



Autostrada dei Fiori

Tronco A10: Savona – Ventimiglia (confine francese)

NUOVO SVINCOLO AUTOSTRADALE DI VADO LIGURE

CARREGGIATA SUD / CARREGGIATA NORD
Progr. Km 47+545

PROGETTO DEFINITIVO

FABBRICATI PIAZZALE DI ESAZIONE

Edificio Esazione
Relazione strutturale

PROGETTISTA	RESPONSABILE INTEGRAZIONE ATTIVITÀ SPECIALISTICHE	IMPRESA	COMMITTENTE
Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993	Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993		Autostrada dei Fiori S.p.A. Via della Repubblica, 46 18100 Imperia (IM)
			

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA	
							Marzo 2021	-	
							N. Progr.		
B	Marzo 2021	RECEPIMENTO PRESCRIZIONI C.S.LL.PP. PARERE N°58/2020 - ADUNANZA DEL 19/11/2020	SINA	DT/OC	DT	DT			
A	Febbraio 2020	PRIMA EMISSIONE	SINA	DT/OC	DT	DT			

CODIFICA

PROGETTO LIV TRONCO DOCUMENTO REV

P280 D A10 FAB RC 001 B

WBS

A10IBT0001

CUP

I44E14000810005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

VISTO DELLA COMMITTENTE

INDICE

1.	INTRODUZIONE	3
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
3.	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	5
4.	MATERIALI.....	7
1.1	ACCIAIO PER ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A.	7
1.2	CONGLOMERATO CEMENTIZIO.....	7
5.	CARICHI DI PROGETTO	9
1.3	PESO PROPRIO DELLA MURATURA	9
1.4	PESO PROPRIO SOLAIO DI COPERTURA.....	9
1.5	CARICHI PERMANENTI.....	9
1.6	RITIRO E VARIAZIONE TERMICA	11
1.7	CARICHI VARIABILI	11
1.8	AZIONE DELLA NEVE E DEL VENTO	11
1.9	SPINTA DELLE TERRE	15
6.	PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO.....	17
7.	DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE DEGLI EDIFICI.....	21
1.10	MODELLO E ANALISI DEI CARICHI	21
1.11	ANALISI DEI RISULTATI.....	27
1.11.1	VERIFICHE DEI PILASTRI.....	27
1.11.2	VERIFICA DELLA SOLETTA DI COPERTURA	33
1.11.3	VERIFICA DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE	34
8.	DIMENSIONAMENTO DEL CUNICOLO IMPIANTI	38
1.12	ANALISI DEI CARICHI	38
1.12.1	PESO PROPRIO	38
1.12.2	CARICO PERMANENTE DEL TERRENO	38
1.12.3	SPINTA STATICA DEL TERRENO A LATO	39
1.12.4	CARICHI VARIABILI.....	39
1.12.5	RITIRO	39
1.12.6	CONDIZIONE SISMICA	39
1.13	RISULTATI E VERIFICHE	41

1. INTRODUZIONE

La presente relazione viene redatta nell’ambito del Progetto Definitivo del “*Nuovo Svincolo Autostradale*” da realizzarsi lungo la “*Autostrada dei Fiori*” A10 in provincia di Savona, nel Comune di Vado Ligure.

Oggetto della presente relazione sono le opere previste per la realizzazione dell’“*edificio casello monopiano*”, posto nel piazzale di esazione del ramo di svincolo Casello - Genova, con destinazione a servizio del personale e impiantistico.

Si riportano alcune immagini che illustrano la struttura

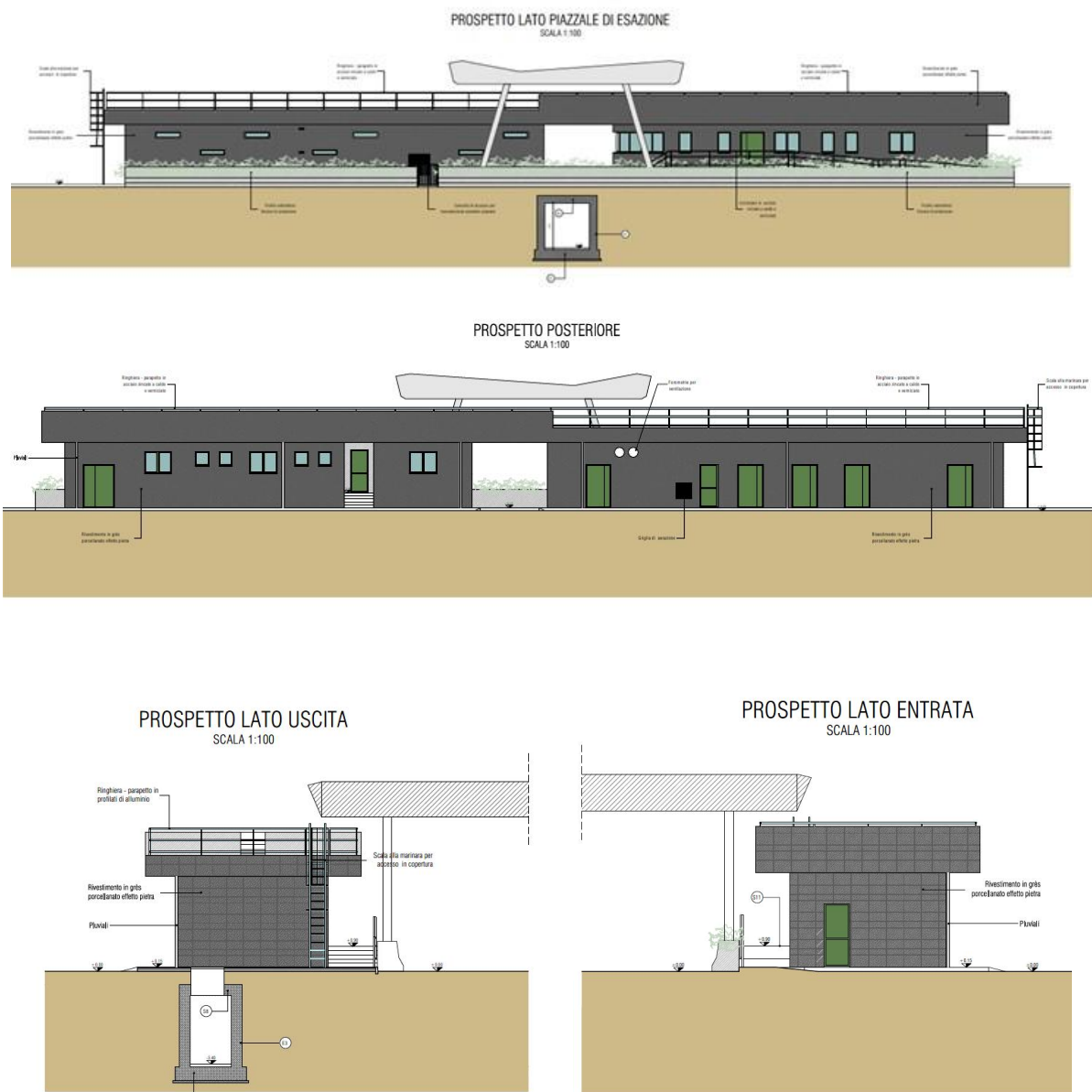


Figura 1 Prospetti

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le opere oggetto della presente relazione di calcolo sono state sviluppate in base alle seguenti principali normative e istruzioni di riferimento.

- [1] Legge 05.11.1971 n.1086 "Norma per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica"
- [2] D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- [3] Circ. 21.01.2019 n.7 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17.01.2018
- [4] UNI EN 1991-1-5 Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche
- [5] UNI EN 1991-2 Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- [6] UNI EN 1992-1-1 Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

L'edificio, è costituito da due corpi di fabbrica separati e comunicanti in corrispondenza del solaio di copertura. Il primo corpo A, quello collocato a Nord-Ovest ha una destinazione prettamente impiantistica, mentre il secondo B, collocato in direzione Sud-Est, ospita una serie di locali a servizio del personale del casello autostradale.

La struttura dei due edifici mono-piano è simile anche se dal punto di vista architettonico hanno finiture e requisiti prestazionali differenti.

I fabbricati sono costituiti da una platea di fondazione al piano ingresso e da una copertura, al disotto della platea di fondazione del corpo del corpo A corre un cunicolo impiantistico che poi collega l'edificio al piazzale di esazione.

I due edifici hanno pianta rettangolare e luce trasversale interna pari a circa 5 m, le strutture verticali sono pilastri in c.a disposti sul perimetro esterno e alla cui sommità corre un architrave di collegamento al disopra della quale è realizzata la soletta di copertura.

Il solaio di copertura, ordito sulla luce di 5 m, ha su tutto il perimetro una parte in aggetto di circa 1 m che termina con una veletta; la presenza degli sbalzi, la necessità di avere una copertura piena in corrispondenza dell'angolo vetrato dell'edificio B, nonché la presenza in copertura dell'unità di trattamento dell'aria (UTA) hanno portato a prediligere la soluzione di soletta in cemento armato piena di spessore 25 cm; in sede di progettazione esecutiva si potrà vagliare la possibilità di realizzare il solaio della copertura dell'edificio impianti, che alloggia solo i pannelli fotovoltaici, con predalle alleggerite con polistirolo.

La fondazione di tipo superficiale è una platea in calcestruzzo di spessore 50 cm al disotto dei pilastri perimetrali e 30 cm nella zona interna, tale soluzione consente di uniformare i cedimenti e, rispetto a una soluzione con travi rovesce collegate da cordoli trasversali, consente un minore approfondimento degli scavi e crea il piano di posa continuo necessario alla posa della pavimentazione del piano terra realizzata su igloo.

La copertura, che come detto costituisce un collegamento tra i due edifici, avrà un giunto che consentirà l'indipendenza delle due parti ai fini delle deformazioni orizzontali.

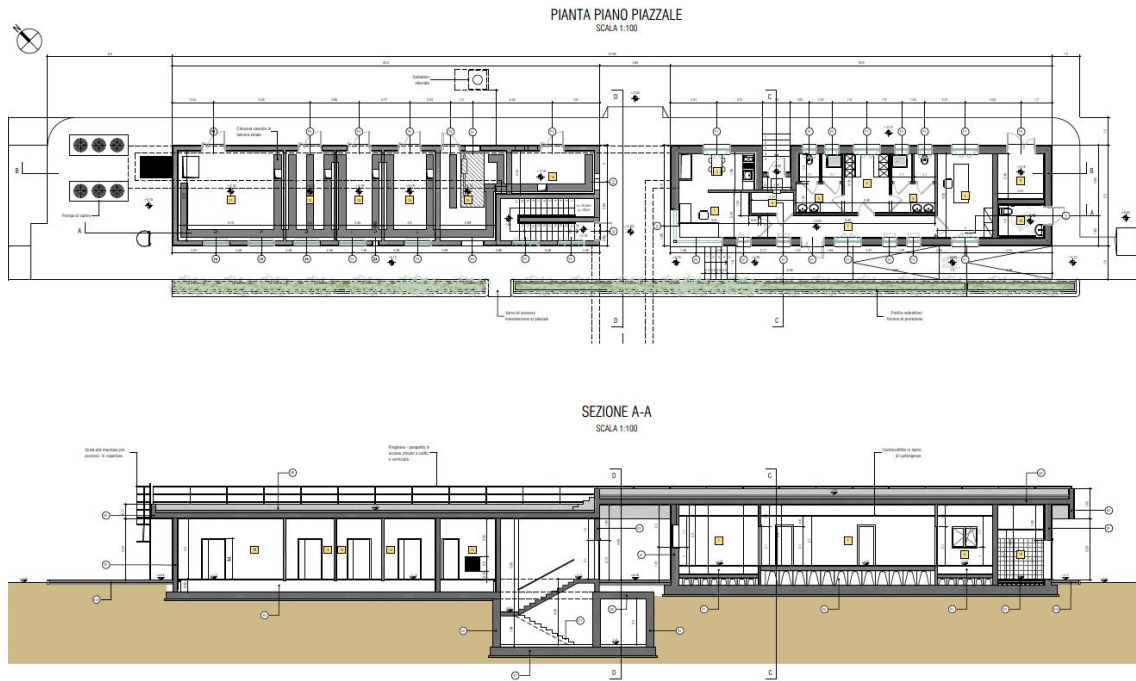


Figura 2 Pianta e sezioni longitudinali dei fabbricati

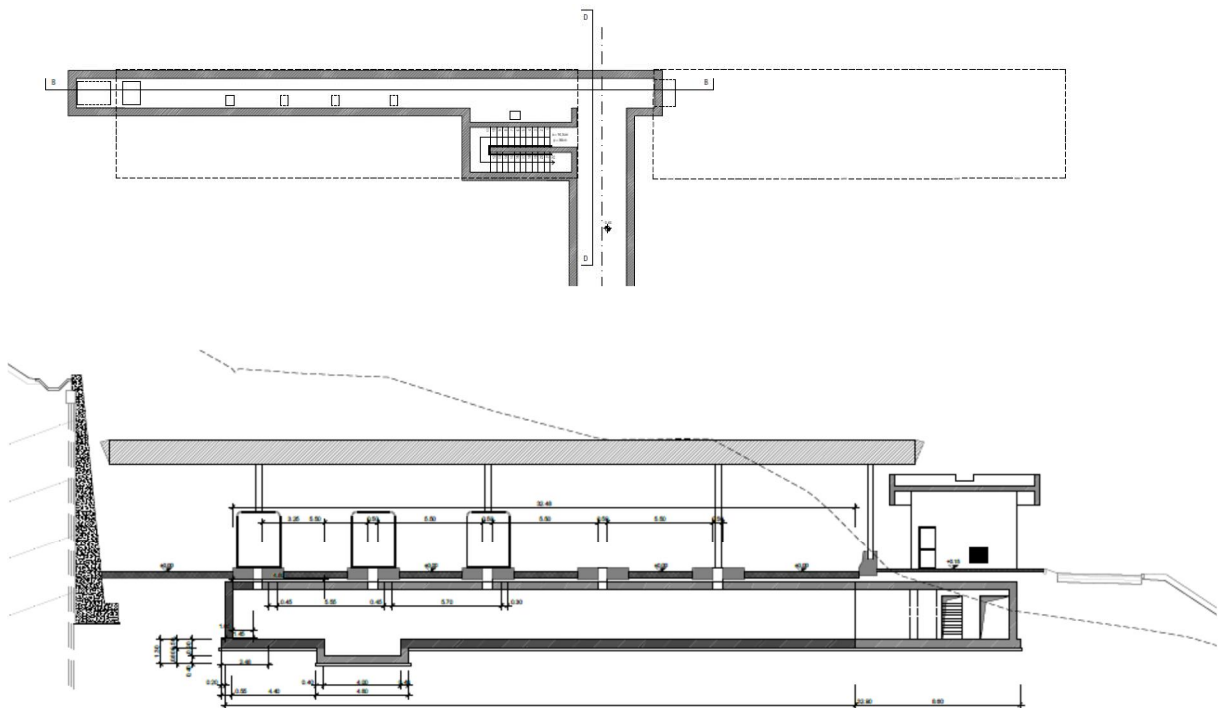


Figura 3 Pianta e sezioni longitudinali del cunicolo impianti

4. MATERIALI

1.1 ACCIAIO PER ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A.

E' previsto l'impiego di acciaio tipo B450C con le seguenti caratteristiche:

