

Regione Puglia

COMUNE DI GUAGNANO(LE) - SALICE SALENTINO(LE) - CAMPI SALENTINO(LE)
SAN DONACI(BR) - CELLINO SAN MARCO(BR)

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI IMPIANTO PER LA
PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTI RINNOVABILI,
NONCHE' OPERE CONNESSE ED INFRASTRUTTURE, DI POTENZA
NOMINALE PARI A 36 MW ALIMENTATO DA FONTE EOLICA,
CON ANNESSO SISTEMA DI ACCUMULO INTEGRATO DI POTENZA
PARI A 24 MW, PER UNA POTENZA IN IMMISSIONE PARI A 60MW
DENOMINATO IMPIANTO "NEXT1"**

PROGETTO PARCO EOLICO "NEXT1"

Codice Regionale AU: O3Q5NM4

Tav.:	Titolo:
R07b	RELAZIONE CALCOLI PRELIMINARI AREA A SBARRE E SERVIZI AUSILIARI

Scala:	Formato Stampa:	Codice Identificatore Elaborato
s.c.	A4	O3Q5NM4_NPDI2_GUA_R07b_RelazioneCalcoliAreaSbarre

Progettazione:	Committente:
QMSOLAR s.r.l. Via Guglielmo Marconi scala C n.166 - Cap 72023 MESAGNE (BR) P.IVA 02683290742 - qmsolar.srls@pec.it Amm.re unico Ing. Francesco Masilla Gruppo di progettazione: MSC Innovative Solutions s.r.l.s - Via Milizia 55 - 73100 LECCE (LE) P.IVA 05030190754 - msc.innovativesolutions@gmail.com Ing. Santo Masilla - Responsabile Progetto	NPD Italia II s.r.l. Galleria Passarella, 2, Cap - 20122 MILANO P.IVA 11987560965 - email: npditalia@legalmail.it
Indagini Specialistiche :	

Data Progetto	Motivo	Redatto:	Controllato:	Approvato:
15/06/2023	Prima versione	F.M.	S.M.	NPD Italia II srl

INDICE

1.	SCOPO.....	2
2.	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	2
3.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4.	MATERIALI IMPIEGATI	5
5.	TIPOLOGIA DI TERRENO.....	9
6.	CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO.....	10
7.	DESCRIZIONE DELLA MODELLAZIONE STRUTTURALE	11
8.	VERIFICHE DI REGOLARITA'	13
9.	VALUTAZIONE DELLE AZIONI	13
9.1.	ANALISI DEI CARICHI GRAVITAZIONALI.....	13
9.2.	DEFINIZIONE DEI CARICHI ACCIDENTALI	16
9.3.	DEFINIZIONE DELL'AZIONE DELLA NEVE	17
9.4.	DEFINIZIONE DEL CARICO DA VENTO.....	19
9.5.	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA MEDIANTE SPETTRI DI PROGETTO S.L.U E S.L.E	23
10.	DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	29
11.	ANALISI MODALE	47
12.	PROGETTO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI E STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA	55
12.1.	MODELLAZIONE DEI SOLAI	55
12.2.	CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI S.L.U E S.L.V.....	58
12.3.	ESISTO DELLE VERIFICHE	68
13.	VERIFICHE STATO LIMITE DI ESERCIZIO.....	74
13.1.	STATO LIMITE DI FESSURAZIONE.....	74
13.2.	STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI	76
14.	VERIFICHE STATO LIMITE DI DANNO.....	80
15.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA	81
16.	OPERE DI FONDAZIONE E MODELLAZIONE	82
17.	VERIFICHE GEOTECNICHE DI SICUREZZA	84
17.1.	VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE.....	85
18.	TABULATI DI CALCOLO	91

1. SCOPO

Questa relazione di calcolo strutturale mette in evidenza le modalità con cui è stata progettata e verificata la struttura del fabbricato **“LOCALI E SERVIZI”** dell’impianto denominato eolico **NEXT1** da realizzare nell’area dei Comuni di Salice Salentino(Le)-Guagnano(Le)-San Donaci(Br)-Cellino San Marco(Br), la cui società proponente è NPD ITALIA II S.r.l.

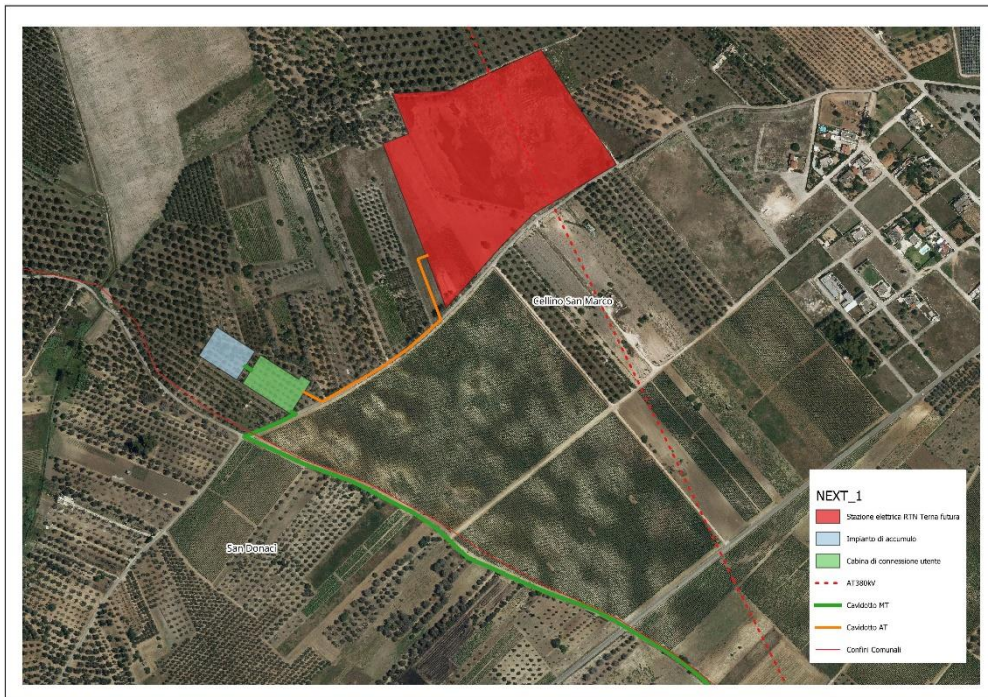


Figura 1 area d'intervento

In fase progettuale della medesima si è voluto garantire che la struttura in questione potesse offrire un’adeguata sicurezza strutturale sia per quanto riguarda le condizioni statiche che per le condizioni sismiche. Pertanto è stato necessario seguire i dettami progettuali delle NTC2018 vigenti sul territorio Nazionale raggiungendo, quindi, un alto livello delle prestazioni strutturali.

2. DESCRIZIONE GENERALE DELL’OPERA

L’edificio oggetto del calcolo strutturale è evidenziato nell’immagine successiva da un riquadro tratteggiato di colore rosso.

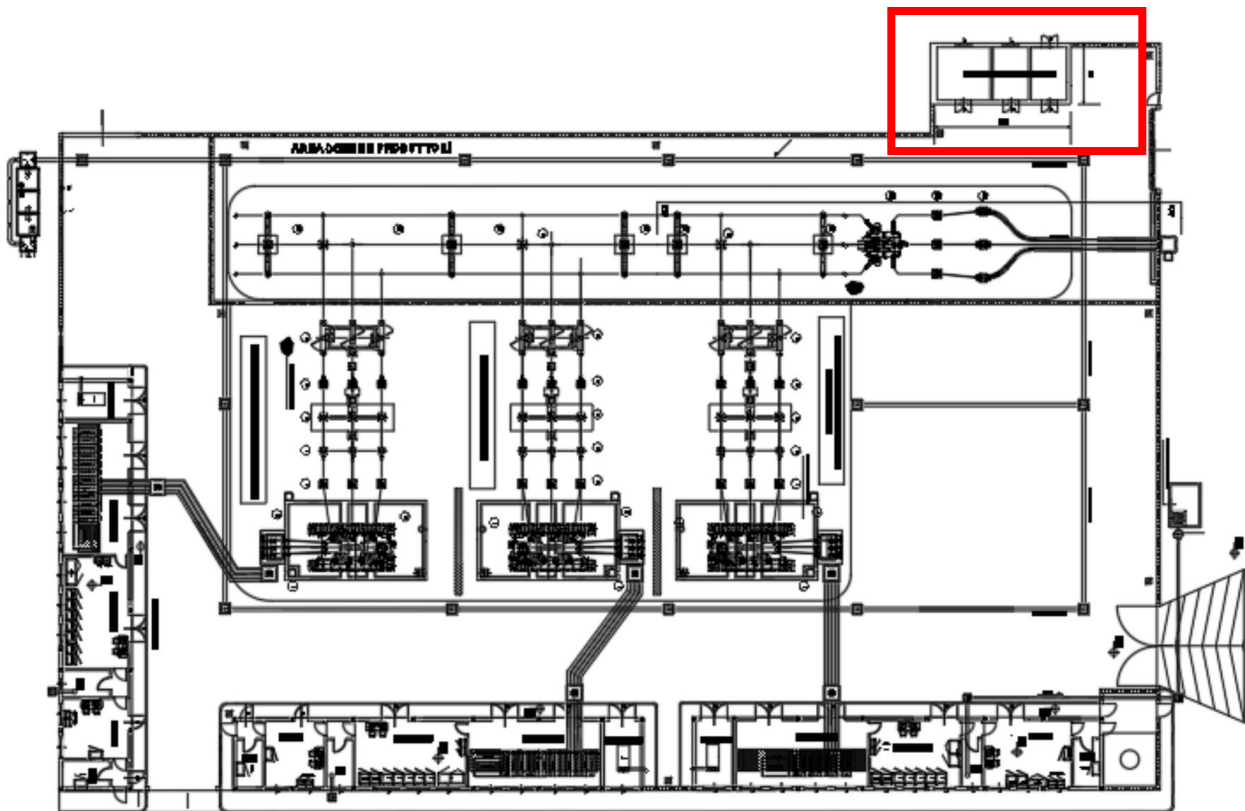


Figura 2 ubicazione dell'opera

Qui di seguito viene riportata la planimetria architettonica.

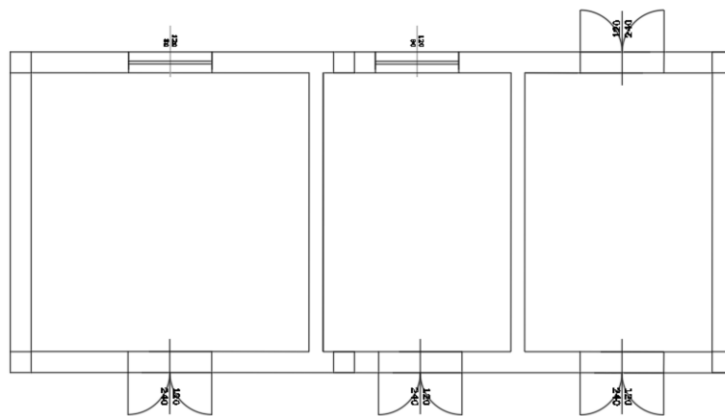


Figura 3 Pianta architettonico

La struttura è composta essenzialmente da un livello.

Il piano di calpestio è a quota +0,80m come mostra la seguente immagine riguardante le quote altimetriche.

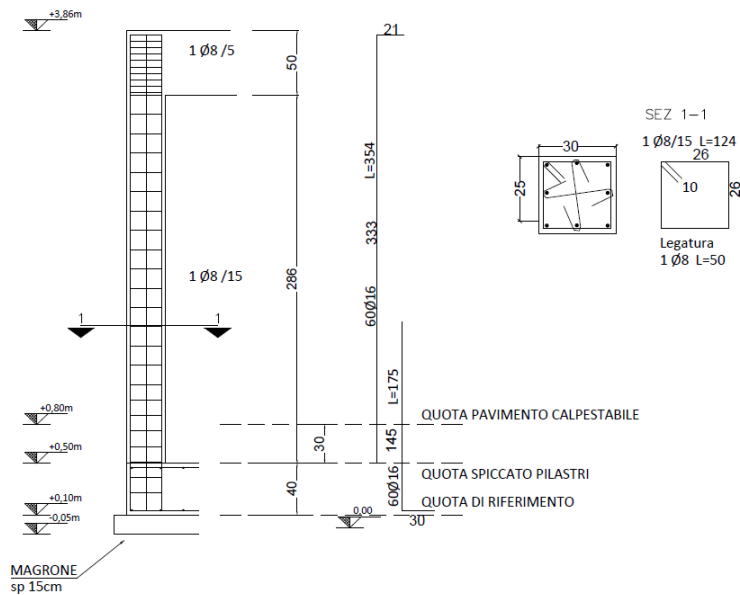


Figura 4 pilastri (Strutturale)

La struttura fondale è costituita da una platea in c.a. di dimensioni 1040cm x 460cm x 40cm sulla quale sorgono n.6 pilastrate (di sezione 30cm x 30cm) che si erigono verso l'alto per un'altezza massima di 386cm. Le stesse fondazioni oltre ad avere il compito di diffondere i carichi nel terreno, fungono da supporto della tamponatura di bordo.

Dalla fondazione si sviluppa verso l'alto un impalcato orizzontale costituito da solai gettati parzialmente in opera ad orditura realizzata mediante travetti precompressi del tipo 9x12 capaci di sorreggere i carichi verticali permanenti strutturali, permanenti non strutturali e accidentali.

Il solaio è posto a quota +3,86m dal livello 0,00m e poggia direttamente su due travi di bordo parallele 30x50 appartenenti ai telai rispettivamente P1-P3 e P4-P6.

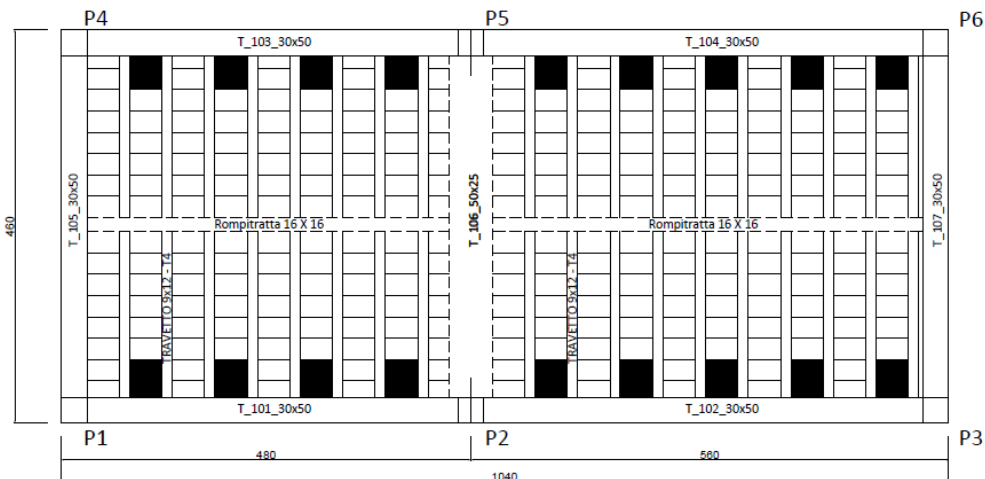


Figura 5 Carpenteria piano terra: disposizione dei telai e orditura solai (Strutturale)

In Figura 6 si riporta una sezione trasversale architettonica della struttura oggetto d'intervento, evidenziata nel quadrante rosso.

