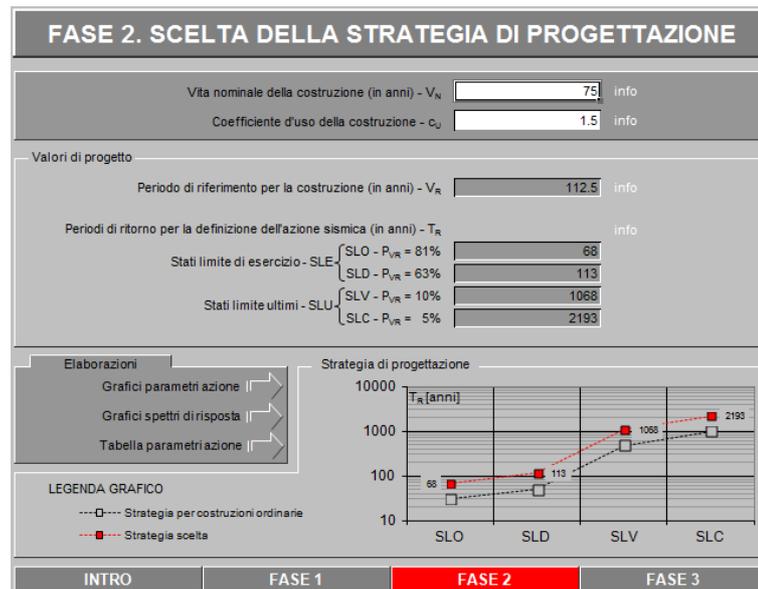
T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.063	2.446	0.268
50	0.082	2.403	0.285
72	0.099	2.371	0.296
101	0.117	2.363	0.307
140	0.137	2.375	0.314
201	0.161	2.396	0.322
475	0.236	2.441	0.345
975	0.318	2.470	0.368
2475	0.455	2.485	0.410

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.

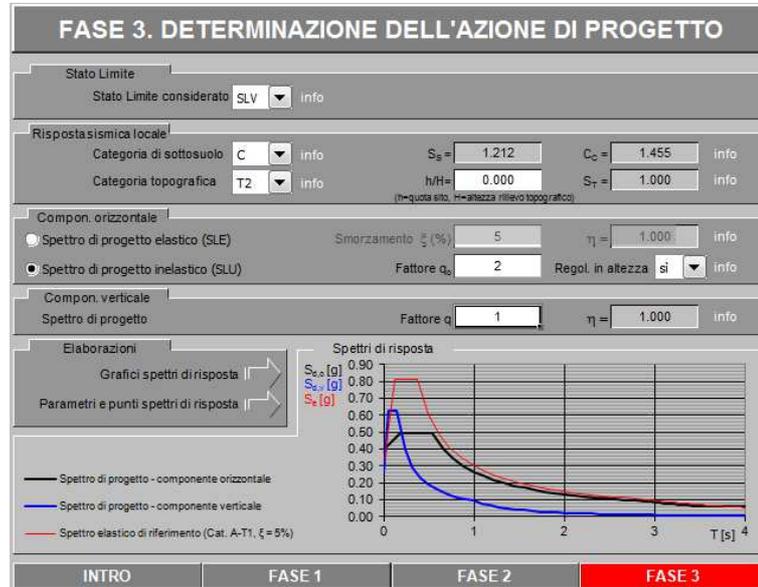
Di seguito i parametri dell'azione sismica differenziata per i vari Stati Limite.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	68	0.096	2.376	0.294
SLD	113	0.123	2.367	0.310
SLV	1068	0.329	2.472	0.372
SLC	2193	0.434	2.483	0.405

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 SLV

STATO LIMITE	SLV
a ₀	0.329 g
F ₀	2.472
T ₀	0.372 s
S _B	1.212
C _C	1.455
S _T	1.000
q	2.000

Parametri dipendenti	
S	1.212
η	0.500
T ₀	0.180 s
T ₁	0.541 s
T ₂	2.916 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10 / (\xi + 5)} \geq 0.55, \quad \eta - 1 / q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6, §. 3.2.3.5})$$

$$T_0 = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

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

$$T_c = 4 \cdot 0 \cdot a_2 / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

$$0 \leq T < T_0 \quad S_d(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_0} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_0} \right) \right]$$

$$T_0 \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_c \leq T < T_2 \quad S_d(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

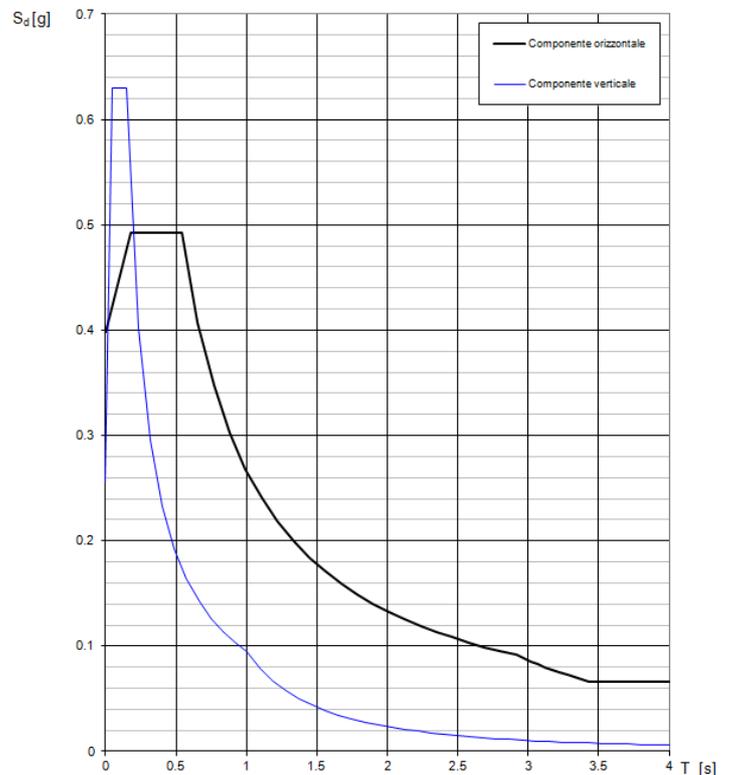
$$T_2 \leq T \quad S_d(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_2}{T} \right)$$

 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 q con ηq , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

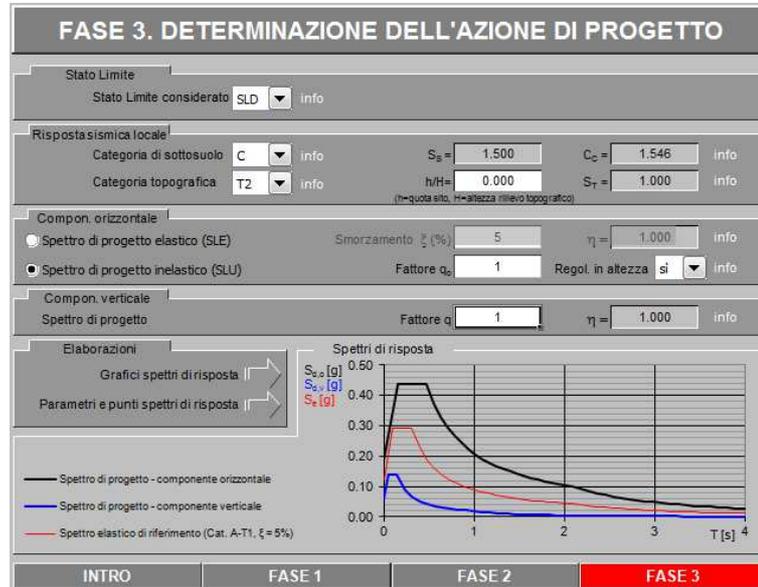
Punti dello spettro di risposta

T [s]	S _e [g]
0.000	0.399
0.180	0.493
0.541	0.493
0.654	0.408
0.767	0.348
0.880	0.303
0.993	0.268
1.107	0.241
1.220	0.219
1.333	0.200
1.446	0.184
1.559	0.171
1.672	0.160
1.785	0.149
1.898	0.141
2.011	0.133
2.124	0.126
2.237	0.119
2.350	0.113
2.464	0.108
2.577	0.104
2.690	0.099
2.803	0.095
2.916	0.091
2.967	0.088
3.019	0.085
3.071	0.082
3.122	0.080
3.174	0.077
3.226	0.075
3.277	0.072
3.329	0.070
3.380	0.068
3.432	0.066
3.484	0.066
3.535	0.066
3.587	0.066
3.639	0.066
3.690	0.066
3.742	0.066
3.793	0.066
3.845	0.066
3.897	0.066
3.948	0.066
4.000	0.066

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



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

PARAMETRI INDIPENDENTI	SLD
STATO LIMITE	SLD
a_s	0.123 g
F_s	2.367
T_{s1}	0.310 s
S_a	1500
C_s	1546
S_v	1000
q	1000

PARAMETRI DIPENDENTI	
S	1500
η	1000
T_{s1}	0.160 s
T_{s2}	0.479 s
T_{s3}	2.093 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (S - 5)} \geq 0.55, \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_{s1} = T_{s2} / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_{s3} = C_s \cdot T_{s2} \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_{s4} = 4 \cdot 0.4 \cdot a_s / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

$$0 \leq T < T_{s1} \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left[\frac{T}{T_{s1}} + \frac{1}{\eta \cdot F_s} \left(1 - \frac{T}{T_{s1}} \right) \right]$$

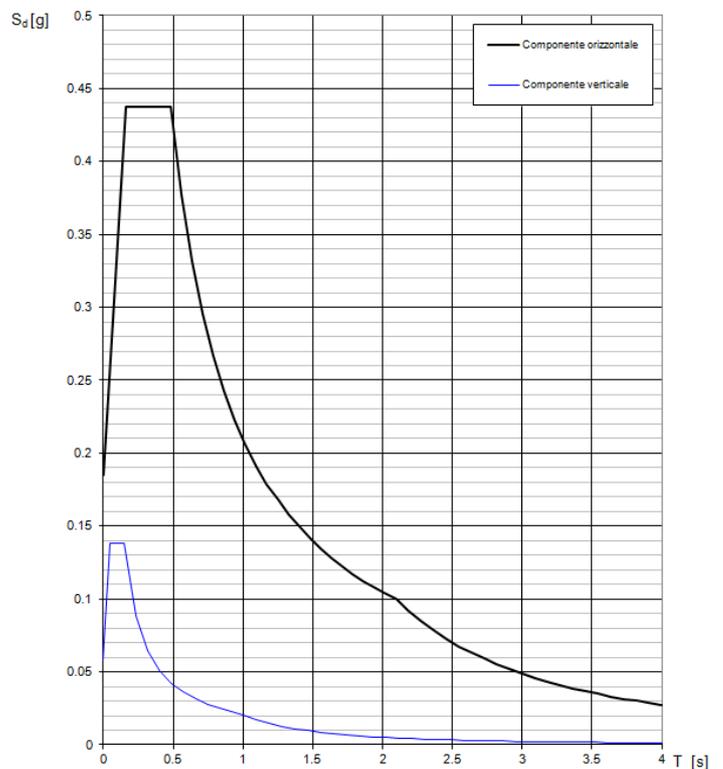
$$T_{s1} \leq T < T_{s2} \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$$

$$T_{s2} \leq T < T_{s3} \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left(\frac{T_{s2}}{T} \right)$$

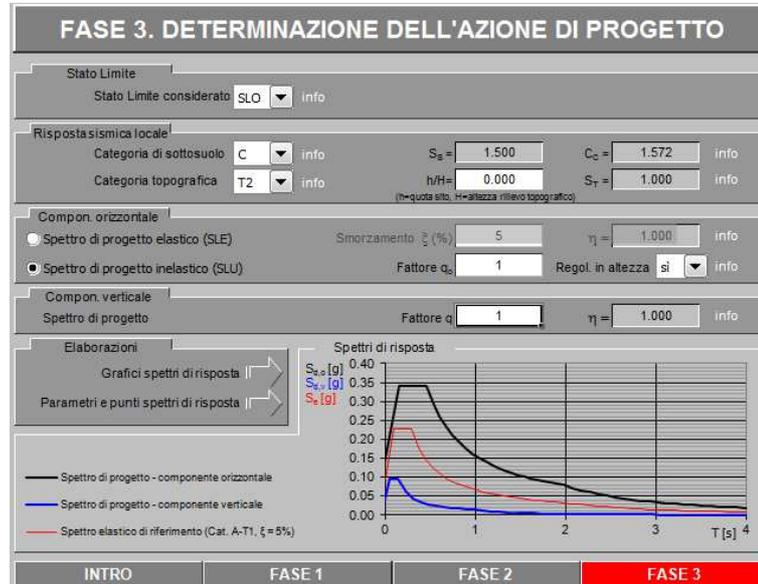
$$T_{s3} \leq T \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left(\frac{T_{s2} \cdot T_{s3}}{T} \right)$$

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

PUNTI DELLO SPETTRO DI RISPOSTA	T [s]	Se [g]
	0.000	0.185
	0.160	0.438
T_{s1}	0.479	0.438
	0.556	0.377
	0.633	0.331
	0.709	0.295
	0.786	0.267
	0.863	0.243
	0.940	0.223
	1.017	0.206
	1.094	0.192
	1.171	0.179
	1.248	0.168
	1.324	0.158
	1.401	0.150
	1.478	0.142
	1.555	0.135
	1.632	0.128
	1.709	0.123
	1.786	0.117
	1.863	0.113
	1.939	0.108
	2.016	0.104
T_{s2}	2.093	0.100
	2.194	0.092
	2.275	0.085
	2.366	0.078
	2.456	0.073
	2.547	0.068
	2.638	0.063
	2.729	0.059
	2.820	0.055
	2.910	0.052
	3.001	0.049
	3.092	0.046
	3.183	0.043
	3.274	0.041
	3.364	0.039
	3.455	0.037
	3.546	0.035
	3.637	0.033
	3.728	0.032
	3.818	0.030
	3.909	0.029
	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 SLO

STATO LIMITE	SLO
a_2	0.096 g
F_2	2.376
T_2	0.294 s
S_B	1.500
C_C	1.572
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.500
η	1.000
T_B	0.154 s
T_C	0.463 s
T_D	1.983 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_B \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10(\xi + 5)} \geq 0.55; \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^2$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4 \cdot 0 \cdot a_2 / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

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

$0 \leq T < T_B$ $S_e(T) = a_2 \cdot S \cdot \eta \cdot F_2 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_2} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$

$T_B \leq T < T_C$ $S_e(T) = a_2 \cdot S \cdot \eta \cdot F_2$

$T_C \leq T < T_D$ $S_e(T) = a_2 \cdot S \cdot \eta \cdot F_2 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$

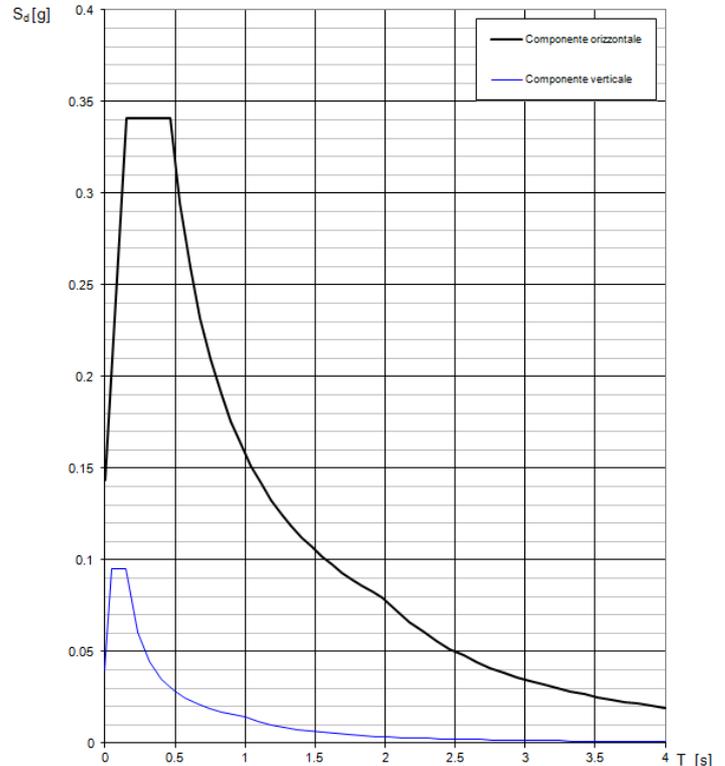
$T_D \leq T$ $S_e(T) = a_2 \cdot S \cdot \eta \cdot F_2 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

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 η con ηq , 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
0.154	0.341
0.463	0.341
0.535	0.295
0.607	0.260
0.680	0.232
0.752	0.210
0.825	0.191
0.897	0.176
0.969	0.163
1.042	0.151
1.114	0.142
1.186	0.133
1.259	0.125
1.331	0.118
1.404	0.112
1.476	0.107
1.548	0.102
1.621	0.097
1.693	0.093
1.766	0.089
1.838	0.086
1.910	0.083
1.983	0.080
2.079	0.072
2.175	0.066
2.271	0.061
2.367	0.056
2.463	0.052
2.559	0.048
2.655	0.044
2.751	0.041
2.847	0.039
2.943	0.036
3.039	0.034
3.135	0.032
3.231	0.030
3.328	0.028
3.424	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

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



Calcolo del fattore di struttura

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

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura

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

Un problema importante è la scelta del valore base del coefficiente di comportamento q_0 , che risulta legato alla tipologia strutturale ed al livello di duttilità attesa. Osservando le tipologie strutturali riportate al punto 7.4.3.1 – NTC2008 si evince che l'edificio in esame può essere riconducibile ad un sistema a telaio.

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

Pertanto, in base alla tabella 7.4.I delle NTC 2008, il coefficiente di comportamento q_0 può essere valutato come segue:

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

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

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$$

La costruzione risulta NON REGOLARE IN PIANTA pertanto si adotta come valore di α_u / α_1 la media tra 1,0 e 1.1; essendo, poi, la struttura REGOLARE IN ALTEZZA si può assumere $K_R=1.0$. Pertanto il fattore di struttura al quale si farà riferimento per la definizione dello spettro di progetto è

$$q = 3.15$$

Tale valore è il massimo consentito dalla norma per la tipologia strutturale considerata. Si sceglie un valore di struttura in modo da evitare che le sollecitazioni determinate dallo SLD siano superiori a quelle determinate dallo SLV. Pertanto, allo scopo di avere coerenti livelli di sollecitazione, si utilizza il seguente fattore di struttura:

$$q = 2.0$$



PROGETTO DEFINITIVO

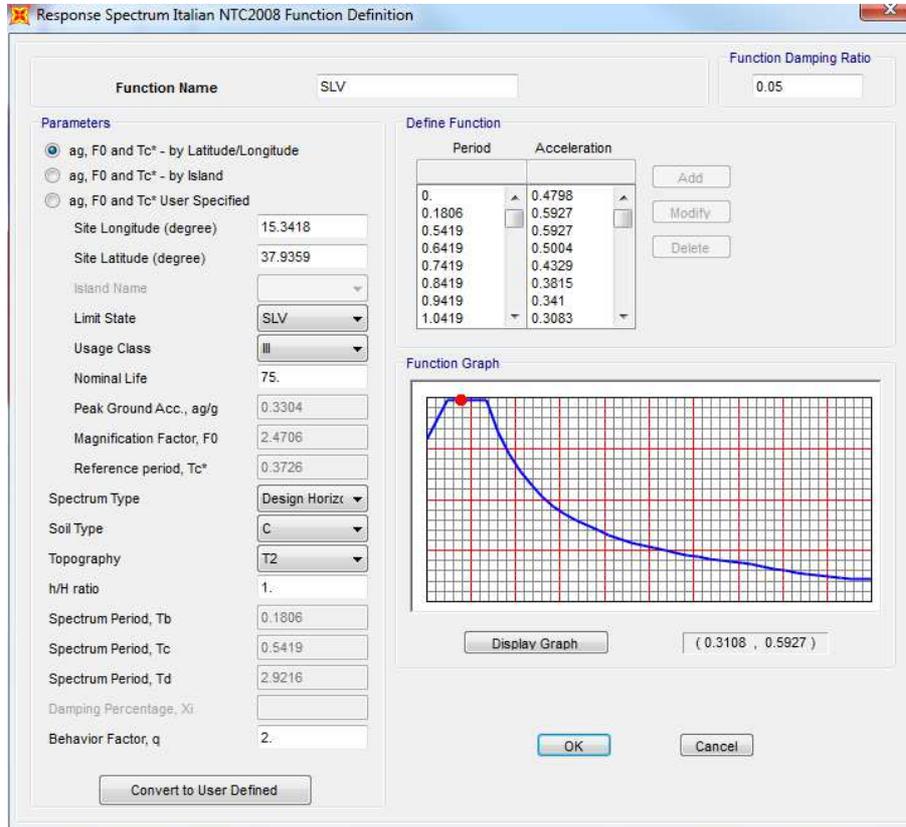
RELAZIONI DI CALCOLO PER IL PROGETTO DEFINITIVO DEI FABBRICATI TIPOLOGICI – Giampilieri - Fiumefreddo

FABBRICATO VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA

FABBRICATO VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA
Relazione di calcolo

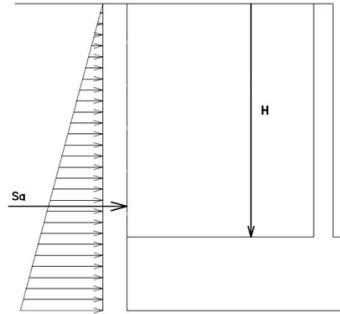
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	00	D78CL	FA 00 00 003	A	27 di 97

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

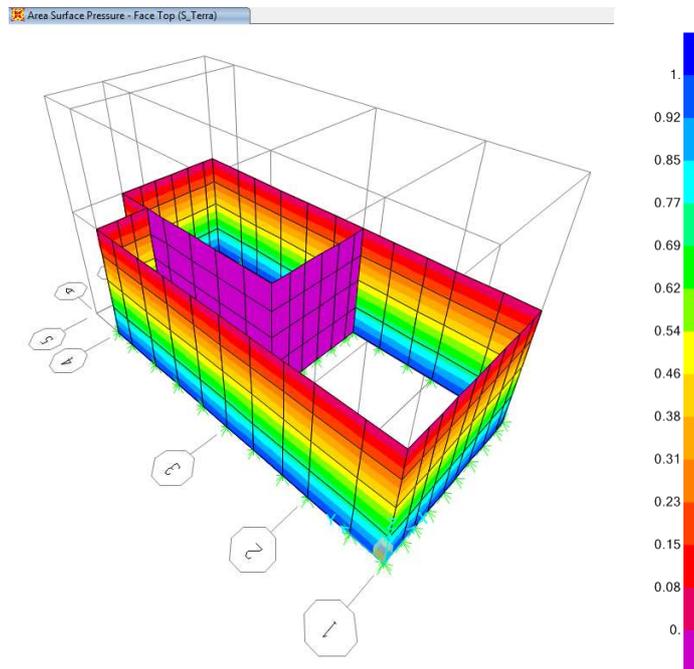


3.8 SPINTA STATICA DELLE TERRE

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 .