- Tensione caratteristica di snervamento	- f_{yk}	-	=	- 450	- N/mm ²
- Tensione caratteristica di rottura	- f_{tk}	-	=	- 540	- N/mm ²
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	- γ_s	-	=	- 1.15	- -
- Resistenza di calcolo	- f_{yd}	= f_{yk}/γ_s	=	- 391.30	- N/mm ²
- Modulo Elastico	- E_s	-	=	- 210000	- N/mm ²

1.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Per le fondazioni è previsto l'impiego di calcestruzzo tipo C25/30 con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	=	30,00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	=	25,00	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	=	33,00	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	=	2,56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	=	1,80	N/mm ²
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	=	0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	=	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	=	14,17	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	=	1,20	N/mm ²
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	31480	N/mm ²

Per le strutture in elevazione è previsto l'impiego di calcestruzzo tipo C32/40 con le seguenti caratteristiche

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	= 40,00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 32,00	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 40,00	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	= 3.50	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	= 2.45	N/mm ²
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	= 0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	= 1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	= 18.13	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1,63	N/mm ²
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 33345	N/mm ²

5. CARICHI DI PROGETTO

Per le verifiche relative alle opere in oggetto, le principali azioni considerate sono di seguito riassunte:

- peso proprio strutturale di solaio, muratura, fondazioni;
- carichi permanenti portati di tipo non strutturale (pavimentazione, stratigrafia muri, parapetti ecc.);
- azioni variabili
- azione della neve
- azioni del vento;
- azioni sismiche.

Nelle sezioni seguenti si riportano a chiarimento i singoli contributi sopra menzionati.

1.3 PESO PROPRIO DELLA MURATURA

La muratura non è considerata portante e per i blocchi si assume un peso di blocco semipieno intonacato pari a circa 300 kg/m².

1.4 PESO PROPRIO SOLAIO DI COPERTURA

La copertura è realizzata con una soletta piena di 25 cm, tale soluzione è stata determinata dalla presenza dell'unità di trattamento dell'aria (UTA) posizionata sulla copertura dell'edificio B; la presenza di alleggerimenti potrebbe localmente creare problemi al posizionamento del macchinario e condizionarne sia il posizionamento che la movimentazione.

$$p.p. = 0.25 \times 25 = 5.25 \text{ kN/m}^2$$

1.5 CARICHI PERMANENTI

In copertura è previsto un massetto alleggerito di spessore medio di circa 15 cm, valutando un peso del massetto di circa 16 kN/m³, valutazione a favore di sicurezza, considerando anche un carico aggiuntivo di circa 0.3 kN/m² generato dai pannelli fotovoltaici, si ottiene:

$$q = 0.15 \times 16 + 0.3 \quad \sim 3.0 \text{ kN/m}^2$$

Al piano terra la pavimentazione è realizzata su igloo di altezza variabile, il peso complessivo, composto da igloo, soletta di completamento di 5 cm, massetto alleggerito e pavimentazione in piastrelle.

S2 SOLAIO CONTROTERRA EDIFICIO ESAZIONE
(vespaio aerato)

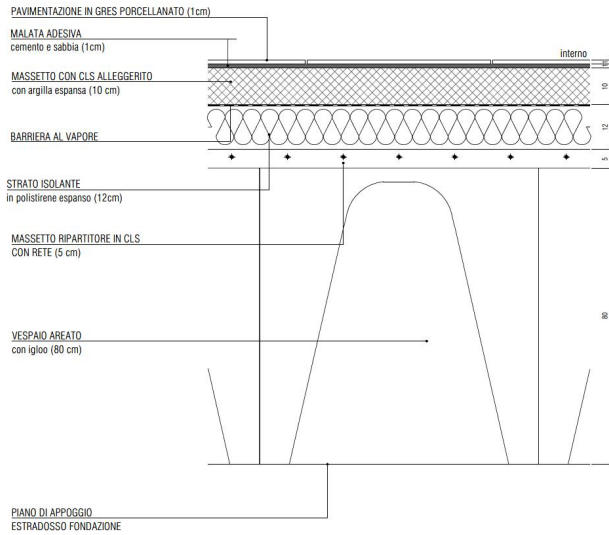


Figura 4 Dettaglio della pavimentazione al piano terra

Calcestruzzo riempimento igloo, circa 0.1 m3/m	0.01×25
Soletta 5 cm	0.05×25
Massetto alleggerito 10 cm	0.10×10
Malta+piastrelle	<u>0.02×24</u>
	~3 kN/m ²

1.6 RITIRO E VARIAZIONE TERMICA

Le azioni di ritiro e di variazione termica sono assegnate alla soletta di copertura, la normativa prevede di considerare per la verifica tali azioni l'inerzia fessurata, assumendola pari 0.5 di quella della sezione interamente reagente per le sollecitazioni SLU e a un valore intermedio, si assume 0.7, per le sollecitazioni SLE.

La variazione termica in copertura è assegnata pari a +/-15°C, si riporta il calcolo dell'azione termica equivalente al ritiro.

STAZIONE HIRPINIA - Soletta di copertura parcheggi			
Concrete class C30/37	f _{ck} (Mpa)	25	N
Modulo elastico del calcestruzzo	E _{cm} (Gpa)	=	31
spessore dell'elemento	s (mm)	=	250
n° facce esposte	n°	=	2
spessore nominale $\alpha=2Ac/uh_0$	α (mm)	=	250
umidità relativa	UR%	=	65
età del calcestruzzo	t (gg)		25550
età del calcestruzzo all'applicazione dei carichi	t _s (gg)	=	2
	α_{ds1}	=	4
	α_{ds2}	=	0.12
sfuerzo di riferimento	f _{cm0} (Mpa)	=	10
sfuerzo caratteristico di compressione	f _{ck} (Mpa)	=	25
resistenza media a compressione	f _{cm} (Mpa)	=	33
	β_{RH}	=	1.12
	E _{cd0}	=	0.00042
	$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0.99
	k _h	=	0.8
ritiro igrometrico	E _{cd} (t)	=	0.34
	$\beta_{as}(t)$	=	1
ritiro autogeno a tempo infinito	E _{ca} (∞)	=	0.0000
ritiro autogeno al tempo t	E _{ca} (t)	=	0.0375
ritiro totale %	E_{cs} (t, t_s)	=	0.3750
variazione termica equivalente	ΔT °C	=	37.5
Coefficiente di viscosità	φ(∞, t₀)	=	3.62
Modulo elastico a lungo termine	E_{log-term} (Mpa)		7158.6123
Modulo elastico a breve termine	E_{short-term} (Mpa)		23486.842
variazione termica da applicare al modello	ΔT °C	=	11.4

1.7 CARICHI VARIABILI

Il sovraccarico per la copertura è pari a:	0.50 kN/m ²
Il sovraccarico variabile nei locali impianti – corpo A	10.0 kN/m ²
Il sovraccarico variabile nei locali uffici/servizi – corpo B	2.0 kN/m ²

1.8 AZIONE DELLA NEVE E DEL VENTO

Si riporta la tabella con esplicitato il calcolo del carico della neve in copertura che risulta essere di 0.80 kN/m².

Segue anche la tabella con il calcolo dell'azione del vento in funzione della posizione e della tipologia dell'edificio, in sintesi si assegnano le seguenti pressioni.

Pareti direttamente esposte
Pareti sottovento

$p=0.838 \text{ kN/m}^2$
 $p=0.503 \text{ kN/m}^2$

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

○	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Fordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	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.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
●	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.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	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, Posa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

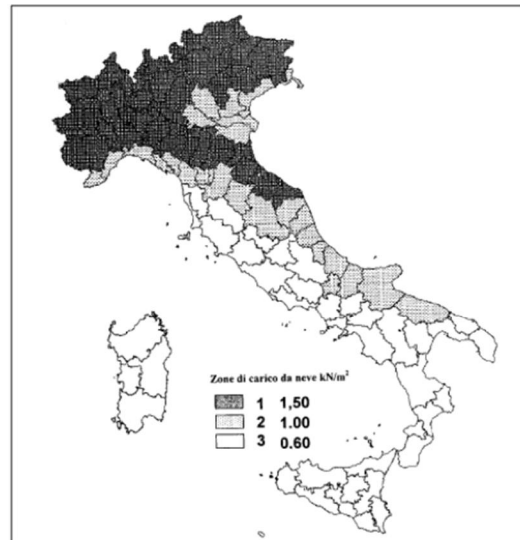
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i q_{sk} C_E C_t$
 μ_i (coefficiente di forma)
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	50
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1.00

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

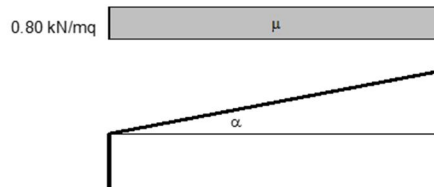
Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1.00
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

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

μ	0.8
-------	-----



CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

7) Liguria

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
7	28	1000	0.015
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			275
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b (T_R = 50)$ [m/s]			28.000
$\alpha_R (T_R)$			1.00073
$v_b (T_R) = v_b \times \alpha_R$ [m/s]			28.021



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)

Pressione cinetica di riferimento

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

q_b [N/mq]	490.72
--------------	--------

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

Eso può essere assunto autelativamente 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		500m		750m	
	mare	2 km	10 km	30 km		
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* 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		500m		
	mare	2 km	10 km	30 km	
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

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

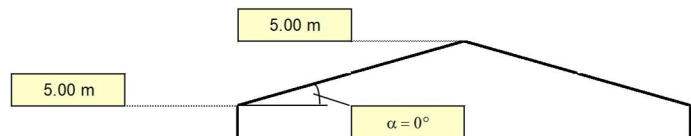
	ZONA 9	
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
7	D	275

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

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
III	0.2	0.1	5	1

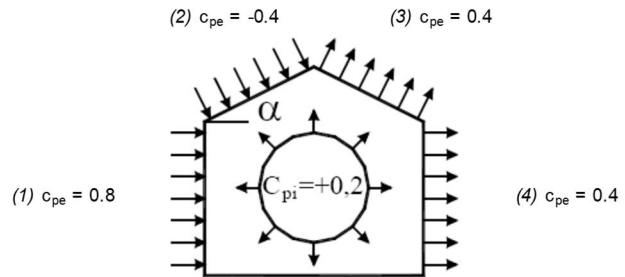
z [m]	c_e
$z \leq 5$	1.708
$z = 5$	1.708
$z = 5$	1.708



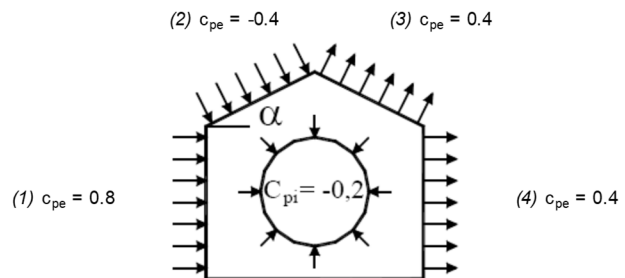
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.503
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.60	-0.503
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.503
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.503

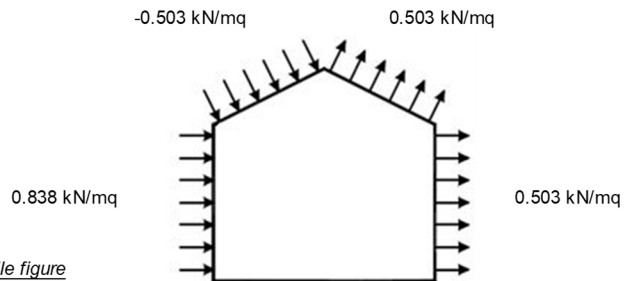


(1)	c_p	p [kN/mq]
	1.00	0.838
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.20	-0.168
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.20	0.168
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.20	0.168



Combinazione più sfavorevole:




	p [kN/mq]
(1)	0.838
(2)	-0.503
(3)	0.503
(4)	0.503



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

1.9 SPINTA DELLE TERRE

Per il terreno di posa dell'edificio e la valutazione dei carichi generati sul cunicolo interrato si assumeranno le seguenti caratteristiche:

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA							
gica	Descrizione geotecnica	Campitu ra	Spessore medio	Codice	γ (kN/mc)	φ (°)	c (kPa)
	Ghiala sabbioso limosa, addensata		var.	RIL	19-20	34-36	0-2
ni	Ghiala sabbioso limosa, mediamente addensata		var.	RIP1	18-19	30-32	-
	Limi, limi sabbiosi, limi argillosi poco o nulla consistenti		var.	RIP2	17-18	18-20	0-2
inici izzati	Ghiale-brecce alterate, localmente deb. cementate		var.	GPT	19-20	30-32	2-10
ici di	Limi, limi sabbiosi, limi argillosi con intercalazioni secondarie di livelli ghiaiosi sabbiosi, alterati poco consistenti		2m	LPT1	17-18	21-22	5-10
	Limi, limi sabbiosi, limi argillosi con intercalazioni secondarie di livelli ghiaiosi sabbiosi, mediamente consistenti		18m	LPT2	18.5-19.5	23-25	10-15
	Limi, limi sabbiosi, limi argillosi con intercalazioni secondarie di livelli ghiaiosi sabbiosi, consistenti		var.	LPT3	19-20	25-27	15-20
che	Ghiala in matrice limosa, limoso sabbiosa-argillosa		var.	COP	18-19	27-29	2-5
mioni	Scisti quarzo sericitici, scisti filladico-sericitici, scisti cloritico-sericitici, micascisti, molto alterati		5m	SC1	21-22	24-26	10-15
	Scisti quarzo sericitici, scisti filladico-sericitici, scisti cloritico-sericitici, micascisti, mediamente alterati		10m	SC2	22-23	28-30	20-40