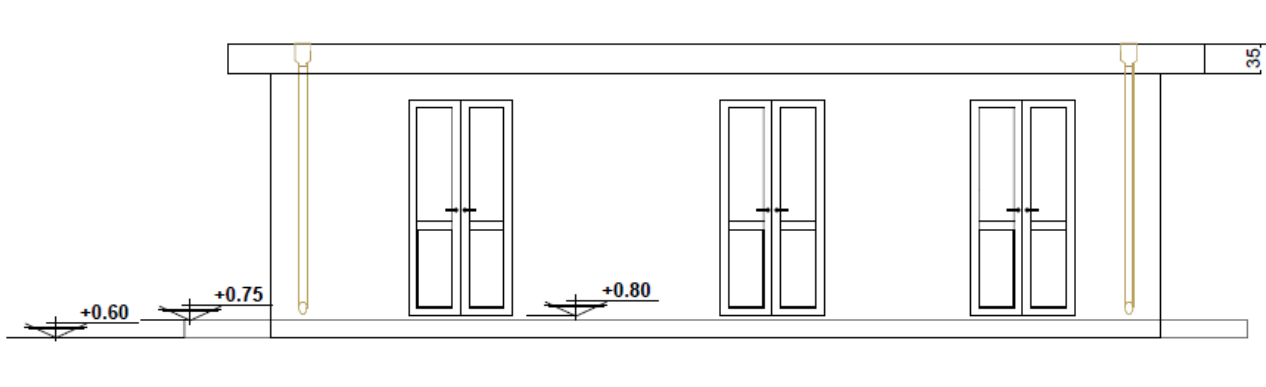


Figura 6 Struttura in Elevazione (Architettonico)

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

1. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
2. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 14 Gennaio 2008 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
3. D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
4. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 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" e successive modificazioni e integrazioni.
5. UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
6. UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
7. UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
8. UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
9. UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
10. UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
11. UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

4. MATERIALI IMPIEGATI

La struttura in oggetto è costituita dai seguenti elementi:

- Magrone di fondazione con calcestruzzo C12/15
- Plaetee di fondazione con calcestruzzo C35/45
- Pilastrì con calcestruzzo C35/45
- Solette in c.a. con calcestruzzo C35/45
- Solai in latero cemento con calcestruzzo C35/45
- Armature per calcestruzzo armato B450C

CALCESTRUZZO

La classe di esposizione dei calcestruzzi, come definito nel paragrafo 4.1.2.2.4.2 della NTC2018 per quanto riguarda le condizioni ambientali, è del tipo "Ordinaria".

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

In merito al comportamento meccanico del calcestruzzo è stato utilizzato il modello legame costitutivo del tipo Parabola-Rettangolo così come proposto dalla NTC2018 nel aragrafo 4.1.2.1.2.1.

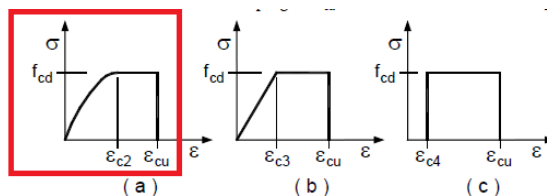


Fig. 4.1.1 – Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo

I parametri meccanici caratteristici e di progetto riportati in **Error! Reference source not found.** sono desunti dalle formulazioni riportate nella NTC2018 nel paragrafo 4.1.2.1.1 per il calcestruzzo.

Tabella 1 Parametri meccanici calcestruzzo C35/45

CALCESTRUZZO C35/45		
Rck [MPa]	45	Resistenza cubica caratteristica
γ_c	1,5	Coefficiente di sicurezza
α_{cc}	0,85	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
ϵ_{cu}	0,0035	deformazione ultima
f_{ck} [MPa]	37,35	Resistenza cilindrica caratteristica
f_{cd} [MPa]	21,17	Resistenza cilindrica di progetto
$f_{cm,28gg}$ [MPa]	45,35	Resistenza a compressione dopo 28gg di maturazione
f_{ctm} [MPa]	3,35	Resistenza a trazione media
f_{ctk} [MPa]	2,35	Resistenza a trazione caratteristica
f_{ctd} [MPa]	1,56	resistenza a trazione di progetto
f_{bd} [MPa]	3,52	Resistenza di aderenza calcestruzzo-acciaio
$E_{cm,28gg}$ [MPa]	34625,49	Modulo elastico

Il peso specifico del calcestruzzo armato è stato posto pari a 25kN/m³.

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

La classe di esposizione è regolamentata dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016 così come segue.

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
4 a 5 b	XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
6 Attacco chimico**						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	
<p>*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: - moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione; - elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.</p> <p>**) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.</p>						

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

OPERE FUORI TERRA Classe di esposizione XC2
OPERE INTERRATE Classe di esposizione XC2

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; definito come la distanza tra la superficie esterna dell'armatura, inclusi collegamenti e staffe, e la superficie di calcestruzzo più vicina.

Per l'elemento strutturale in esame risulta un copriferro minimo $c_{min} = 50mm$.

ACCIAIO PER CALCESTRUZZI

Per quanto riguarda l'acciaio costituenti le barre d'armatura è stato utilizzato il modello legame costitutivo del tipo Elastico-perfettamente plastico così come proposto dalla NTC2018 nel aragrafo 4.1.2.1.2.2.

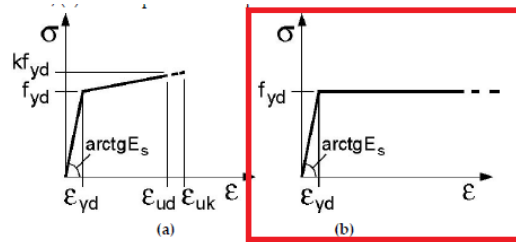


Fig. 4.1.3 - Modelli σ - ϵ per l'acciaio

I parametri meccanici caratteristici e di progetto riportati in Tabella 2 sono desunti dalle formulazioni riportate nella NTC2018 nel paragrafo 4.1.2.1.2.2 per l'acciaio.

Tabella 2 Parametri meccanici dell'acciaio B450C

ACCIAIO B450C		
f_{yk} [MPa]	450	Resistenza a trazione di snervamento caratteristica
E_s [MPa]	210000	Modulo elastico
γ_s	1,15	Coefficiente di sicurezza
f_{yd} [Mpa]	391,30	Resistenza a trazione di snervamento di progetto
ϵ_{yd}	0.001863	deformazione allo snervamento

Il peso specifico dell'acciaio è stato posto pari a 78.5 kN/m^3 .

5. TIPOLOGIA DI TERRENO

Per i dettagli di caratterizzazione relativi alla morfologia dei terreni si rimanda alla **relazione geologica**.

Si riporta qui di seguito la stratigrafia del terreno in esame e il modello geotecnico.

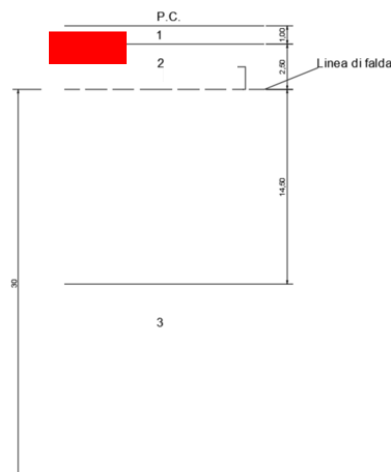


Figura 7 stratigrafia terreno (vedi relazione geologica) e posa fondazione (in rosso)

Dalla **Relazione geologica** è possibile riscontrare che:

- 1) Le strutture fondali sono caratterizzate da terreni sabbiosi argillosi
- 2) La falda è posta a -6m dal P.C.: nel modello geotecnico è stata ipotizzata cautelativamente che la falda è posta al piano di posa della fondazione.
- 3) Categoria sottosuolo assegnata: C – NTC 2018
- 4) Categoria topografica: T – NTC 2018

Sono previsti i seguenti strati:

1. Strato 1: terreno vegetale

2. Strato 2: sabbia limosa e argillosa
3. Strato 3: Argilla limosa sabbiosa

Si riportano qui di seguito i parametri caratteristici geotecnici.

Tabella 3 Parametri geotecnici caratteristici: strato 2

Peso specifico	γ'_k sat [kN/m ³]	19
coesione	c'_k [kN/m ²]	12,7
Coesione Non Drenata	c_{uk} [kN/m ²]	117
Angolo d'attrito	φ'_k [°]	30
Modulo elastico	E [N/mm ²]	4,70
Poisson	ν	0,30

Lo spessore del secondo strato è 17m.

Tabella 4 Parametri geotecnici caratteristici: strato 3

Peso specifico	γ'_k [kN/m ³]	19
coesione	c'_k [kN/m ²]	29,40
Coesione Non Drenata	c_{uk} [kN/m ²]	105
Angolo d'attrito	φ'_k [°]	22
Modulo elastico	E [N/mm ²]	8,60
Poisson	ν	0,30

Il terzo strato si estende fino alla punta dei pali dell'aerogeneratore NEXT1.

La Normativa Tecnica per le Costruzione classifica il terreno di fondazione in funzione della propria natura strutturale. Si riporta qui di seguito la Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per il caso in esame si attribuisce la categoria C.

6. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

Il calcolo strutturale, nonché la determinazione delle caratteristiche delle sollecitazioni, dei modi di vibrare e le verifiche degli elementi costruttivi come travi, pilastri, fondazioni e nodi è stato effettuato mediante l'uso del software di calcolo agli elementi finiti (FEM) ProSAP vers. 23.6.0 usufruendo della licenza E-TIME messa a disposizione della casa costruttrice 2SI per scopi commerciali come mostra la Figura 8.

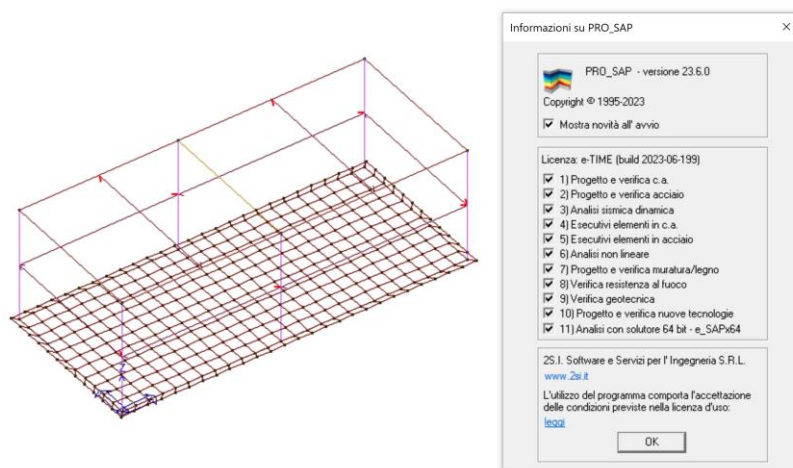


Figura 8 Licenza software ProSAP vers. 23.6.0 con licenza E-TIME

Dal sito web <https://www.2si.it/> è possibile prendere visione di quanto esposto precedentemente (Figura 9).

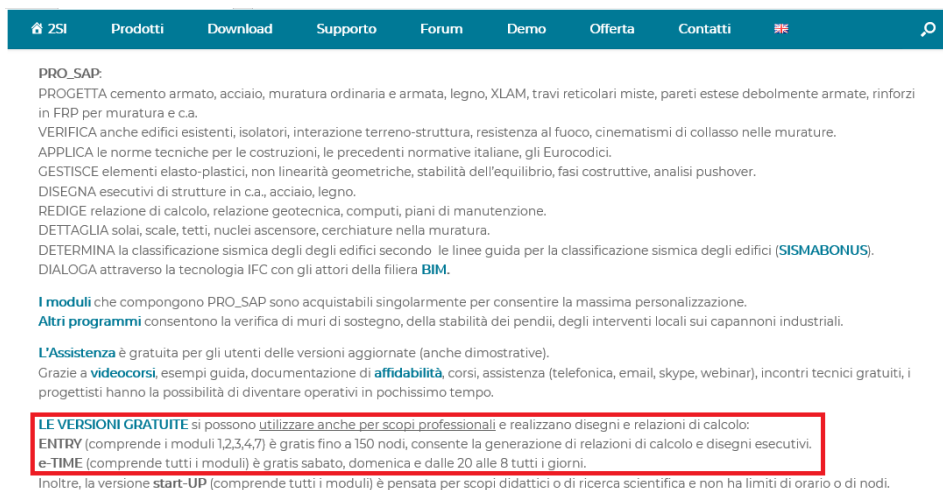


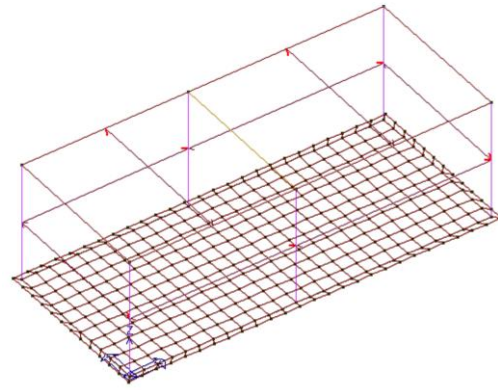
Figura 9 Sito 2si

7. DESCRIZIONE DELLA MODELLAZIONE STRUTTURALE

Come accennato nei paragrafi precedenti è stata studiata la struttura da adibire a cabina per impianti MT mediante la modellazione della stessa agli elementi finiti (FEM). Sono stati utilizzati elementi frame per caratterizzare le travi e i pilastri (elementi D2), elementi solaio per definire i solai. Per la modellazione dei setti in c.a. e della fondazione sono stati definiti elementi shell-thick (elementi D3).