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

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

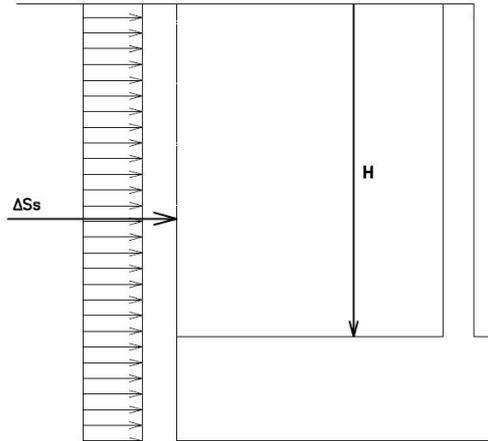
$$h = 4.65 \text{ m}$$

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

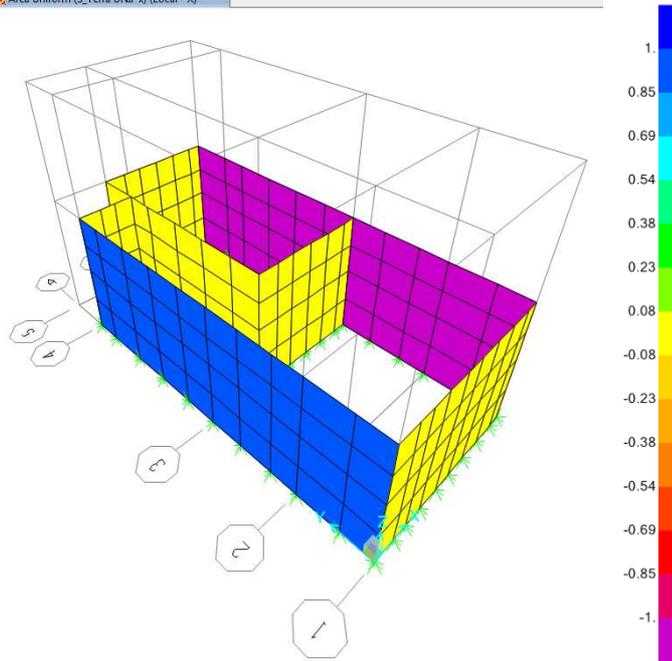
$$0.426 \times 19 \times 4.65 = 37.64 \text{ kN/mq}$$

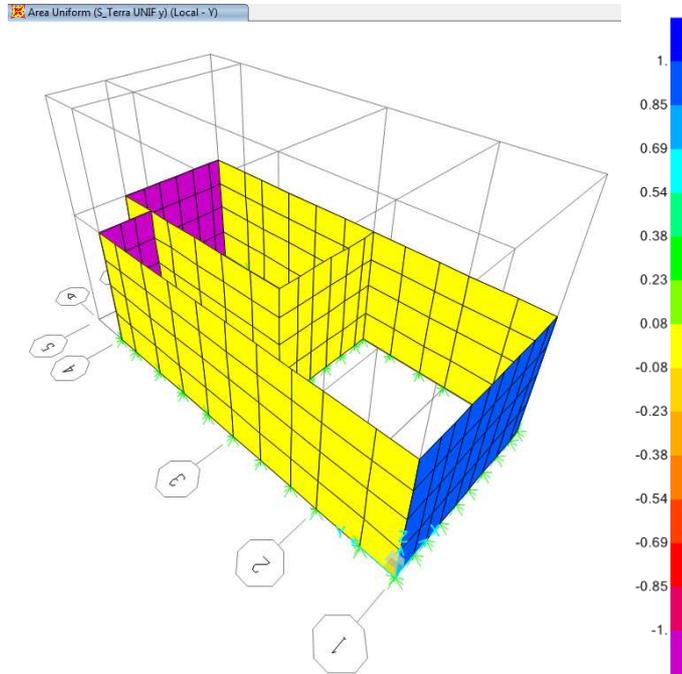
3.9 SOVRASPINTA SISMICA

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.



Area Uniform (S_Terra UNIF.x) (Local - X)





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

Sisma orizzontale

Stato limite
Vita nominale
Classe d'uso
accelerazione orizzontale
amplificazione spettrale

Salvaguardia della vita - SLU -
Vr
Cu
ag/g
Fo

SLV
75 anni
III
0.329
2.4706

Categoria sottosuolo
Coeff. Amplificazione stratigrafica
Coeff. Amplificazione topografica
Coefficiente S
accelerazione orizzontale max

A, B, C, D, E
Ss
St
S = Ss · St
amax/g = ag/g · S

C
1.212
1.2
1.455
0.479

Spinta del terreno in fase sismica

Coefficiente sismico orizzontale
Coefficiente sismico verticale

kh = amax/g
kv = ±0.5 · kh

0.479
0.239

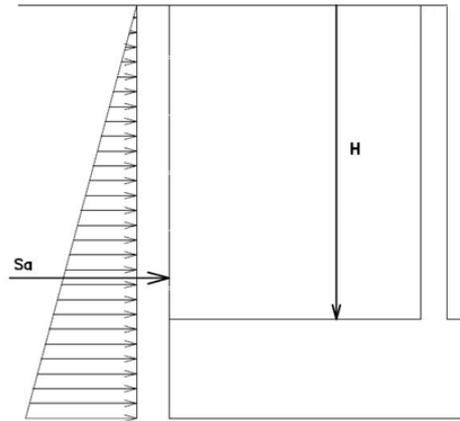
Risultante della spinta sismica
Pressione risultante

ΔSE = (amax/g) · γ · (H)²
ΔpE = ΔSE / H

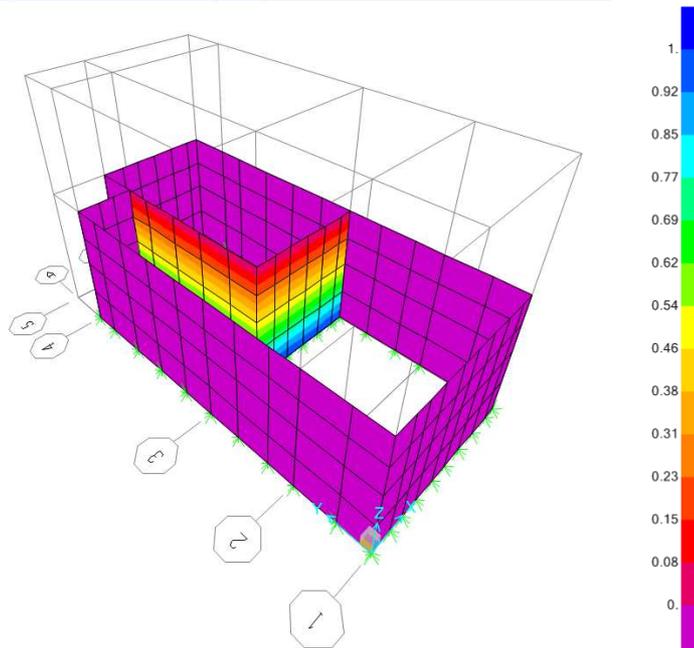
196.6	kN/m
42.3	kN/m²

3.10 SPINTA DELL'ACQUA

Le spinte dell'acqua sono calcolate con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a $S=1/2 \cdot \gamma \cdot H^2$, applicata ad 1/3 dal basso.



Area Surface Pressure - Face Bottom (S_Acqua)



Nell'immagine è mostrata la scala cromatica che rappresenta la spinta triangolare del terreno (unitaria); la spinta dell'acqua è applicata alle sole pareti interne, in quanto nelle esterne si oppone alla spinta delle terre. Il valore è il seguente:

$$10 \times 4.65 = 46.5 \text{ kN/mq}$$

	PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONI DI CALCOLO PER IL PROGETTO DEFINITIVO DEI FABBRICATI TIPOLOGICI – Giampilieri - Fiumefreddo FABBRICATO VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA					
	FABBRICATO VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA Relazione di calcolo	COMMESSA RS2S	LOTTO 00	CODIFICA D78CL	DOCUMENTO FA 00 00 003	REV. A

3.11 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 (muratura esterna/parapetto)
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_A	→	Spinta dell'acqua
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 delle sollecitazioni strutturali è stato impiegato il programma di calcolo agli elementi finiti SAP 19 + VISdella CSI.

4.1 ANALISI MODALE

La struttura di fondazione, con i muri perimetrali e interni in c.a. è identificata come **box-type foundation** [EC8 EN 1998-1:2004].

Il box –type foundation, ovvero una scatola di fondazione di elevata rigidezza, fa sì che la risposta dinamica della sovrastruttura possa essere considerata come quella che si avrebbe considerandola incastrata alla base.

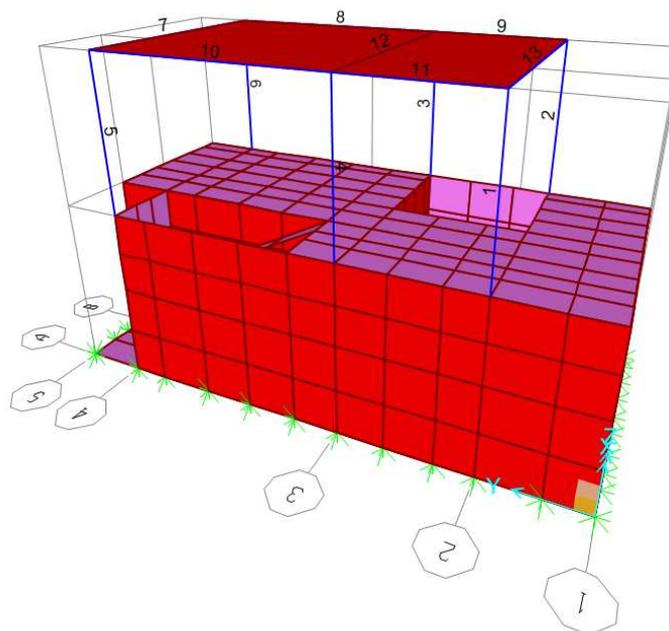
Il BTF tende a comportarsi come un corpo rigido, con due effetti benefici a livello della sovrastruttura:

- impone rotazioni identiche nella zona di attacco della sovrastruttura
- tende a filtrare gli effetti dell'azione sismica, trasferiti all'elevazione, attenuando la possibilità di distribuzioni impreviste o imprevedibili.

In definitiva la struttura di elevazione potrà essere calcolata come struttura dissipativa (con il fattore di struttura che le compete) e tutto il contenuto del BTF potrà seguire i criteri delle fondazioni da progettarsi in campo elastico.

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%. La massa totale efficace dell'elevazione è pari a circa 667 KN s²/m.

Seguono alcune immagini rappresentative del modello di calcolo:



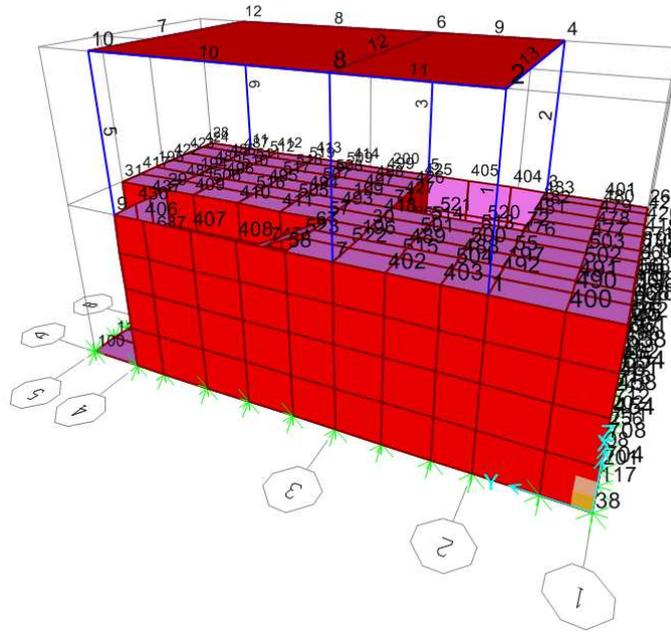


Figura 4-1 Modello di calcolo – Numerazione aste e nodi

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	0.5005	46.81%	0.00%	0.31%
MODAL	Mode	2	0.2899	0.02%	35.72%	0.33%
MODAL	Mode	3	0.2377	7.30%	0.73%	5.48%
MODAL	Mode	4	0.2205	4.71%	0.04%	9.69%
MODAL	Mode	5	0.1901	0.27%	0.06%	0.03%
MODAL	Mode	6	0.1704	0.11%	0.14%	0.06%
MODAL	Mode	7	0.1561	0.00%	0.85%	0.02%
MODAL	Mode	8	0.1329	0.05%	0.65%	0.07%
MODAL	Mode	9	0.1229	0.00%	0.44%	0.00%
MODAL	Mode	10	0.0820	0.00%	1.04%	0.00%
MODAL	Mode	11	0.0790	0.12%	0.14%	0.04%
MODAL	Mode	12	0.0757	0.03%	0.05%	0.01%
MODAL	Mode	13	0.0675	0.40%	0.00%	0.01%
MODAL	Mode	14	0.0611	0.28%	0.00%	0.00%
MODAL	Mode	15	0.0598	0.68%	0.00%	0.02%
MODAL	Mode	16	0.0583	0.04%	0.11%	0.02%
MODAL	Mode	17	0.0555	0.69%	0.00%	1.71%
MODAL	Mode	18	0.0496	0.46%	0.00%	0.83%
MODAL	Mode	19	0.0449	2.02%	0.13%	1.46%
MODAL	Mode	20	0.0438	1.54%	0.81%	0.87%
MODAL	Mode	21	0.0433	0.22%	0.32%	0.39%
MODAL	Mode	22	0.0414	0.44%	0.06%	0.00%
MODAL	Mode	23	0.0406	0.53%	1.42%	0.02%
MODAL	Mode	24	0.0382	0.02%	0.47%	8.54%
MODAL	Mode	25	0.0361	2.78%	1.30%	0.62%
MODAL	Mode	26	0.0350	0.07%	0.60%	0.04%
MODAL	Mode	27	0.0341	1.97%	0.55%	0.12%
MODAL	Mode	28	0.0327	0.79%	0.22%	1.20%
MODAL	Mode	29	0.0318	0.06%	0.04%	2.42%
MODAL	Mode	30	0.0304	0.67%	0.44%	1.46%
MODAL	Mode	31	0.0296	0.58%	0.02%	2.03%
MODAL	Mode	32	0.0289	1.16%	0.01%	2.82%
MODAL	Mode	33	0.0274	0.21%	1.48%	1.77%
MODAL	Mode	34	0.0263	1.41%	5.30%	1.43%
MODAL	Mode	35	0.0249	4.18%	0.10%	3.17%
MODAL	Mode	36	0.0233	0.16%	0.98%	0.40%
MODAL	Mode	37	0.0224	0.95%	0.46%	0.01%
MODAL	Mode	38	0.0214	3.31%	1.08%	2.14%
MODAL	Mode	39	0.0192	0.39%	0.31%	5.33%
MODAL	Mode	40	0.0176	0.41%	2.37%	0.25%
MODAL	Mode	41	0.0170	0.28%	0.94%	4.12%
MODAL	Mode	42	0.0148	1.15%	11.37%	7.20%
MODAL	Mode	43	0.0137	2.58%	0.81%	4.33%
MODAL	Mode	44	0.0135	0.05%	9.53%	6.60%
MODAL	Mode	45	0.0106	1.15%	4.46%	9.58%
MODAL	Mode	46	0.0098	0.40%	5.80%	3.78%
MODAL	Mode	47	0.0090	3.48%	0.47%	1.11%
MODAL	Mode	48	0.0054	3.56%	0.83%	1.87%
MODAL	Mode	49	0.0050	0.35%	6.14%	0.11%
MODAL	Mode	50	0.0046	0.52%	0.00%	5.07%

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	99
MODAL	Acceleration	UY	100	99
MODAL	Acceleration	UZ	100	100

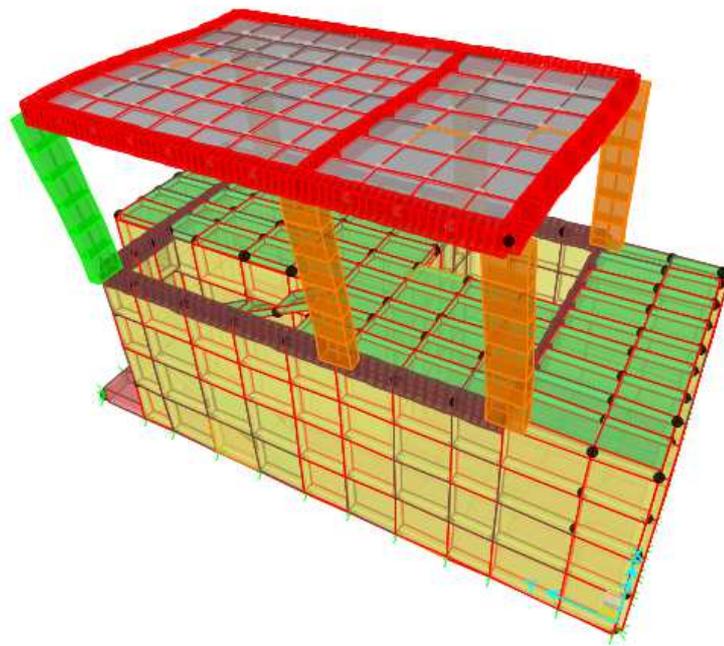


Figura 4-2 Primo modo di vibrazione (Traslazionale in X)

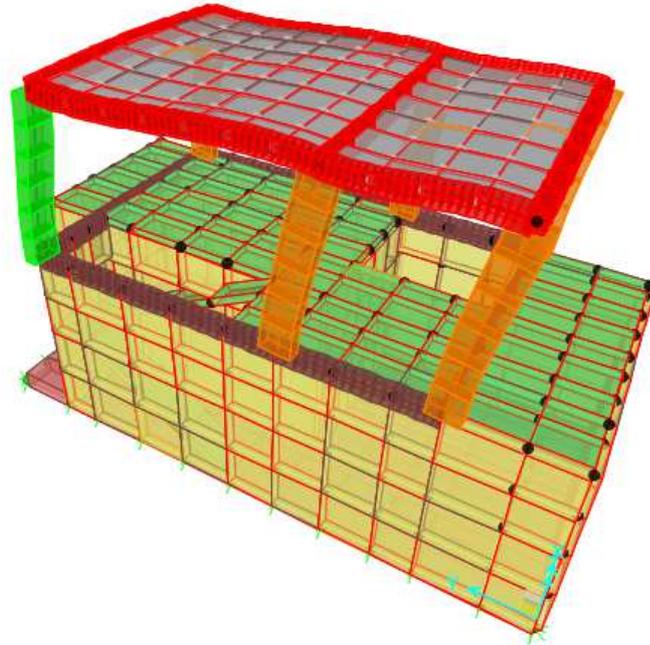


Figura 4-3 Secondo modo di vibrazione (Traslazionale in Y)

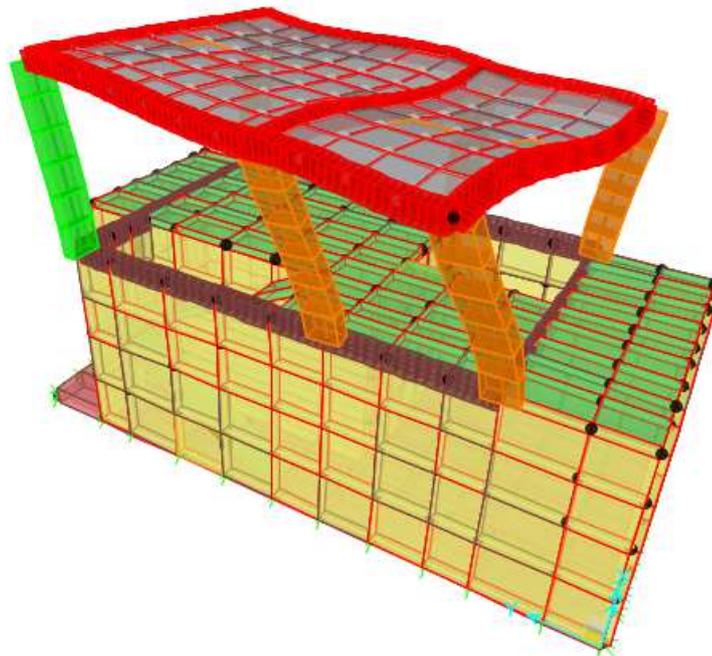


Figura 4-4 Terzo modo di vibrazione (Torsionale)