γ_t = peso specifico del terreno = 18 kN/m³

$\varnothing = 25^\circ$

K_0 = coefficiente di spinta a riposo = 0.578

La rigidità delle molle alla Winkler che schematizzeranno la rigidità del terreno di posa si assumerà un valore di circa 20000 kN/m³, tale valore è indicativo e comunque influisce molto poco sui risultati ottenuti nei calcoli successivamente esposti

VALORI INDICATIVI DELLE LITOLOGIE PIU' RICORRENTI

MODULO DI REAZIONE "VERTICALE" DEL TERRENO [WINKLER]		MODULO DI REAZIONE "ORIZZONTALE" DEL TERRENO [per paratie]		MODULO DI TAGLIO DEL TERRENO	
<i>Tabella dei Moduli di Winkler secondo POZZATI</i>		<i>Rif.: FONDAZIONI Joseph E. BOWLES</i>			
Natura del terreno	K [Kg/cm ³]	Natura del terreno	Ks [Kg/cm ³]	Natura del terreno	G [MPa]
torba leggera	0.6 ~ 1.2	Terreno Sabbioso :		argilla molto molle	0.7 ~ 5.3
torba pesante	1.2 ~ 1.8	Sciolto	0.49 ~ 1.63	argilla molle	1.7 ~ 8.9
terra vegetale	1.0 ~ 1.5	Mediamente compatto	0.98 ~ 8.16	argilla media	5.8 ~ 22.7
depositi recenti	1.0 ~ 2.0	Compatto	6.53 ~ 13.50	argilla dura	19.2 ~ 45.5
sabbia di mare, fina	1.5 ~ 2.0	Terreno Argilloso:		argilla sabbiosa	9.6 ~ 104.2
sabbia poco coerente	2.0 ~ 4.0	qu < 2 daN/cm ²	1.22 ~ 2.45	detrito glaciale sciolto	4.0 ~ 60.0
terra molto umida	2.0 ~ 3.5	qu < 4 daN/cm ²	2.45 ~ 4.89	detrito glaciale compatto	60.0 ~ 288.0
terra poco umida	3.0 ~ 6.0	qu > 4 daN/cm ²	4.98 ~ 48.95	detrito glaciale molto compatto	200.0 ~ 576.0
terra secca	5.0 ~ 10.0	Sabbia argillosa mediamente compatta	3.26 ~ 8.16	loess	5.8 ~ 27.3
argilla con sabbia	8.0 ~ 10.0	Sabbia limosa mediamente compatta	2.45 ~ 4.89	sabbia limosa	1.8 ~ 7.1
argilla grassa	10.0 ~ 12.0			sabbia sciolta	3.6 ~ 8.9
sabbia compatta	8.0 ~ 15.0			sabbia compatta	7.8 ~ 28.6
ghiaia con sabbia	10.0 ~ 25.0			sabbia e ghiaia in miscuglio sciolte	16.7 ~ 50.0
ghiaia compatta	20.0 ~ 30.0			sabbia e ghiaia in miscuglio compatte	27.8 ~ 55.5
				argilloscisto	53.6 ~ 1785.7
				limo	0.7 ~ 7.7

6. PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO

Per le opere in progetto, si definiscono i seguenti parametri di classificazione:

Tipo di costruzione: 2 (Costruzioni con livelli di prestazione ordinari)

Vita nominale: $V_N \geq 50$ anni

Classe d'uso: II (Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti)

Coefficiente d'uso: $C_u = 1.0$

Periodo di riferimento per le azioni sismiche: $V_R = V_N C_u = 50$ anni

In relazione a quanto emerso nel corso delle indagini geologiche e geognostiche, dal punto di vista sismico, si ritiene di classificare il terreno come appartenente alla **categoria "C"**: "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s".

Si riportano le caratteristiche dell'azione sismica.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 8.41570 LATITUDINE: 44.26770

Ricerca per comune REGIONE: Liguria PROVINCIA: Savona COMUNE: Vado Ligure

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



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

Interpolazione
superficie rigata

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

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info
 Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \\ \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \end{array} \right.$	<input type="text" value="30"/>	
		<input type="text" value="50"/>	
Stati limite ultimi - SLU	$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \\ \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \end{array} \right.$	<input type="text" value="475"/>	
		<input type="text" value="975"/>	

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: SLV [info](#)

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: C [info](#) $S_s =$ 1.500 $C_o =$ 1.554 [info](#)
 Categoria topografica: T1 [info](#) $h/H =$ 1.000 $S_T =$ 1.000 [info](#)
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1.000 [info](#)
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o 1.5 Regol. in altezza si [info](#)

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1 $\eta =$ 1.000 [info](#)

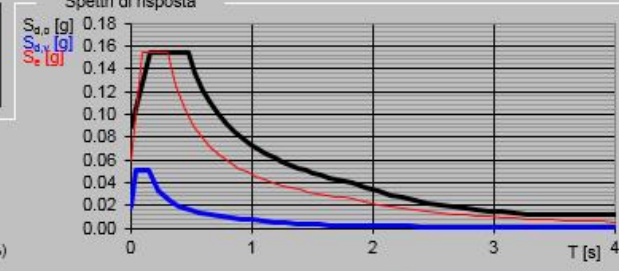
Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta [▶▶](#)
 Parametri e punti spettri di risposta [▶▶](#)

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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

Spettri di risposta



$S_{d,a}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

T [s]

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato \$LV\$

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0.059 g
F_o	2.606
T_c	0.305 s
S_s	1.500
C_o	1.554
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.500
η	0.667
T_B	0.158 s
T_C	0.474 s
T_D	1.837 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

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 $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.089
$T_B \leftarrow$	0.158	0.154
$T_C \leftarrow$	0.474	0.154
	0.539	0.136
	0.604	0.121
	0.669	0.109
	0.733	0.100
	0.798	0.092
	0.863	0.085
	0.928	0.079
	0.993	0.074
	1.058	0.069
	1.123	0.065
	1.188	0.062
	1.253	0.058
	1.318	0.055
	1.383	0.053
	1.447	0.051
	1.512	0.048
	1.577	0.046
	1.642	0.045
	1.707	0.043
	1.772	0.041
$T_D \leftarrow$	1.837	0.040
	1.940	0.036
	2.043	0.032
	2.146	0.029
	2.249	0.027
	2.352	0.024
	2.455	0.022
	2.558	0.021
	2.661	0.019
	2.764	0.018
	2.867	0.016
	2.970	0.015
	3.073	0.014
	3.176	0.013
	3.279	0.012
	3.382	0.012
	3.485	0.012
	3.588	0.012
	3.691	0.012
	3.794	0.012
	3.897	0.012
	4.000	0.012

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

7. DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE DEGLI EDIFICI

1.10 MODELLO E ANALISI DEI CARICHI

Per valutare le sollecitazioni indotte sugli edifici si è fatto un modello a elementi finiti SAP2000 dell'edificio B che presenta maggiori irregolarità e maggiori carichi in copertura. Si riportano alcune illustrazioni del modello di calcolo e dei contributi di carico assegnati, per studiare le elevazioni le basi dei pilastri sono considerate incastrate.