È possibile prendere visione della modellazione nella Figura 10 in cui è possibile notare anche il numero degli elementi utilizzati:

- Numero di nodi: 406
- Numero di elementi D2: 13
- Numero di elementi D3: 362
- Numero di elementi solai: 8



Nodi: 406 (0); D2: 13 (0); D3: 362 (0); Solai: 8 (0);

Figura 10 Modello della struttura (Fili)

Come si vede dalla Figura 10 il sistema di riferimento XYZ ha come origine il nodo di base del pilastro P1. L'asse Z è rivolto verso l'alto, l'asse X diretto in direzione di P2, mentre l'asse Y è diretto in direzione P4. Qui di seguito si riportano le due viste estruse del modello.

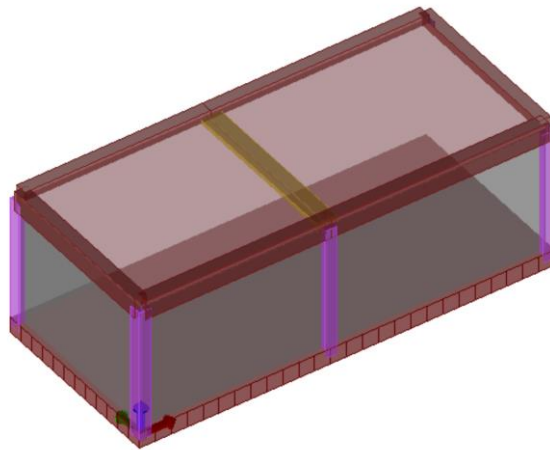


Figura 11 vista estrusa 1

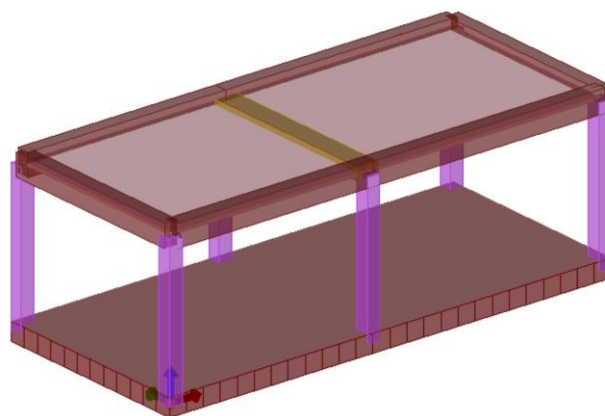


Figura 12 vista estrusa 2: tamponature spente

La tamponatura di bordo è stata modellata mediante elemento pannello con orditura orizzontale avente peso e rigidità nulli per agevolare l'applicazione del carico da vento. Il peso della tamponatura è valutato nei paragrafi successivi.

8. VERIFICHE DI REGOLARITA'

Le verifiche di regolarità della costruzione sono regolamentate dal paragrafo 7.2.1 delle NTC2018 così come segue

7.2.1. CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

REGOLARITÀ

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da *regolarità in pianta e in altezza*. Se necessario, ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la distribuzione di masse e rigidità è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidità nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- c) ciascun orizzontamento ha una rigidità nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidità degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- d) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;
- e) massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo *SLV* non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Qualora, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente una struttura scatolare rigida, purché progettata con comportamento non dissipativo, i controlli sulla regolarità in altezza possono essere riferiti alla sola struttura soprastante la scatolare, a condizione che quest'ultima abbia rigidità rispetto alle azioni orizzontali significativamente maggiore di quella della struttura ad essa soprastante. Tale condizione si può ritenere soddisfatta se gli spostamenti della struttura soprastante la scatolare, valutati su un modello con incastri al piede, e gli spostamenti della struttura soprastante, valutati tenendo conto anche della deformabilità della struttura scatolare, sono sostanzialmente coincidenti.

La struttura oggetto di valutazioni statiche e sismiche è regolare in pianta ed in altezza.

9. VALUTAZIONE DELLE AZIONI

Al fine di valutare le caratteristiche delle sollecitazioni della struttura sono stati valutati i pesi che gravano su di essa, nonché i carichi verticali permanenti strutturali G1, i carichi permanenti non strutturali G2, i carichi accidentali Qk.

Per quel che concerne le azioni orizzontali sono stati valutati i carichi da vento e i carichi da azione sismica.

9.1. ANALISI DEI CARICHI GRAVITAZIONALI

Qui di seguito vengono distinti i carichi verticali.

STRUTTURA

Il peso degli elementi strutturali viene automaticamente calcolato in funzione dei pesi specifici e delle sezioni delle stesse e sono del tipo G1.

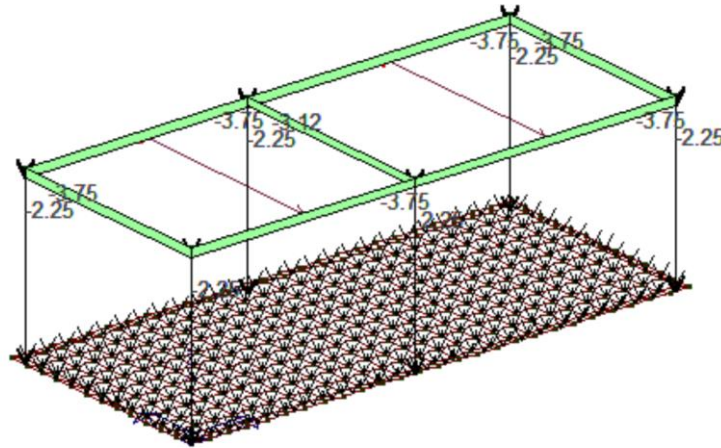
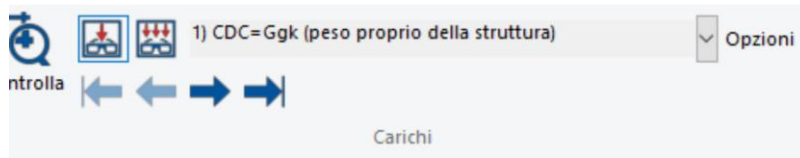


Figura 13 G1 struttura

COPERTURE (SOLAIO DI COPERTURA E PIANEROTTOLO IN GRIGLIATO)

Come accennato nel Paragrafo 2 i solai sono realizzati in calcestruzzo armato parzialmente gettato in opera. Infatti è stata prevista la posa in opera di travetti precompressi 9x12, di lunghezze definite negli elaborati strutturali a seconda dei campi di solai, posti ad interasse di 50cm.

In particolare, sapendo che la luce massima da ricoprire dal solaio è di 430cm (distanza tra allineamenti A-B come da tavola Strutturale), è stato definito lo spessore minimo come:

$$Sp_{sol.MIN}=430cm * 1/25 = 17,20cm$$

Pertanto si è scelto pignatte alveolate di altezza pari a 20cm: il solaio raggiunge lo spessore di 25cm (20cm+5cm).

Nella Tabella 5 sono esposti i pesi specifici dei materiali costituenti il pacchetto solaio e la stima dei carichi G1 e G2 e, in particolare, per quest'ultimo è stata attribuita una pendenza del 2% per agevolare lo scolo delle acque piovane riguardante la tufina di allettamento.

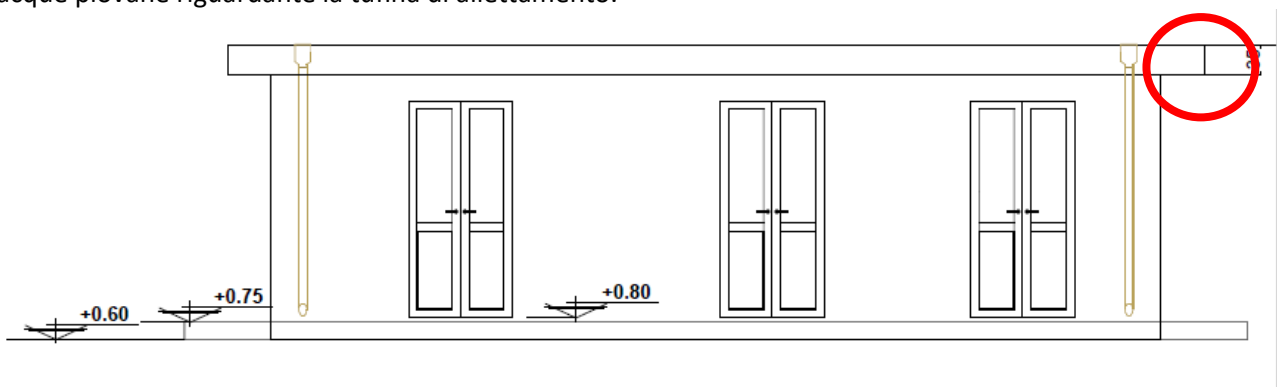


Figura 14 prospetto

Tabella 5 Calcolo G1 e G2 solaio

l [cm]	PACCHETTO SOLAIO							COP
	denominazione	larghezza [cm]	spessore [cm]	lunghezza [cm]	γ [kN/m ³]	G_i [kN/m _{lung}]		G_{TOT} [kN/m ²]
S1	2 Travetti 12 x 20	24	20	100	25	1,20	G1	3,67
S2	soletta	100	5	100	25	1,25		
S3	pignatta laterizio	76	20	100	8	1,22		
s4	guaina	0	3	0	0	0,00	G2	3,44
s5	tufina	100	15	100	16	2,40		
s6	chianche	100	4	100	18	0,72		
s7	intonaco inferiore	100	2	100	16	0,32		

Si adottano, quindi:

- $G1=4$ kN/mq
- $G2=3,50$ kN/mq

Qui di seguito G1 e G2 solai e coperture

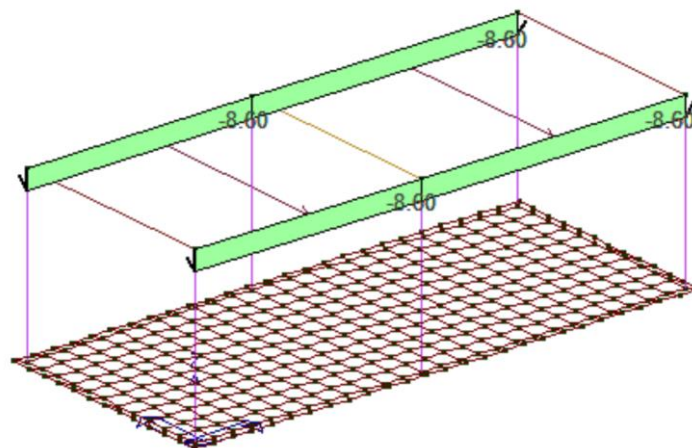
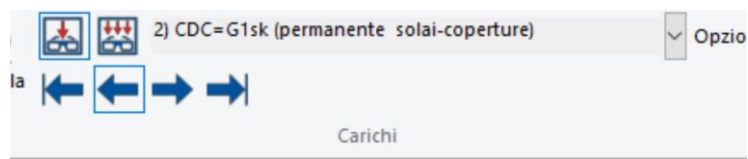


Figura 15 G1 solai e coperture

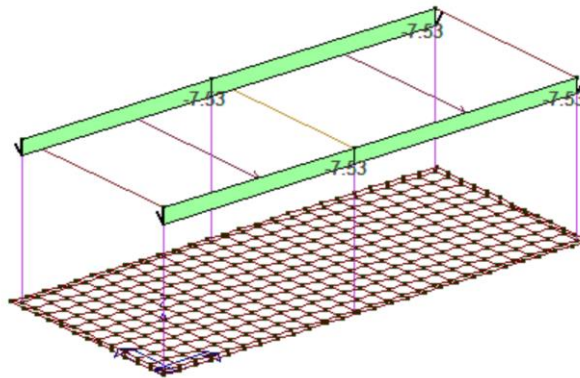


Figura 16 G2 solai e coperture

Lungo le travi di bordo della struttura è prevista la realizzazione di un parapetto a forma di “L” in calcestruzzo pieno come mostra la Figura 14 (cerchio rosso). Qui si seguito il calcolo del peso del parapetto caratterizzato da materiale in calcestruzzo armato.

Area sezione parapetto = $1350\text{cm}^2 = 0,14\text{mq}$
 Peso parapetto = $25\text{kN/m}^3 * 0,14\text{mq} = 3,50\text{ kN/m}$

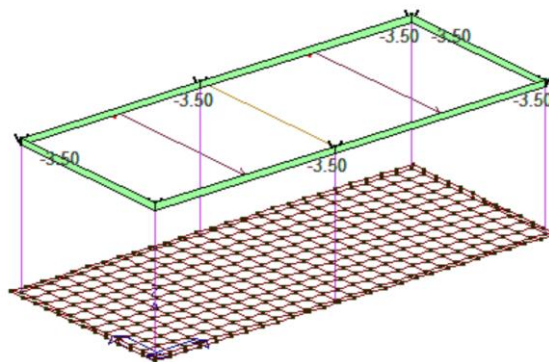
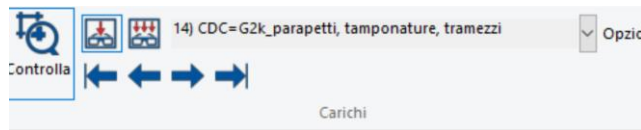


Figura 17 parapetti, tamponature, tramezzi

9.2. DEFINIZIONE DEI CARICHI ACCIDENTALI

Il Paragrafo 3.1.4 delle NTC2018 definisce i carichi accidentali a seconda delle categorie d’uso della costruzione. In particolare si ha che:

- In copertura la categoria assunta è H il cui carico accidentale è pari a $0,50\text{ kN/m}^2$ per la manutenzione;

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di 5,00 2 x 50,00 1,00**		
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Il carico da manutenzione in copertura è tenuto in conto nel carico da neve come riportato nel successivo paragrafo.

9.3. DEFINIZIONE DELL'AZIONE DELLA NEVE

La Normativa Tecnica per le Costruzioni vigente del 2018 prevede l'applicazione del carico da neve sui tetti. In particolare il sito oggetto di costruzione ricade nella Zona III a cui corrisponde un carico da neve caratteristico pari a 0.60kN/m² per un'altitudine sul livello del mare inferiore a 200m (vedi Figura 18).

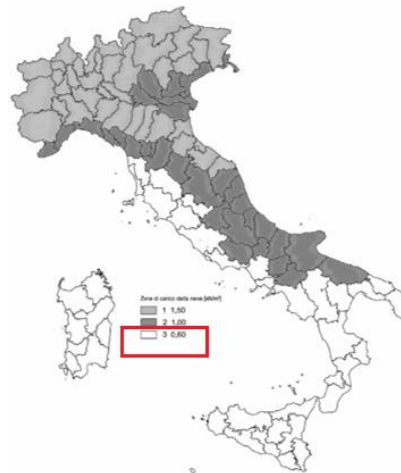


Fig. 3.4.1 - Zone di carico della neve

Figura 18 Zonazione del territorio italiano per il carico da Neve (NTC2018)

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.2]$$

$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona I - Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.3]$$

$$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.4]$$

$$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona III

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, **Lecco**, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.5]$$

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

La NTC2018 prevede la definizione del Coefficiente di esposizione della struttura nel paragrafo 3.4.4. (Figura 19).

Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
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	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Figura 19 Coefficiente di esposizione (NTC2018)

Definito il coefficiente di esposizione C_E e sapendo che l'inclinazione del tetto di copertura è di 0 gradi è stato stimato il carico da neve di progetto q_s pari a 0,48 kN/m² come riporta la Tabella 6.

Tabella 6 Stima del carico da neve

Zona.neve	III	
a_s [m]	60	altitudine sul livello del mare
$a_{s.lim}$ [m]	200	
q_{sk} [kN/m ²]	0,6	carico da neve caratteristico da zona
α_1 [°]	0	inclinazione della falda 1
μ	0,80	coefficiente di forma della falda
C_E	1	Coefficiente di esposizione
C_t	1	Coefficiente termico
q_s [kN/m ²]	0,48	Carico da neve sulla falda

Il carico da neve stimato è pari a 0,50 kN/m² ma si adotta un carico da 1 kN/m² per tenere contro dell'aggravio dovuto al carico da manutenzione in copertura.

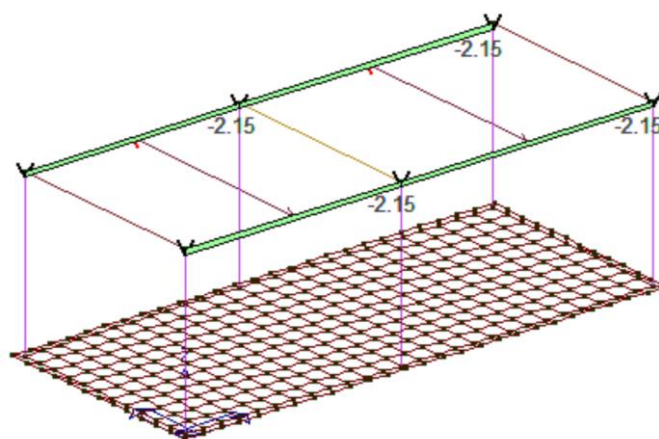
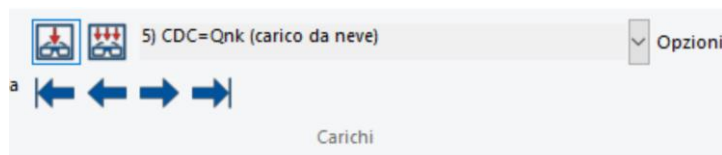


Figura 20 carico neve + manutenzione

9.4. DEFINIZIONE DEL CARICO DA VENTO

Il vento esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali, come in questo caso, tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti definite nel cap. 3.3 della Normativa Tecnica per le Costruzioni 2018.

I parametri che entrano in gioco per la modellazione delle azioni orizzontali da vento sono essenzialmente:

- Velocità di base di riferimento (V_b) in funzione del sito e del coefficiente di altitudine (c_a);
- Velocità di riferimento (V_r) in funzione del periodo di ritorno di progetto (T_R);
- Coefficiente di esposizione;
- Coefficiente di pressione;
- Coefficiente dinamico
- Pressione cinetica di riferimento

Attraverso tali parametri è possibile valutare la pressione del vento secondo la formula definita nel paragrafo 3.3.4 delle NTC2018.

Si riportano qui di seguito i settaggi per la valutazione delle azioni di vento di progetto.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Fig. 3.3.1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

ZONE 1,2,3,4,5						
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						

Si riportano qui di seguito i valori numerici di calcolo.

Tabella 7 parametri per azione del vento

Zona.vento	3	
a_s [m]	60	altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione
$V_{b,0}$ [m/s]	27	
a_0 [m]	500	
K_s	0,37	
c_a	1	coefficiente di altitudine
V_b [m/s]	27	Velocità di base di riferimento
T_R [anni]	50	periodo di ritorno
c_r	1,0007	coefficiente di ritorno
V_r [m/s]	27,02	velocità di riferimento
ρ [kg/m ³]	1,25	densità dell'aria
q_r [N/m ²]	456,29	pressione cinetica di riferimento
	C	Classe di rugosità del terreno
	2	Categoria di esposizione del sito (I,II,III,IV,V =1,2,3,4,5)
K_r	0,19	
Z_0 [m]	0,05	
Z_{min} [m]	4	
c_t	1	coefficiente di topografia (posto pari a 1 per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane)
c_d	1	coefficiente dinamico
c_f	0,01	coefficiente d'attrito

Si riporta qui di seguito l'andamento grafico della pressione del vento di progetto in funzione dell'altezza Z.

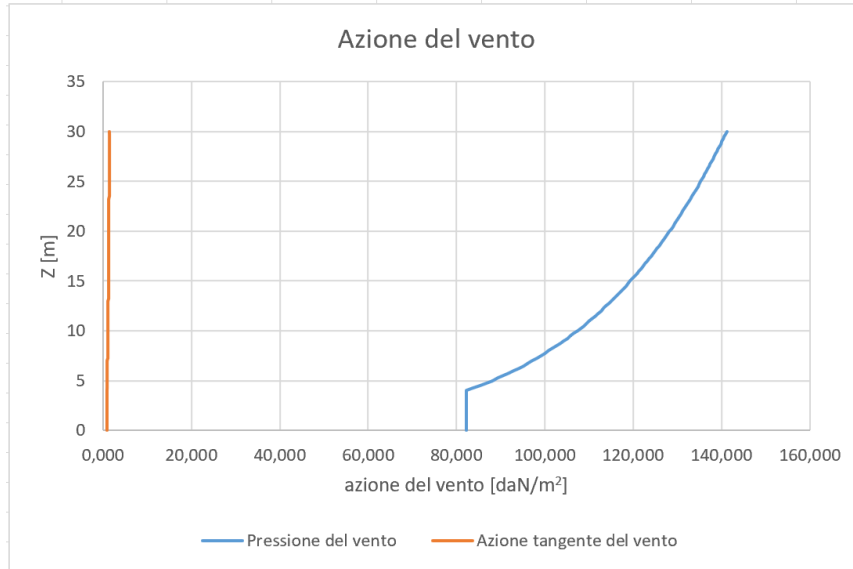


Figura 21 Andamento dell'azione del vento

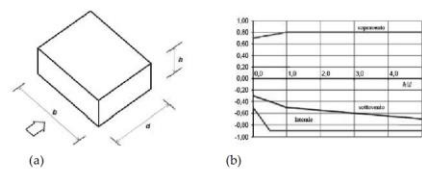
La struttura è alta 3,40m circa e, pertanto, l'azione del vento è pari a

$$p = q_r * c_e(Z) * c_f = 82,15 \text{ daN/m}^2 = 0,82 \text{ kN/m}^2$$

Per le superfici piane viene utilizzato il paragrafo C3.3.8.1.1 della Circolare della NTC2018.

C3.3.8.1.1 Pareti verticali

I coefficienti globali c_{pe} da assumere sulle pareti di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.2 e in Tabella C3.3.1



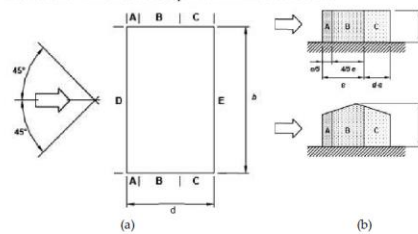
a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare, b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

Tabella C3.3.1: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

Faccia sopravvento	$C_{U1} = 2,0$	$C_{U1} = 1,5$
$h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - -0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

I coefficienti locali $c_{pe,10}$ e di dettaglio $c_{pe,1}$ da assumere sulle pareti di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura, C3.3.3 e in Tabella C3.3.II, il valore della dimensione e è pari al minimo tra b e 2h.



a) Schema planimetrico di riferimento b) Suddivisione delle pareti verticali di edificio a pianta rettangolare in zone di uguale pressione (prospetti laterali)

Figura C3.3.3

Pe $h/d < 1$ si ottiene che C_p sopravvento è pari a 0,80 mentre, per sottovento si adotta c_p pari a 0,40.

Qui di seguito l'applicazione delle spinte orizzontali dal vento (W+x, W-x, W+y, W-y).

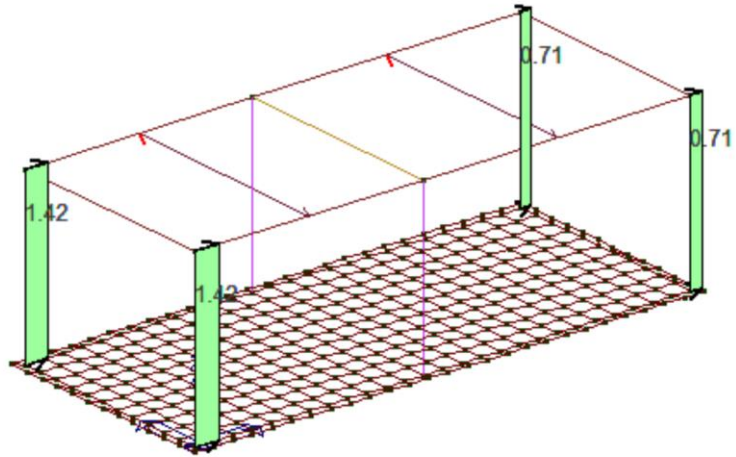
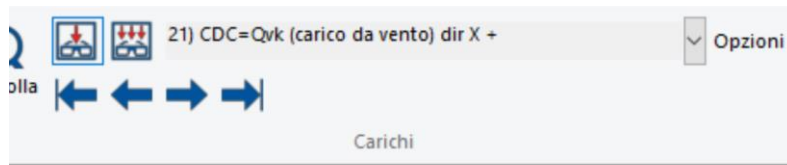


Figura 22 W+x

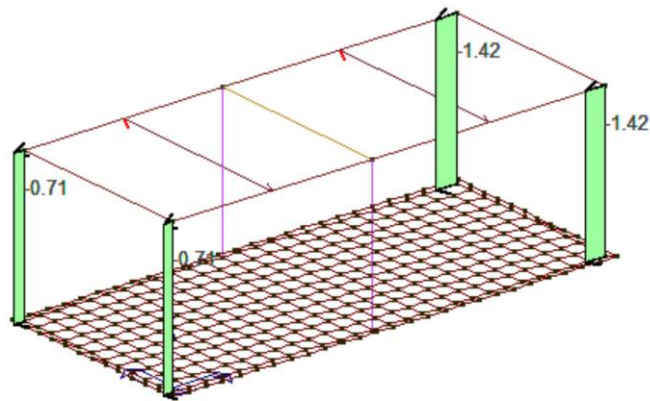
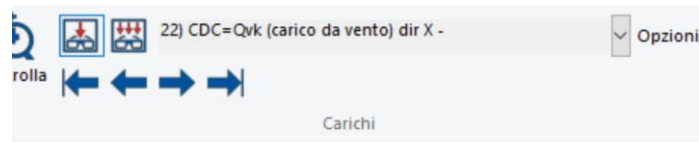


Figura 23 W-x

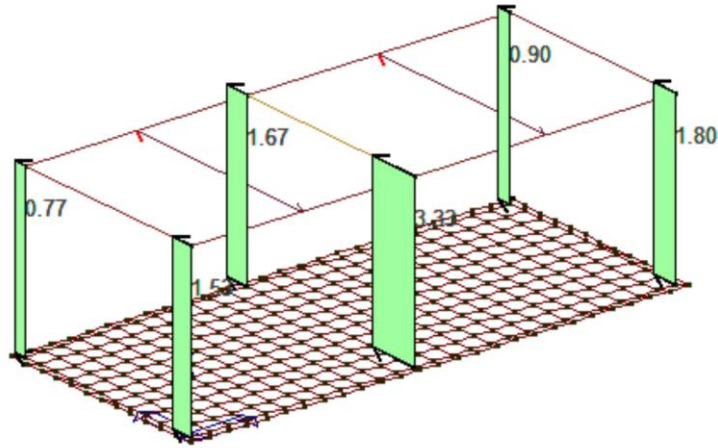


Figura 24 W+y

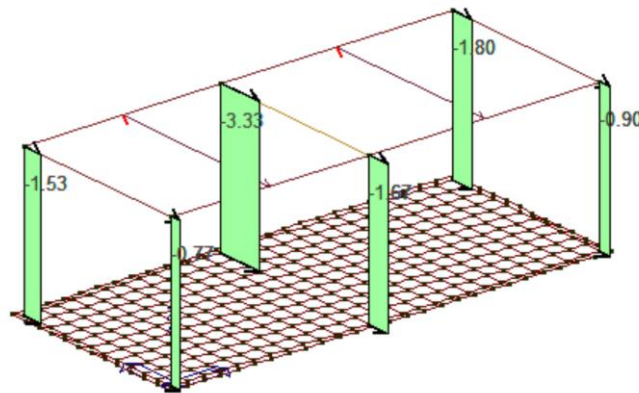


Figura 25 W-y

9.5. DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA MEDIANTE SPETTRI DI PROGETTO S.L.U E S.L.E

L’azione sismica sulle costruzioni è stata valutata a partire dalla “pericolosità sismica di base”, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell’intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/> (Figura 26). Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si è operato come indicato nell’ allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L’ azione sismica è stata definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d’uso (vedi Tabella 8).

Nel caso in esame, si adotta una classe d’uso II.