5 DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI

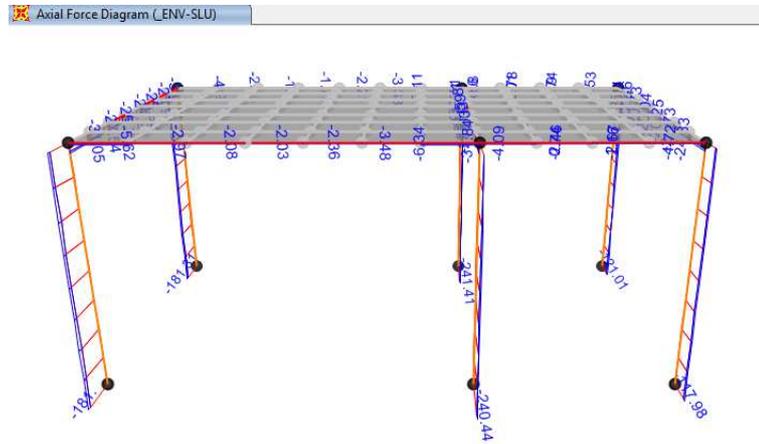


Figura 5-1. Involuppo SLU – Sforzo Normale [kN]

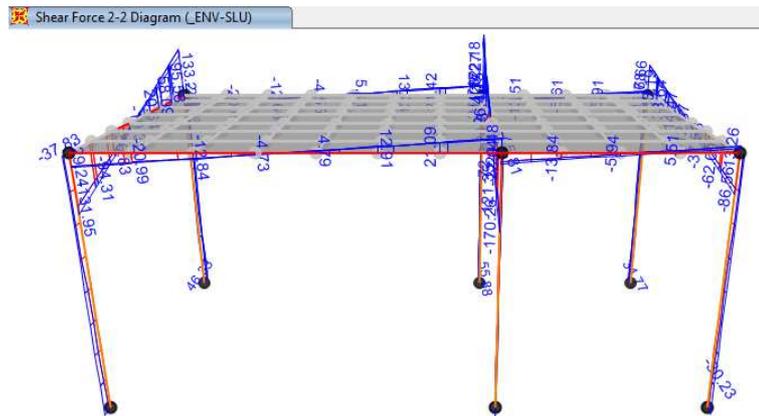


Figura 5-2. Involuppo SLU – Taglio V2 [kN]

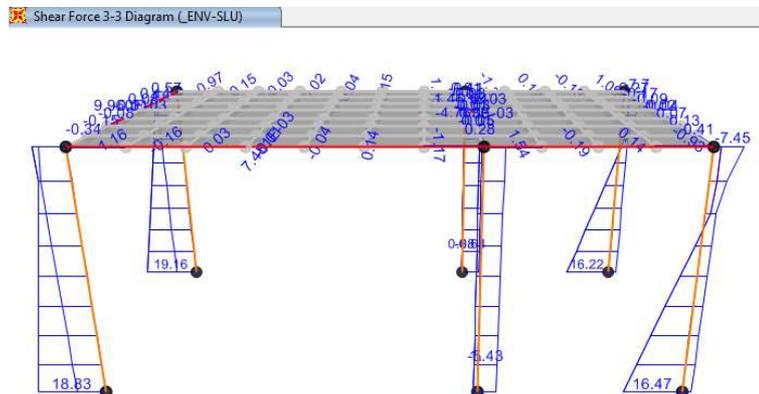


Figura 5-3. Involuppo SLU – Taglio V3 [kN]

Moment 2-2 Diagram (_ENV-SLU)

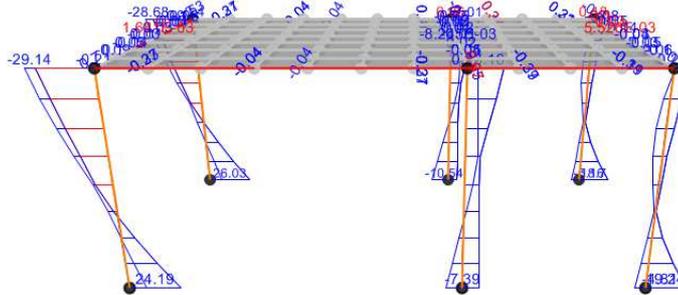


Figura 5-4. Involuppo SLU – Momento flettente M2 [KNm]

Moment 3-3 Diagram (_ENV-SLU)

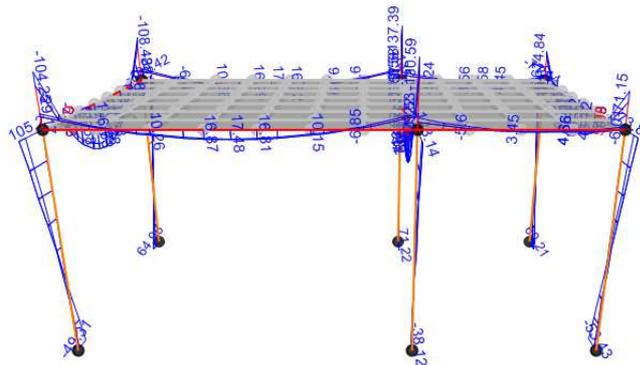


Figura 5-5. Involuppo SLU – Momento flettente M3 [KNm]

Axial Force Diagram (_ENV-SLV)

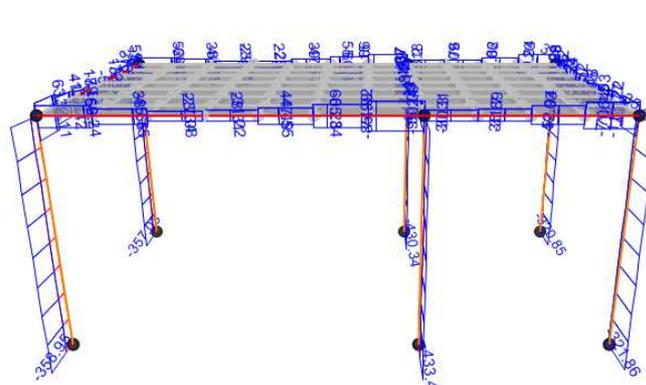


Figura 5-6. Involuppo SLV – Sforzo Normale [KN]

Shear Force 2-2 Diagram (.ENV-SLV)

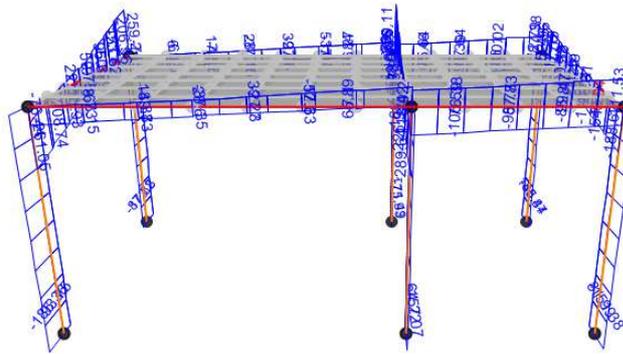


Figura 5-7. Involuppo SLV – Taglio V2 [KN]

Shear Force 3-3 Diagram (.ENV-SLV)

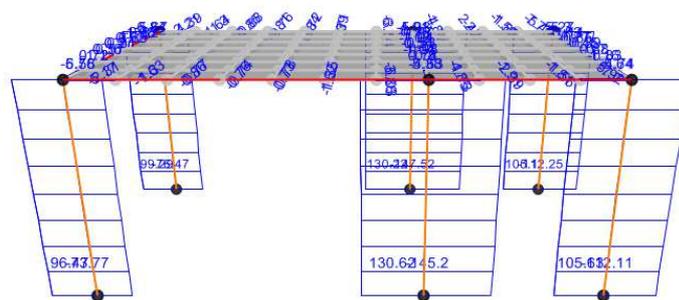


Figura 5-8. Involuppo SLV – Taglio V3 [KN]

Moment 2-2 Diagram (.ENV-SLV)

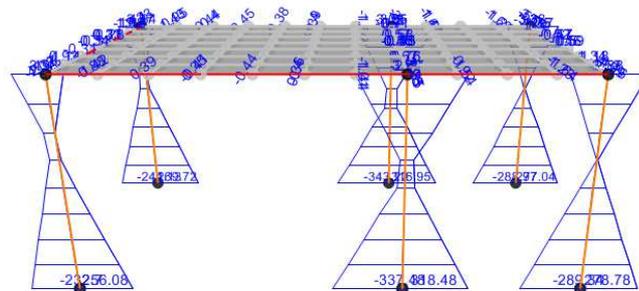


Figura 5-9. Involuppo SLV – Momento flettente M2 [KNm]

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 120cm. 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 H = 4+16+4

È analizzata la generica sezione di 120cm, la predalle non è considerata collaborante.

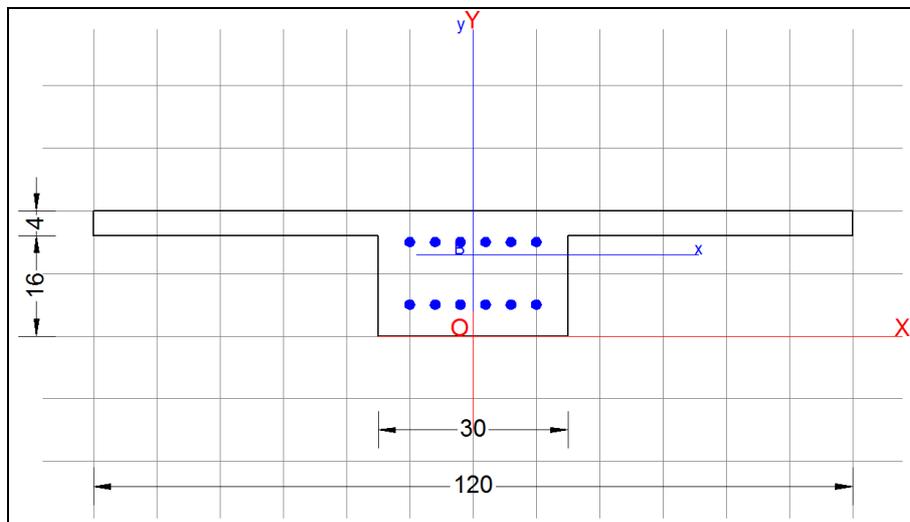
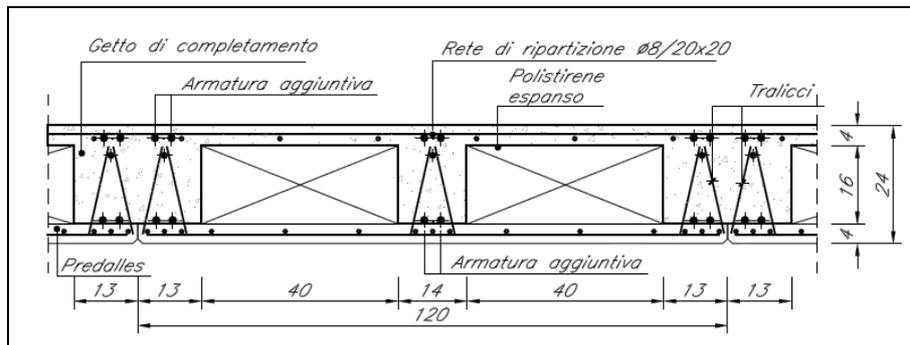
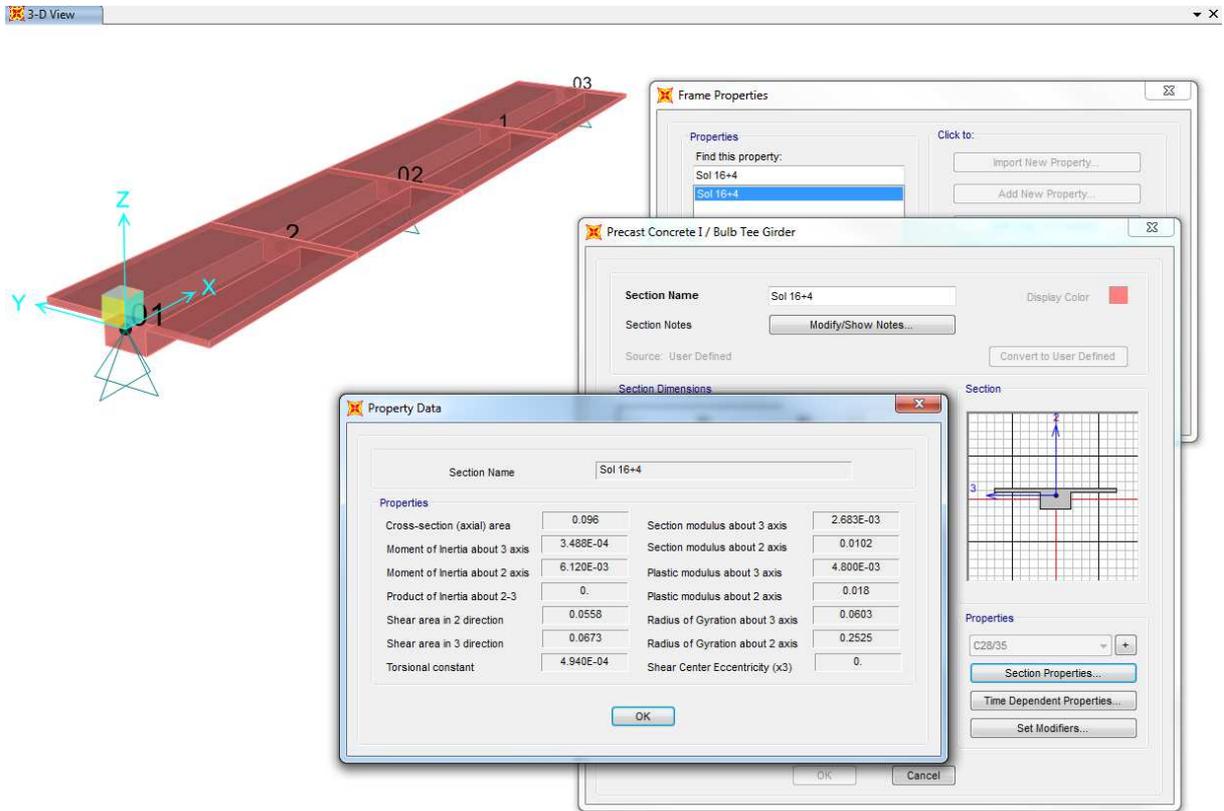
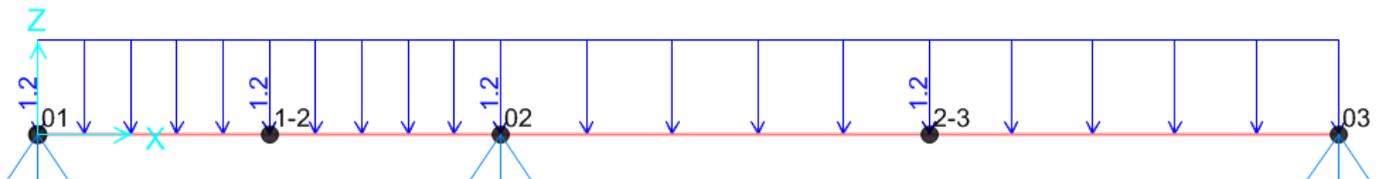


Figura 9-1. Sezione solaio

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



Load patterns





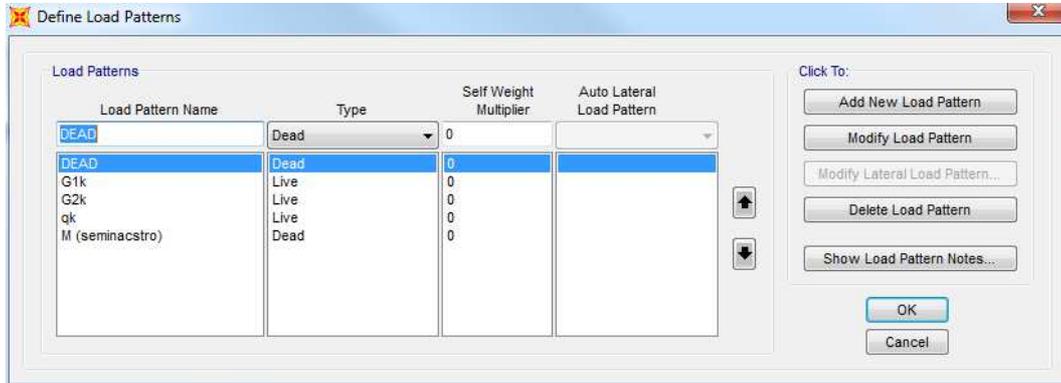
PROGETTO DEFINITIVO

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

FABBRICATO VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA

FABBRICATO VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	00	D78CL	FA 00 00 003	A	46 di 97



Load cases

G1k = 3.35

G2k = 2.80

qk = 1.00

M (seminacstro) = (G1k*1.3 + G2k*1.5 + qk*1.5)*l²/16

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-δ1	Linear Add	No	Linear Static	G1k	1
SLE-δ1			Linear Static	G2k	1
SLE-δ2	Linear Add	No	Linear Static	qk	1
SLE-δ1+δ2	Linear Add	No	Linear Static	G1k	1
SLE-δ1+δ2			Linear Static	G2k	1
SLE-δ1+δ2			Linear Static	qk	1
SLU+M (seminacstro)	Envelope	No	Response Combo	SLU	1
SLU+M (seminacstro)			Linear Static	M	1

6.1.1 Verifica di resistenza

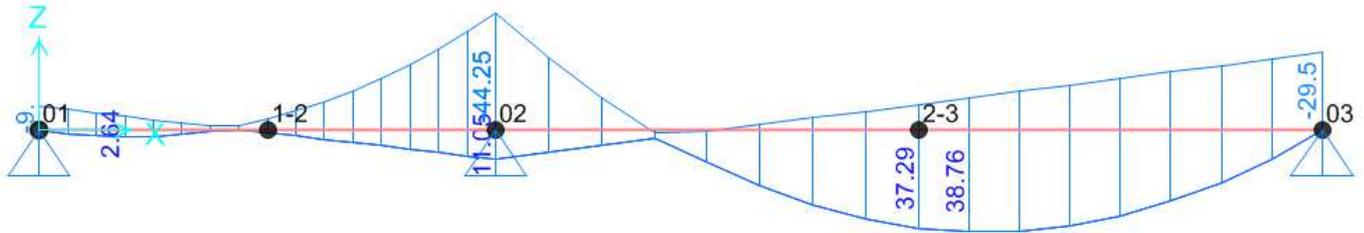


Figura 9-1. Diagramma del momento

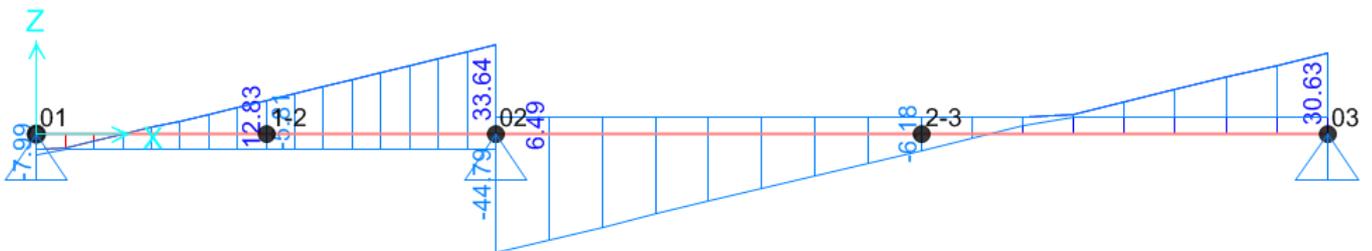


Figura 9-1. Diagramma del taglio

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35
	Resistenza compress. di 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



PROGETTO DEFINITIVO

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

FABBRICATO VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA

FABBRICATO VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RS2S	00	D78CL	FA 00 00 003	A	48 di 97

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	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base rett. inf.:	30.0	cm
Altezza rett. inf.:	16.0	cm
Base rett. sup.:	120.0	cm
Altezza rett. sup.:	4.0	cm
Barre inferiori:	6Ø16	(12.1 cm ²)
Barre superiori:	6Ø16	(12.1 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.0	cm

Per le verifiche a taglio considero la presenza della fascia piena (la verifica a taglio viene condotta con larghezza maggiorata b=70cm).