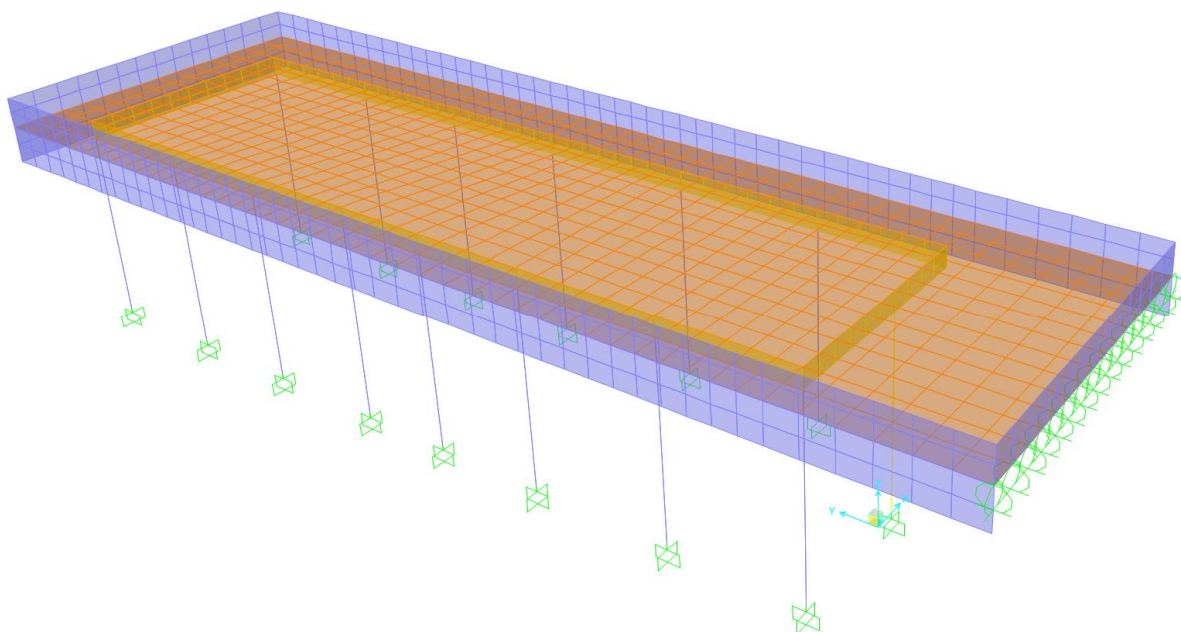


Figura 5 Vista globale del modello di calcolo

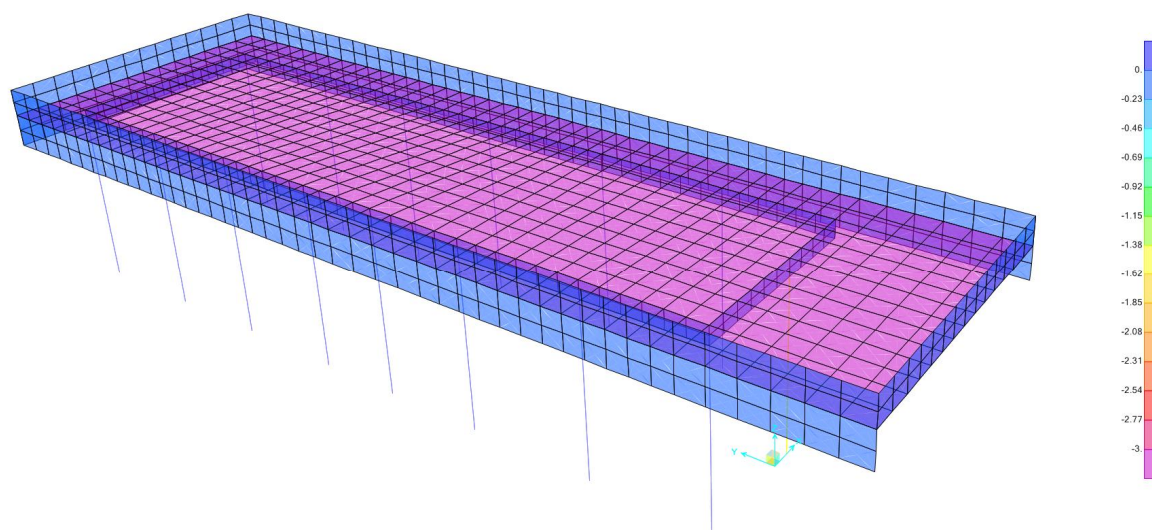


Figura 6 Carico permanente copertura

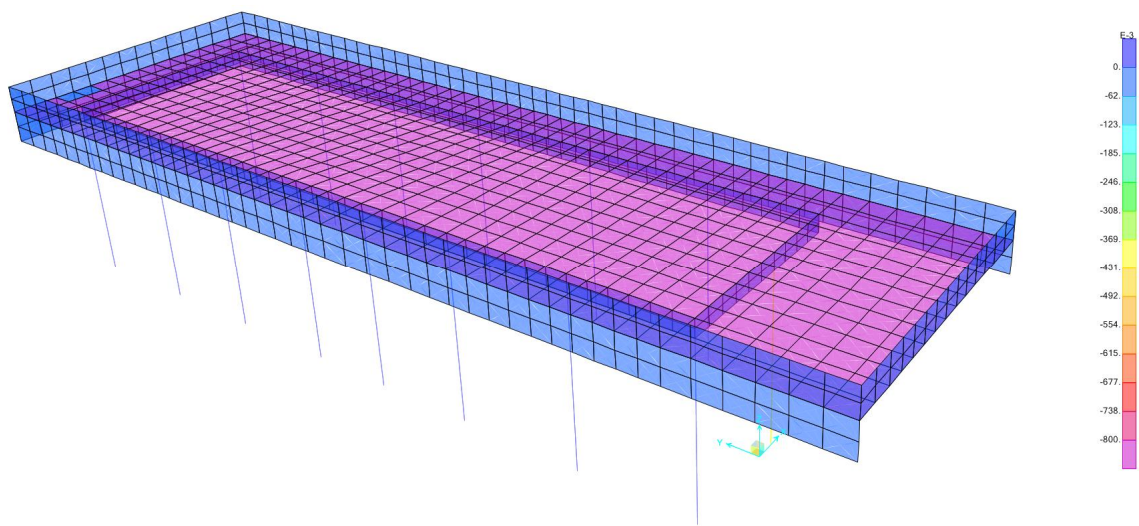


Figura 7 Carico della neve

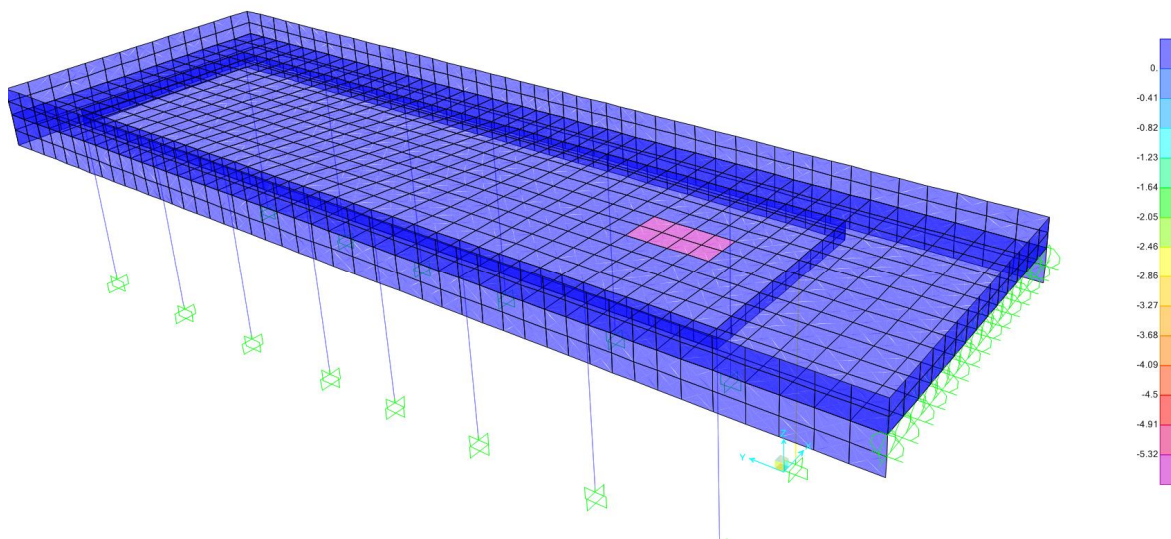


Figura 8 Carico UTA

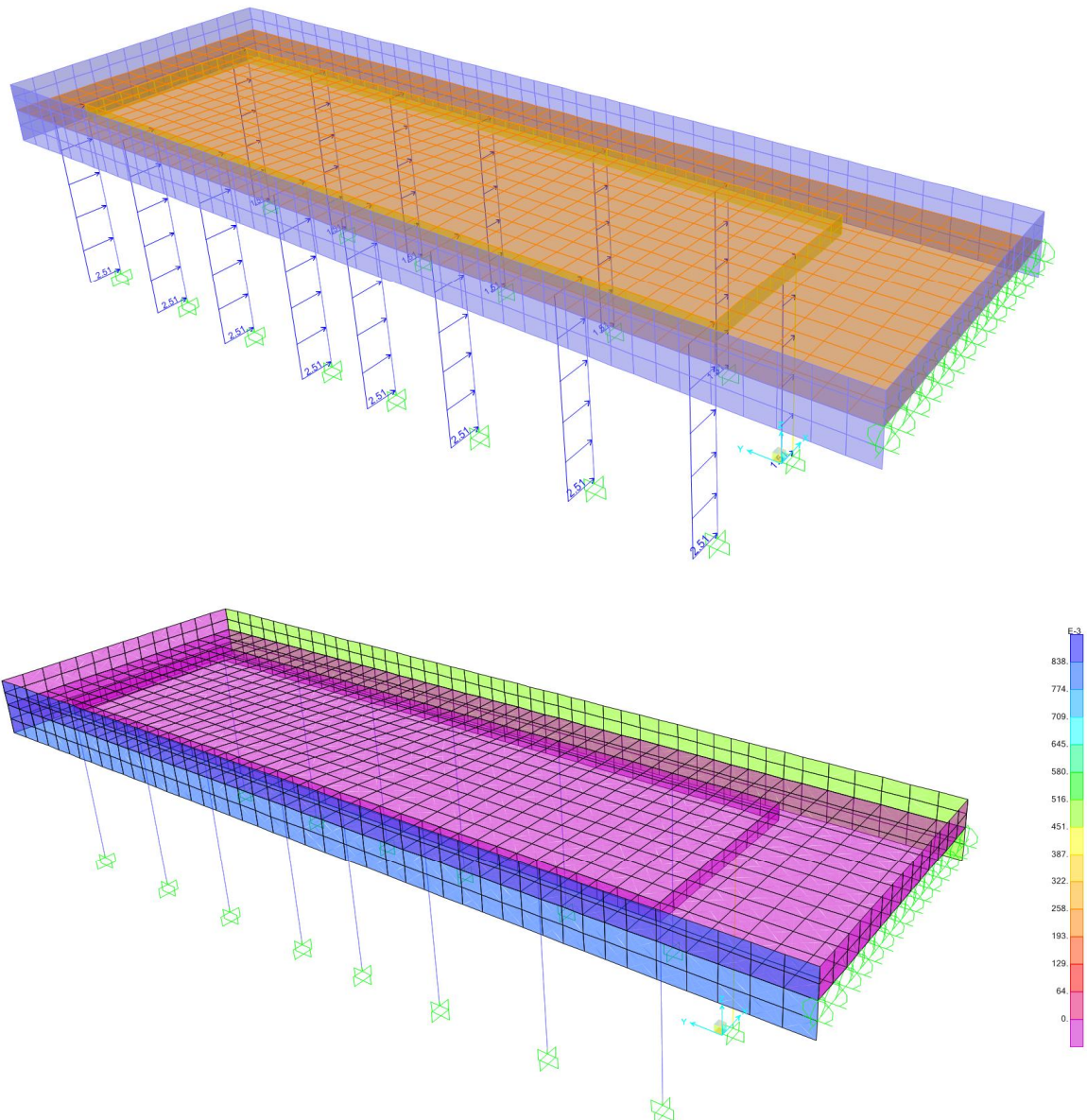


Figura 9 Vento – direzione +X

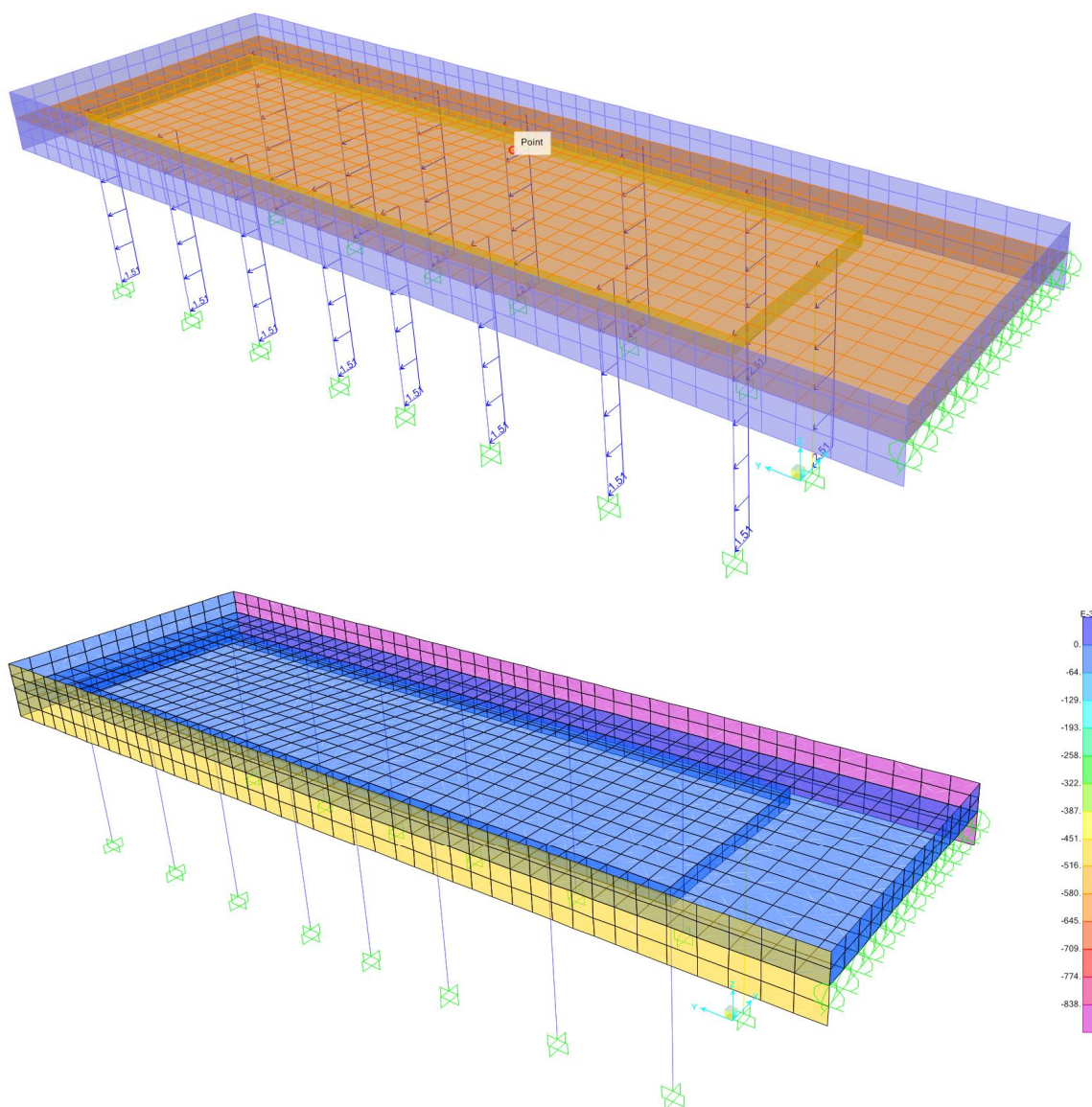
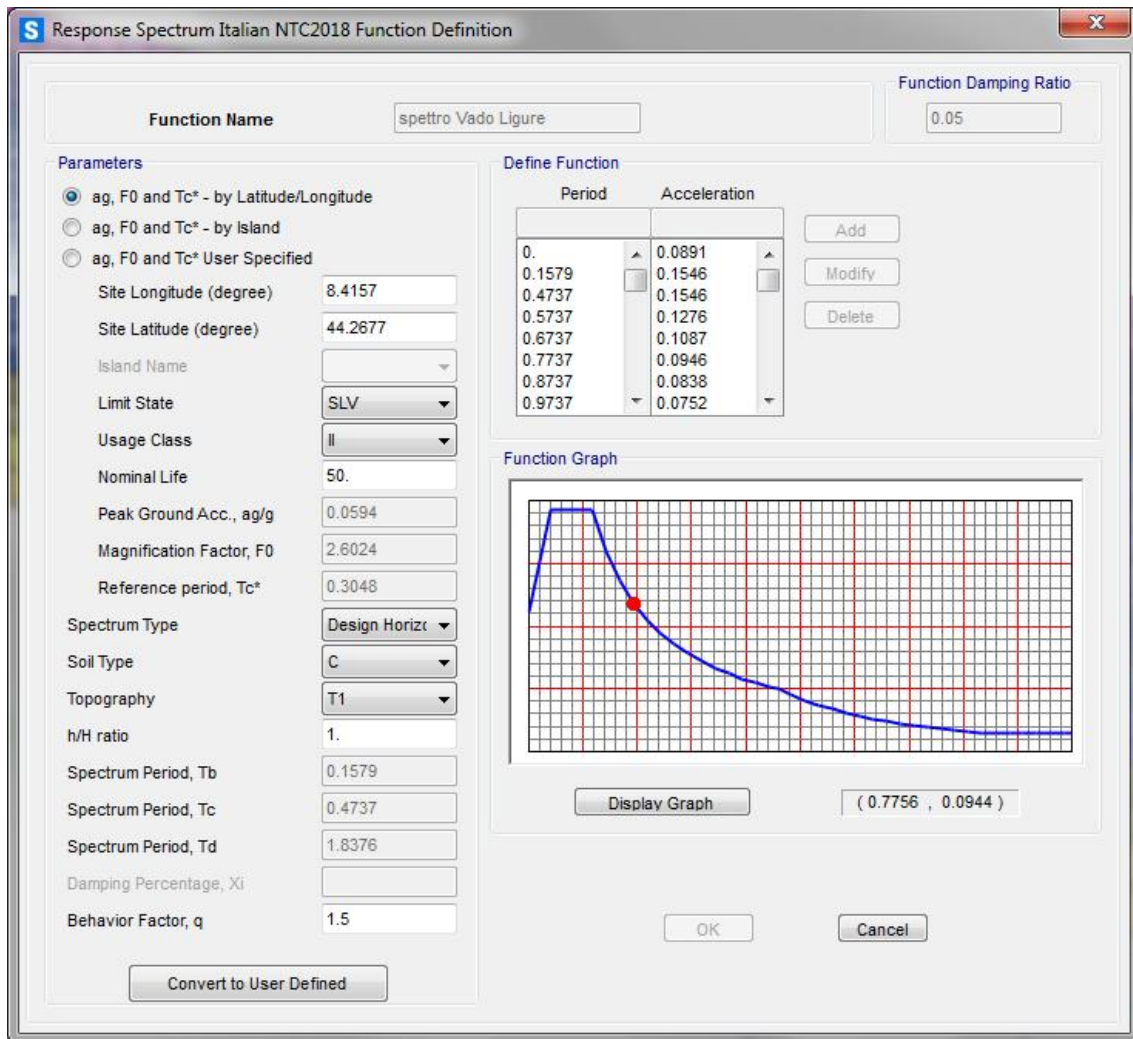


Figura 10 Vento direzione -X

L'analisi sismica è effettuata con analisi modale con spettro di risposta, le masse partecipanti sono le masse permanenti, lo spettro inserito è riportato nella tabella seguente e coincide con quanto descritto in precedenza nella definizione dei parametri sismici.