2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

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

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

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{vr} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi Tabella 10):

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Tabella 8 Parametri della struttura

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita V_n [anni]	Coeff. Uso	Periodo V_r [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50.0	1.0	50.0	C	T1

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_t$ (3.2.3)
- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale
- F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale
- T_b è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.
- T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.
- T_d è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

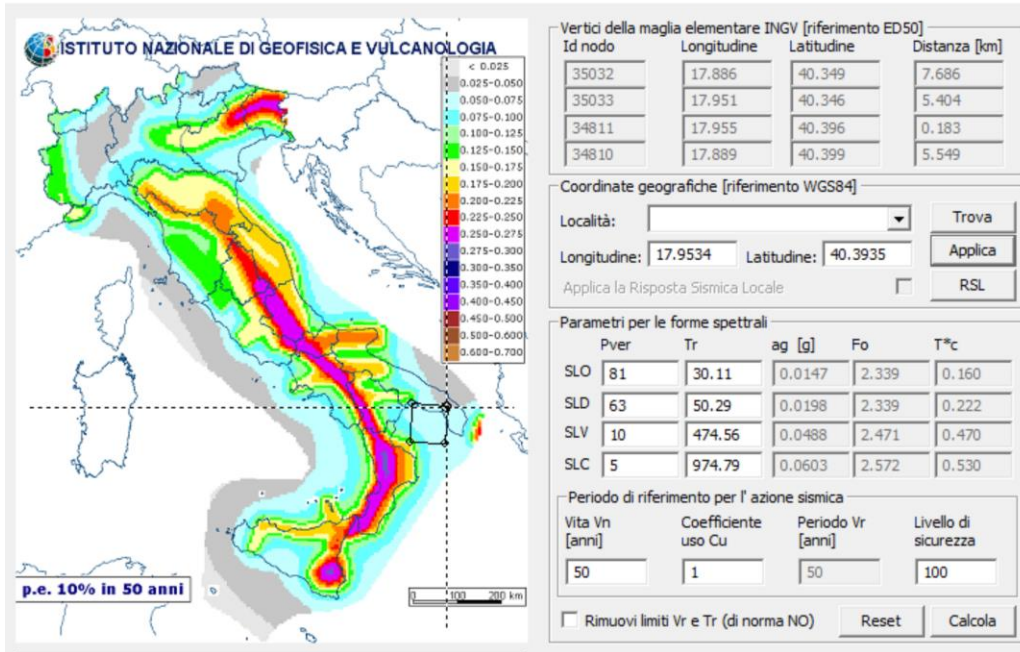


Figura 26 Sito di riferimento nella mappa dell'INGV: Salice S.no-Guagnano

Tabella 9 posizione della maglia di interpolazione del sito di riferimento:

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza
			Km
Loc.	17.953	40.394	
35032	17.886	40.349	7.686
35033	17.951	40.346	5.404
34811	17.955	40.396	0.183
34810	17.889	40.399	5.549

Tabella 10 Parametri sismici del sito di riferimento

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	30.1	0.015	2.339	0.160
SLD	63.0	50.3	0.020	2.339	0.222
SLV	10.0	474.6	0.049	2.471	0.470
SLC	5.0	974.8	0.060	2.572	0.530

Tabella 11 Parametri degli spettri elastici

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec
SLO	0.015	1.500	2.339	0.383	0.103	0.308	1.659
SLD	0.020	1.500	2.339	0.444	0.128	0.383	1.679
SLV	0.049	1.500	2.471	0.737	0.211	0.633	1.795
SLC	0.060	1.500	2.572	0.853	0.229	0.686	1.841

Gli spettri elastici orizzontali valutati sono:

SLO: Stato Limite di Operatività

SLD: Stato Limite di Danno

SLV: Stato Limite di Salvaguardia della Vita

SLC: Stato Limite di Collasso

Gli spettri elastici sono riportati nella figura seguente.

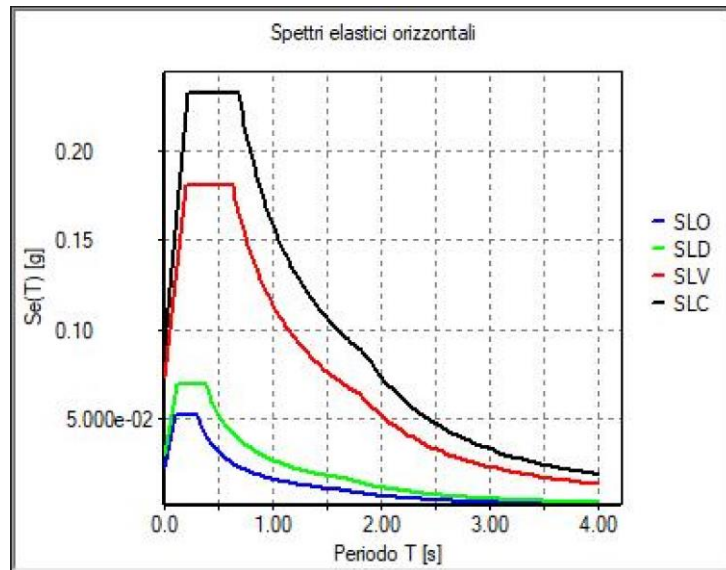


Figura 27 spettri elastici

Una volta definita la classe d'uso della costruzione come mostra la Figura 28, si è passati alla valutazione del fattore di comportamento così come prevede il cap. 7 delle NTC2018 per le costruzioni in cemento e acciaio.

Figura 28 Classe d'uso II

Identificata la classe d'uso si è passati alla fase successiva: calcolo dei fattori di comportamento.

Calcolo dei fattori di comportamento secondo il D.M. 17/01/2018

La costruzione è caratterizzata da non regolarità in pianta e regolarità in altezza ed è progettata considerando un comportamento non dissipativo (ND) essendo che

$$ag * S = 0,049 * 1,50 = 0,073g < 0,075g$$

7.0. GENERALITÀ

Il presente capitolo disciplina la progettazione e la costruzione delle nuove opere soggette anche all'azione sismica. Le sue indicazioni sono da considerarsi aggiuntive e non sostitutive di quelle riportate nei Capitoli 4, 5 e 6; si deve inoltre far sempre riferimento a quanto indicato nel Capitolo 2, per la valutazione della sicurezza, e nel Capitolo 3, per la valutazione dell'azione sismica.

Le costruzioni caratterizzate, nei confronti dello *SLV*, da $a_g S \leq 0,075g$, in cui *S* è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima per il suddetto *SLV* su sito di riferimento rigido, possono essere progettate e verificate come segue:

- si considera la combinazione di azioni definita nel § 2.5.3, applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dall'espressione [7.3.7] assumendo $F_h = 0,10 W \lambda$ per tutte le tipologie strutturali, essendo λ definito al §7.3.3.2;
- si richiede la sola verifica nei confronti dello *SLV*;
- si utilizza in generale una "progettazione per comportamento strutturale non dissipativo", quale definita nel § 7.2.2; qualora si scelga una "progettazione per comportamento strutturale dissipativo", quale definita nel § 7.2.2, si possono impiegare, in classe di duttilità CD"B", valori unitari per i coefficienti γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.1;
- ad eccezione del caso di edifici fino a due piani, considerati al di sopra della fondazione o della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, gli orizzontamenti devono rispettare i requisiti di rigidezza e resistenza di cui al § 7.2.2.

Le strutture dotate di bassa resistenza e rigidezza torsionale sono definite deformabili torsionalmente, questo significa che la marcata eccentricità tra il baricentro della massa e quello della rigidezza può provocare amplificazioni significative degli effetti legati alle azioni sismiche.

Per queste strutture il comportamento duttile è fortemente penalizzato, per tenere conto di questo aspetto la normativa impone una sensibile riduzione del fattore di comportamento q che si traduce nel conseguente incremento dell'azione sismica di progetto.

Pertanto diventa fondamentale essere in grado di determinare se la struttura possa essere classificata come deformabile torsionalmente o meno, ed eventualmente intervenire modificando la geometria o la disposizione degli elementi strutturali principali.

La progettazione con le NTC 2018 prevede il controllo del rapporto $(r/l_s)^2$, il cui valore limite deve essere pari almeno ad 1 per evitare che il comportamento sia deformabile torsionalmente.

strutture deformabili torsionalmente, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r^2/l_s^2 \geq 1$, nella quale:

r^2 = raggio torsionale al quadrato è, per ciascun piano, il rapporto tra la rigidezza torsionale rispetto al centro di rigidezza laterale e la maggiore tra le rigidezze laterali, tenendo conto dei soli elementi strutturali primari, per strutture a telaio o a pareti (purché snelle e a deformazione prevalentemente flessionale), r^2 può essere valutato, per ogni piano, riferendosi ai momenti d'inerzia flessionali delle sezioni degli elementi verticali primari.

l_s^2 = per ogni piano, è il rapporto fra il momento d'inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa del piano e la massa stessa del piano; nel caso di piano a pianta rettangolare $l_s^2 = (L^2 + B^2)/12$, essendo *L* e *B* le dimensioni in pianta del piano.

La circolare applicativa del 21 Gennaio 2019 modifica parzialmente questo aspetto introducendo un metodo alternativo per la determinazione del comportamento torsionale della struttura, attraverso il rapporto tra i periodi dei modi di vibrare *T* e *T_θ*:

Alternativamente l'individuazione delle strutture deformabili torsionalmente può essere effettuata valutando il rapporto Ω tra i periodi dei modi di vibrare:

$$\Omega = \frac{T}{T_{\theta}} \quad [C7.4.2]$$

dove:

T Periodo traslazionale disaccoppiato;

T_θ Periodo torsionale disaccoppiato.

Se Ω è maggiore di 1 la risposta è principalmente traslazionale, se inferiore ad 1 la risposta è dominata da un comportamento torsionale, dunque la struttura viene classificata come deformabile torsionalmente.

Qui di seguito il calcolo di $(r/l_s)^2$.

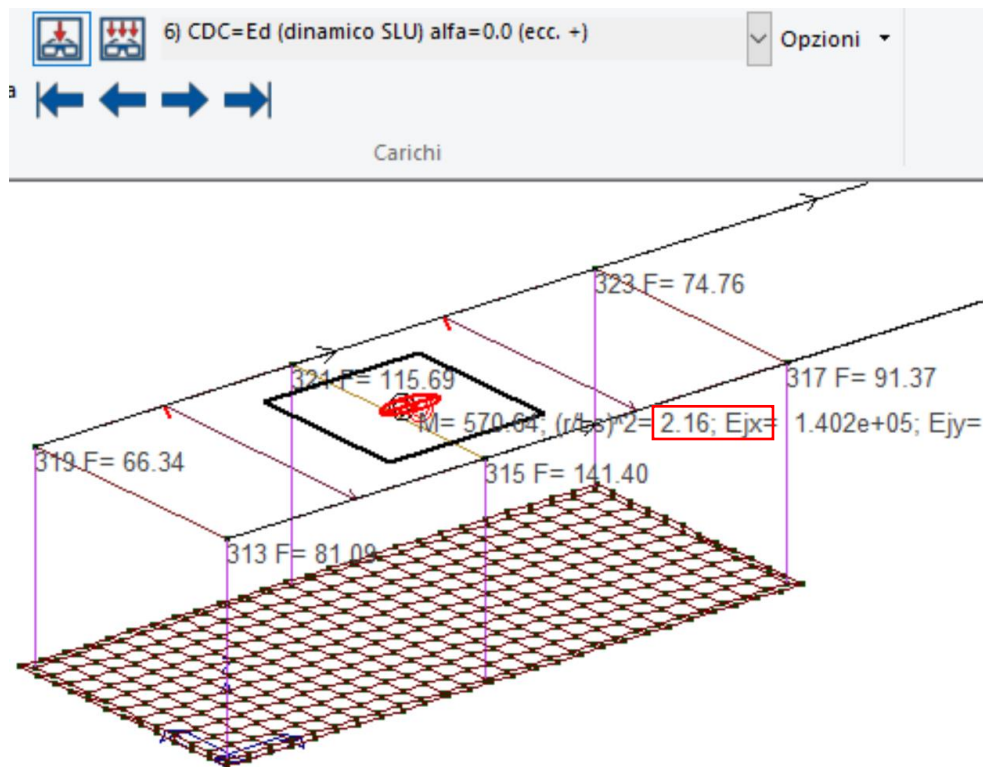


Figura 29 $(r/l s)^2$

L'immagine precedente mostra che il rapporto $(r/l s)^2$ è maggiore di 1. Pertanto la struttura non è deformabile torsionalmente secondo NTC2018.

Prendendo in riferimento la Circolare, dall'analisi dinamica lineare (i cui parametri sono indicati successivamente) si ottiene che:

- $T = 0,40s$
- $T\theta = 0,25s$ (con maggiore massa torcente)

Tabella analisi dinamiche

CDC	Modo	Frequ...	Periodo	X M eff...	%	Y M eff...	%	Z M eff...	%	RZ M ...	%	Energi...	Fatt. eta
6	1	2.52	0.40	0.12	0	51017....	89	0.00	0	1636.42	0	0.00	1.00
6	2	3.37	0.30	53046....	92	0.35	0	0.23	0	27115....	2	0.00	1.00
6	3	4.04	0.25	631.50	1	5.24	0	0.01	0	10260...	96	0.00	1.00
6	4	8.31	0.12	3084.25	5	0.00	0	3656.30	6	11.03	0	0.00	1.00
6	5	8.75	0.11	0.00	0	6001.16	10	0.16	0	0.91	0	0.00	1.00
6	6	8.82	0.11	255.65	0	0.01	0	50693....	88	0.64	0	0.00	1.00
6	7	12.60	0.08	46.37	0	0.00	0	2713.57	4	0.03	0	0.00	1.00
6	8	12.98	0.08	0.03	0	0.00	0	0.02	0	13530....	1	0.00	1.00
6	9	18.07	0.06	0.00	0	39.07	0	0.00	0	0.00	0	0.00	1.00

Si ottiene, quindi che:

$$\Omega = T / T\theta = 1,60 > 1$$

Il valore ottenuto è maggiore dell'unità, pertanto, la circolare classifica questa struttura come "non deformabile torsionalmente".

A valle dei due risultati si definisce che: la struttura non è deformabile torsionalmente.

Caratteristiche costruzione	
Tipo di costruzione	Nuova
Costruzione regolare in pianta	<input checked="" type="checkbox"/>
Costruzione regolare in altezza	<input checked="" type="checkbox"/>
Fattore di regolarità Kr =	1.0
Capacità dissipativa	Comportamento non dissipativo (ND)
Parametri fattore in direzione x e y	
Sistema costruttivo	Calcestruzzo
Tipologia strutturale	Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste
Fattore pareti Kw =	1.000
Definizione rapporto au/a1	Valore come da normativa
Riferimento normativo au/a1	Strutture a telaio di un piano
Valore au/a1 =	1.100
Valore base fattore q0 =	3.300 (3.000 au/a1)
Fattore dissipativo qd =	3.300 (q0 x Kw x Kr)
Fattore non dissipativo qnd =	1.500 (2/3 x qd <= 1.5)
Fattori di comportamento utilizzati	
Dissipativi	
q SLU x =	3.300
q SLU y =	3.300
q SLU z =	1.500
Non dissipativi	
q SLU x =	1.500
q SLU y =	1.500
q SLU z =	1.500

Figura 30 calcolo fattori di comportamento

I fattori di comportamento calcolati per una “struttura a telaio” non dissipativa assumono il valore di 1,50. Qui di seguito lo spettro di progetto.