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	38.76	0.00	0.00
2	0.00	-44.25	0.00	0.00
3	0.00	0.10	44.79	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.4	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.1	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	38.76	-0.06	68.15	1.758	15.8	61.69	0.28	0.79	12.1 (0.7)
2	S	0.00	-44.25	-0.15	-52.90	1.196	6.7	-52.38	0.45	1.00	12.1 (1.4)

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.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	-0.00370	20.0	-0.00070	15.0	-0.00910	5.0
2	0.00350	-0.00098	0.0	0.00089	5.0	-0.00434	15.0

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
3	S	44.79	55.57	15.0	70.0	0.0038	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;

Deformed Shape (SLE-d1)

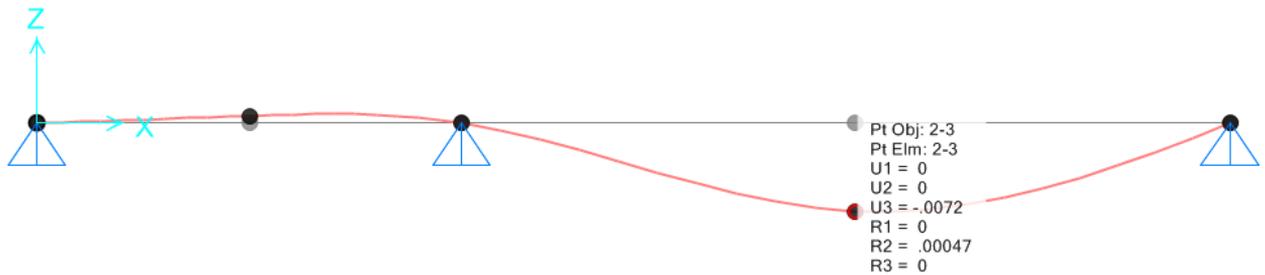


Figura 9-1. Spostamento elastico dovuto ai permanenti

Deformed Shape (SLE-d1+d2)

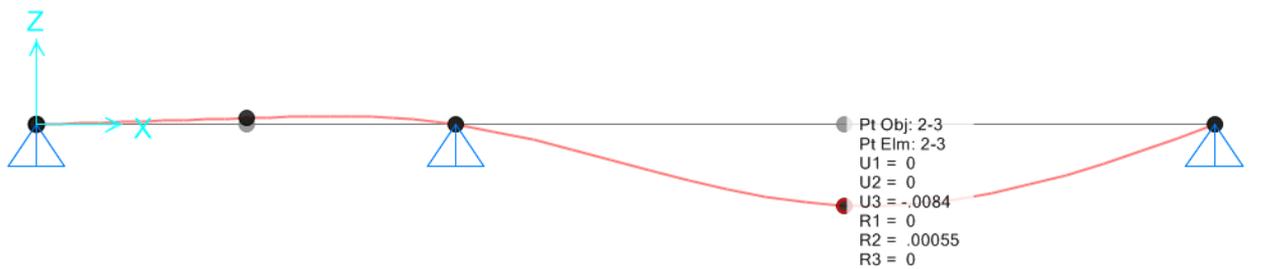


Figura 9-1. Spostamento elastico dovuto ai permanenti + variabili

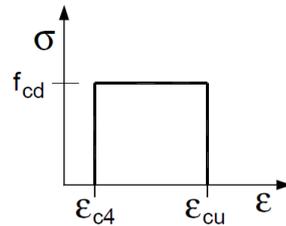
$$\delta_1 = 0.72\text{cm}$$

$$\delta_2 = 0.12\text{cm}$$

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 = 0.84\text{cm}$$

$$< L/250 = 2.50\text{cm} \quad \text{ok}$$

$$< L/200 = 3.12\text{cm} \quad \text{ok}$$


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

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

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

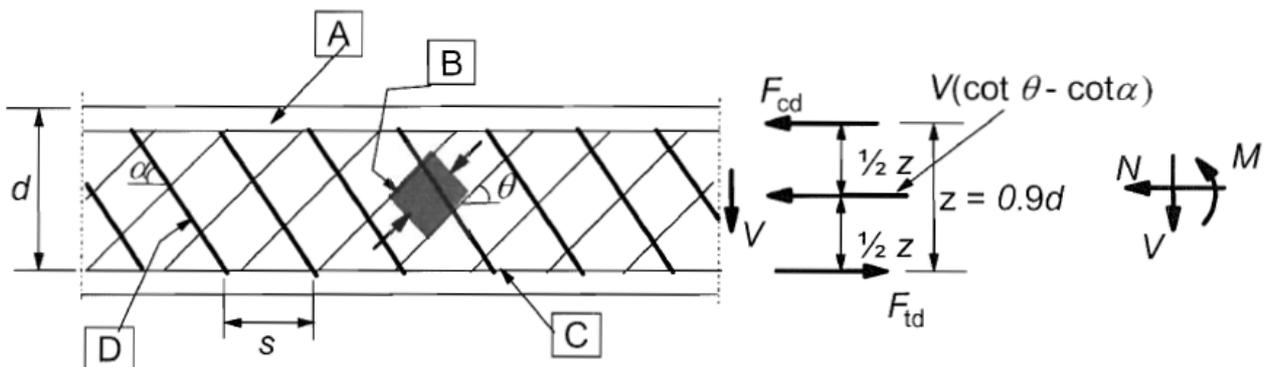
Il fattore di riduzione della resistenza del calcestruzzo per azioni di lunga durata è stato assunto pari a $\alpha_{cc} = 0,85$.

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:

$$\theta_0 = 0,005$$

$$m = 1$$

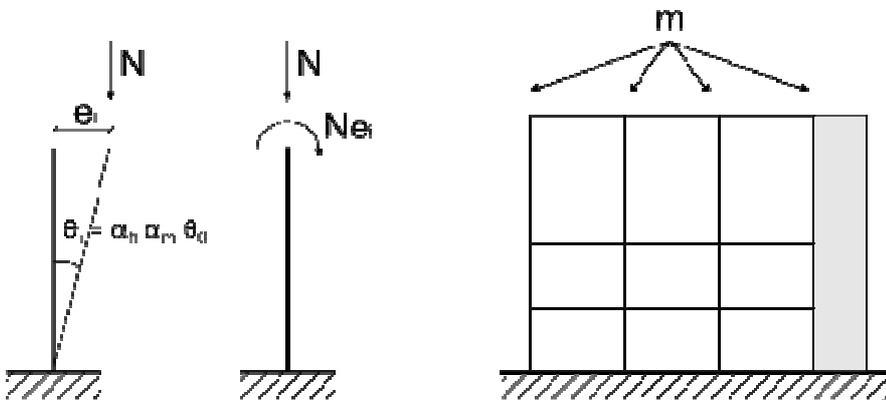


Figura 6: effetti delle imperfezioni geometriche

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.

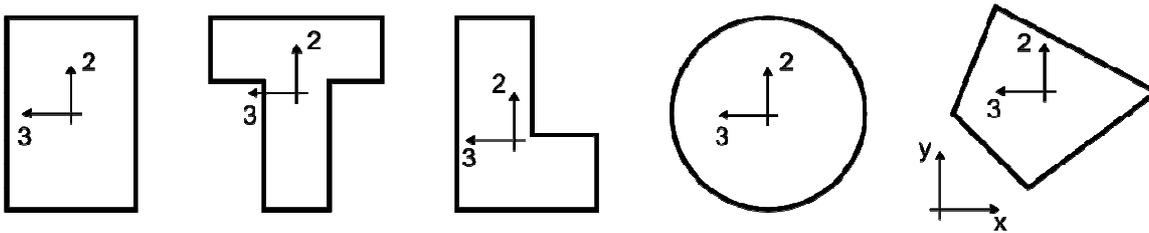


Figura 7: sistema di riferimento locale delle sezioni

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.

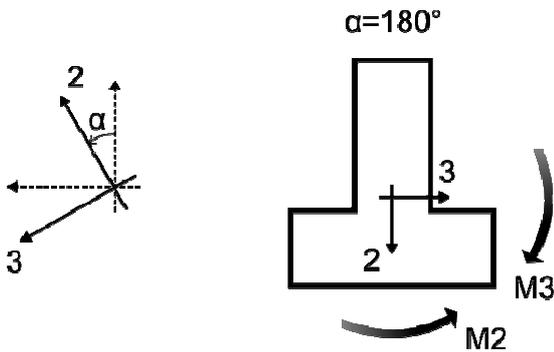


Figura 8: convenzioni di segno per rotazioni e momenti

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 10-11
Geometria e materiali

Numero campate	2
Lunghezza campate [m]	6,25 - 3,45
Angolo di rotazione [°]	0
Tipo sezione	Rettangolare
Larghezza b [cm]	30,0
Altezza h [cm]	40,0
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		Centrale
10	1	0,60	2-Ø16	1-Ø16	2-Ø16		
	2	1,00					
	3	2,85					
	4	1,05		2-Ø16			2-Ø16
	5	0,75					
11	1	0,75	2-Ø16	2-Ø16	2-Ø16	2-Ø16	
	2	0,30					
	3	1,35					
	4	0,30		2-Ø16		3-Ø16	
	5	0,75					

Verifiche PMM della travata nei confronti della resistenza

Trave	Segmento	Combinazione	N	M2	M3	δM3	D/C
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
10	1	14-SLVy	5,942	5,334	-51,97	0,000	0,70
	2	14-SLVy	5,942	-805,9e-3	24,48	0,000	0,48
	3	14-SLVy	41,51	-48,53e-3	21,37	0,000	0,53
	4	14-SLVy	67,87	-372,7e-3	-37,36	0,000	0,48
	5	14-SLVy	67,87	3,650	-60,85	0,000	0,72
11	1	14-SLVy	9,257	4,104	-88,62	0,000	0,91
	2	14-SLVy	27,96	342,3e-3	-39,73	0,000	0,44
	3	14-SLVy	45,72	-297,3e-3	24,51	0,000	0,60
	4	14-SLVy	62,53	163,6e-3	-38,90	0,000	0,49
	5	14-SLVy	62,53	4,634	-83,77	0,000	0,94

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

Trave	Segmento	d	Staffe	Combinazione	Vsd	VRd	D/C
		[cm]			e	[kN]	
10	1	35,0	2-Ø10/75	14-SLVy	-31,09	356,2	0,09
	2	35,0	2-Ø10/250	14-SLVy	-26,03	193,6	0,13
	3	35,0		14-SLVy	18,23	193,6	0,09
	4	35,0		14-SLVy	27,55	193,6	0,14
	5	35,0	2-Ø10/75	14-SLVy	32,61	356,2	0,09
11	1	35,0	2-Ø10/75	14-SLVy	-59,49	356,2	0,17
	2	35,0	2-Ø10/250	14-SLVy	-53,87	193,6	0,28
	3	35,0		14-SLVy	-51,07	193,6	0,26
	4	35,0		14-SLVy	49,23	193,6	0,25
	5	35,0	2-Ø10/75	14-SLVy	54,82	356,2	0,15

Verifiche a taglio della travata nei confronti della gerarchia delle resistenze

Trave	Segmento	d	Staffe	Vg	VEd	VRd	D/C
		[cm]		[kN]	[kN]	[kN]	
10	1	35,0	2-Ø10/75	-27,47	65,16	356,2	0,18
	2	35,0	2-Ø10/250	-22,40	60,09	193,6	0,31
	3	35,0		-12,43	50,52	193,6	0,26
	4	35,0		8,705	37,53	193,6	0,19
	5	35,0	2-Ø10/75	13,77	42,60	356,2	0,12
11	1	35,0	2-Ø10/75	-38,65	143,1	356,2	0,40
	2	35,0	2-Ø10/250	-32,87	137,5	193,6	0,71
	3	35,0		-30,07	134,7	193,6	0,70
	4	35,0		-21,55	126,0	193,6	0,65
	5	35,0	2-Ø10/75	-18,75	123,2	356,2	0,35

Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo per combinazioni caratteristiche

Trave	Segmento	Combinazione	N	M2	M3	σc,min	σc,lim	D/C
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm²]	[N/mm²]	
10	1	26-R	-1,731	608,0e-3	-16,46	-2,928	-16,80	0,17
	2	25-R	-1,745	-75,63e-3	6,683	-1,252	-16,80	0,07
	3	26-R	1,637	-28,90e-3	13,02	-2,470	-16,80	0,15
	4	25-R	-5,378	-192,5e-3	-7,953	-1,091	-16,80	0,06
	5	25-R	-5,378	604,7e-3	-22,90	-3,538	-16,80	0,21
11	1	26-R	-1,860	710,1e-3	-13,99	-2,284	-16,80	0,14
	2	26-R	5,260e-3	-196,8e-3	-3,134	-458,6e-3	-16,80	0,03
	3	26-R	442,9e-3	-51,50e-3	3,834	-747,6e-3	-16,80	0,04
	4	26-R	-433,7e-3	-160,1e-3	3,738	-536,8e-3	-16,80	0,03
	5	25-R	284,0e-3	66,23e-3	-4,124	-616,1e-3	-16,80	0,04

Verifica delle tensioni di esercizio nel calcestruzzo per combinazioni quasi permanenti

Trave	Segmento	Combinazione	N	M2	M3	σc,min	σc,lim	D/C
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm²]	[N/mm²]	
10	1	33-Q	-3,583	576,5e-3	-15,63	-2,790	-12,60	0,22
	2	33-Q	-1,277	-98,94e-3	6,459	-1,220	-12,60	0,10
	3	33-Q	56,84e-3	-26,98e-3	12,70	-2,418	-12,60	0,19
	4	33-Q	-2,096	-162,2e-3	-7,569	-1,038	-12,60	0,08
	5	33-Q	-2,096	347,0e-3	-22,39	-3,366	-12,60	0,27

Trave	Segmento	Combinazione	N	M2	M3	σ, \min	σ, \lim	D/C
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
11	1	33-Q	123,2e-3	654,4e-3	-10,64	-1,778	-12,60	0,14
	2	33-Q	1,832	-190,4e-3	-1,387	-229,4e-3	-12,60	0,02
	3	33-Q	2,267	-55,41e-3	3,188	-617,7e-3	-12,60	0,05
	4	33-Q	1,537	-155,8e-3	2,295	-340,4e-3	-12,60	0,03
	5	33-Q	1,537	-62,24e-3	-3,061	-411,6e-3	-12,60	0,03

Verifica delle tensioni di esercizio nell'acciaio per combinazioni caratteristiche

Trave	Segmento	Combinazione	N	M2	M3	σ_s	σ_s, \lim	D/C
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
10	1	26-R	-1,731	608,0e-3	-16,46	88,80	360,0	0,25
	2	25-R	-1,745	-75,63e-3	6,683	50,87	360,0	0,14
	3	26-R	1,637	-28,90e-3	13,02	104,6	360,0	0,29
	4	23-R	-4,053	-182,6e-3	-7,792	29,11	360,0	0,08
	5	25-R	-5,378	604,7e-3	-22,90	94,46	360,0	0,26
11	1	26-R	-1,860	710,1e-3	-13,99	60,17	360,0	0,17
	2	26-R	5,260e-3	-196,8e-3	-3,134	13,00	360,0	0,04
	3	26-R	442,9e-3	-51,50e-3	3,834	30,95	360,0	0,09
	4	26-R	-433,7e-3	-160,1e-3	3,738	12,68	360,0	0,04
	5	25-R	284,0e-3	66,23e-3	-4,124	17,83	360,0	0,05

Verifiche di fessurazione

Trave	Segmento	FREQ	QP
		Apertura fessure	Apertura fessure
10	1	OK	OK
	2	OK	OK
	3	OK	OK
	4	OK	OK
	5	OK	OK
11	1	OK	OK
	2	OK	OK
	3	OK	OK
	4	OK	OK
	5	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 1

Geometria e materiali

Numero piani	1
Altezza piani [m]	4,15
Angolo di rotazione [°]	0
Tipo sezione	Rettangolare
Larghezza b [cm]	70,0
Altezza h [cm]	30,0
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
1	1	0,70	18-Ø20	3-Ø10/150	2-Ø10/150
	2	2,55		3-Ø10/200	2-Ø10/200
	3	0,90		3-Ø10/150	2-Ø10/150

Verifiche PMM della pilastrata nei confronti della resistenza

Pilastro	Segmento	Combinazione	β_{maj}	β_{min}	N	M2	M3	D/C
					[kN]	[kNm]	[kNm]	
1	1	13-SLVx	0,69	0,66	-58,58	-150,2	-179,2	0,89
	2	13-SLVx			-53,14	107,0	-100,0	0,51
	3	13-SLVx			-36,80	51,56	138,0	0,64

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

Pilastro	Segmento	d	Staffe	Combinazione	Vsd	VRd	D/C
		[cm]			[kN]	[kN]	
1	1	25,0	3-Ø10/150	13-SLVx	-76,27	345,7	0,22
	2	25,0	3-Ø10/200	13-SLVx	-76,27	259,3	0,29
	3	25,0	3-Ø10/150	13-SLVx	-76,27	345,7	0,22

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

Pilastro	Segmento	d	Staffe	Combinazione	Vsd	VRd	D/C
		[cm]			[kN]	[kN]	
1	1	61,6	2-Ø10/150	14-SLVy	-48,62	501,3	0,16
	2	61,6	2-Ø10/200	14-SLVy	-48,62	425,8	0,19
	3	61,6	2-Ø10/150	14-SLVy	-48,62	499,6	0,16

Verifiche a taglio in direzione 2 della pilastrata nei confronti della gerarchia delle resistenze

Pilastro	Segmento	d	Staffe	VEd	VRd	D/C
		[cm]		[kN]	[kN]	

Pilastro	Segmento	d	Staffe	VEd	VRd	D/C
		[cm]		[kN]	[kN]	
1	1	25,0	3-Ø10/150	130,5	345,7	0,38
	2	25,0	3-Ø10/200	130,5	259,3	0,50
	3	25,0	3-Ø10/150	130,5	345,7	0,38

Verifiche a taglio in direzione 3 della pilastrata nei confronti della gerarchia delle resistenze

Pilastro	Segmento	d	Staffe	VEd	VRd	D/C
		[cm]		[kN]	[kN]	
1	1	61,6	3-Ø10/150	348,7	501,3	0,70
	2	61,6	3-Ø10/200	348,7	425,8	0,82
	3	61,6	3-Ø10/150	348,7	499,6	0,70

Verifiche di gerarchia PMM trave-pilastro

Pilastro	Estremità	Asse momento	MEd	Pilastro inferiore		Pilastro superiore		D/C
		[°]		NSd [kN]	MRd [kNm]	NSd [kN]	MRd [kNm]	
1	I	-	-	-	-	-	-	-
	J	-	-	-	-	-	-	-

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]	
1	1	26-R	-84,11	23,75	-22,60	-3,309	-16,80	0,20
	2	22-R	-73,82	1,281	32,66	-3,412	-16,80	0,20
	3	22-R	-68,38	1,206	51,77	-5,300	-16,80	0,32

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]	
1	1	33-Q	-84,61	3,755	-21,76	-2,434	-12,60	0,19
	2	33-Q	-68,27	3,309	28,95	-3,119	-12,60	0,25
	3	33-Q	-62,83	3,160	45,86	-4,788	-12,60	0,38

Verifica delle tensioni di esercizio nell'acciaio per combinazioni caratteristiche

Pilastro	Segmento	Combinazione	N	M2	M3	σ_s	$\sigma_{s,lim}$	D/C
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1	1	26-R	-84,11	23,75	-22,60	44,49	360,0	0,12
	2	22-R	-73,82	1,281	32,66	54,43	360,0	0,15
	3	22-R	-68,38	1,206	51,77	94,69	360,0	0,26

Verifiche di fessurazione

Pilastro	Segmento	FREQ	QP
		Apertura fessure	Apertura fessure
1	1	OK	OK
	2	OK	OK
	3	OK	OK

8 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO – ELEVAZIONE

Per costruzioni di Classe III, per limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD ed attribuendo ad η il valore di $2/3$, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale con riferimento alle situazioni eccezionali.

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

$$\gamma_c=1,00$$

$$\gamma_s=1,00$$

8.1 VERIFICA DI RESISTENZA DELLE TRAVI

8.1.1 Travata 10-11

Geometria e materiali

Numero campate	2
Lunghezza campate [m]	6,25 - 3,45
Angolo di rotazione [°]	0
Tipo sezione	Rettangolare
Larghezza b [cm]	30,0
Altezza h [cm]	40,0
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		Centrale
10	1	0,60	2-Ø16	1-Ø16	2-Ø16		
	2	1,00					
	3	2,85					
	4	1,05		2-Ø16			2-Ø16
	5	0,75					
11	1	0,75	2-Ø16	2-Ø16	2-Ø16	2-Ø16	
	2	0,30					
	3	1,35					
	4	0,30		2-Ø16		3-Ø16	
	5	0,75					

Verifiche PMM della travata nei confronti della resistenza

Trave	Segmento	Combinazione	N	M2	M3	δM3	D/C
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
10	1	18-	-3,010	863,0e-3	-17,82	0,000	0,19

Trave	Segmento	Combinazione	N	M2	M3	$\delta M3$	D/C
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
		SLDy_n=0.67					
	2	18- SLDy_n=0.67	-773,6e-3	-120,4e-3	7,519	0,000	0,12
	3	18- SLDy_n=0.67	1,869	-28,91e-3	12,82	0,000	0,21
	4	18- SLDy_n=0.67	2,117	-149,6e-3	-9,363	0,000	0,08
	5	18- SLDy_n=0.67	2,117	545,9e-3	-24,71	0,000	0,22
11	1	18- SLDy_n=0.67	673,2e-3	862,1e-3	-15,34	0,000	0,13
	2	18- SLDy_n=0.67	3,405	-158,3e-3	-3,696	0,000	0,04
	3	18- SLDy_n=0.67	4,884	-69,97e-3	4,472	0,000	0,08
	4	18- SLDy_n=0.67	5,210	-175,0e-3	4,775	0,000	0,04
	5	18- SLDy_n=0.67	5,210	220,6e-3	-7,922	0,000	0,08

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

Trave	Segmento	d	Staffe	Combinazione	Vsd	VRd	D/C
		[cm]			[kN]	[kN]	
10	1	35,0	2- \emptyset 10/75	18- SLDy_n=0.67	-19,94	496,1	0,04
	2	35,0	2- \emptyset 10/250	18- SLDy_n=0.67	-14,87	222,7	0,07
	3	35,0		18- SLDy_n=0.67	6,823	222,7	0,03
	4	35,0		18- SLDy_n=0.67	17,11	222,7	0,08
	5	35,0	2- \emptyset 10/75	18- SLDy_n=0.67	22,18	495,7	0,04
11	1	35,0	2- \emptyset 10/75	18- SLDy_n=0.67	-16,30	495,7	0,03
	2	35,0	2- \emptyset 10/250	18- SLDy_n=0.67	-10,52	222,7	0,05
	3	35,0		18- SLDy_n=0.67	-7,719	222,7	0,03
	4	35,0		18- SLDy_n=0.67	6,171	222,7	0,03
	5	35,0	2- \emptyset 10/75	18- SLDy_n=0.67	11,77	495,7	0,02

8.2 VERIFICA DI RESISTENZA DEI PILASTRI

8.2.1 Pilastrata 1

Geometria e materiali

Numero piani	1
Altezza piani [m]	4,15
Angolo di rotazione [°]	0
Tipo sezione	Rettangolare
Larghezza b [cm]	70,0
Altezza h [cm]	30,0
Copriferro [cm]	5,0
Rck [N/mm ²]	33,73
Fyk [N/mm ²]	450

Armature della pilastrata

Pilastro	Segmento	L [m]	Armatura Longitudinale	Staffe	
				Dir 2	Dir 3
1	1	0,70	18-Ø20	3-Ø10/150	2-Ø10/150
	2	2,55		3-Ø10/200	2-Ø10/200
	3	0,90		3-Ø10/150	2-Ø10/150

Verifiche PMM della pilastrata nei confronti della resistenza

Pilastro	Segmento	Combinazio ne	β_{maj}	β_{min}	N	M2	M3	D/C
					[kN]	[kNm]	[kNm]	
1	1	17- SLDx_n=0.6 7	0,69	0,66	-83,04	13,03	-31,79	0,11
	2	17- SLDx_n=0.6 7			-66,71	3,441	31,20	0,10
	3	17- SLDx_n=0.6 7			-61,26	6,075	51,81	0,18

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

Pilastro	Segmento	d [cm]	Staffe	Combinazio ne	Vsd	VRd	D/C
					[kN]	[kN]	
1	1	25,0	3-Ø10/150	17- SLDx_n=0.67	-19,91	397,6	0,05
	2	25,0	3-Ø10/200	17- SLDx_n=0.67	-19,91	298,2	0,07
	3	25,0	3-Ø10/150	17- SLDx_n=0.67	-19,91	397,6	0,05

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

Pilastro	Segmento	d [cm]	Staffe	Combinazio ne	Vsd	VRd	D/C
					[kN]	[kN]	



PROGETTO DEFINITIVO

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

FABBRICATO VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA

FABBRICATO VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	00	D78CL	FA 00 00 003	A	63 di 97

Pilastro	Segmento	d	Staffe	Combinazion e	Vsd	VRd	D/C
		[cm]			[kN]	[kN]	
1	1	61,6	2- \emptyset 10/150	18- SLDy_n=0.67	-2,793	652,8	0,01
	2	61,6	2- \emptyset 10/200	18- SLDy_n=0.67	-2,793	489,6	0,01
	3	61,6	2- \emptyset 10/150	18- SLDy_n=0.67	-2,793	652,8	0,01

8.3 VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI DANNO

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

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai 2/3 di (0.005 h).