Si riporta la tabella con le combinazioni di carico esaminate



Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo
Fabbricati piazzale di esazione - Edificio di esazione – Relazione Strutturale

TABLE: Combination Definitions		
ComboName	CaseName	coeff
Text	Text	
SLE 1	DEAD	1
	finitura cop	1
	neve	1
	vento +X	0.6
	temp cop	0.42
	ritiro	0.7
SLE 2	DEAD	1
	finitura cop	1
	neve	1
	vento +X	0.6
	temp cop	-0.42
	ritiro	0.7
SLE 3	DEAD	1
	finitura cop	1
	neve	0.5
	vento +X	1
	temp cop	0.42
	ritiro	0.7
SLE 4	DEAD	1
	finitura cop	1
	neve	0.5
	vento +X	1
	temp cop	-0.42
	ritiro	0.7
SLE 5	DEAD	1
	finitura cop	1
	neve	1
	vento -X	0.6
	temp cop	0.42
	ritiro	0.7
SLE 6	DEAD	1
	finitura cop	1
	neve	0.5
	vento -X	1
	temp cop	0.42
	ritiro	0.7
SLE 7	DEAD	1
	finitura cop	1
	neve	0.5
	vento -X	1
	temp cop	-0.42
	ritiro	0.7
SLE 8	DEAD	1
	finitura cop	1
	neve	1
	vento -X	0.6
	temp cop	-0.42
	ritiro	0.7

TABLE: Combination Definitions		
ComboName	CaseName	coeff
Text	Text	
SLU 1	DEAD	1.3
	finitura cop	1.3
	neve	1.5
	vento +X	0.9
	temp cop	0.45
	ritiro	0.65
SLU 2	DEAD	1.3
	finitura cop	1.3
	neve	1.5
	vento +X	0.9
	temp cop	-0.45
	ritiro	0.65
SLU 3	DEAD	1.3
	finitura cop	1.3
	neve	0.75
	vento +X	1.5
	temp cop	0.45
	ritiro	0.65
SLU 4	DEAD	1.3
	finitura cop	1.3
	neve	0.75
	vento +X	1.5
	temp cop	-0.45
	ritiro	0.65
SLU 5	DEAD	1.3
	finitura cop	1.3
	neve	1.5
	vento -X	0.9
	temp cop	0.45
	ritiro	0.65
SLU 6	DEAD	1.3
	finitura cop	1.3
	neve	1.5
	vento -X	0.9
	temp cop	-0.45
	ritiro	0.65
SLU 7	DEAD	1.3
	finitura cop	1.3
	neve	0.75
	vento -X	1.5
	temp cop	0.45
	ritiro	0.65
SLU 8	DEAD	1.3
	finitura cop	1.3
	neve	0.75
	vento -X	1.5
	temp cop	-0.45
	ritiro	0.65

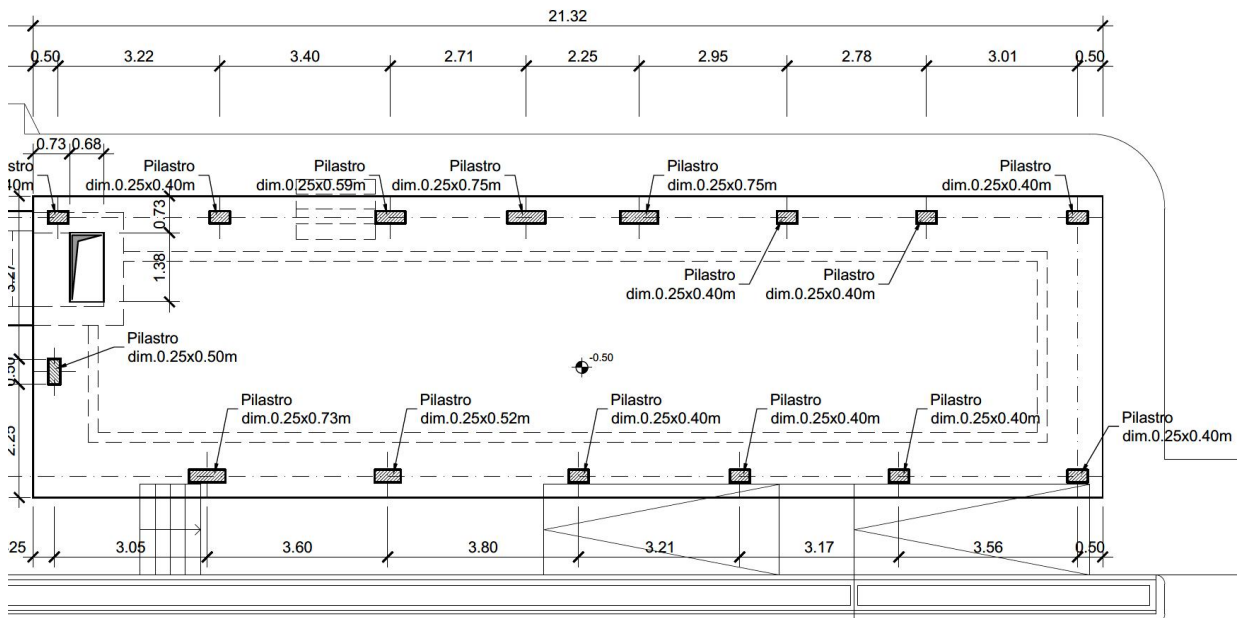
TABLE: Combination Definitions		
ComboName	CaseName	coeff
Text	Text	
sisma X	DEAD	1
	finitura cop	1
	sx	1
	UTA	1
	sy	0.3
sisma Y	DEAD	1
	finitura cop	1
	sx	0.3
	UTA	1
	sy	1
enve SLE	SLE 1	1
	SLE 2	1
	SLE 3	1
	SLE 4	1
	SLE 5	1
	SLE 6	1
	SLE 7	1
	SLE 8	1
enve SLU	SLU 1	1
	SLU 2	1
	SLU 3	1
	SLU 4	1
	SLU 5	1
	SLU 6	1
	SLU 7	1
	SLU 8	1

1.11 ANALISI DEI RISULTATI

Si riportano le verifiche delle strutture principali.

1.11.1 VERIFICHE DEI PILASTRI

I pilastri lungo i due allineamenti longitudinali esterni sono cautelativamente tutti modellati con la sezione minima di 25x40 cm; nel progetto esecutivo, in funzione dei dettagli delle murature e degli spazi previsti tra le finestrate, si potrà considerare la dimensione effettiva, l'unico pilastro non allineato e disposto sul lato corto dell'edificio ha sezione 25x50 cm.



Si riporta la tabella delle sollecitazioni alla base dei pilastri, sezione maggiormente sollecitata, per gli involucri SLE e SLU e le combinazioni sismiche, sia per i pilastri 25x40 che per il pilastro 25x50.



VERIFICA DEI PILASTRI 25X40

PILASTRI 25X40								PILASTRI 25X40							
OutputCase	tepTyp	P	V2	V3	T	M2	M3	OutputCase	tepTyp	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
enve SLE	Max	-122	14	0	0	0	22	enve SLU	Max	-153	20	0	0	1	32
enve SLE	Min	-172	-10	-3	0	-9	-18	enve SLU	Min	-222	-15	-4	0	-10	-27
enve SLE	Max	-141	13	0	0	0	22	enve SLU	Max	-190	20	1	1	2	33
enve SLE	Min	-176	-10	-4	0	-10	-19	enve SLU	Min	-234	-15	-5	0	-11	-28
enve SLE	Max	-197	10	1	0	2	19	enve SLU	Max	-257	15	2	0	4	28
enve SLE	Min	-228	-13	-3	0	-9	-21	enve SLU	Min	-301	-20	-4	-1	-10	-32
enve SLE	Max	-159	13	1	0	2	22	enve SLU	Max	-208	20	1	0	3	33
enve SLE	Min	-174	-11	-2	0	-5	-21	enve SLU	Min	-229	-16	-2	0	-6	-30
enve SLE	Max	-198	11	1	0	2	22	enve SLU	Max	-258	17	2	0	4	32
enve SLE	Min	-215	-13	-2	0	-6	-22	enve SLU	Min	-283	-20	-3	-1	-7	-33
enve SLE	Max	-134	13	1	0	2	23	enve SLU	Max	-175	20	1	0	3	34
enve SLE	Min	-146	-11	-1	0	-3	-22	enve SLU	Min	-191	-17	-1	0	-3	-32
enve SLE	Max	-178	12	1	0	3	24	enve SLU	Max	-232	18	2	0	5	35
enve SLE	Min	-196	-13	-1	0	-2	-22	enve SLU	Min	-259	-20	-1	0	-3	-34
enve SLE	Max	-134	14	1	0	3	23	enve SLU	Max	-175	20	1	0	4	35
enve SLE	Min	-147	-12	-1	0	-2	-23	enve SLU	Min	-194	-17	-2	0	-3	-33
enve SLE	Max	-157	13	3	0	6	25	enve SLU	Max	-207	19	3	0	7	36
enve SLE	Min	-177	-14	-1	0	-2	-23	enve SLU	Min	-233	-21	-1	0	-3	-35
enve SLE	Max	-138	14	3	0	6	24	enve SLU	Max	-182	21	3	0	7	36
enve SLE	Min	-157	-12	-1	0	-1	-24	enve SLU	Min	-207	-18	-1	0	-3	-35
enve SLE	Max	-140	13	4	0	9	25	enve SLU	Max	-192	19	4	1	10	38
enve SLE	Min	-179	-14	-1	0	-2	-24	enve SLU	Min	-239	-21	-2	0	-4	-37
enve SLE	Max	-120	14	4	0	9	25	enve SLU	Max	-166	22	4	0	10	38
enve SLE	Min	-158	-12	-1	0	-1	-24	enve SLU	Min	-211	-18	-1	-1	-3	-36
enve SLE	Max	-189	16	2	0	7	28	enve SLU	Max	-239	24	2	0	8	42
enve SLE	Min	-249	-13	-1	0	-2	-26	enve SLU	Min	-313	-20	-1	0	-3	-39
enve SLE	Max	-200	14	2	0	8	27	enve SLU	Max	-254	21	3	0	9	40
enve SLE	Min	-256	-16	-1	0	-2	-27	enve SLU	Min	-323	-23	-1	0	-3	-40
		-120	16	4	0	9	28			-153	24	4	1	10	42
		-256	-16	-4	0	-10	-27			-323	-23	-5	-1	-11	-40



Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo
Fabbricati piazzale di esazione - Edificio di esazione – Relazione Strutturale

PILASTRI 25X40								PILASTRI 25X40							
OutputCase	tepTyp	P	V2	V3	T	M2	M3	OutputCase	tepTyp	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
sisma X	Max	-75	20	15	3	37	47	sisma Y	Max	-95	8	34	1	83	20
sisma X	Min	-191	-19	-16	-3	-39	-46	sisma Y	Min	-171	-8	-35	-1	-85	-19
sisma X	Max	-148	18	16	3	38	42	sisma Y	Max	-154	7	35	1	85	17
sisma X	Min	-191	-17	-16	-3	-39	-41	sisma Y	Min	-185	-6	-36	-1	-86	-16
sisma X	Max	-177	17	20	3	48	41	sisma Y	Max	-194	6	35	1	85	16
sisma X	Min	-251	-18	-19	-3	-47	-42	sisma Y	Min	-235	-7	-34	-1	-84	-17
sisma X	Max	-146	17	16	3	39	41	sisma Y	Max	-153	6	36	1	86	15
sisma X	Min	-179	-17	-16	-3	-38	-40	sisma Y	Min	-173	-6	-35	-1	-85	-14
sisma X	Max	-181	17	19	3	47	41	sisma Y	Max	-194	6	35	1	84	15
sisma X	Min	-220	-17	-19	-3	-47	-41	sisma Y	Min	-208	-6	-35	-1	-84	-14
sisma X	Max	-122	17	16	3	38	41	sisma Y	Max	-127	6	36	1	86	14
sisma X	Min	-149	-17	-16	-3	-38	-41	sisma Y	Min	-144	-6	-35	-1	-86	-14
sisma X	Max	-159	18	20	3	48	44	sisma Y	Max	-171	6	35	1	85	15
sisma X	Min	-204	-18	-19	-3	-46	-43	sisma Y	Min	-192	-6	-35	-1	-84	-14
sisma X	Max	-121	18	16	3	38	43	sisma Y	Max	-127	6	35	1	85	15
sisma X	Min	-152	-18	-16	-3	-39	-44	sisma Y	Min	-146	-6	-36	-1	-86	-15
sisma X	Max	-148	20	19	3	47	48	sisma Y	Max	-158	7	35	1	85	17
sisma X	Min	-181	-19	-19	-3	-47	-47	sisma Y	Min	-171	-7	-35	-1	-84	-16
sisma X	Max	-131	19	16	3	38	48	sisma Y	Max	-139	7	35	1	86	17
sisma X	Min	-161	-20	-16	-3	-38	-48	sisma Y	Min	-153	-7	-35	-1	-86	-18
sisma X	Max	-156	22	19	3	47	54	sisma Y	Max	-162	8	35	1	85	20
sisma X	Min	-184	-22	-20	-3	-47	-53	sisma Y	Min	-177	-8	-35	-1	-85	-19
sisma X	Max	-139	22	16	3	38	54	sisma Y	Max	-143	8	35	1	85	20
sisma X	Min	-162	-22	-16	-3	-39	-54	sisma Y	Min	-158	-9	-36	-1	-86	-20
sisma X	Max	-146	26	15	3	38	62	sisma Y	Max	-145	10	35	1	84	24
sisma X	Min	-235	-27	-16	-2	-38	-64	sisma Y	Min	-237	-11	-35	-1	-85	-25
sisma X	Max	-159	27	19	2	47	64	sisma Y	Max	-158	11	34	1	84	26
sisma X	Min	-243	-26	-19	-2	-46	-62	sisma Y	Min	-245	-10	-34	-1	-83	-23
		-75	27	20	3	48	64			-95	11	36	1	86	26
		-251	-27	-20	-3	-47	-64			-245	-11	-36	-1	-86	-25

Le sollecitazioni Sismiche sono più gravose delle sollecitazioni SLU, si riporta la verifica a flessione SLE che mostra tassi di lavoro molto modesti e dunque senza problemi di fessurazione. La verifica seguente SLU è fatta per le massime sollecitazioni sismiche. L'armatura prevista è di 3Ø20 sui lati corti e di 2Ø16 interni sui lati lunghi per i pilastri 25x40.



Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo
Fabbricati piazzale di esazione - Edificio di esazione – Relazione Strutturale

Verifica C.A. S.L.U. - File: pilastro vado ligure25x40

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-12.5	-20
2	-12.5	20
3	12.5	20
4	12.5	-20

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
6	2.01	6.8	-5
7	2.01	6.8	5
8	3.14	6.8	14.3
9	3.14	0	14.3
10	3.14	0	-14.3

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

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 75 110 kN
M_{Ed} 47 10 kNm
M_{yEd} 64 28

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

Materiali B450C C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ C_{c,adm} 11.5
C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -10.31 N/mm²
σ_s 129.2 N/mm²
ε_s 0.646 ‰
d 22.74 cm
x 12.39 x/d 0.5449
δ 1

Verifica SLE

Verifica C.A. S.L.U. - File: pilastro vado ligure25x40

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-12.5	-20
2	-12.5	20
3	12.5	20
4	12.5	-20

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
6	2.01	6.8	-5
7	2.01	6.8	5
8	3.14	6.8	14.3
9	3.14	0	14.3
10	3.14	0	-14.3

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro 0° 283

Precompresso

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 75 0 kN
M_{Ed} 47 0 kNm
M_{yEd} 64 0

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

Materiali B450C C30/37

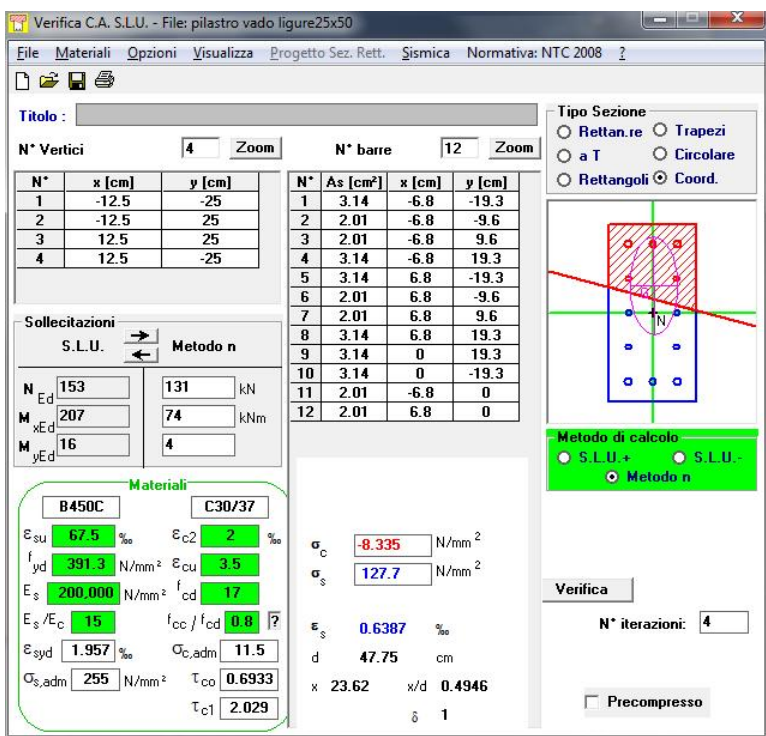
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ C_{c,adm} 11.5
C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 53.55 kNm
M_{yRd} 74.94 kNm
σ_c -17 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 3.595 ‰
d 26.52 cm
x 13.00 x/d 0.4933
δ 1

Verifica SLU

VERIFICA DEL PILASTRO 25X50

PILASTRI 25X50								
Frame	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
36	sisma X	Max	-153	7	84	4	207	16
36	sisma X	Min	-203	-6	-83	-4	-207	-16
36	enve SLE	Max	-131	0	35	0	74	0
36	enve SLE	Min	-186	-1	-31	0	-73	-4
36	enve SLU	Max	-183	1	52	1	111	1
36	enve SLU	Min	-250	-1	-47	-1	-109	-4
36	sisma Y	Max	-159	17	35	2	86	40
36	sisma Y	Min	-197	-16	-34	-2	-86	-40



Verifica C.A. S.L.U. - File: pilastro vado ligure25x50

File | Materiali | Opzioni | Visualizza | Progetto Sez. Rett. | Sismica | Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 12 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-12.5	-25	1	3.14	-6.8	-19.3
2	-12.5	25	2	2.01	-6.8	-9.6
3	12.5	25	3	2.01	-6.8	9.6
4	12.5	-25	4	3.14	-6.8	19.3
			5	3.14	6.8	-19.3
			6	2.01	6.8	-9.6
			7	2.01	6.8	9.6
			8	3.14	6.8	19.3
			9	3.14	0	19.3
			10	3.14	0	-19.3
			11	2.01	-6.8	0
			12	2.01	6.8	0

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 153 131 kN
M_{xEd} 207 74 kNm
M_{yEd} 16 4

Materiali

B450C C30/37

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -8.335 N/mm²
σ_s 127.7 N/mm²
ε_s 0.6387 ‰
d 47.75 cm
x 23.62 x/d 0.4946
δ 1

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

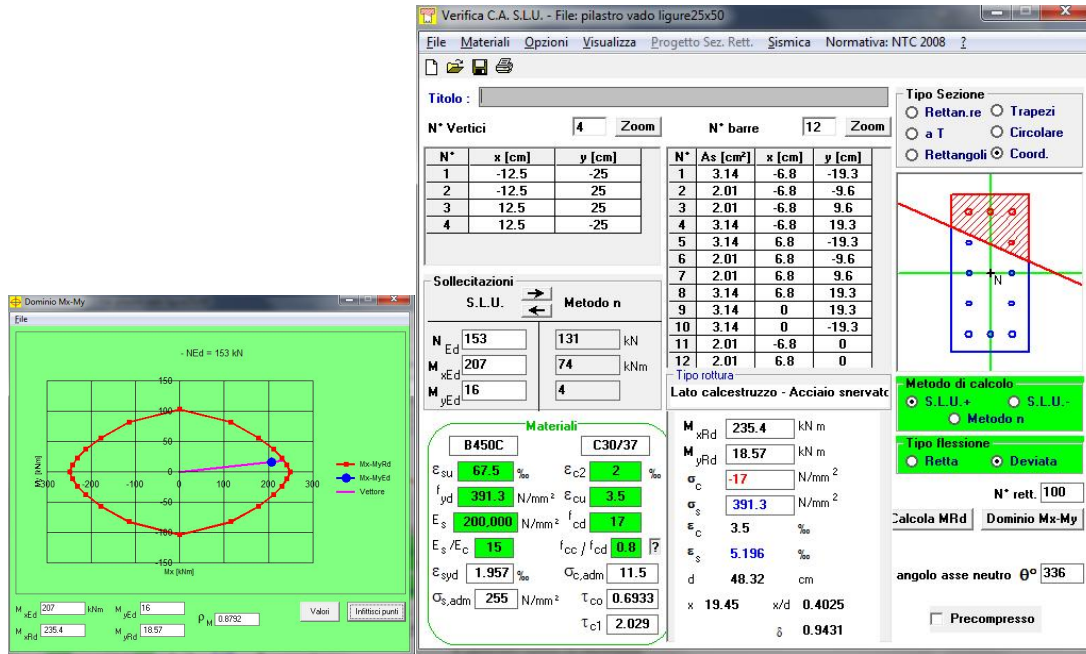
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Verifica SLE



Verifica SLU

Per tutte le tipologie di pilastro si prevedono staffe Ø10/20 cm.

1.11.2 VERIFICA DELLA SOLETTA DI COPERTURA

Per la soletta di copertura si prevede di disporre trasversalmente, direzione più sollecitata un'armatura costituita da $\varnothing 14/20$ con cui i momenti flettenti supportabili sono, come mostrato nella successiva verifica:

:

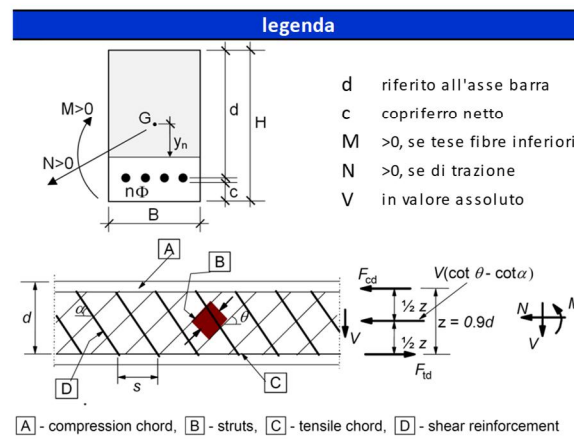
$$M_{SLE} = 30 \text{ kNm}$$

$$M_{SLU} = 60 \text{ kNm}$$

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	25	4.9	19.4	17.5
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	14	5.6	7.70	
5	14	19.4	7.70	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2	12	10	90	2.26

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M _{Ek}	30 [kNm]	M _{Ed}	60 [kNm]
N _{Ek}	0 [kN]	N _{Ed}	0 [kN]
tensioni e fessure			
M _{dec}	0.0 [kNm]		
M _{cr}	30.0 [kNm]		
y _n	-6.87 [cm]		
$\sigma_{c,min}$	-6.1 [MPa]		
$\sigma_{s,min}$	-0.5 [MPa]		
$\sigma_{s,max}$	222.5 [MPa]		
k ₂	0.5		
$\varepsilon_{sm-\varepsilon_{cm}}$	0.67 [%]		
s _{r,max}	36.6 [cm]		
w _k	0.245 [mm]		
presso-flessione			
M _{Rd}	63.8 [kNm]		
FS	1.06		
taglio			
V _{Rdc}	113.4 [kN]		
<i>non serve armatura a taglio</i>			
V _{Rds}	267.7 [kN]		
V _{Rdmax}	771.1 [kN]		
θ	30.0 [°]		
sezione duttile			
al	19.4 [cm]		

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	42 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	34.9 [MPa]	γ_s	1.15
γ_c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α_{cc}	0.85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	19.8 [MPa]	ε_{uk}	75 [%]
ν	0.516		
ε_{c2}	2.0 [%]		
ε_{cu2}	3.5 [%]		
α_e	15.0		
k _t	0.4	valori limite	
k ₁	0.8	0,45 f _{ck}	15.7 [MPa]
k ₃	3.4	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₄	0.425	w _{k,lim}	0.3 [mm]



Diagrammando i momenti che si ottengono in soletta per involucro SLU si vede che tali limiti sono sempre rispettati.

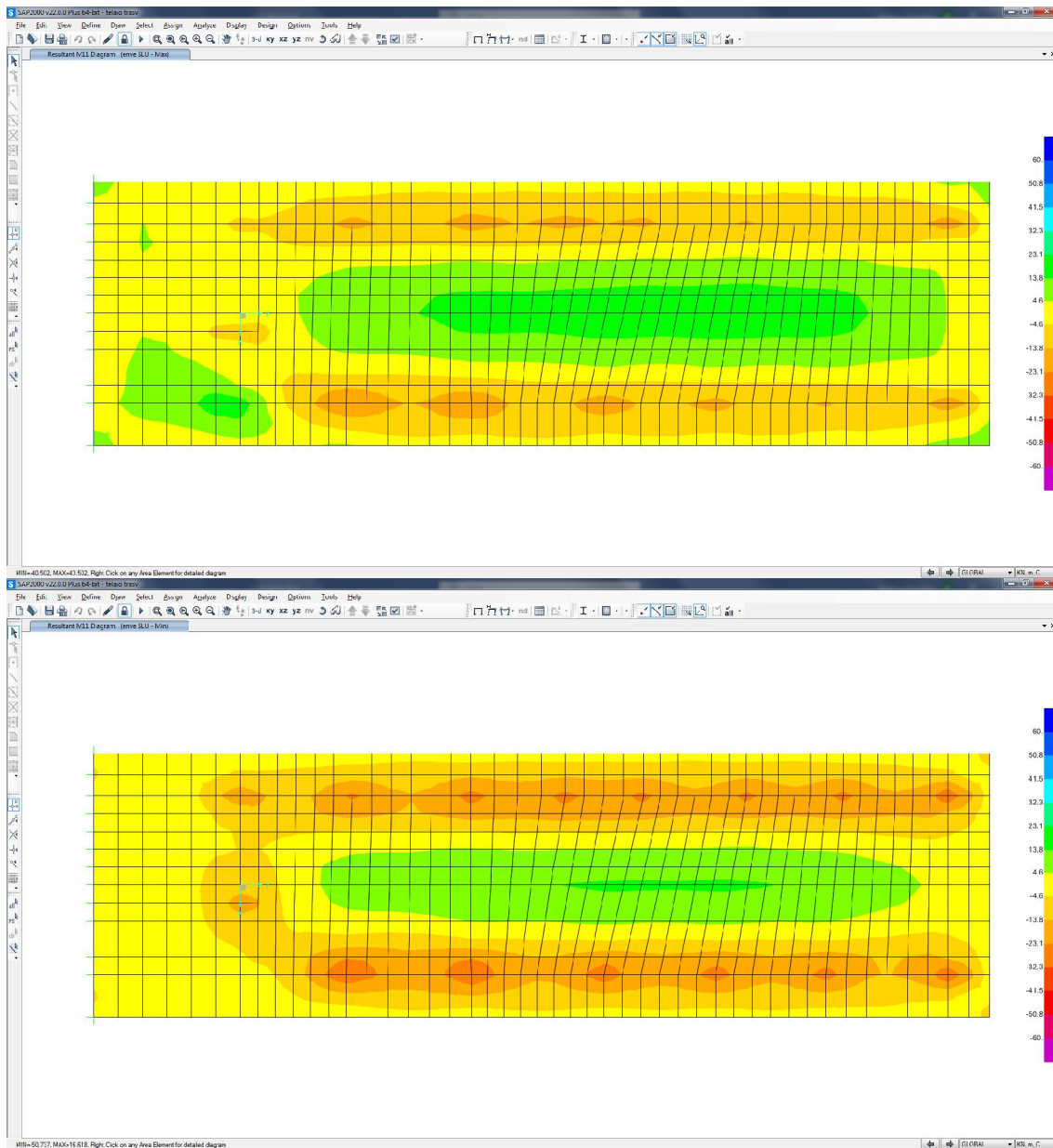


Figura 11 Momenti trasversali massimi e minimi

1.11.3 VERIFICA DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

Per valutare le sollecitazioni nella soletta di fondazione si è fatto un nuovo modello che comprende elementi shell che rappresentano la soletta da 50 cm sul contorno dell'impronta dell'edificio e da 30 cm nella zona centrale.