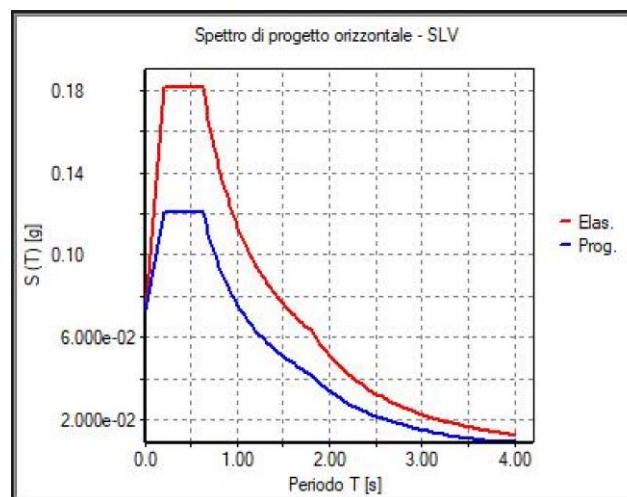


Figura 31 spettro SLV di progetto

10.DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

Il programma consente l'applicazione di diverse tipologie di casi di carico.

Sono previsti i seguenti 12 tipi di casi di carico:

	Sigla	Tipo	Descrizione
1	Ggk	A	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk	NA	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	NA	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	A	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	SA	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	NA	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	Pk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

Sono di tipo automatico A (ossia non prevedono introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico: 1-Ggk; 4-Gsk; 5-Qsk; 6-Qnk.

Sono di tipo semi-automatico SA (ossia prevedono una minima introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico:

7-Qtk, in quanto richiede solo il valore della variazione termica;

9-Esk e 10-Edk, in quanto richiedono il valore dell'angolo di ingresso del sisma e l'individuazione dei casi di carico partecipanti alla definizione delle masse.

Sono di tipo non automatico NA ossia prevedono la diretta applicazione di carichi generici agli elementi strutturali (si veda il precedente punto Modellazione delle Azioni) i restanti casi di carico.

Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso:

Numero Tipo e Sigla identificativa, Valore di riferimento del caso di carico (se previsto).

In successione, per i casi di carico non automatici, viene riportato l'elenco di nodi ed elementi direttamente caricati con la sigla identificativa del carico.

Per i casi di carico di tipo sismico Edk, viene riportata la tabella di definizione delle masse: per ogni caso di carico partecipante alla definizione delle masse viene indicata la relativa aliquota (partecipazione) considerata.

CDC	Tipo	Sigla Id	Note	Per non automatici:
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)		
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)		
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)		
4	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)		
5	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)		
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
			partecipazione:1.00 per 4 CDC=Qsk (variabile solai)	
			partecipazione:1.00 per 5 CDC=Qnk (carico da neve)	
			partecipazione:1.00 per 14 CDC=G2k_parapetti, tamponature, tramezzi	
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico	
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico	
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico	
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico	
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico	
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico	
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico	
14	Gk	CDC=G2k_parapetti, tamponature, tramezzi	Azioni applicate: [9] G2_parapetto - DG:Fzi=-3.50 Fzf=-3.50	Ad elementi: D2: 1 # 3, 11 # 13
15	Qk	CDC=Qk (macchinari)	Azioni applicate:	Ad elementi:
16	Gk	CDC=G2k_spinta delle terre	Azioni applicate:	Ad elementi:
17	Etk	CDC=Etk (inc. sp. terreno) SLV dir + alfa=0.0	Azioni applicate:	Ad elementi:
18	Etk	CDC=Etk (inc. sp. terreno) SLV dir - alfa=0.0	Azioni applicate:	Ad elementi:
19	Etk	CDC=Etk (inc. sp. terreno) SLV dir + alfa=90.00	Azioni applicate:	Ad elementi:
20	Etk	CDC=Etk (inc. sp. terreno) SLV dir - alfa=90.00	Azioni applicate:	Ad elementi:
21	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) dir X +	Azioni applicate: [7] QVK PAN ++ vento*0.4 - P3:p= 3.300e-03	Ad elementi: Pannelli: 5
22	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) dir X -	Azioni applicate: [8] QVK PAN -- vento*0.4 - P3:p= 3.300e-03	Ad elementi: Pannelli: 5
23	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) dir Y +	Azioni applicate: [7] QVK PAN ++ vento*0.4 - P3:p= 3.300e-03	Ad elementi: Pannelli: 3 # 4, 6 # 7
24	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) dir Y -	Azioni applicate: [8] QVK PAN -- vento*0.4 - P3:p= 3.300e-03	Ad elementi: Pannelli: 3 # 4, 6 # 7

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente. Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: Numero, Tipo, Sigla identificativa. Una seconda tabella riporta il peso nella combinazione assunto per ogni caso di carico.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente 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 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 e di esercizio connessi all'azione sismica E

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

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

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini, ...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30kN$)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30kN$)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota ≤ 1000 m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2018 Tabella 2.6.I

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	γG_1	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	γG_2	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γQ_i	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 1	
2	SLU	Comb. SLU A1 2	
3	SLU	Comb. SLU A1 3	
4	SLU	Comb. SLU A1 4	
5	SLU	Comb. SLU A1 5	
6	SLU	Comb. SLU A1 6	
7	SLU	Comb. SLU A1 7	
8	SLU	Comb. SLU A1 8	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
9	SLU	Comb. SLU A1 9	
10	SLU	Comb. SLU A1 10	
11	SLU	Comb. SLU A1 11	
12	SLU	Comb. SLU A1 12	
13	SLU	Comb. SLU A1 13	
14	SLU	Comb. SLU A1 14	
15	SLU	Comb. SLU A1 15	
16	SLU	Comb. SLU A1 16	
17	SLU	Comb. SLU A1 17	
18	SLU	Comb. SLU A1 18	
19	SLU	Comb. SLU A1 19	
20	SLU	Comb. SLU A1 20	
21	SLU	Comb. SLU A1 21	
22	SLU	Comb. SLU A1 22	
23	SLU	Comb. SLU A1 23	
24	SLU	Comb. SLU A1 24	
25	SLU	Comb. SLU A1 25	
26	SLU	Comb. SLU A1 26	
27	SLU	Comb. SLU A1 27	
28	SLU	Comb. SLU A1 28	
29	SLU	Comb. SLU A1 29	
30	SLU	Comb. SLU A1 30	
31	SLU	Comb. SLU A1 31	
32	SLU	Comb. SLU A1 32	
33	SLU	Comb. SLU A1 33	
34	SLU	Comb. SLU A1 34	
35	SLU	Comb. SLU A1 35	
36	SLU	Comb. SLU A1 36	
37	SLU	Comb. SLU A1 37	
38	SLU	Comb. SLU A1 38	
39	SLU	Comb. SLU A1 39	
40	SLU	Comb. SLU A1 40	
41	SLU	Comb. SLU A1 41	
42	SLU	Comb. SLU A1 42	
43	SLU	Comb. SLU A1 43	
44	SLU	Comb. SLU A1 44	
45	SLU	Comb. SLU A1 45	
46	SLU	Comb. SLU A1 46	
47	SLU	Comb. SLU A1 47	
48	SLU	Comb. SLU A1 48	
49	SLU	Comb. SLU A1 49	
50	SLU	Comb. SLU A1 50	
51	SLU	Comb. SLU A1 51	
52	SLU	Comb. SLU A1 52	
53	SLU	Comb. SLU A1 53	
54	SLU	Comb. SLU A1 54	
55	SLU	Comb. SLU A1 55	
56	SLU	Comb. SLU A1 56	
57	SLU	Comb. SLU A1 57	
58	SLU	Comb. SLU A1 58	
59	SLU	Comb. SLU A1 59	
60	SLU	Comb. SLU A1 60	
61	SLU	Comb. SLU A1 61	
62	SLU	Comb. SLU A1 62	
63	SLU	Comb. SLU A1 63	
64	SLU	Comb. SLU A1 64	
65	SLU	Comb. SLU A1 65	
66	SLU	Comb. SLU A1 66	
67	SLU	Comb. SLU A1 67	
68	SLU	Comb. SLU A1 68	
69	SLU	Comb. SLU A1 69	
70	SLU	Comb. SLU A1 70	
71	SLU	Comb. SLU A1 71	
72	SLU	Comb. SLU A1 72	
73	SLU	Comb. SLU A1 73	
74	SLU	Comb. SLU A1 74	
75	SLU	Comb. SLU A1 75	
76	SLU	Comb. SLU A1 76	
77	SLU	Comb. SLU A1 77	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
78	SLU	Comb. SLU A1 78	
79	SLU	Comb. SLU A1 79	
80	SLU	Comb. SLU A1 80	
81	SLU	Comb. SLU A1 81	
82	SLU	Comb. SLU A1 82	
83	SLU	Comb. SLU A1 83	
84	SLU	Comb. SLU A1 84	
85	SLU	Comb. SLU A1 85	
86	SLU	Comb. SLU A1 86	
87	SLU	Comb. SLU A1 87	
88	SLU	Comb. SLU A1 88	
89	SLU	Comb. SLU A1 89	
90	SLU	Comb. SLU A1 90	
91	SLU	Comb. SLU A1 91	
92	SLU	Comb. SLU A1 92	
93	SLU	Comb. SLU A1 93	
94	SLU	Comb. SLU A1 94	
95	SLU	Comb. SLU A1 95	
96	SLU	Comb. SLU A1 96	
97	SLU	Comb. SLU A1 97	
98	SLU	Comb. SLU A1 98	
99	SLU	Comb. SLU A1 99	
100	SLU	Comb. SLU A1 100	
101	SLU	Comb. SLU A1 101	
102	SLU	Comb. SLU A1 102	
103	SLU	Comb. SLU A1 103	
104	SLU	Comb. SLU A1 104	
105	SLU	Comb. SLU A1 105	
106	SLU	Comb. SLU A1 106	
107	SLU	Comb. SLU A1 107	
108	SLU	Comb. SLU A1 108	
109	SLU	Comb. SLU A1 109	
110	SLU	Comb. SLU A1 110	
111	SLU	Comb. SLU A1 111	
112	SLU	Comb. SLU A1 112	
113	SLU	Comb. SLU A1 113	
114	SLU	Comb. SLU A1 114	
115	SLU	Comb. SLU A1 115	
116	SLU	Comb. SLU A1 116	
117	SLU	Comb. SLU A1 117	
118	SLU	Comb. SLU A1 118	
119	SLU	Comb. SLU A1 119	
120	SLU	Comb. SLU A1 120	
121	SLU	Comb. SLU A1 121	
122	SLU	Comb. SLU A1 122	
123	SLU	Comb. SLU A1 123	
124	SLU	Comb. SLU A1 124	
125	SLU	Comb. SLU A1 125	
126	SLU	Comb. SLU A1 126	
127	SLU	Comb. SLU A1 127	
128	SLU	Comb. SLU A1 128	
129	SLU	Comb. SLU A1 129	
130	SLU	Comb. SLU A1 130	
131	SLU	Comb. SLU A1 131	
132	SLU	Comb. SLU A1 132	
133	SLU	Comb. SLU A1 133	
134	SLU	Comb. SLU A1 134	
135	SLU	Comb. SLU A1 135	
136	SLU	Comb. SLU A1 136	
137	SLU	Comb. SLU A1 137	
138	SLU	Comb. SLU A1 138	
139	SLU	Comb. SLU A1 139	
140	SLU	Comb. SLU A1 140	
141	SLU	Comb. SLU A1 141	
142	SLU	Comb. SLU A1 142	
143	SLU	Comb. SLU A1 143	
144	SLU	Comb. SLU A1 144	
145	SLU	Comb. SLU A1 145	
146	SLU	Comb. SLU A1 146	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
147	SLU	Comb. SLU A1 147	
148	SLU	Comb. SLU A1 148	
149	SLU	Comb. SLU A1 149	
150	SLU	Comb. SLU A1 150	
151	SLU	Comb. SLU A1 151	
152	SLU	Comb. SLU A1 152	
153	SLU	Comb. SLU A1 153	
154	SLU	Comb. SLU A1 154	
155	SLU	Comb. SLU A1 155	
156	SLU	Comb. SLU A1 156	
157	SLU	Comb. SLU A1 157	
158	SLU	Comb. SLU A1 158	
159	SLU	Comb. SLU A1 159	
160	SLU	Comb. SLU A1 160	
161	SLU	Comb. SLU A1 161	
162	SLU	Comb. SLU A1 162	
163	SLU	Comb. SLU A1 163	
164	SLU	Comb. SLU A1 164	
165	SLU	Comb. SLU A1 165	
166	SLU	Comb. SLU A1 166	
167	SLU	Comb. SLU A1 167	
168	SLU	Comb. SLU A1 168	
169	SLU	Comb. SLU A1 169	
170	SLU	Comb. SLU A1 170	
171	SLU	Comb. SLU A1 171	
172	SLU	Comb. SLU A1 172	
173	SLU	Comb. SLU A1 173	
174	SLU	Comb. SLU A1 174	
175	SLU	Comb. SLU A1 175	
176	SLU	Comb. SLU A1 176	
177	SLU	Comb. SLU A1 177	
178	SLU	Comb. SLU A1 178	
179	SLU	Comb. SLU A1 179	
180	SLU	Comb. SLU A1 180	
181	SLU	Comb. SLU A1 181	
182	SLU	Comb. SLU A1 182	
183	SLU	Comb. SLU A1 183	
184	SLU	Comb. SLU A1 184	
185	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 185	
186	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 186	
187	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 187	
188	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 188	
189	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 189	
190	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 190	
191	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 191	
192	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 192	
193	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 193	
194	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 194	
195	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 195	
196	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 196	
197	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 197	
198	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 198	
199	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 199	
200	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 200	
201	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 201	
202	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 202	
203	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 203	
204	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 204	
205	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 205	
206	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 206	
207	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 207	
208	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 208	
209	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 209	
210	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 210	
211	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 211	
212	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 212	
213	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 213	
214	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 214	
215	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 215	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
216	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 216	
217	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 217	
218	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 218	
219	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 219	
220	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 220	
221	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 221	
222	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 222	
223	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 223	
224	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 224	
225	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 225	
226	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 226	
227	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 227	
228	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 228	
229	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 229	
230	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 230	
231	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 231	
232	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 232	
233	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 233	
234	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 234	
235	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 235	
236	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 236	
237	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 237	
238	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 238	
239	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 239	
240	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 240	
241	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 241	
242	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 242	
243	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 243	
244	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 244	
245	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 245	
246	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 246	
247	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 247	
248	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 248	
249	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 249	
250	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 250	
251	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 251	
252	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 252	
253	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 253	
254	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 254	
255	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 255	
256	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 256	
257	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 257	
258	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 258	
259	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 259	
260	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 260	
261	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 261	
262	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 262	
263	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 263	
264	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 264	
265	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 265	
266	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 266	
267	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 267	
268	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 268	
269	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 269	
270	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 270	
271	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 271	
272	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 272	
273	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 273	
274	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 274	
275	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 275	
276	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 276	
277	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 277	
278	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 278	
279	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 279	
280	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 280	
281	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 281	
282	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 282	
283	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 283	
284	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 284	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
285	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 285	
286	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 286	
287	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 287	
288	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 288	
289	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 289	
290	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 290	
291	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 291	
292	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 292	
293	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 293	
294	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 294	
295	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 295	
296	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 296	
297	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 297	
298	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 298	
299	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 299	
300	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 300	
301	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 301	
302	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 302	
303	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 303	
304	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 304	
305	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 305	
306	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 306	
307	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 307	
308	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 308	
309	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 309	
310	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 310	
311	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 311	
312	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 312	
313	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 313	
314	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 314	
315	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 315	
316	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 316	
317	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 317	
318	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 318	
319	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 319	
320	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 320	
321	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 321	
322	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 322	
323	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 323	
324	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 324	
325	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 325	
326	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 326	
327	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 327	
328	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 328	
329	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 329	
330	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 330	
331	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 331	
332	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 332	
333	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 333	
334	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 334	
335	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 335	
336	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 336	
337	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 337	
338	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 338	
339	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 339	
340	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 340	
341	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 341	
342	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 342	
343	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 343	
344	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 344	
345	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 345	
346	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 346	
347	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 347	
348	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 348	
349	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 349	
350	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 350	
351	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 351	
352	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 352	
353	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 353	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
354	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 354	
355	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 355	

La tabella seguente tabella mostra le combinazioni dei casi di carico con i coefficienti moltiplicativi dei carichi.