DRIFT - SLO - CAP_7.3.7.2									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	Utot	h	2/3*0.005*h	VERIFICA
Text	Text	Text	Text	m	m	mm	m	mm	
2	19-SLOx	Combination	Max	0.012605	0.002872	12.93	4.15	13.83	ok
2	19-SLOx	Combination	Min	-0.012285	-0.002555	12.55	4.15	13.83	ok
4	19-SLOx	Combination	Max	0.012586	0.00199	12.74	4.15	13.83	ok
4	19-SLOx	Combination	Min	-0.012307	-0.00219	12.50	4.15	13.83	ok
6	19-SLOx	Combination	Max	0.011067	0.002004	11.25	4.15	13.83	ok
6	19-SLOx	Combination	Min	-0.010511	-0.002206	10.74	4.15	13.83	ok
8	19-SLOx	Combination	Max	0.011097	0.002893	11.47	4.15	13.83	ok
8	19-SLOx	Combination	Min	-0.010483	-0.002574	10.79	4.15	13.83	ok
10	19-SLOx	Combination	Max	0.009572	0.002924	10.01	4.15	13.83	ok
10	19-SLOx	Combination	Min	-0.008423	-0.002609	8.82	4.15	13.83	ok
12	19-SLOx	Combination	Max	0.00958	0.002012	9.79	4.15	13.83	ok
12	19-SLOx	Combination	Min	-0.008492	-0.002224	8.78	4.15	13.83	ok
2	20-SLOy	Combination	Max	0.005422	0.00474	7.20	4.15	13.83	ok
2	20-SLOy	Combination	Min	-0.005103	-0.004424	6.75	4.15	13.83	ok
4	20-SLOy	Combination	Max	0.005406	0.003787	6.60	4.15	13.83	ok
4	20-SLOy	Combination	Min	-0.005126	-0.003988	6.49	4.15	13.83	ok
6	20-SLOy	Combination	Max	0.00383	0.003801	5.40	4.15	13.83	ok
6	20-SLOy	Combination	Min	-0.003274	-0.004003	5.17	4.15	13.83	ok
8	20-SLOy	Combination	Max	0.003859	0.004763	6.13	4.15	13.83	ok
8	20-SLOy	Combination	Min	-0.003245	-0.004444	5.50	4.15	13.83	ok
10	20-SLOy	Combination	Max	0.005385	0.004795	7.21	4.15	13.83	ok
10	20-SLOy	Combination	Min	-0.004237	-0.004479	6.17	4.15	13.83	ok
12	20-SLOy	Combination	Max	0.005376	0.003802	6.58	4.15	13.83	ok
12	20-SLOy	Combination	Min	-0.004288	-0.004015	5.87	4.15	13.83	ok

dove:

$$U_{tot} = (U1^2 + U2^2)^{0.5}$$

9 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.

9.1 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 $K_v=10000 \text{ kN/m}^3$.

9.2 VERIFICA DI RESISTENZA

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

9.2.1 Soletta (sp.200mm)

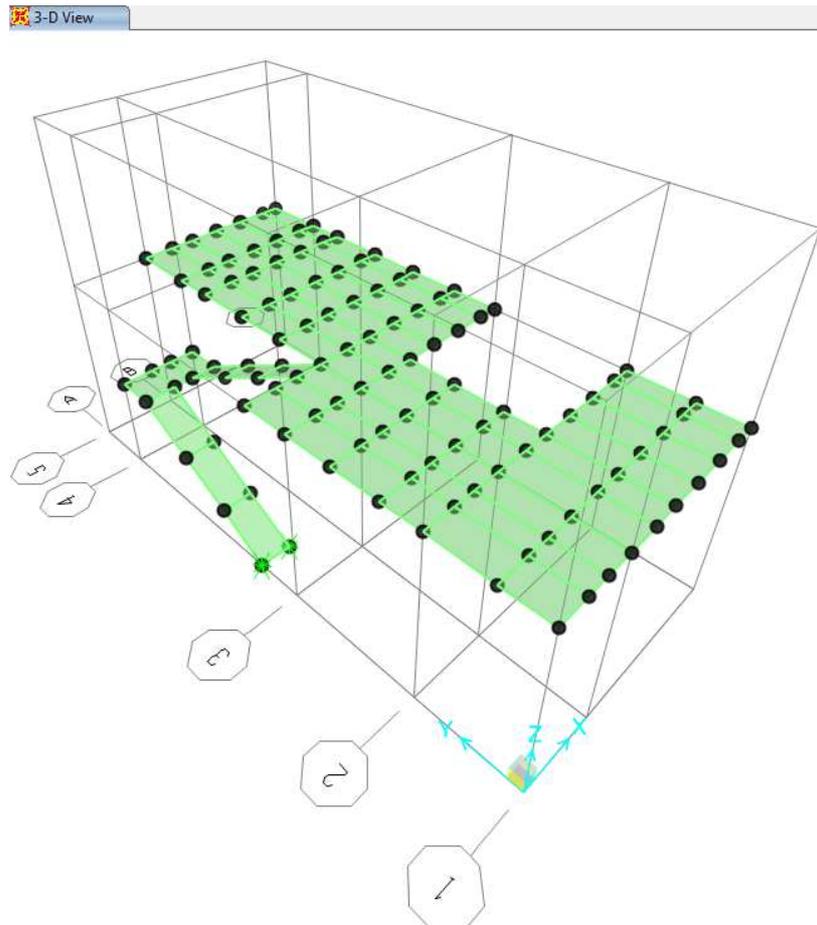


Figura 9-1. Spessore in c.a. con spessore pari a 200 mm

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	20.0	cm
Barre inferiori:	5Ø14	(7.7 cm ²)
Barre superiori:	5Ø14	(7.7 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.0	cm

FABBRICATO VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RS2S	00	D78CL	FA 00 00 003	A	67 di 97

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	0.07	45.5

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	84.27	15.0	100.0	0.0051	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	0.14	-0.14	0.0	---	---	0.400	---	0	---	18.54

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.

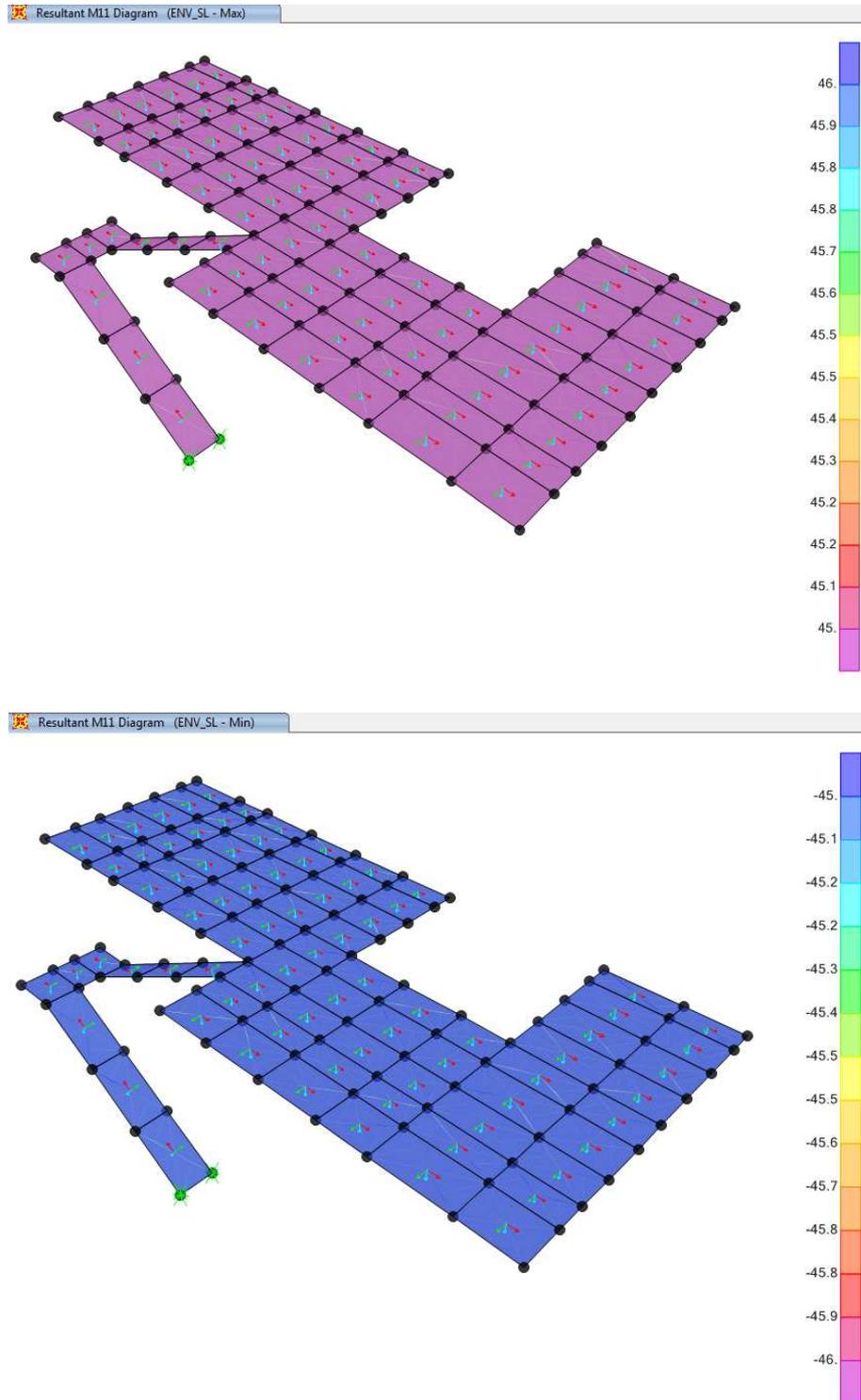


Figura 9-2. Verifica a flessione – M11 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

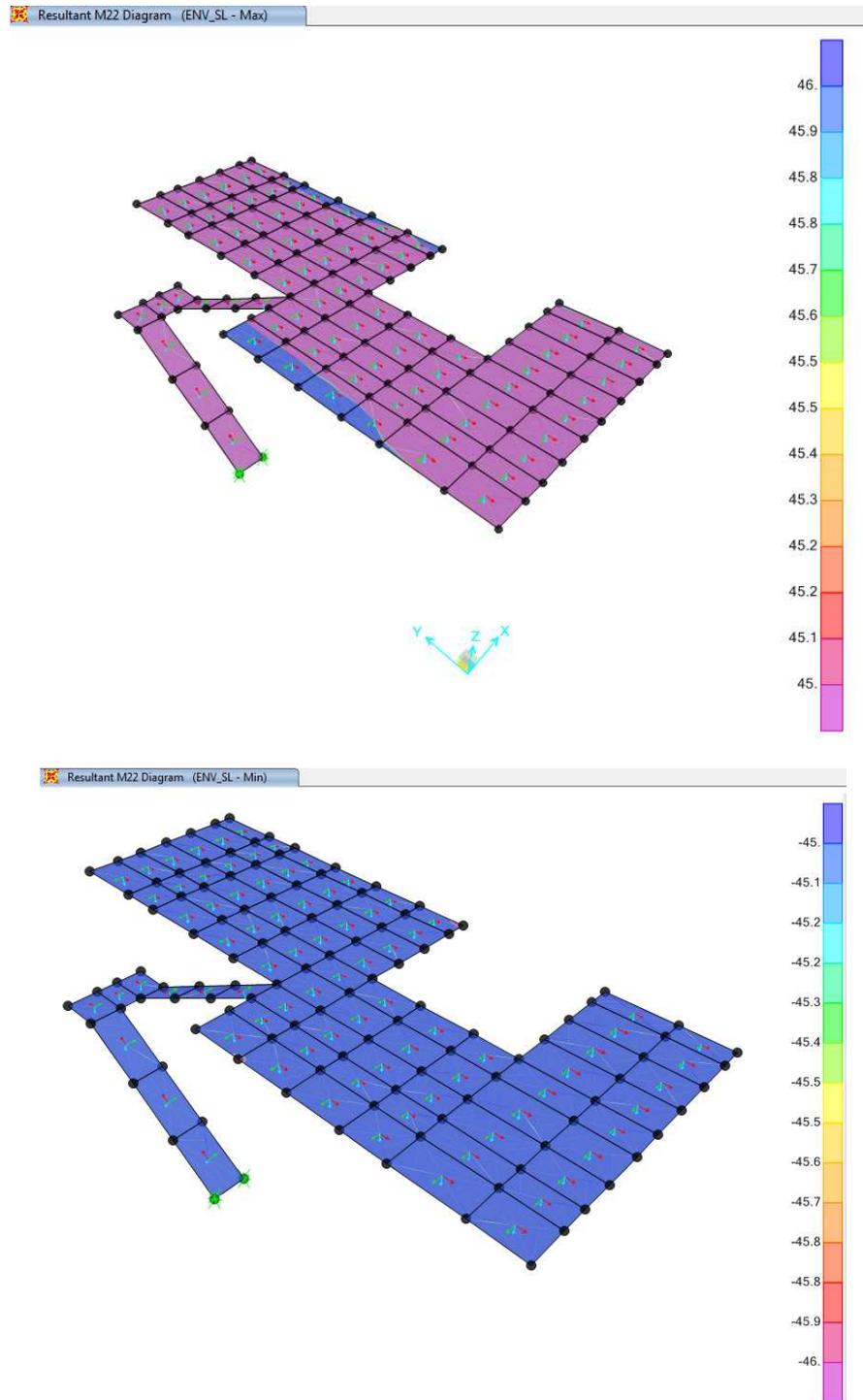


Figura 9-3. Verifica a flessione – M_{22} (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

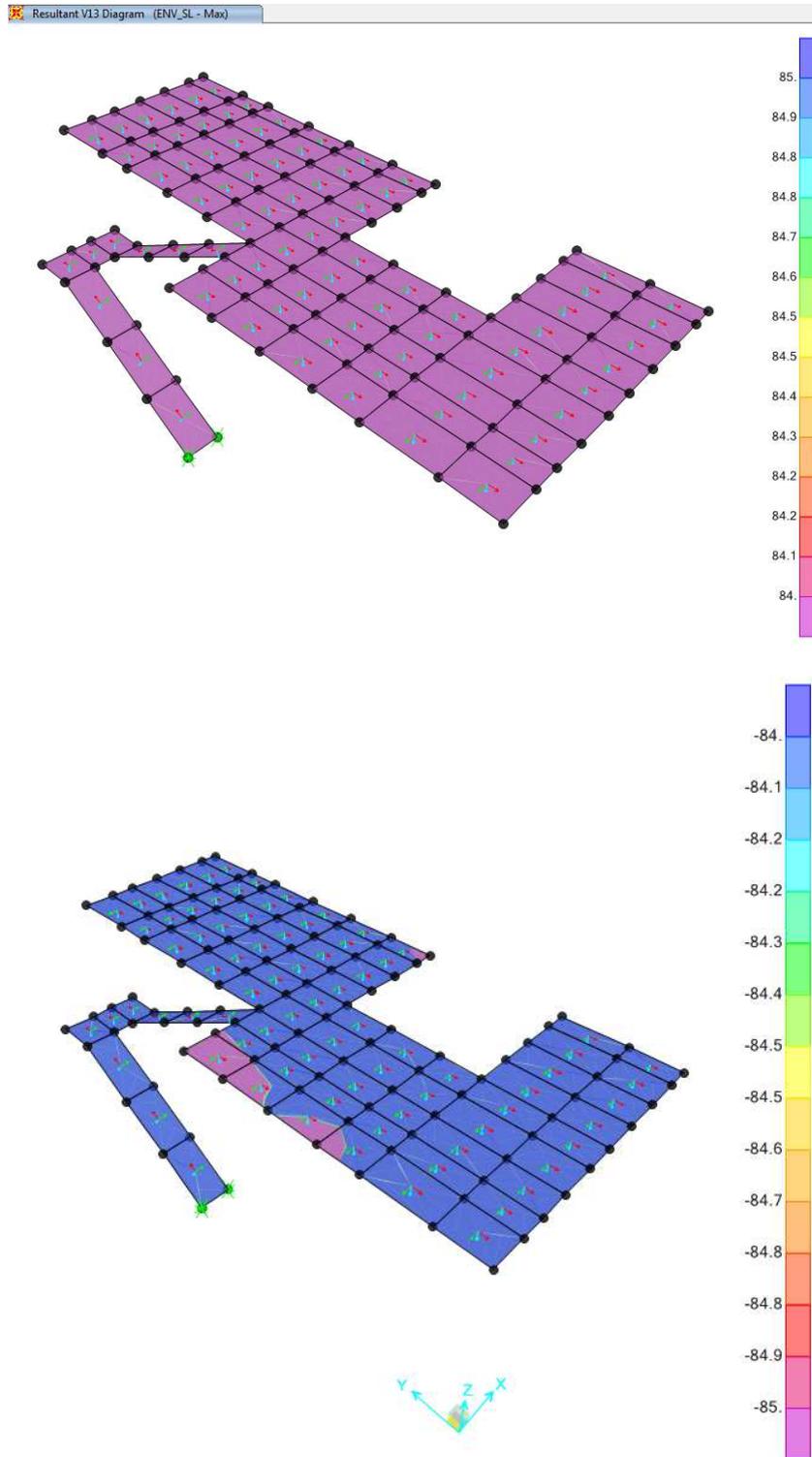


Figura 9-4. Verifica a taglio – V13 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

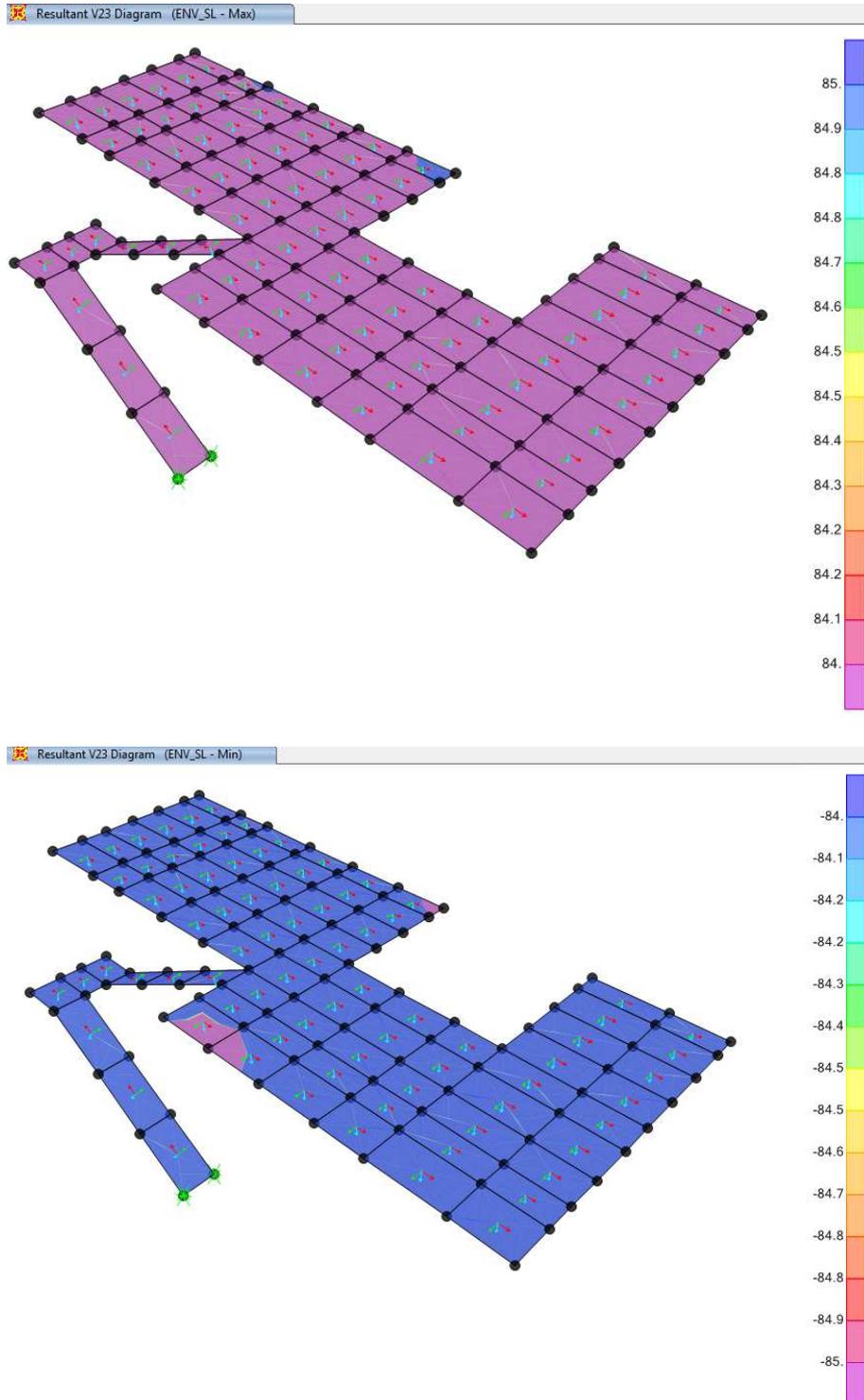


Figura 9-5. Verifica a taglio – V23 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