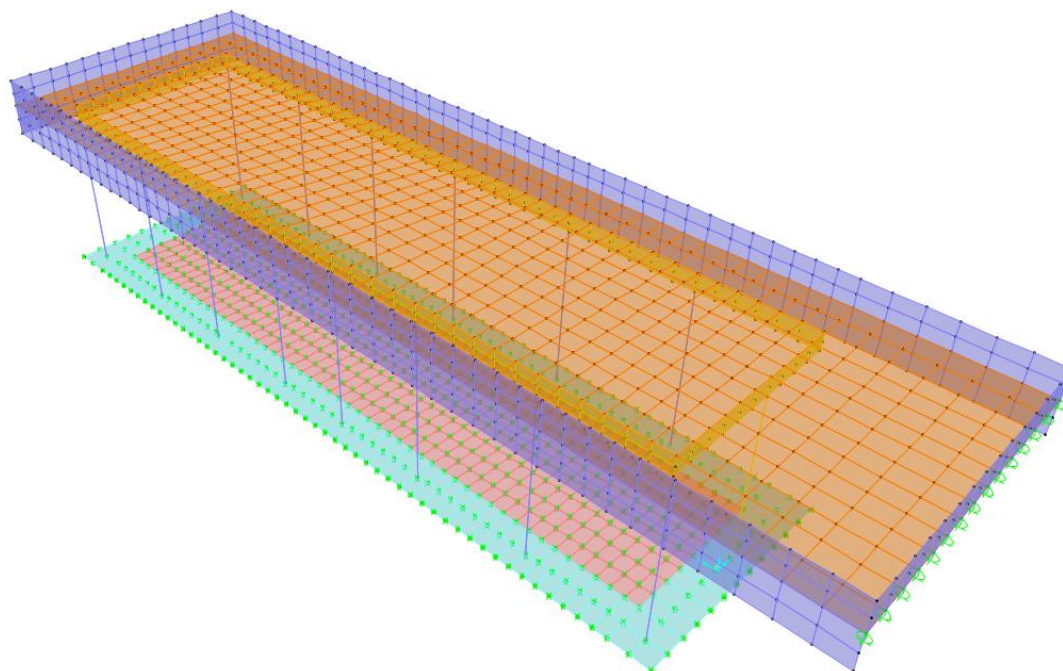


Figura 12 Modello complessivo della soletta di fondazione

Utilizzando la possibilità di diagrammare le armature necessarie calcolate in automatico dal programma, tenendo conto della contemporaneità dei momenti flettenti nelle due direzioni principali, dei momenti flettenti M_{xy} e delle azioni assiali, si riportano i grafici delle armature richieste in fondazione, superiori e inferiori limitate all'armatura di $\varnothing 16/20$ per le combinazioni sismiche che sono le più gravose.

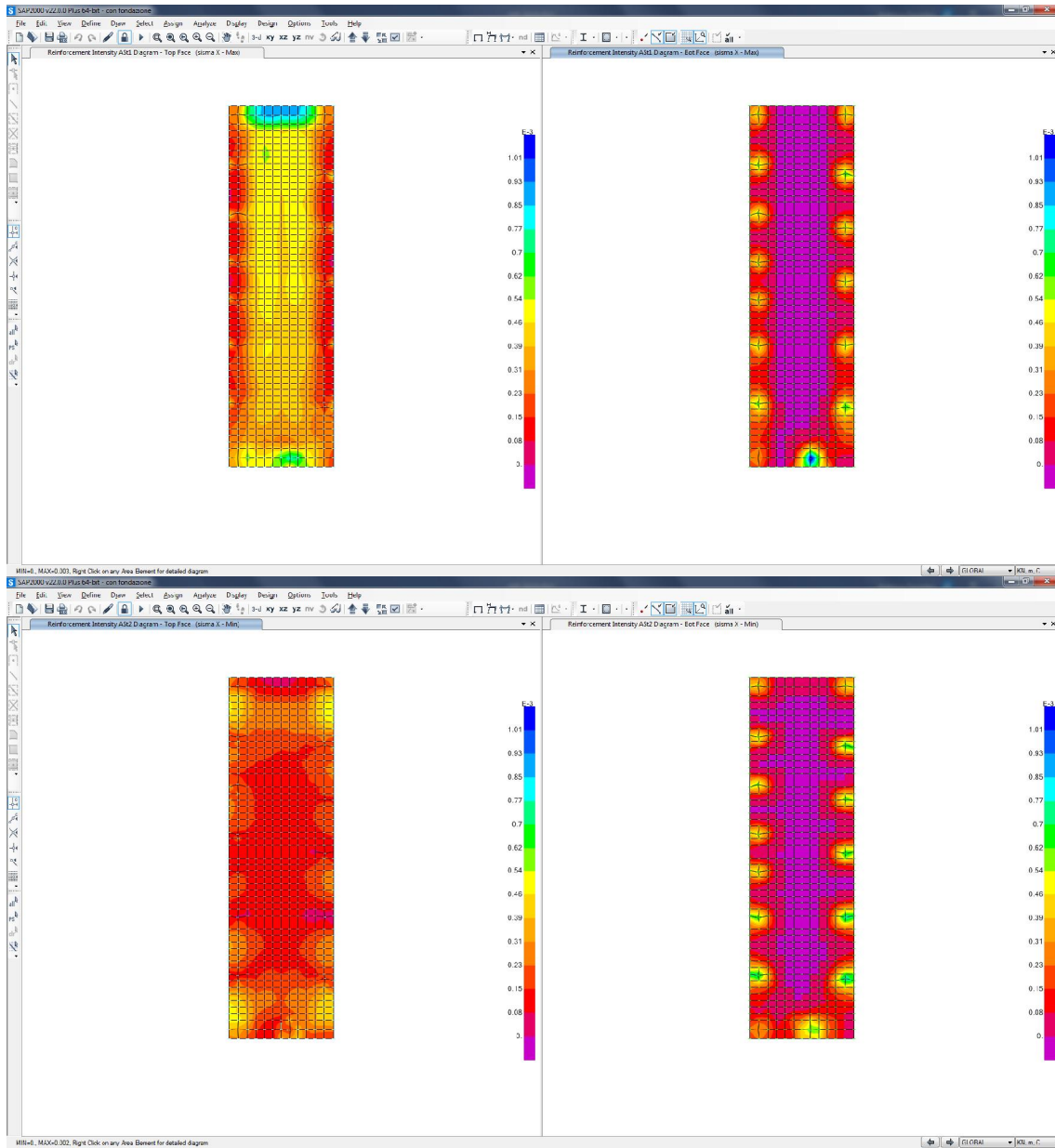


Figura 13 Armature richieste nelle due direzioni (top e bottom) per sisma X

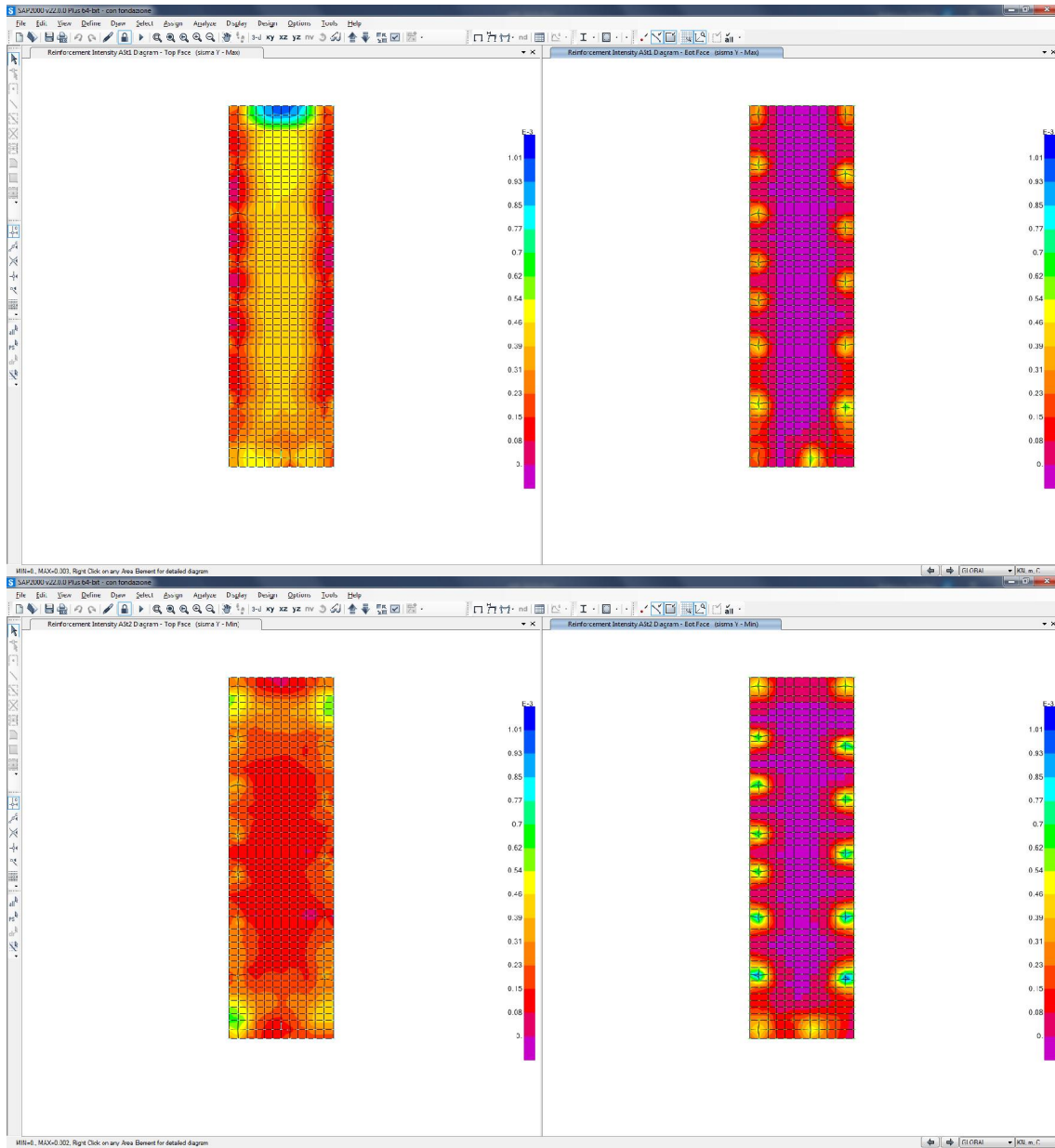
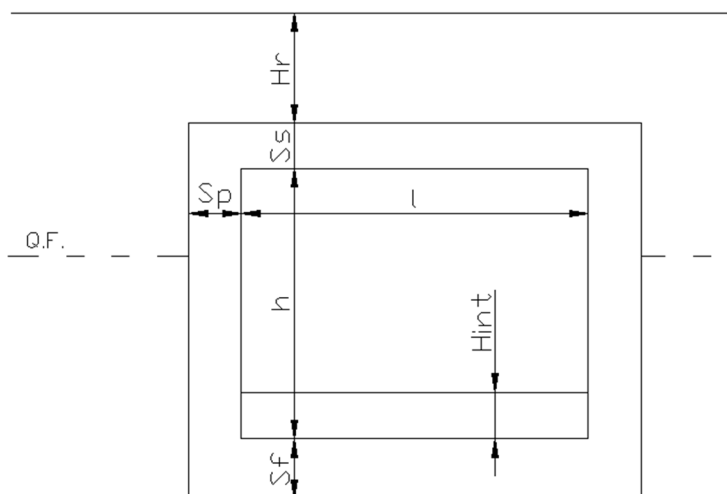


Figura 14 Armature richieste nelle due direzioni (top e bottom) per sisma Y

8. DIMENSIONAMENTO DEL CUNICOLO IMPIANTI

Si dimensiona la sezione scatolare del cunicolo impianti che corre sotto il piazzale di esazione utilizzando il programma di calcolo SAP2000 e schematizzando con modello piano la sezione trasversale del cunicolo.

La struttura è in c.a. e presenta la seguente geometria:



Dimensioni geometriche (sezione in retto):

- $l = 2,50$ m
- $h = 2,50$ m
- $S_s = 0,40$ m
- $S_f = 0,50$ m
- $S_p = 0,40$ m
- $H_r = 0,50$ m di pavimentazione stradale
- quota Piano stradale (a 0,50 m sopra l'estradosso della soletta superiore)
- Q.F. = quota falda, minore della quota fondo scatolare.

Il tombino viene dimensionato sulla base del carico stradale presente sul piazzale d'esazione del casello autostradale.

1.12 ANALISI DEI CARICHI

1.12.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio della struttura è automaticamente valutato dal programma.

1.12.2 CARICO PERMANENTE DEL TERRENO

È il carico generato dai 50 cm di ricoprimento che sono sostanzialmente la pavimentazione stradale

$$p=22 \times 0.5 = 11 \text{ kN/m}^2$$

1.12.3 SPINTA STATICA DEL TERRENO A LATO

Si valuta la spinta in asse alla soletta di copertura e alla base dello scatolare

$$p_{\text{sup}} = 0.7 \times 20 \times 0.578 = 8.1 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{inf}} = 8.1 + 18 \times 3.4 \times 0.578 = 43.5 \text{ kN/m}^2$$

1.12.4 CARICHI VARIABILI

Per il tombino in oggetto la cui larghezza interna è di 2.5 m il carico variabile generato dal mezzo di 600 kN, distribuito in asse soletta occupa tutta la copertura in direzione trasversale, il carico equivalente, valutato diffondendo a 45 gradi attraverso la pavimentazione, sino in copertura, vale:

$$q = 600 / ((1.6 + 0.7 \times 2) + (2 + 0.7 \times 2)) + 9 = 67.8 \text{ kN/m}^2$$

In alternativa si considera anche l'impronta da 200 kN in mezzeria della soletta.

Il carico variabile genera anche un incremento di spinta laterale pari a:

$$p = 67.8 \times 0.578 = 39.2 \text{ kN/m}^2$$

1.12.5 RITIRO

Si considera il ritiro della soletta di copertura rispetto alla struttura sottostante, il ritiro sarà quello differenziale della soletta rispetto alla struttura sottostante.

Il ritiro a tempo infinito della soletta è equivalente a una variazione termica di 10°C, che per tenere conto dell'inerzia fessurata è ridotto a 5°C. In realtà il ritiro differenziale sarà inferiore.

1.12.6 CONDIZIONE SISMICA

Si opera un'analisi statica equivalente, alla struttura si assegna un'accelerazione pari a quella del terreno (0.089g) per valutare le forze inerziali, la sovra-spinta del terreno è pari a:

$$p = 18 \times 3.9 \times 0.089 = 6.3 \text{ kN/m}^2$$

Incremento sismico della spinta delle terre (teoria di Wood)

Le azioni sismiche associate alle spinte del terreno a lato al cunicolo sono studiate secondo la teoria di Wood.

È stato pertanto considerato un incremento della spinta delle terre costituito da una pressione uniforme agente sulle pareti laterali del cunicolo pari al peso del terreno moltiplicato per l'accelerazione massima attesa, ovvero:

$$E = S_s * S_t * a_g/g * \gamma * H$$

Si riportano le illustrazioni del modello e dei carichi applicati.