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
2	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
3	1.30	1.30	1.50	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
4	1.30	1.30	1.50	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
5	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
6	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
7	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
8	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
9	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
10	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	1.50	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
11	1.00	1.00	0.80	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
12	1.00	1.00	0.80	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	1.50	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
13	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
14	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	1.50	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
15	1.00	1.00	0.80	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
16	1.00	1.00	0.80	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	1.50	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
17	1.30	1.30	1.50	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
18	1.30	1.30	1.50	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
19	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
20	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
21	1.00	1.00	0.80	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
22	1.00	1.00	0.80	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	1.50	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
23	1.00	1.00	0.80	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
24	1.00	1.00	0.80	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	1.50	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
25	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0				
26	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0				
27	1.30	1.30	1.50	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0				
28	1.30	1.30	1.50	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0				
29	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0				
30	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0				

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
167	1.00	1.00	0.80	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90				
168	1.00	1.00	0.80	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	1.50	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90				
169	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
170	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
171	1.30	1.30	1.50	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
172	1.30	1.30	1.50	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
173	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
174	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
175	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
176	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
177	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
178	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	1.50	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
179	1.00	1.00	0.80	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
180	1.00	1.00	0.80	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	1.50	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
181	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
182	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	1.50	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
183	1.00	1.00	0.80	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
184	1.00	1.00	0.80	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	1.50	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
185	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0				
186	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
187	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0				
188	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
189	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0				
190	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
191	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0				
192	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
193	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0				
194	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
195	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0				
196	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
197	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0				
198	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
199	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0				
200	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
337	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00				
338	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00				
339	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00				
340	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00				
341	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
342	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
343	1.00	1.00	1.00	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
344	1.00	1.00	1.00	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
345	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.90	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
346	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0				
347	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0				
348	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0				
349	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0				
350	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0				
351	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0				
352	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20				
353	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20				
354	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
355	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				

11.ANALISI MODALE

Il primo passo per la determinazione delle caratteristiche delle sollecitazioni è stato quello di identificare i modi di vibrare della struttura. In particolare attraverso questa analisi dinamica lineare è stato possibile definire i periodi propri della struttura e le masse partecipanti corrispondenti per ogni caso di carico sismico definito in precedenza (5-6-7-8-9-10-11-12-13). Questo è stato possibile grazie alla definizione delle geometrie degli elementi strutturali, nonché dei materiali che li costituiscono in termini di masse e rigidezze. Le tabelle riportate in questo paragrafo mostrano appunto i risultati dell'analisi modale. Da queste è possibile notare che per ogni caso di carico i modi di vibrare risultano essere quasi coincidenti. Pertanto si riportano in via rappresentativa le deformate modali principali del caso di carico dinamico numero 6.

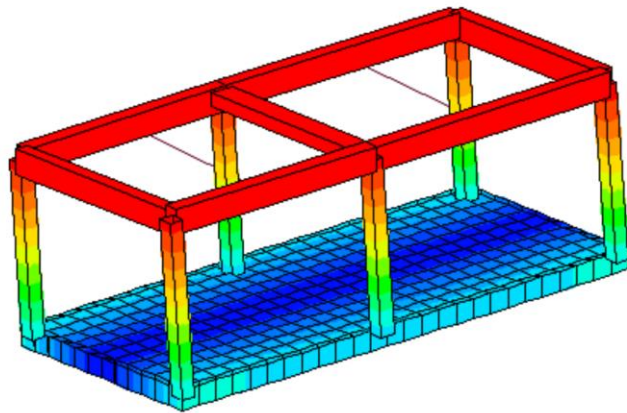
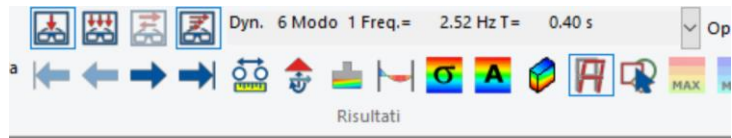


Figura 32 primo modo

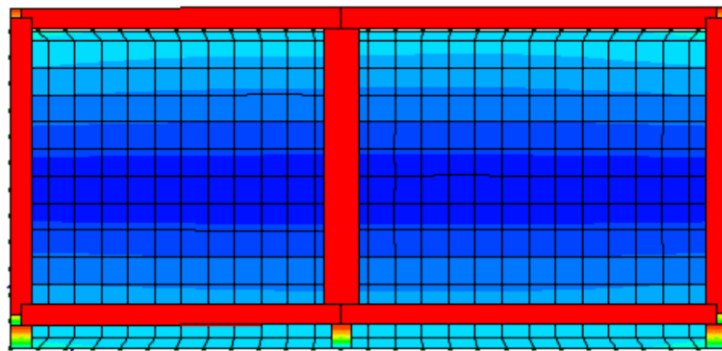
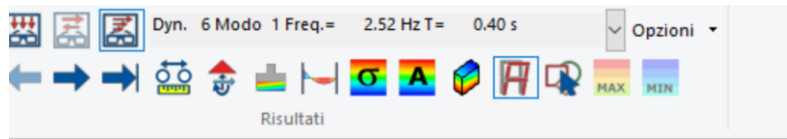


Figura 33 primo modo: pianta

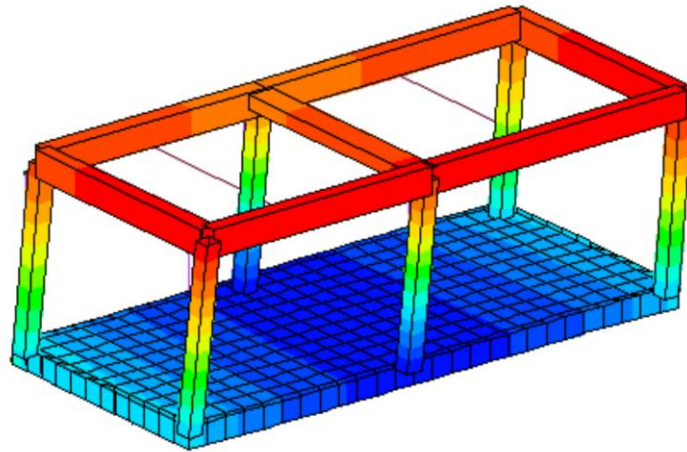
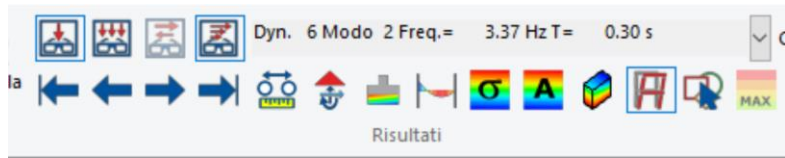


Figura 34 secondo modo

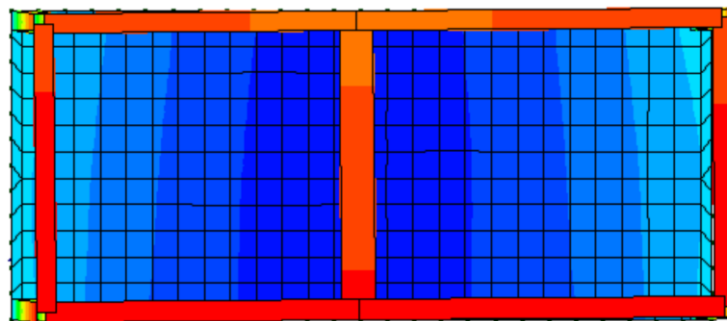


Figura 35 secondo modo: pianta



Figura 36 terzo modo

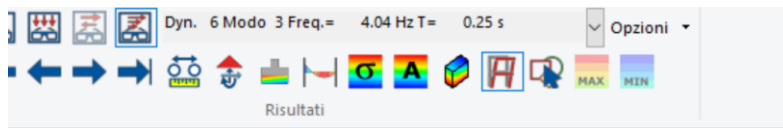


Figura 37 terzo modo: pianta

Si riportano in forma tabellare i risultati dell'analisi modale per ogni caso di carico dinamico.

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.121 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.296 s
			fattore q: 1.500
			amplificazione ND (non dissipativi): 1.000
			fattore per spost. mu d: 2.068
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	kN	m	m	m	m	m	m			
3.36	570.64	5.04	2.15	0.0	-0.21	4.92	2.15	2.157	0.025	0.0
Risulta	570.64									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	kN		kN		kN			
1	2.520	0.397	0.121	1.17e-03	2.06e-04	510.18	89.4	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.374	0.296	0.121	530.46	93.0	3.48e-03	6.10e-04	2.29e-03	4.02e-04	0.0	0.0
3	4.037	0.248	0.121	6.31	1.1	0.05	9.19e-03	1.06e-04	1.86e-05	0.0	0.0
4	8.313	0.120	0.100	30.84	5.4	4.41e-05	7.73e-06	36.56	6.4	0.0	0.0
5	8.754	0.114	0.099	1.21e-05	2.12e-06	60.01	10.5	1.63e-03	2.86e-04	0.0	0.0
6	8.820	0.113	0.099	2.56	0.4	1.47e-04	2.58e-05	506.94	88.8	0.0	0.0
7	12.600	0.079	0.091	0.46	8.13e-02	0.0	0.0	27.14	4.8	0.0	0.0
8	12.984	0.077	0.090	3.31e-04	5.81e-05	2.05e-05	3.60e-06	1.63e-04	2.86e-05	0.0	0.0
9	18.071	0.055	0.086	0.0	0.0	0.39	6.85e-02	0.0	0.0	0.0	0.0
Risulta				570.64		570.64		570.64			
In percentuale				100.00		100.00		100.00			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.121 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.296 s
			fattore q: 1.500
			amplificazione ND (non dissipativi): 1.000
			fattore per spost. mu d: 2.068
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	kN	m	m	m	m	m	m			
3.36	570.64	5.04	2.15	0.0	0.21	4.92	2.15	2.157	0.025	0.0
Risulta	570.64									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	kN		kN		kN			
1	2.520	0.397	0.121	1.17e-03	2.06e-04	510.18	89.4	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.374	0.296	0.121	530.46	93.0	3.48e-03	6.10e-04	2.29e-03	4.02e-04	0.0	0.0
3	4.037	0.248	0.121	6.31	1.1	0.05	9.19e-03	1.06e-04	1.86e-05	0.0	0.0
4	8.313	0.120	0.100	30.84	5.4	4.16e-05	7.30e-06	36.56	6.4	0.0	0.0
5	8.754	0.114	0.099	8.78e-06	1.54e-06	60.01	10.5	2.09e-03	3.66e-04	0.0	0.0
6	8.820	0.113	0.099	2.56	0.4	1.96e-04	3.44e-05	506.94	88.8	0.0	0.0
7	12.600	0.079	0.091	0.46	8.13e-02	0.0	0.0	27.14	4.8	0.0	0.0
8	12.984	0.077	0.090	3.31e-04	5.80e-05	2.05e-05	3.60e-06	1.68e-04	2.95e-05	0.0	0.0
9	18.071	0.055	0.086	0.0	0.0	0.39	6.85e-02	0.0	0.0	0.0	0.0
Risulta				570.64		570.64		570.64			
In percentuale				100.00		100.00		100.00			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.121 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.399 s
			fattore q: 1.500

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			amplificazione ND (non dissipativi): 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.793
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	kN	m	m	m	m	m	m			
3.36	570.64	5.04	2.15	0.51	0.0	4.92	2.15	2.157	0.025	0.0
Risulta	570.64									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x %	M efficace Y x %	M efficace Z x %	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	kN	kN	kN		
1	2.507	0.399	0.121	0.0	508.19	89.1	0.0	0.0
2	3.384	0.296	0.121	536.81	94.1	0.0	2.37e-03	4.14e-04
3	4.046	0.247	0.121	0.0	0.0	2.01	0.4	0.0
4	8.313	0.120	0.100	30.82	5.4	0.0	0.0	36.46
5	8.764	0.114	0.099	0.0	0.0	60.04	10.5	1.00e-05
6	8.820	0.113	0.099	2.55	0.4	1.23e-06	0.0	507.04
7	12.600	0.079	0.091	0.46	8.12e-02	0.0	0.0	27.14
8	12.985	0.077	0.090	0.0	0.0	9.82e-04	1.72e-04	0.0
9	18.071	0.055	0.086	0.0	0.0	0.39	6.87e-02	0.0
Risulta				570.64		570.64		570.64
In percentuale				100.00		100.00		100.00

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.121 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.398 s
			fattore q: 1.500
			amplificazione ND (non dissipativi): 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.796
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	kN	m	m	m	m	m	m			
3.36	570.64	5.04	2.15	-0.51	0.0	4.92	2.15	2.157	0.025	0.0
Risulta	570.64									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x %	M efficace Y x %	M efficace Z x %	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	kN	kN	kN		
1	2.514	0.398	0.121	0.0	509.33	89.3	0.0	0.0
2	3.384	0.296	0.121	536.81	94.1	0.0	2.37e-03	4.14e-04
3	4.075	0.245	0.121	0.0	0.0	0.89	0.2	0.0
4	8.313	0.120	0.100	30.82	5.4	0.0	0.0	36.46
5	8.759	0.114	0.099	0.0	0.0	60.02	10.5	8.32e-06
6	8.820	0.113	0.099	2.55	0.4	1.02e-06	0.0	507.04
7	12.600	0.079	0.091	0.46	8.12e-02	0.0	0.0	27.14
8	12.986	0.077	0.090	0.0	0.0	1.67e-03	2.93e-04	0.0
9	18.070	0.055	0.086	0.0	0.0	0.39	6.84e-02	0.0
Risulta				570.64		570.64		570.64
In percentuale				100.00		100.00		100.00