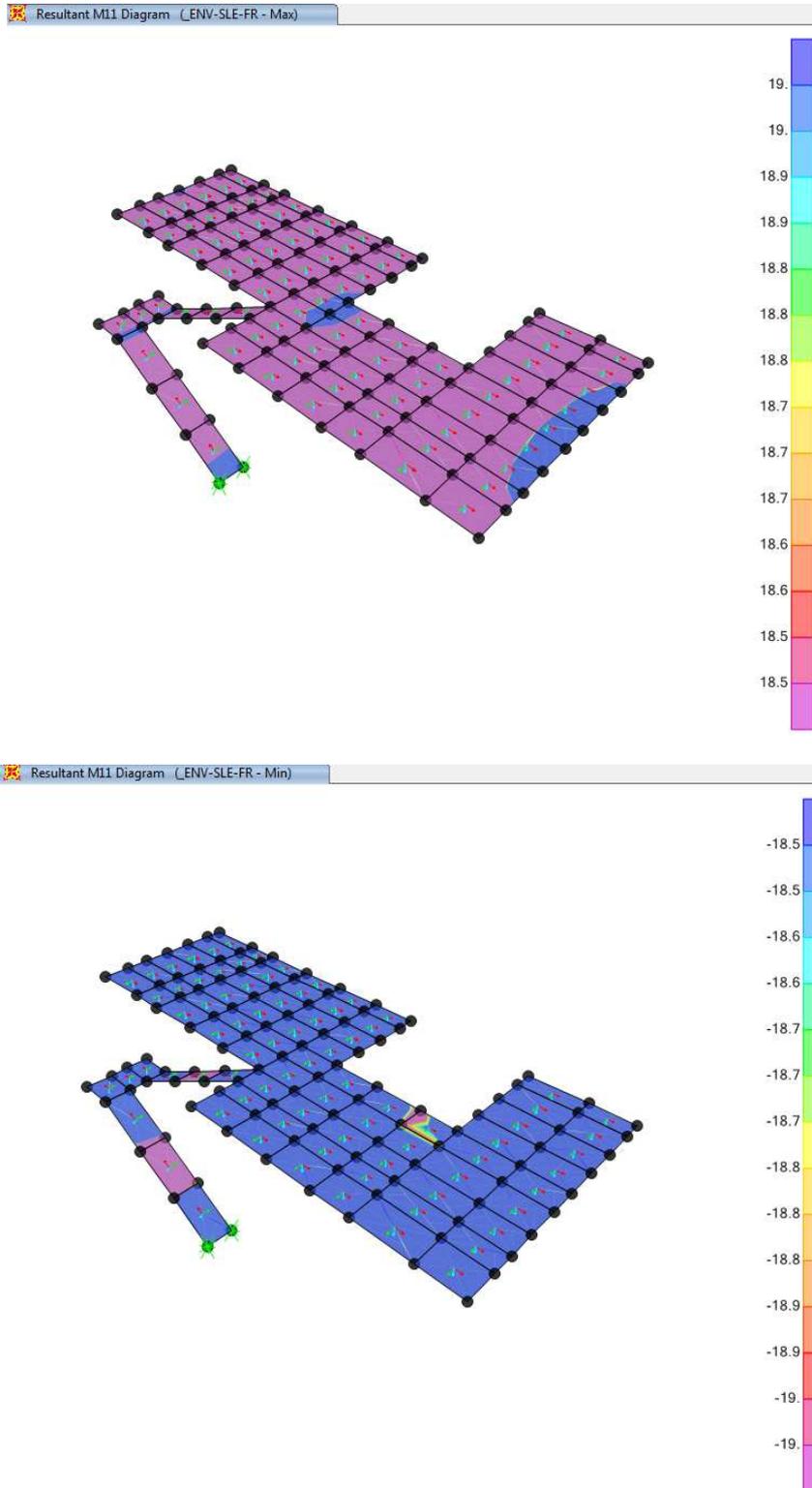


Figura 9-6. Verifica a fessurazione – M11 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

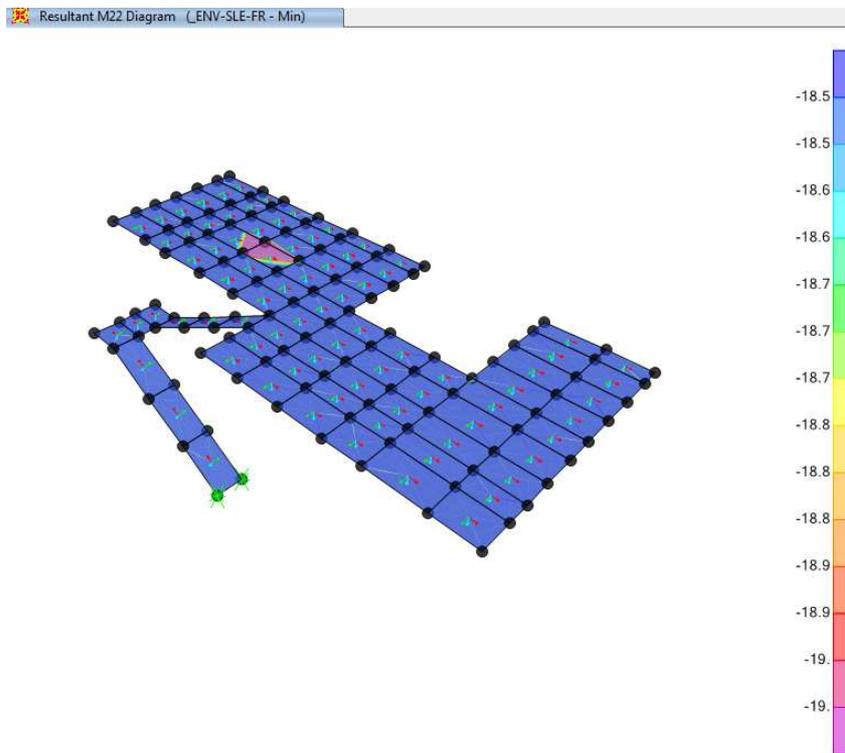
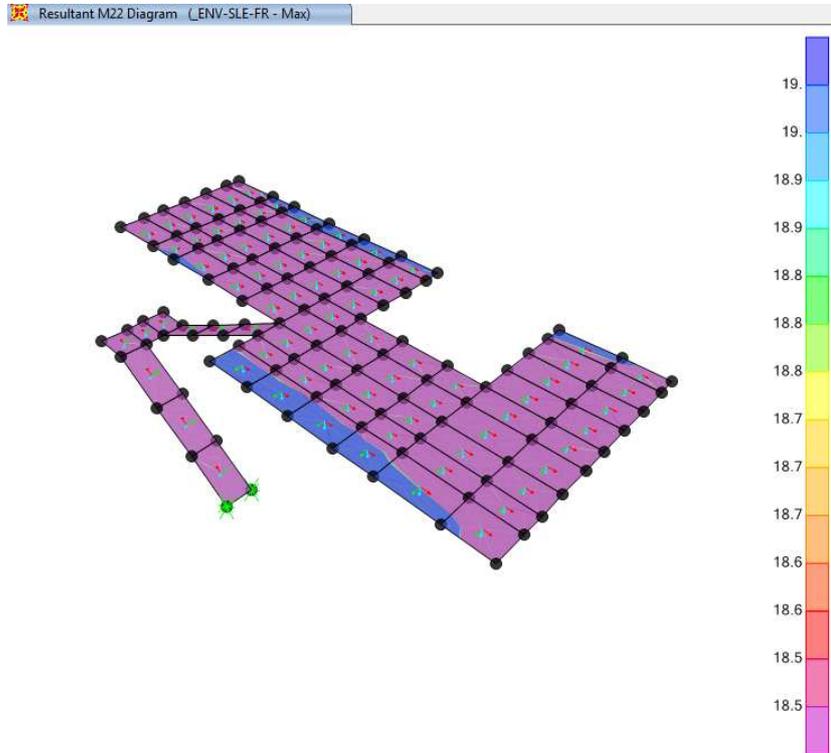


Figura 9-7. Verifica a fessurazione – M22 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

9.2.1 Setto (sp.300mm)

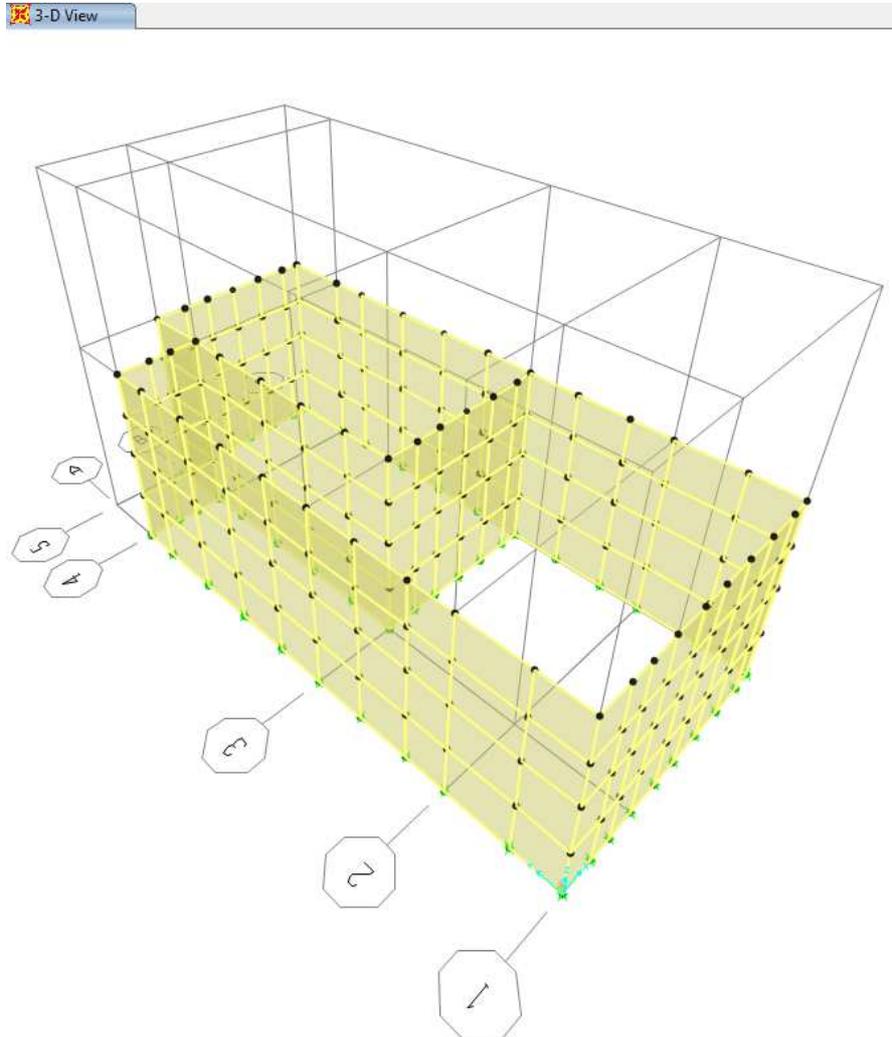


Figura 9-8. Spessore in c.a. con spessore pari a 300 mm

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	30.0	cm
Barre inferiori:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Barre superiori:	5Ø16	(10.1 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)
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	0.21	94.59

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	122.66	25.0	100.0	0.0040	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	0.06	-0.06	0.0	---	---	0.000	---	0	---	43.55

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.

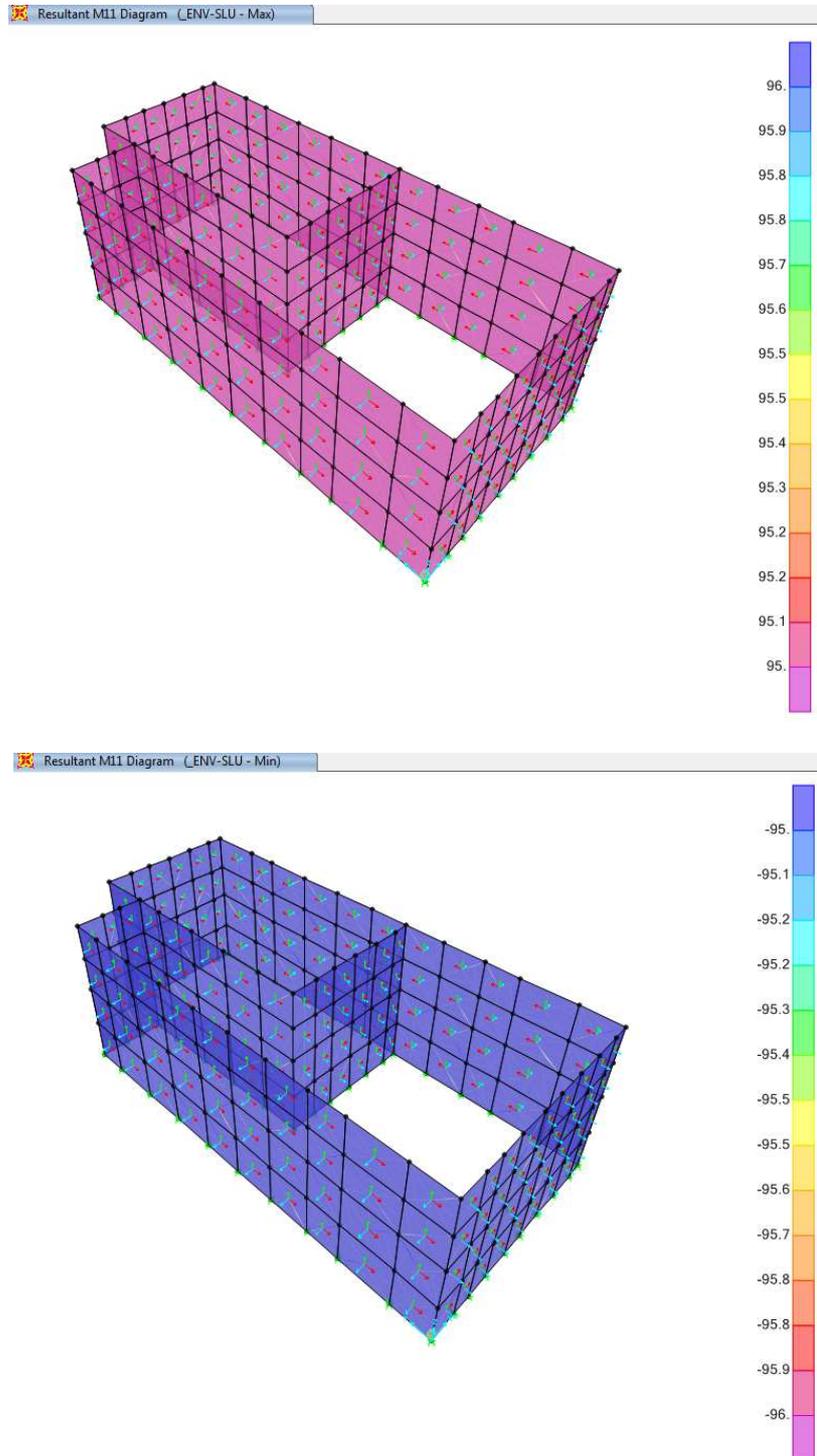
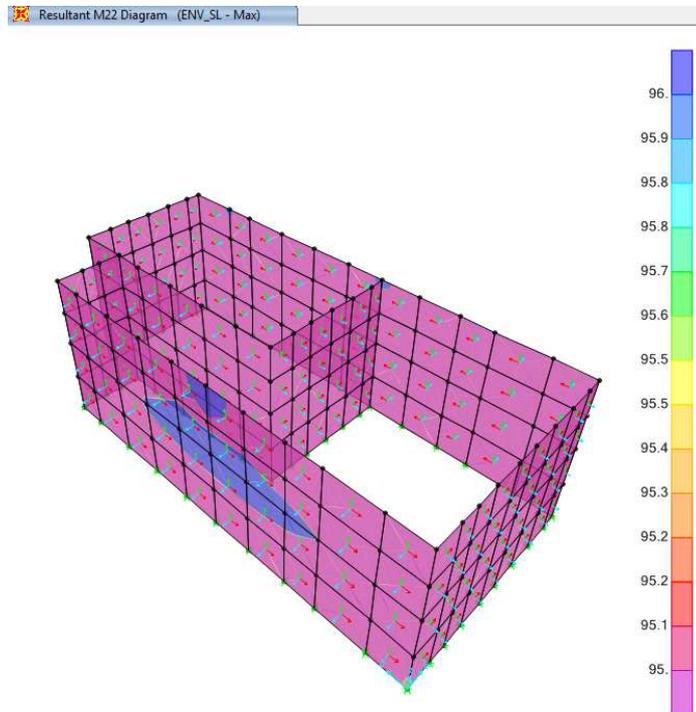


Figura 9-9. Verifica a flessione – M11 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)



Nota: si incrementa l'armatura a flessione esclusivamente nella parete in cui si manifesta il superamento della resistenza (la parete non risulta contrastata trasversalmente) – Ø20/20 cm.

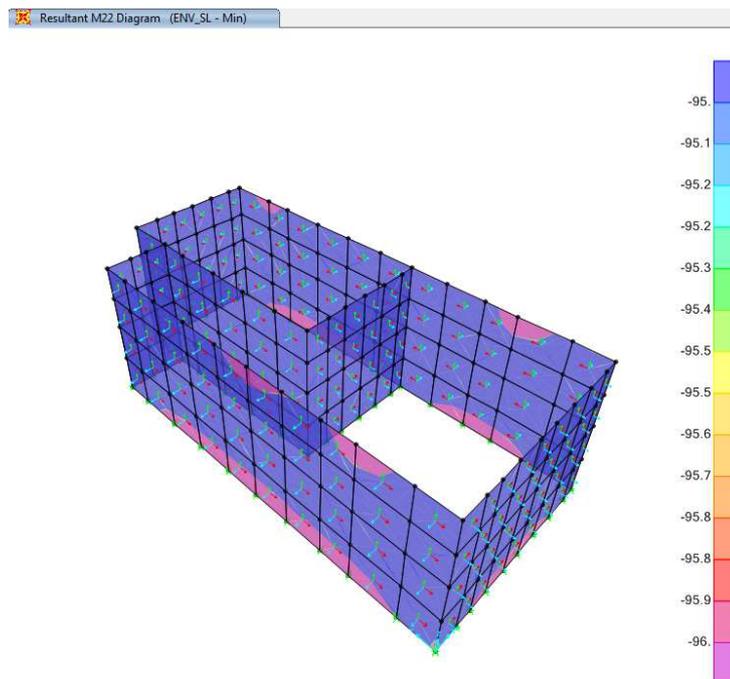


Figura 9-10. Verifica a flessione – M22 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

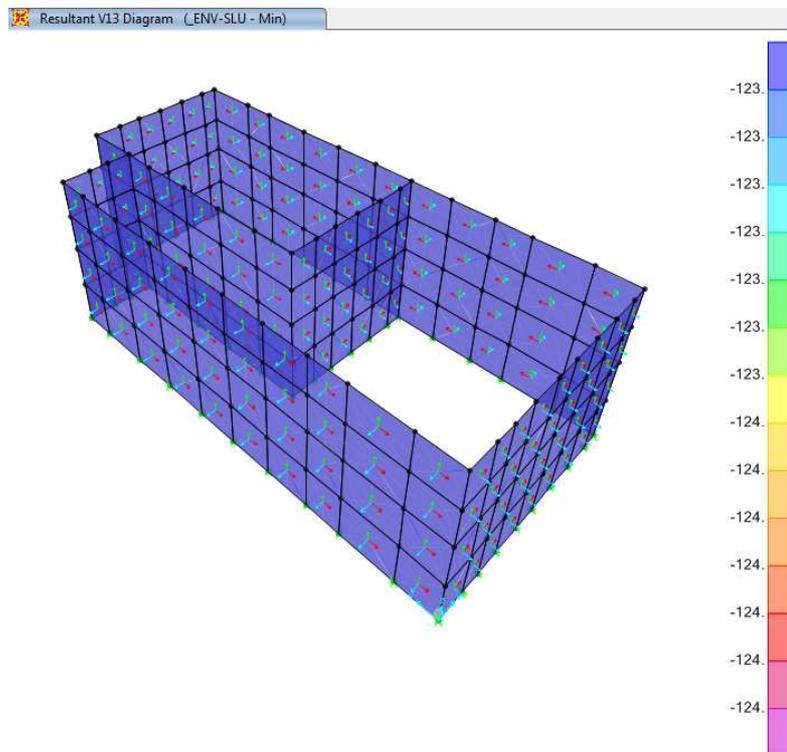
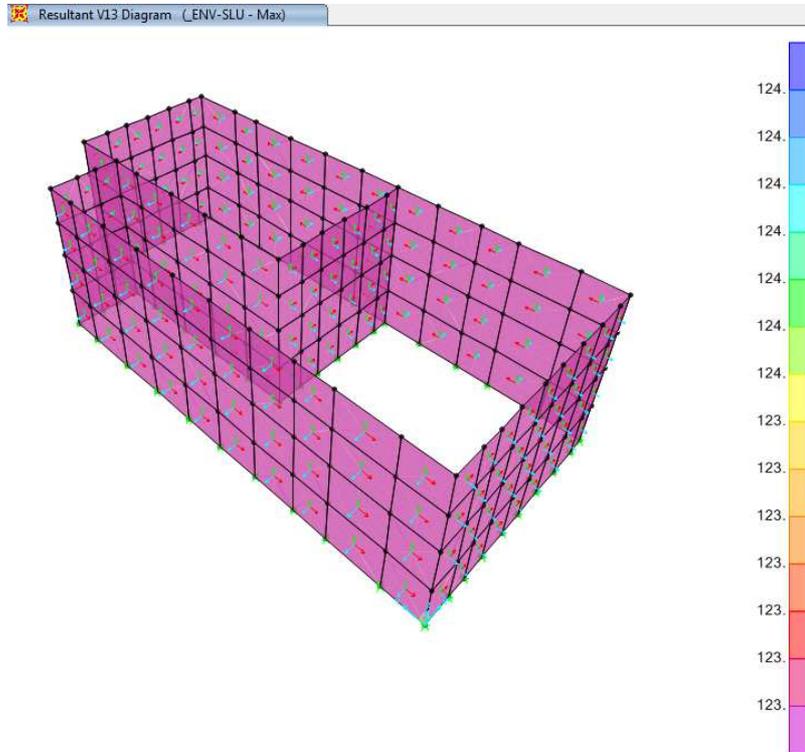