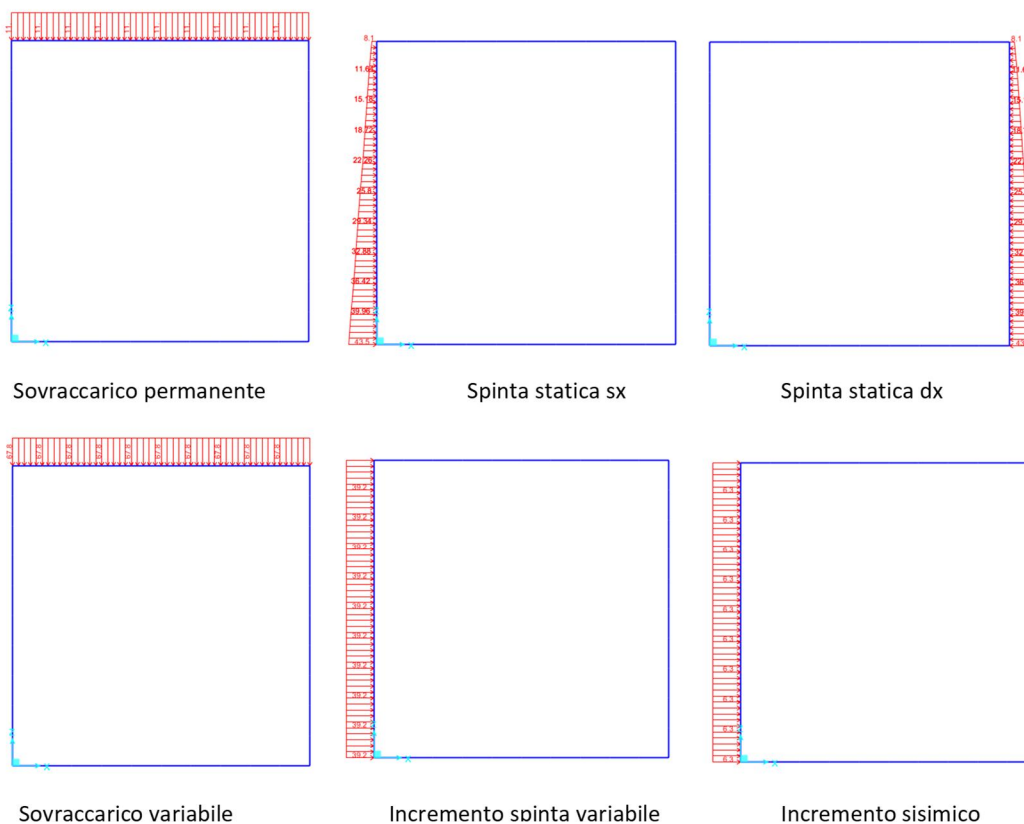


Figura 15 contributi di carico

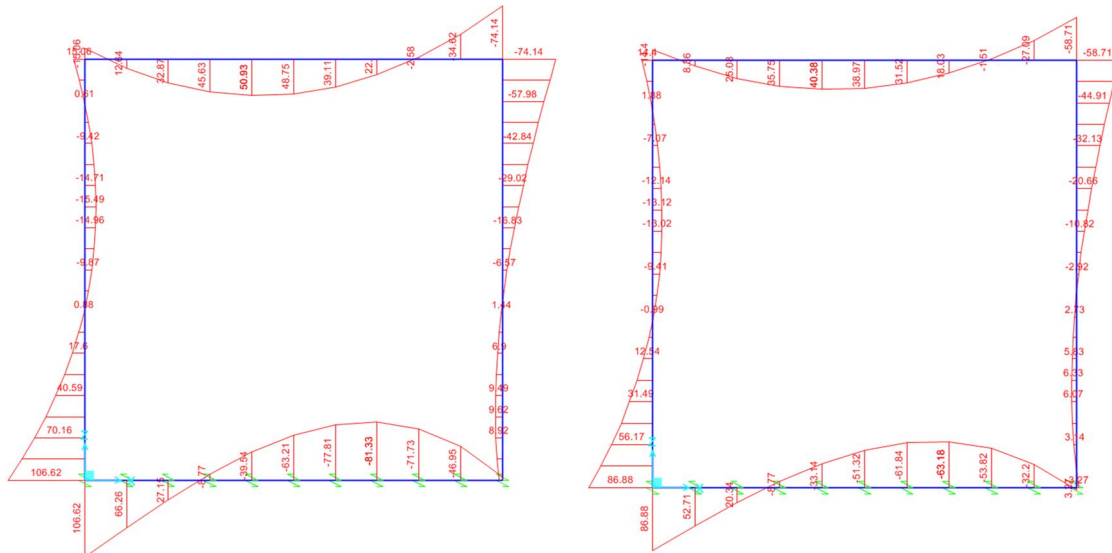
Qui di seguito si riportano le combinazioni considerate.

TABLE: Combination Definitions		
ComboName	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Unitless
SLE	DEAD	1
	incr spinta acc	1
	ritiro	1
	sovr perm	1
	spinta perm sx	1
	spinta perm dx	1
	sovr variab 600	1
frequente	DEAD	1
	incr spinta acc	0.75
	ritiro	1
	sovr perm	1
	spinta perm sx	1
	spinta perm dx	1
	sovr variab 600	0.75

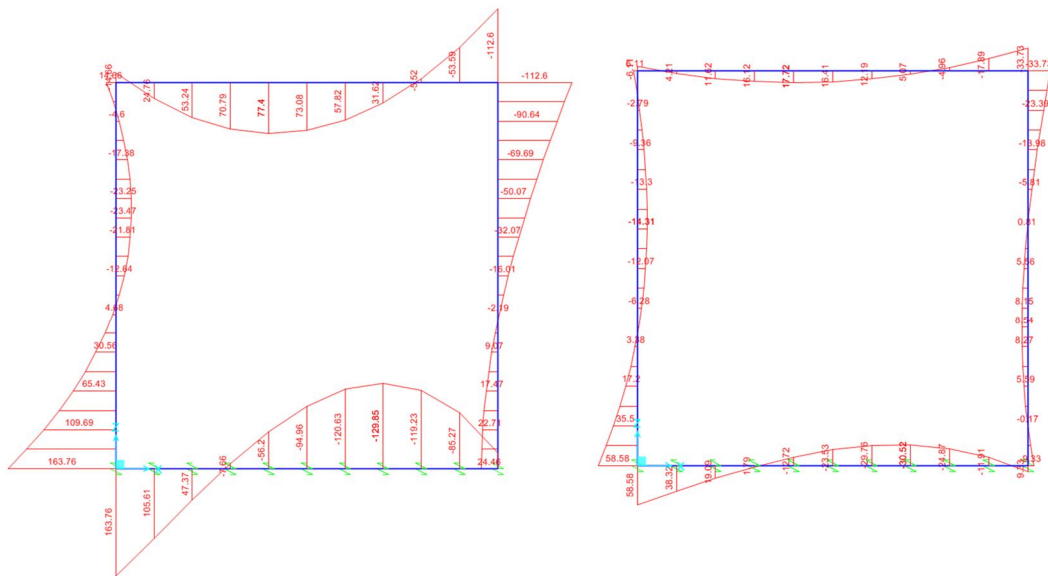
TABLE: Combination Definitions		
ComboName	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Unitless
SLU	DEAD	1.35
	incr spinta acc	1.5
	ritiro	1.35
	sovr perm	1.35
	spinta perm sx	1.35
	spinta perm dx	1
	sovr variab 600	1.5
sisma	DEAD	1
	incr spinta acc	0.2
	sovr variab 600	0.2
	incr spinta sismica	1
	ritiro	1
	sovr perm	1
	spinta perm sx	1
spinta perm dx	1	

1.13 RISULTATI E VERIFICHE

Si riportano i diagrammi di momento flettente per le varie combinazioni.



Momento flettente per combinazione SLE rara e SLE frequente



Momento flettente per combinazione SLU e Sismica

Figura 16 Diagramma di momento flettente per combinazioni SLE, SLU e Sismica

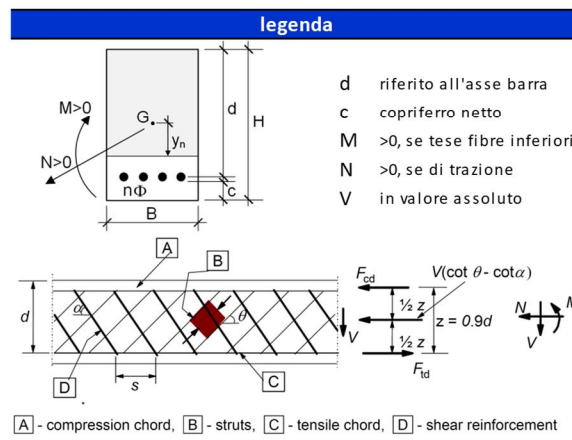
Le azioni sismiche risultano essere meno penalizzanti di quelle SLU, si riportano le verifiche per le massime sollecitazioni rare e SLU sia per la base del ritto che per la soletta di fondazione.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	40	5.2	33.8	30.4
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	16	6.2	10.05	
5	20	33.8	15.71	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2.5	10	20	90	1.96

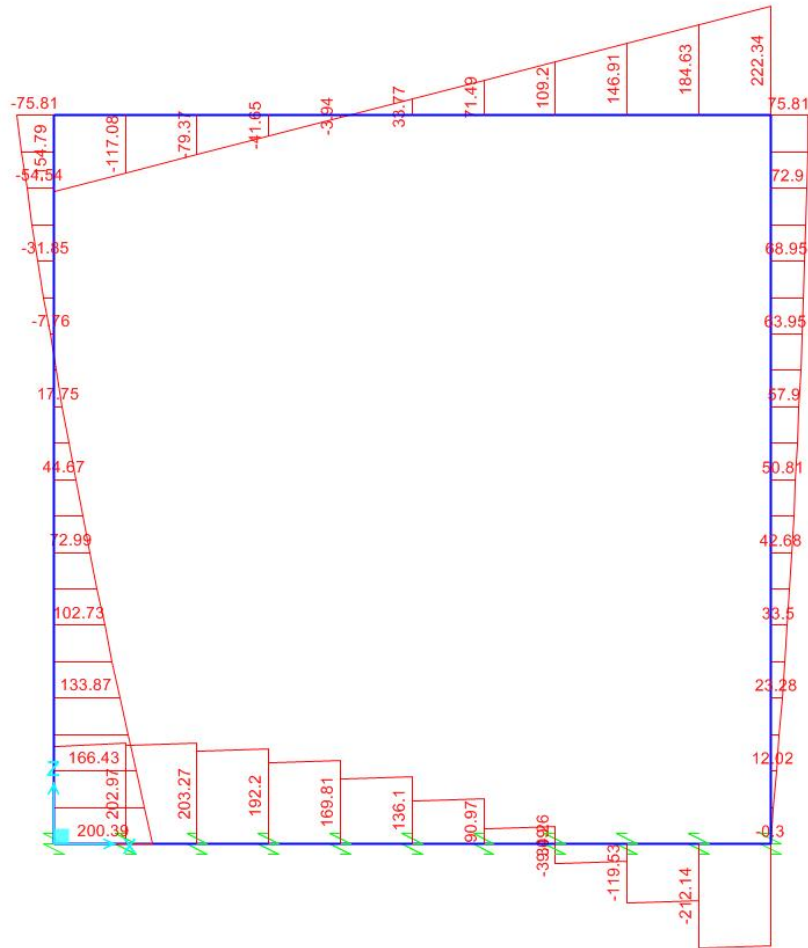
materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24.9 [MPa]	γ _s	1.15
γ _c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α _{cc}	0.85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	14.1 [MPa]	ε _{uk}	75 [‰]
v	0.540		
ε _{c2}	2.0 [‰]		
ε _{cu2}	3.5 [‰]		
α _e	15.0		
k _t	0.4		
		valori limite	
k ₁	0.8	0,45 f _{ck}	11.2 [MPa]
k ₃	3.4	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₄	0.425	W _{k,lim}	0.3 [mm]

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	50	5.2	43.8	39.4
armatura longitudinale				
nbarre	φ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	16	6.2	10.05	
5	20	43.8	15.71	
armatura a taglio				
nbracci	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2.5	10	20	90	1.96

sollecitazioni e risultati			
SLE	SLU		
M _{Ek}	106 [kNm]	M _{Ed}	163 [kNm]
N _{Ek}	-137 [kN]	N _{Ed}	-190 [kN]
tensioni e fessure		V _{Ed}	0 [kN]
M _{dec}	9.2 [kNm]	presso-flessione	
M _{cr}	74.2 [kNm]	M _{Rd}	221.5 [kNm]
		FS	1.36
y _n	-8.27 [cm]	taglio	
σ _{c,min}	-6.4 [MPa]	V _{Rdc}	163.0 [kN]
σ _{s,min}	-45.3 [MPa]	non serve armatura a taglio	
σ _{s,max}	181.0 [MPa]	V _{Rds}	202.4 [kN]
		V _{Rdmax}	1004.1 [kN]
k ₂	0.5	θ	30.0 [°]
ε _{sm-ε_{cm}}	0.54 [‰]	sezione duttile	
S _{r,max}	38.1 [cm]	al	33.8 [cm]
w _k	0.207 [mm]		



sollecitazioni e risultati			
SLE	SLU		
M _{Ek}	106 [kNm]	M _{Ed}	163 [kNm]
N _{Ek}	0 [kN]	N _{Ed}	0 [kN]
tensioni e fessure		V _{Ed}	0 [kN]
M _{dec}	0.0 [kNm]	presso-flessione	
M _{cr}	100.8 [kNm]	M _{Rd}	255.9 [kNm]
		FS	1.57
y _n	-13.37 [cm]	taglio	
σ _{c,min}	-4.1 [MPa]	V _{Rdc}	165.9 [kN]
σ _{s,min}	-28.7 [MPa]	non serve armatura a taglio	
σ _{s,max}	170.1 [MPa]	V _{Rds}	262.3 [kN]
k ₂	0.5	V _{Rdmax}	1301.2 [kN]
ε _{sm-ε_{cm}}	0.51 [‰]	θ	30.0 [°]
S _{r,max}	45.4 [cm]	sezione duttile	
w _k	0.231 [mm]	al	43.8 [cm]



A taglio è superato il valore di circa 165 kN, che è sopportabile dal solo calcestruzzo, nella soletta di fondazione e alle estremità dei ritti e della soletta di copertura, in queste zone verranno disposti spilli di armatura a taglio.