Figura 9-11. Verifica a taglio – V13 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

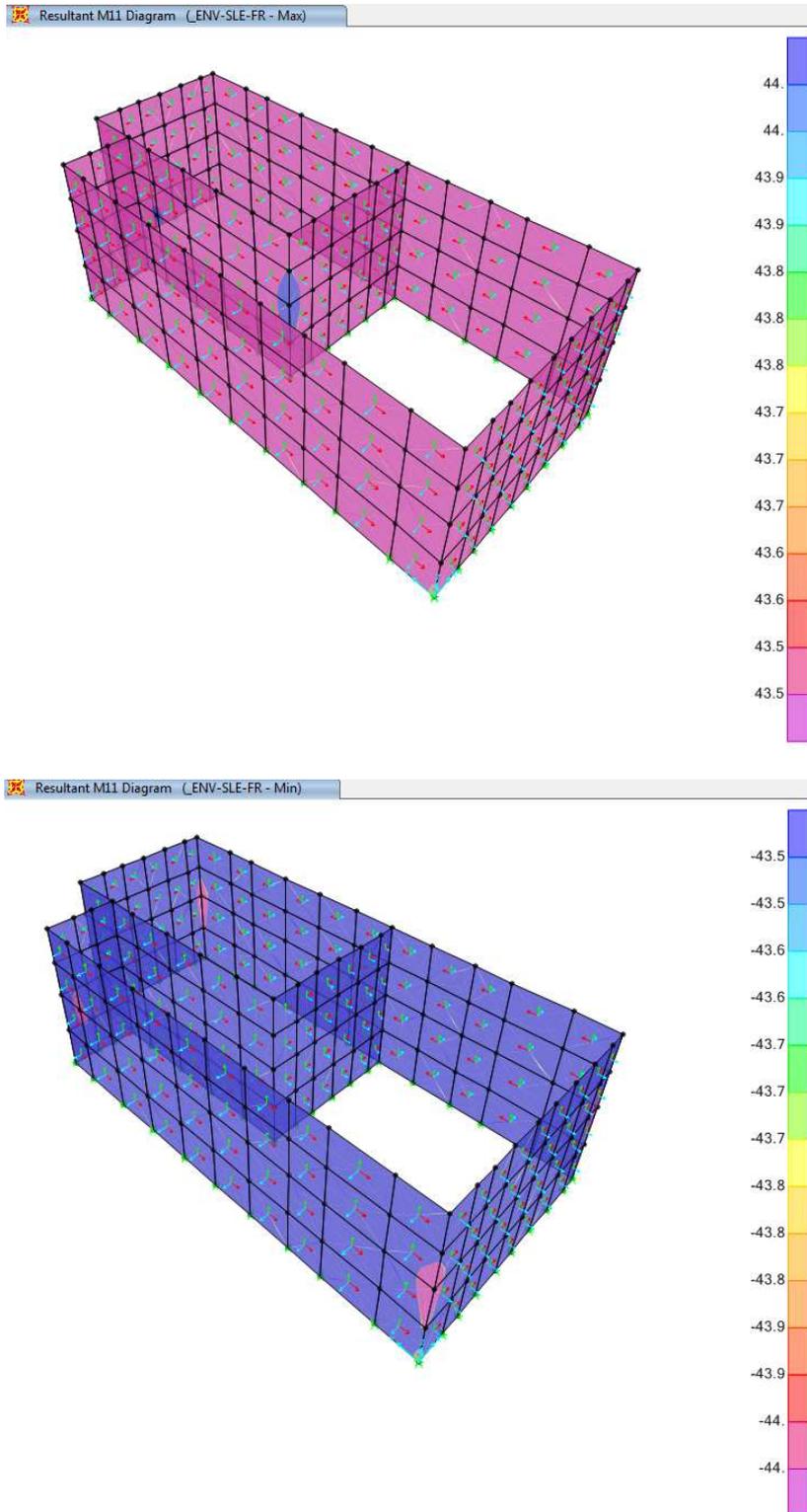


Figura 9-13. Verifica a fessurazione – M11 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

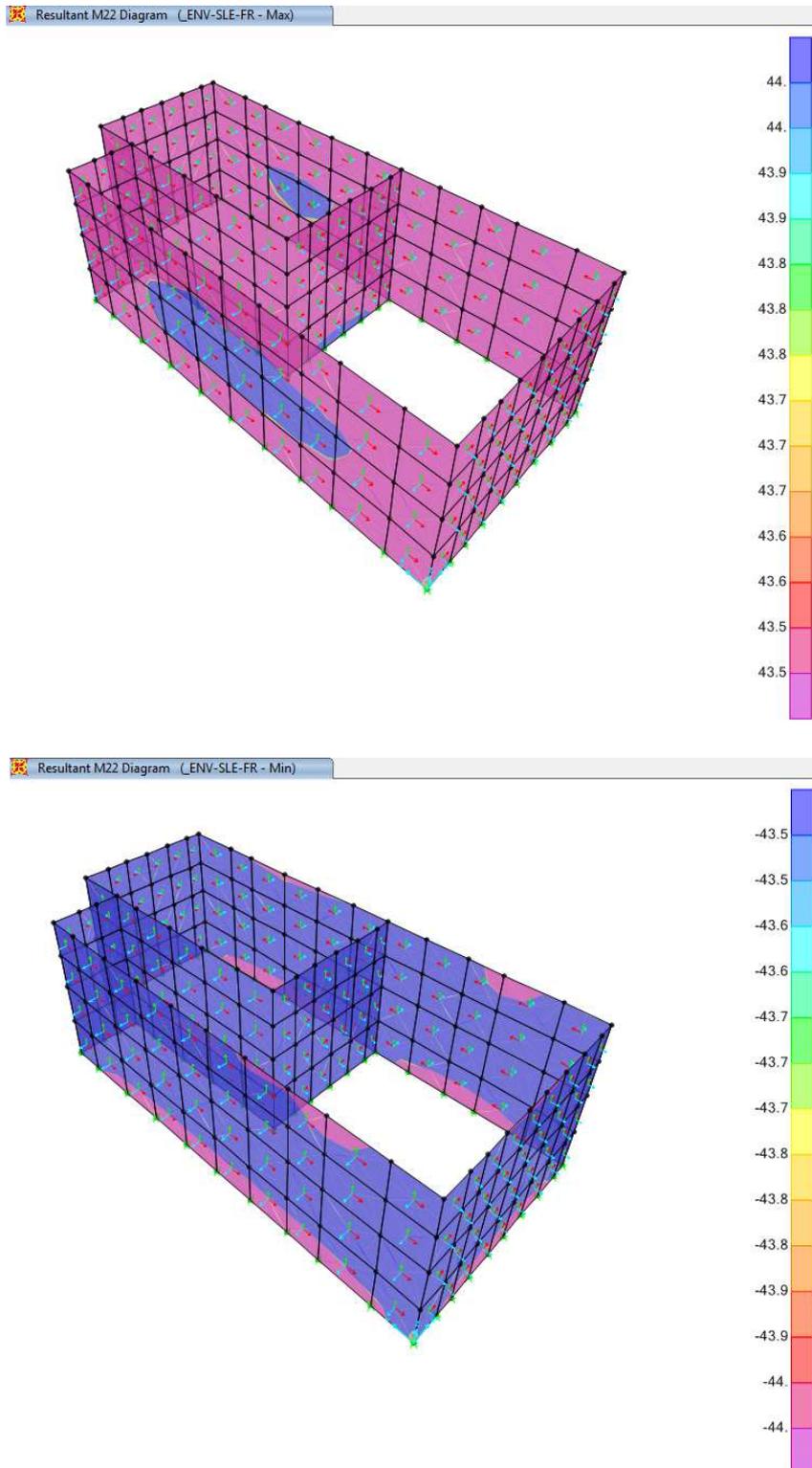


Figura 9-14. Verifica a fessurazione – M22 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

9.2.2 Platea (sp.500mm)

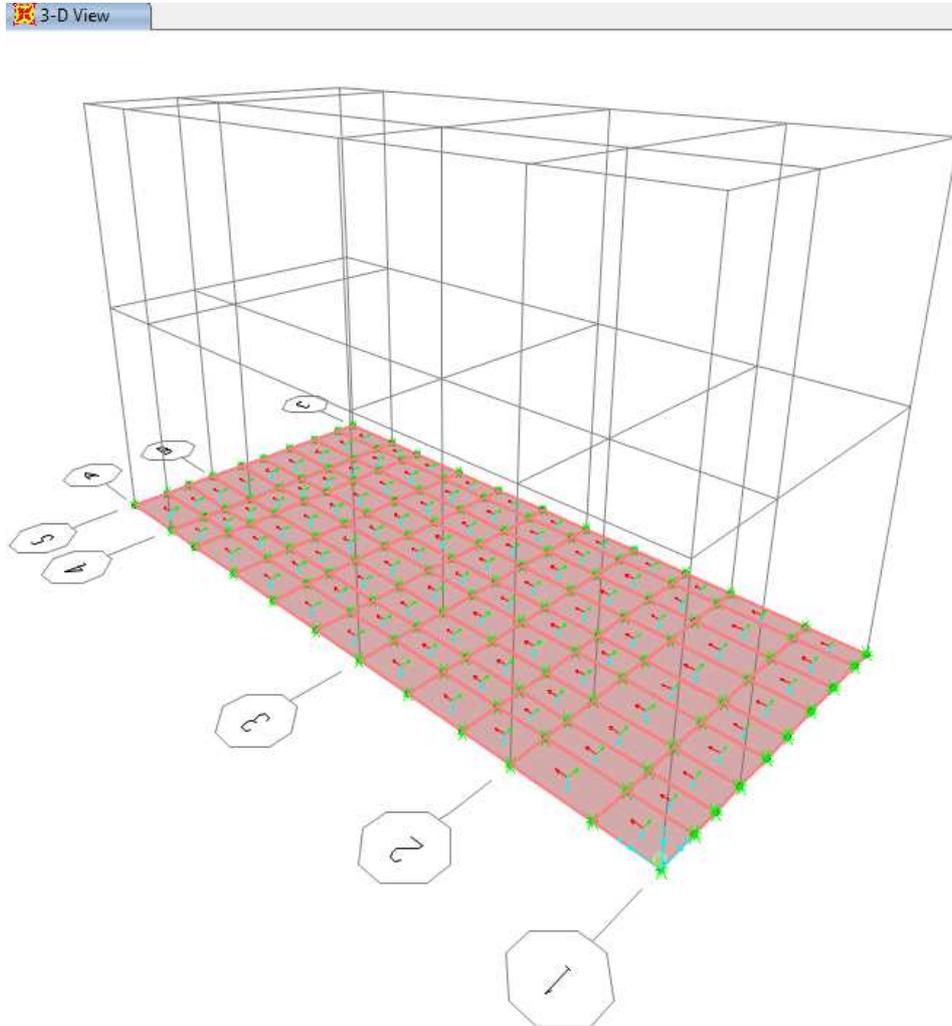


Figura 9-15. Spessore in c.a. con spessore pari a 500 mm

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



PROGETTO DEFINITIVO

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

FABBRICATO VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA

FABBRICATO VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	00	D78CL	FA 00 00 003	A	83 di 97

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	-0.06	262.69

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
Sc1max	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]
Sc1min	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 (Sc1min + ScEff)/(2 Sc1min)
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
Psi	= 1-Beta12*(Ssr/Ss)² = 1-Beta12*(fctm/Sc1min)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	Sc1max	Sc1min	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	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.

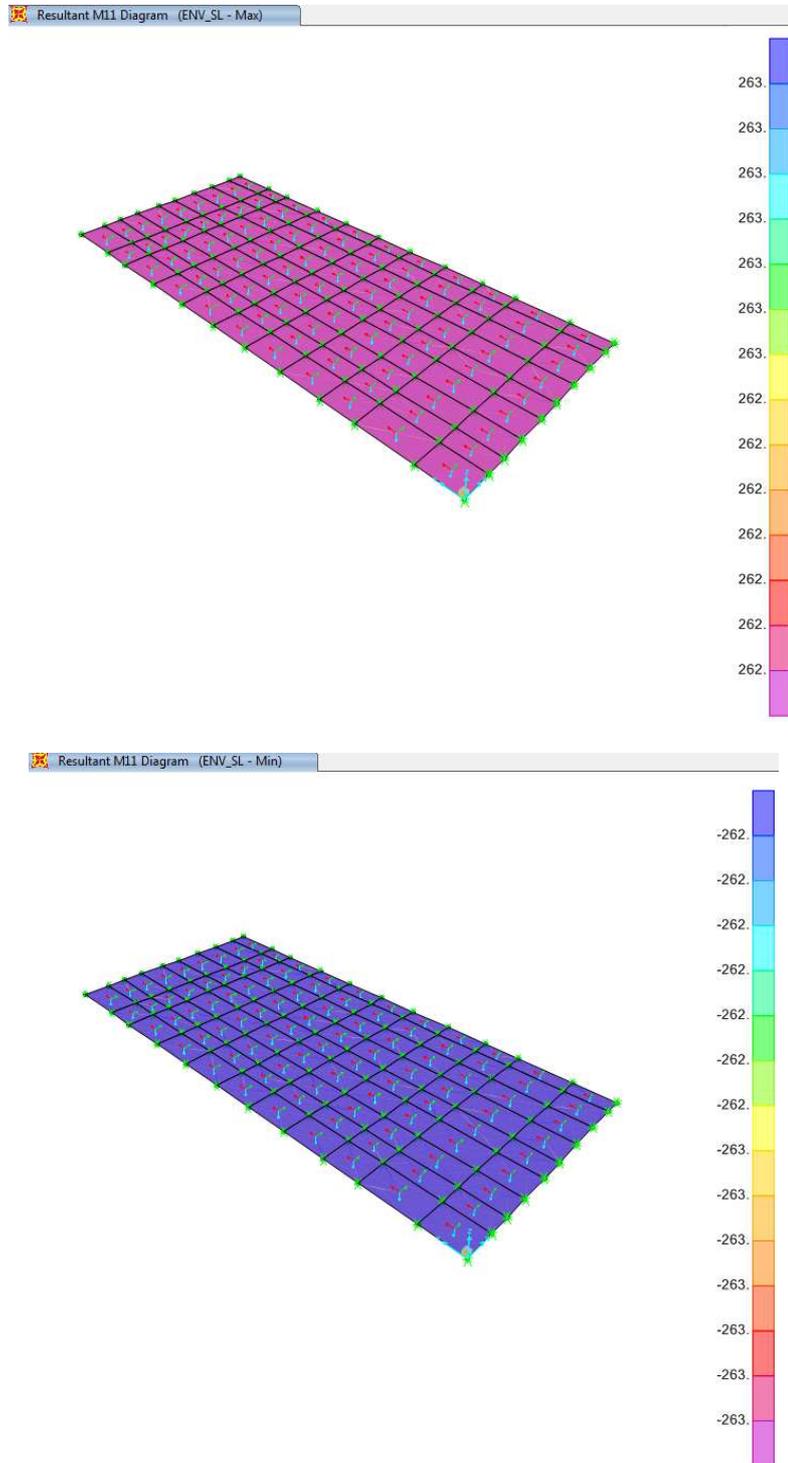


Figura 9-16. Verifica a flessione – M11 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

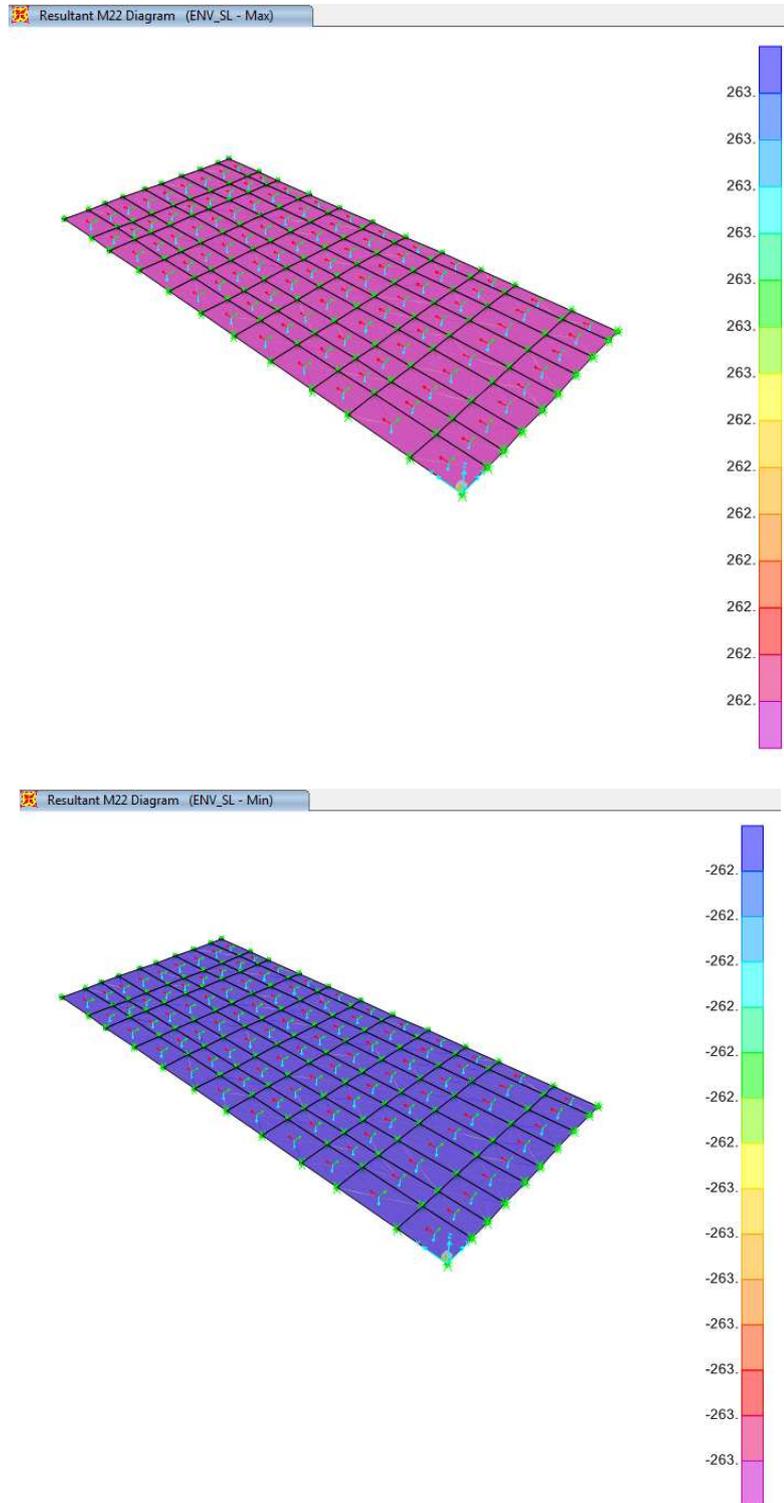


Figura 9-17. Verifica a flessione – M22 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

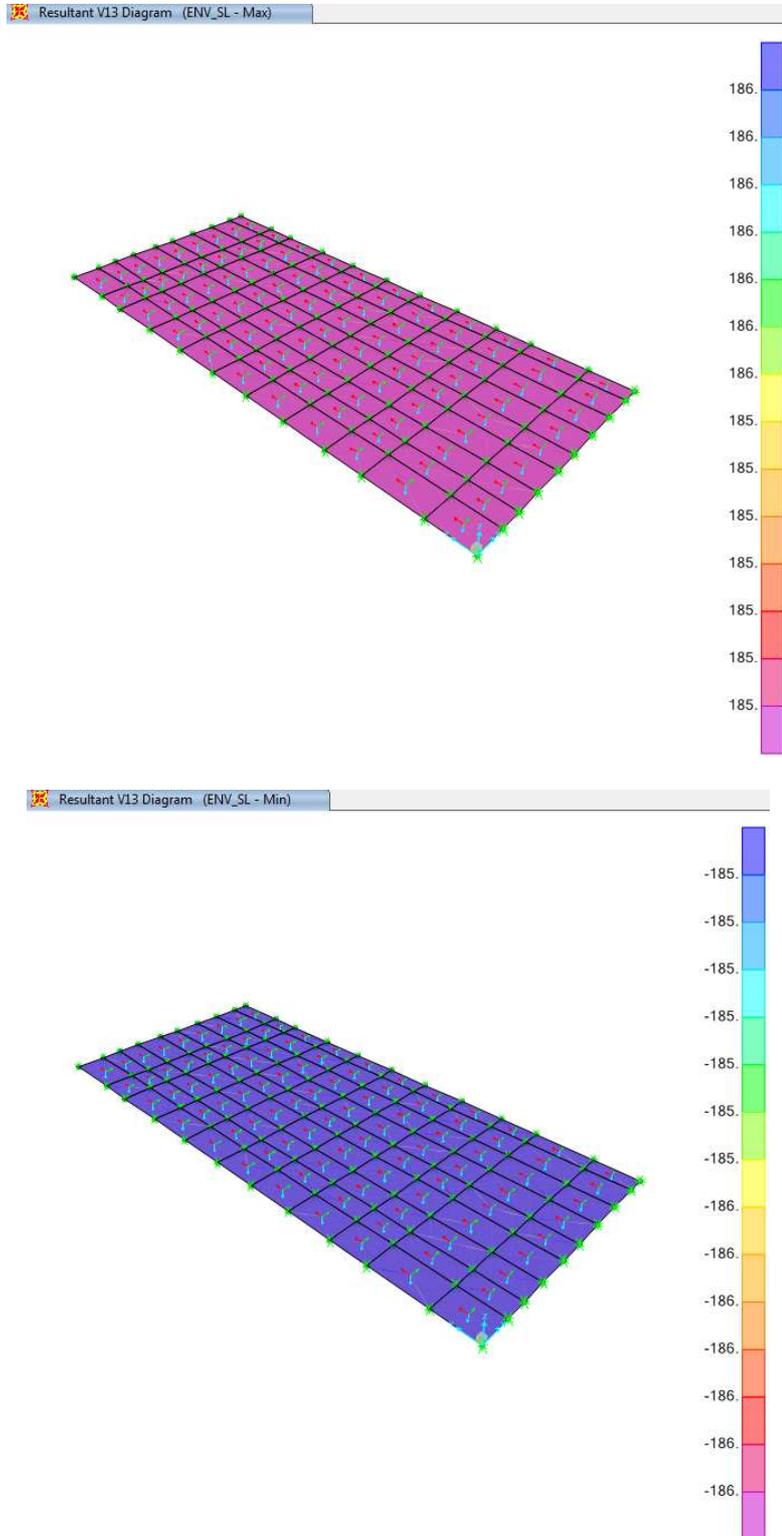


Figura 9-18. Verifica a taglio – V13 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

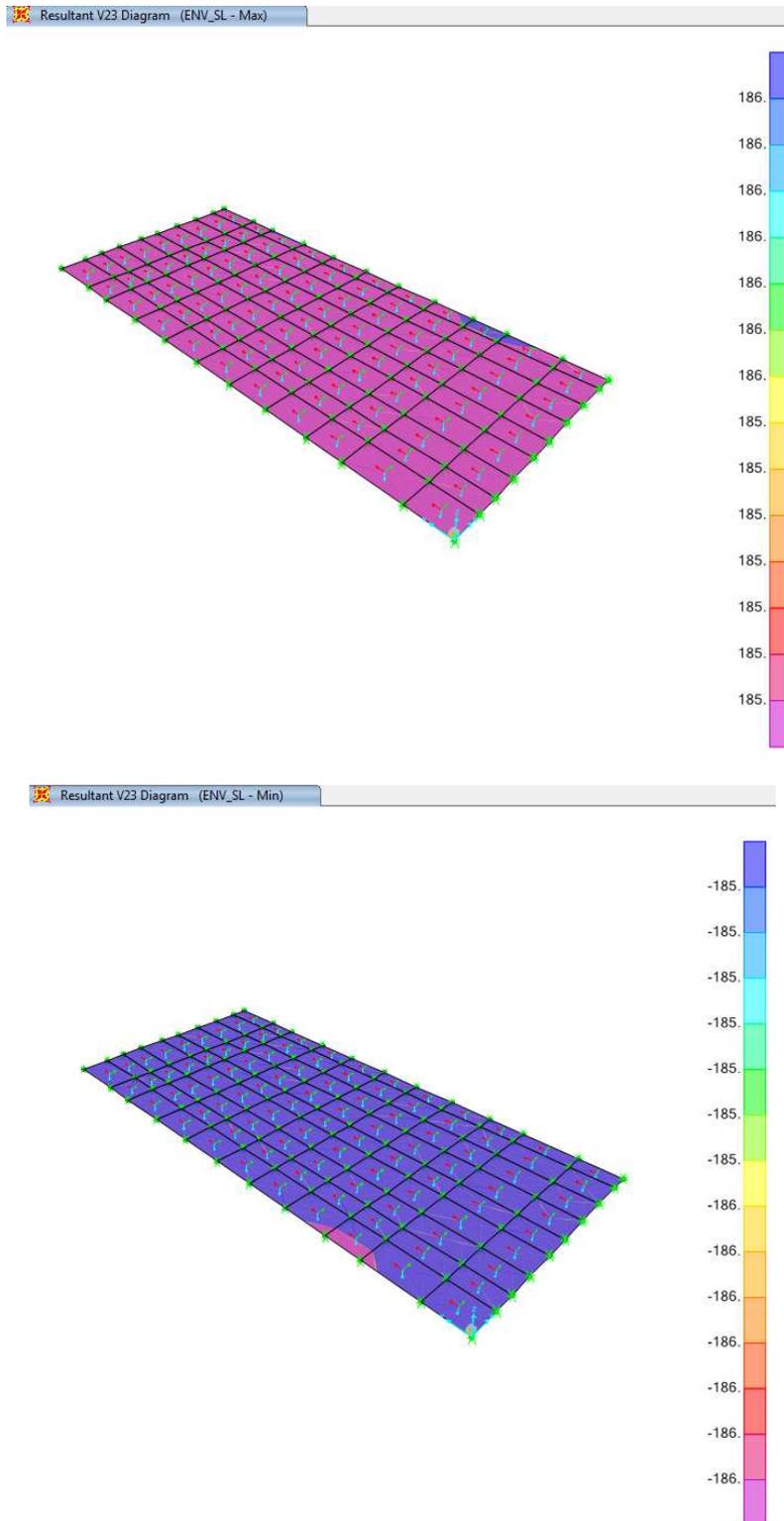


Figura 9-19. Verifica a taglio – V23 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

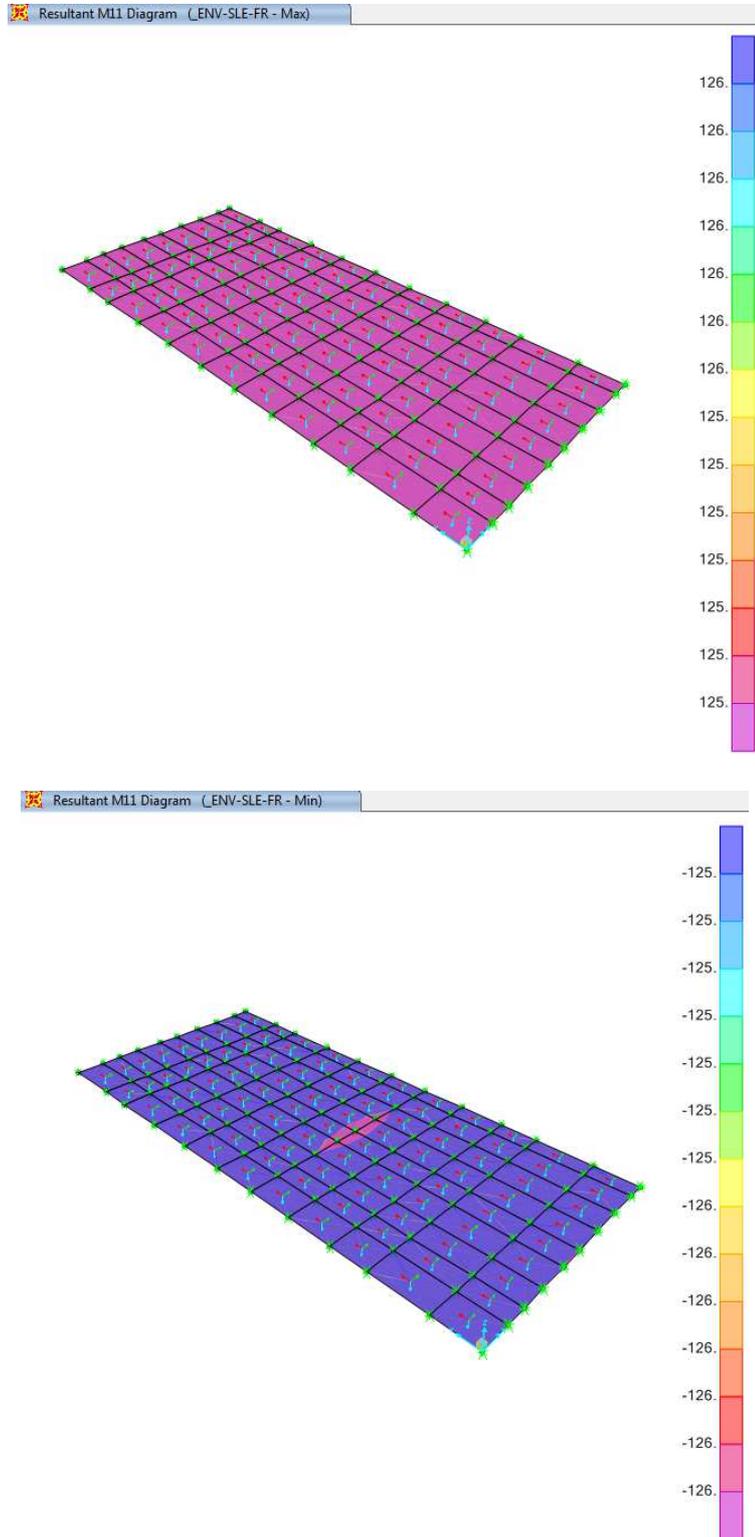


Figura 9-20. Verifica a fessurazione – M11 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

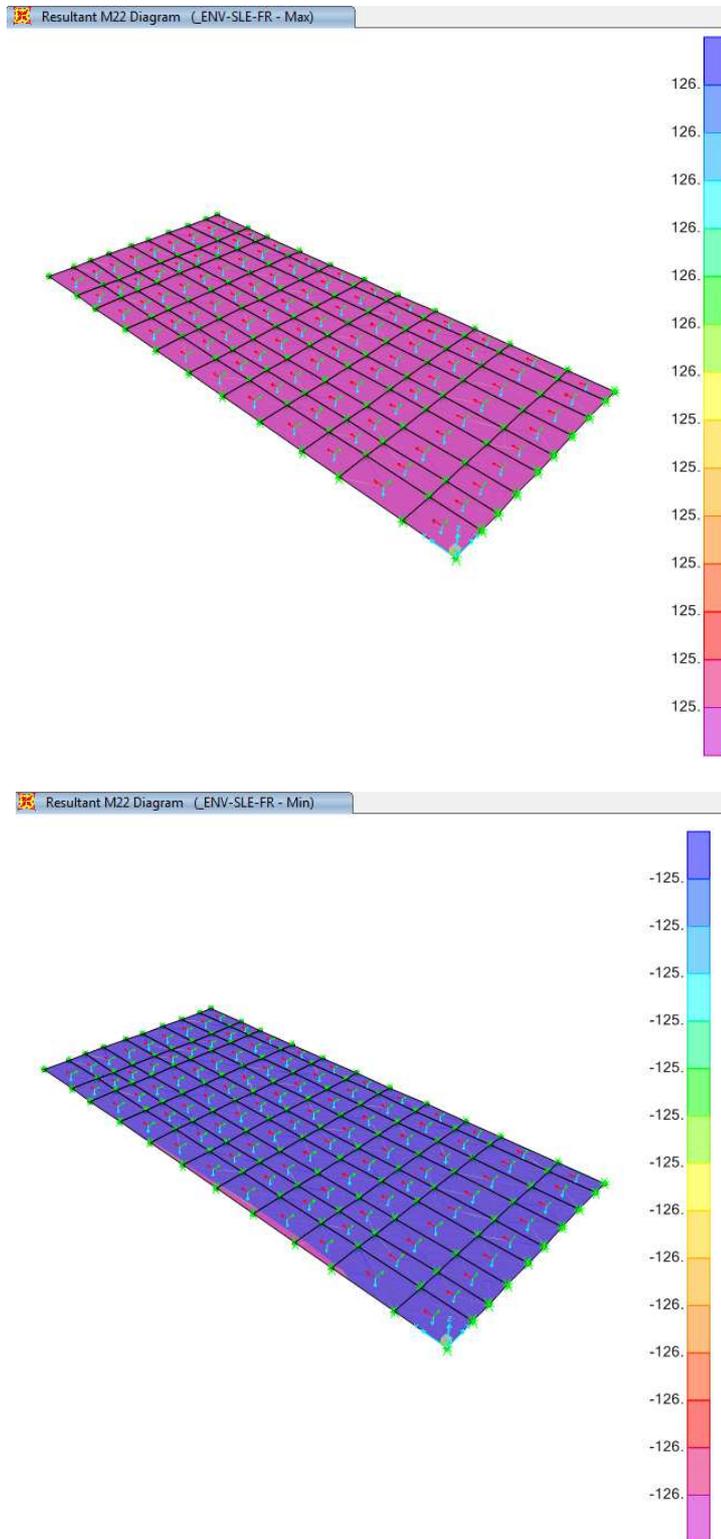


Figura 9-21. Verifica a fessurazione – M22 (si trascurano le concentrazioni dovute a effetti di bordo e scarichi puntuali)

9.3 VERIFICA DI PORTANZA

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

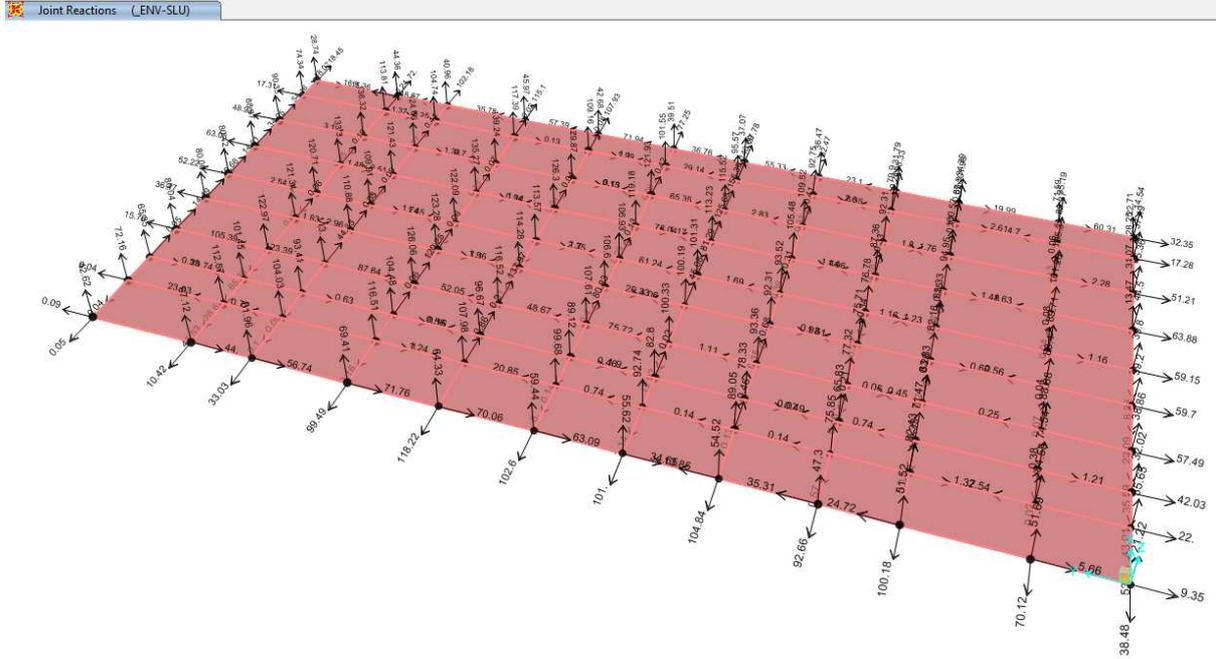


Figura 1-22. Pressioni agenti SLU [kN/m]

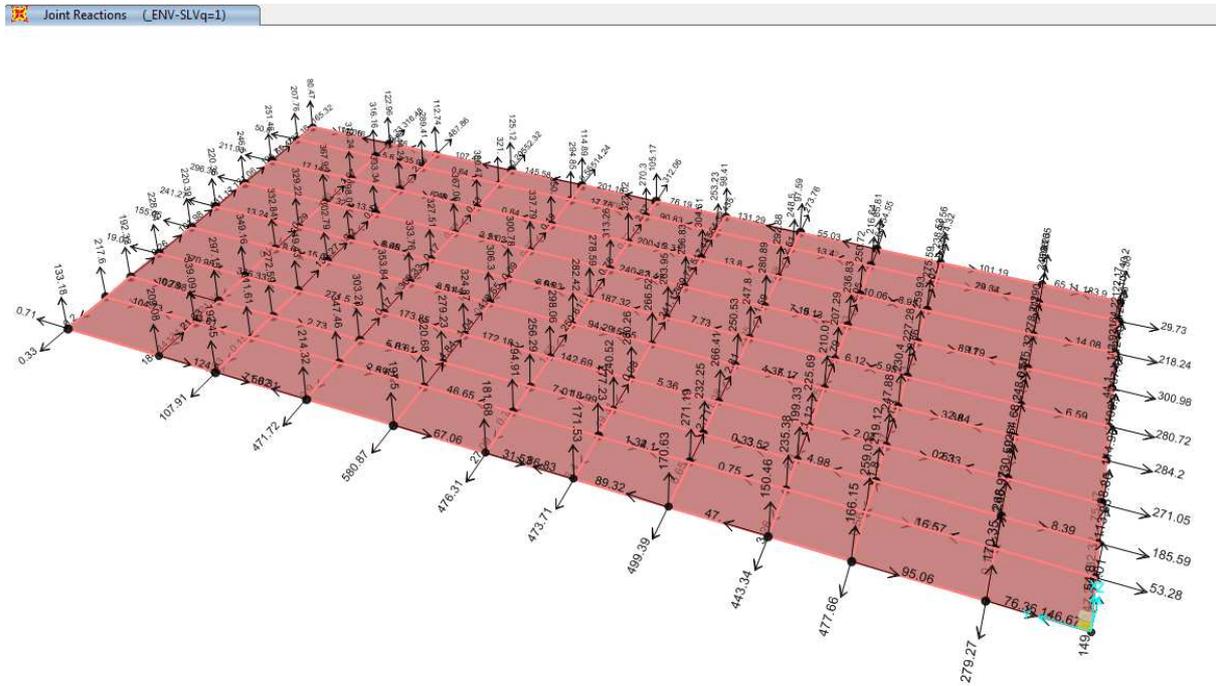


Figura 1-23. Pressioni agenti SLV [kN/m]

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

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

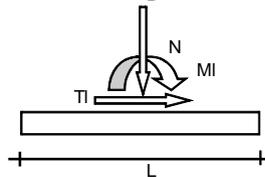
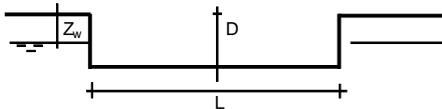
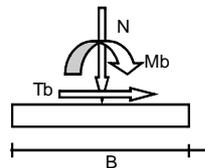
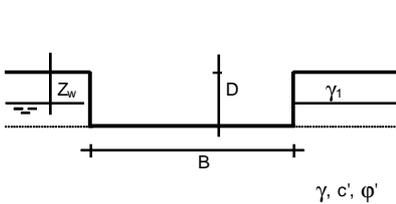
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

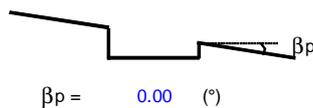
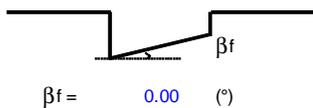
coefficienti parziali

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



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 6.30 (m)
L = 13.90 (m)
D = 4.65 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	26000		33800.00
Mb [kNm]			0.00
MI [kNm]			0.00
Tb [kN]			0.00
Ti [kN]			0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_t = 19.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 19.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\phi' = 35.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\phi' = 35.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100.00$ (m)

$e_B = 0.00$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 6.30$ (m)
 $L^* = 13.90$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 88.35$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 19.00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 33.30$

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

$N_c = 46.12$

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

$N_\gamma = 48.03$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.33$$

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

$$s_q = 1.32$$

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

$$s_\gamma = 0.82$$

z_c, z_q, z_γ : fattori di inerzia

$$z_c = 1 - 0.32 kh$$

$$z_c = 0.89$$

$$z_q = (1 - kh / \tan \varphi) ^{0.35}$$

$$z_q = 0.79$$

$$z_\gamma = z_q$$

$$z_\gamma = 0.79$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.69 \quad \theta = \arctg(T_b / T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.31 \quad m = 1.69 \quad (-)$$

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

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

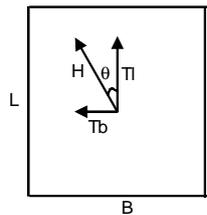
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$



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

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

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

$$d_q = 1.19$$

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

$$d_c = 1.19$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

FABBRICATO VASCA IMPIANTO IDRICO GALLERIA
 Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	00	D78CL	FA 00 00 003	A	94 di 97

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 5469.85 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 385.98 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 2378.2 \geq q = 385.98 \quad (\text{kN/m}^2)$$

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

10 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.

10.1 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.

10.2 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.

10.3 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

11 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 divisori 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.

12 INCIDENZA ARMATURE

Solaio di copertura	30	[kg/mq]
Travi	240	[kg/mc]
Pilastri	250	[kg/mc]
Soletta sp.200 mm	180	[kg/mc]
Muri sp.300 mm	120	[kg/mc]
Platea di fondazione	100	[kg/mc]

13 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.