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.069 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.296 s
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	kN	m	m	m	m	m	m			
3.36	570.64	5.04	2.15	0.0	-0.21	4.92	2.15	2.157	0.025	0.0
Risulta	570.64									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x %	M efficace Y x %	M efficace Z x %	Energia	Energia x v		
	Hz	sec	g	g	g	g				
1	2.520	0.397	0.067	1.17e-03	2.06e-04	510.18	89.4	0.0	0.0	0.0
2	3.374	0.296	0.069	530.46	93.0	3.48e-03	6.10e-04	2.29e-03	4.02e-04	0.0
3	4.037	0.248	0.069	6.31	1.1	0.05	9.19e-03	1.06e-04	1.86e-05	0.0
4	8.313	0.120	0.067	30.84	5.4	4.41e-05	7.73e-06	36.56	6.4	0.0
5	8.754	0.114	0.065	1.21e-05	2.12e-06	60.01	10.5	1.63e-03	2.86e-04	0.0
6	8.820	0.113	0.065	2.56	0.4	1.47e-04	2.58e-05	506.94	88.8	0.0
7	12.600	0.079	0.054	0.46	8.13e-02	0.0	0.0	27.14	4.8	0.0
8	12.984	0.077	0.054	3.31e-04	5.81e-05	2.05e-05	3.60e-06	1.63e-04	2.86e-05	0.0
9	18.071	0.055	0.047	0.0	0.0	0.39	6.85e-02	0.0	0.0	0.0
Risulta				570.64		570.64		570.64		
In percentuale				100.00		100.00		100.00		

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.069 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.296 s
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	kN	m	m	m	m	m	m			
3.36	570.64	5.04	2.15	0.0	0.21	4.92	2.15	2.157	0.025	0.0
Risulta	570.64									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x %	M efficace Y x %	M efficace Z x %	Energia	Energia x v		
	Hz	sec	g	g	g	g				
1	2.520	0.397	0.067	1.17e-03	2.06e-04	510.18	89.4	0.0	0.0	0.0
2	3.374	0.296	0.069	530.46	93.0	3.48e-03	6.10e-04	2.29e-03	4.02e-04	0.0
3	4.037	0.248	0.069	6.31	1.1	0.05	9.19e-03	1.06e-04	1.86e-05	0.0
4	8.313	0.120	0.067	30.84	5.4	4.16e-05	7.30e-06	36.56	6.4	0.0
5	8.754	0.114	0.065	8.78e-06	1.54e-06	60.01	10.5	2.09e-03	3.66e-04	0.0
6	8.820	0.113	0.065	2.56	0.4	1.96e-04	3.44e-05	506.94	88.8	0.0
7	12.600	0.079	0.054	0.46	8.13e-02	0.0	0.0	27.14	4.8	0.0
8	12.984	0.077	0.054	3.31e-04	5.80e-05	2.05e-05	3.60e-06	1.68e-04	2.95e-05	0.0
9	18.071	0.055	0.047	0.0	0.0	0.39	6.85e-02	0.0	0.0	0.0
Risulta				570.64		570.64		570.64		
In percentuale				100.00		100.00		100.00		

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.069 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.399 s
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	kN	m	m	m	m	m	m			
3.36	570.64	5.04	2.15	0.51	0.0	4.92	2.15	2.157	0.025	0.0
Risulta	570.64									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x %	M efficace Y x %	M efficace Z x %	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	g	g	g		
1	2.507	0.399	0.067	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.384	0.296	0.069	536.81	94.1	0.0	2.37e-03	4.14e-04
3	4.046	0.247	0.069	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	8.313	0.120	0.067	30.82	5.4	0.0	36.46	6.4
5	8.764	0.114	0.065	0.0	0.0	0.0	1.00e-05	1.75e-06
6	8.820	0.113	0.065	2.55	0.4	0.0	507.04	88.9
7	12.600	0.079	0.054	0.46	8.12e-02	0.0	27.14	4.8
8	12.985	0.077	0.054	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	18.071	0.055	0.047	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Risulta				570.64		570.64	570.64	
In percentuale				100.00		100.00	100.00	

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.069 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.398 s
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	kN	m	m	m	m	m	m			
3.36	570.64	5.04	2.15	-0.51	0.0	4.92	2.15	2.157	0.025	0.0
Risulta	570.64									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x %	M efficace Y x %	M efficace Z x %	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	g	g	g		
1	2.514	0.398	0.067	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	3.384	0.296	0.069	536.81	94.1	0.0	2.37e-03	4.14e-04
3	4.075	0.245	0.069	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	8.313	0.120	0.067	30.82	5.4	0.0	36.46	6.4
5	8.759	0.114	0.065	0.0	0.0	0.0	8.32e-06	1.46e-06
6	8.820	0.113	0.065	2.55	0.4	0.0	507.04	88.9
7	12.600	0.079	0.054	0.46	8.12e-02	0.0	27.14	4.8
8	12.986	0.077	0.054	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	18.070	0.055	0.047	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Risulta				570.64		570.64	570.64	
In percentuale				100.00		100.00	100.00	

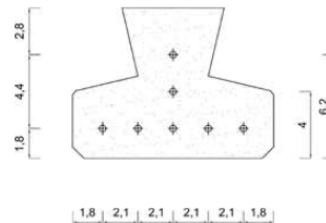
12.PROGETTO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI E STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

12.1. MODELLAZIONE DEI SOLAI

Dalla Figura 5 è possibile osservare la disposizione del solaio, nonché l'orditura e la lunghezza di esso. Come definito precedentemente si vuole utilizzare travetti in c.a.p. del tipo 9x12 CELERSAP della fornitura Scianatico Laterizi -solaio CELERSYSTEM riportato nella figura seguente.

TRAVETTI CELERSAP 9x12

I travetti CELERSAP 9x12 costituiscono il formato più adoperato del sistema Celersystem poiché permettono di coprire la maggior parte delle esigenze statiche dei normali solai di civile abitazione. Possono essere impiegati sia come travetto semplice che a doppio travetto, a seconda dell'impegno statico da assumere.



In base al numero delle trecce di armatura sono prodotti 7 tipi diversi con lunghezza massima di serie fino a 7,80 ml.

TRAVETTO CELERSAP 9x12: posizioni possibili delle armature di precompressione a seconda della tipologia di travetto (Tab.1 e Tab.2)

TAB. 1 -TIPOLOGIE DI TRAVETTI CELERSAP 9X12 in funzione del numero di trecce

TIPO	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
ARMAT. n. trecce	3A8	1A8+2A12	3A12	4A12	5A12	6A12	7A12
Area trecce (cm ²)	0,24	0,32	0,36	0,48	0,60	0,72	0,84

Lo schema impiegato per la valutazione delle sollecitazioni e per il dimensionamento del solaio è quello di travetto appoggiato-appoggiato. Per simulare la presenza di un incastro ai due estremi del travetto si considerano ulteriori momenti negativi aggiuntivi.

Si riportano qui di seguito i valori delle caratteristiche delle sollecitazioni:

- Momento appoggi: $M = -q \cdot L^2 / 12$
- Momento di campata: $M = +q \cdot L^2 / 8$
- Taglio: $V = q \cdot L / 2$

La progettazione delle armature superiori agli appoggi è stata effettuata considerando la combinazione allo SLU e l'interasse dei travetti pari a 50cm così come segue:

$$q_{SLU} = 1,3 \cdot G1 + 1,5 \cdot G2 + 1,5 \cdot Qk1$$

Si ottiene che:

- $q_{SLU1} = 1,3 \cdot 4,00 + 1,5 \cdot 3,50 + 1,5 \cdot 1,00 = 11,95 \text{ kN/m}^2$

Si riportano qui di seguito il calcolo delle sollecitazioni tenendo conto della combinazione in oggetto.

i [m]	0,5
L[m]	4,30

	Solaio	
	appoggi	campata
M_{Ed} [kNm]	-9,20	13,81
V_{Ed} [kN]	+/-12,85	0

Adottando 3 ϕ 10 superiori, la sezione risulta essere verificata con un momento resistente di 18,47kNm > 9,20kNm come mostra la figura seguente.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

TITOLO :

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	5
2	12	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,36	3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -18,47 kN m

Materiali

B450C		C35/45	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	210.000 N/mm²	f _{cd}	19,83
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,863 ‰	σ _{c,adm}	13,5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,8
		τ _{c1}	2,257

σ_c -19,83 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 12,57 ‰
d 22 cm
x 4,791 x/d 0,2178
δ 0,7122

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Figura 38 Verifica SLU sezione al semincastro

Il calcolo della resistenza a taglio per elementi non armati a taglio V_{Rd1} è valutata secondo la formulazione indicata nel paragrafo 4.1.2.3.5.1 dalla NTC2018 riportata qui di seguito

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

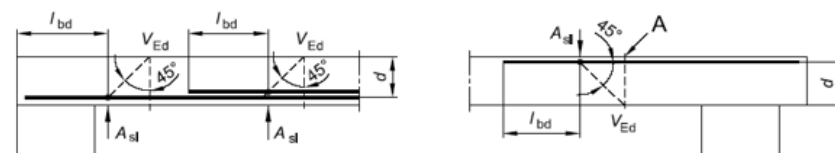
Per la sezione 12cm x 20cm si riporta il calcolo del taglio resistente.

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V _{Ed}	15,68 [kN]	
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no [-]	
Coefficiente C _{Rd,c}	C _{Rd,c}	0,12 [-]	C _{Rd,c} = 0,18 / γ _c
Coefficiente k	k	2,12 [-]	k = 1 + (200/d) ^{0,5} ≤ 2,00
		2,00 [-]	
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l _{bd} + d	ρ _l	0,049087 [-]	ρ _l = A _{s,lesa} / (b d)
		0 [-]	

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V _{Rd,c}	0,00 [kN]	V _{Rd,c} = C _{Rd,c} k (100 ρ _l f _{ck}) ^{1/3} b d
Resistenza minima del calcestruzzo teso	V _{Rd,min}	11,24 [kN]	V _{Rd,min} = (0,035 k ^{3/2} (f _{ck}) ^{1/2}) b d
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo lesa	V_{Rd}	11,24 [kN]	E' necessario predisporre armatura

La figura precedente mostra che, non considerando l'armatura tesa, la verifica a taglio non risulta soddisfatta. Pertanto si adotta la fascia semipiena di lunghezza 35cm e, quindi, una sezione reagente a taglio 50cm x 20cm. Per realizzare le fasce semipiene in questione, si riempiono n.2 file di pignatte.

Si riporta qui di seguito la verifica a taglio tenendo conto della fascia semipiena.

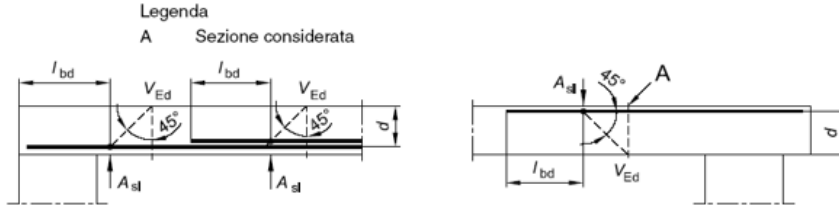
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	15,68 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no [-]
Coefficiente $C_{rd,c}$	$C_{rd,c}$	0,12 [-]
Coefficiente k	k	2,12 [-]
		2,00 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_1	0,011781 [-]
		0 [-]

$$C_{rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

$$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,00$$

$$\rho_1 = A_{s,tesa} / (b d)$$

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{rd,c}$	0,00 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{rd,min}$	46,85 [kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{rd}	46,85 [kN]

$$V_{rd,c} = C_{rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} b d$$

$$V_{rd,min} = (0,035 k^{3/2} f_{ck})^{1/2} b d$$

Disporre il quantitativo minim

La sezione, in questo caso, risulta essere verificata a taglio essendo che:

$$V_{rd1} = 46,85 \text{ kN} > V_{Ed} = 12,85 \text{ kN}$$

Il dimensionamento del travetto precompresso 9x12 è stato effettuato utilizzando come momento massimo quello derivante dallo SLU pari a 13,80 kNm.

TAB. 7: TRAVETTI 9 x 12 – SOLAIO MONOTRAVE – INTERASSE 50 cm														
TABELLE MOMENTI MASSIMI PER VERIFICHE A FLESSIONE NELLE CAMPATE														
Altezza Solaio	MOMENTI MASSIMI STATO LIMITE DI ESERCIZIO IN COMBINAZIONE RARA (daN cm) (RIFERIMENTO STRISCIA DI SOLAIO LARGA 50 cm)							MOMENTI MASSIMI STATO LIMITE ULTIMO (daN cm) (RIFERIMENTO STRISCIA DI SOLAIO LARGA 50 cm)						
	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
H (cm)	3 A 8	1 A 8 +2 A 12	3 A 12	4 A 12	5 A 12	6 A 12	7 A 12	3 A 8	1 A 8 +2 A 12	3 A 12	4 A 12	5 A 12	6 A 12	7 A 12
12 + 4	39492	53717	54738	76002	96161	104672	119582	45415	61774	67157	90943	116536	132550	152570
16 + 4	52249	70727	77533	104596	134293	150356	171800	60087	81336	89163	120286	154436	176564	203920
18 + 4	58628	79232	87102	117354	150771	172670	198845	67422	91117	100167	134957	173387	198571	229594
20 + 4	65007	87737	96670	130112	167250	191807	221973	74758	100898	111170	149629	192337	220578	255269
20 + 5	68420	92388	101958	137387	176985	203392	235881	78683	106246	117252	157995	203532	233900	271263
22,5 + 4	72980	98368	108630	146059	187848	215727	249881	83927	113124	124925	167968	216025	248086	287363
22,5 + 5	76394	103019	113919	153334	197583	227312	259590	87853	118472	131006	176334	227220	261409	303357
25 + 4	80954	109000	120591	162006	208446	239648	272195	93097	125350	138679	186307	239713	275595	319456
25 + 5	84367	113651	125879	169281	210474	251233	272169	97022	130698	144761	194673	250908	288918	335450
32 + 5	106693	143419	159368	213933	243066	292690	314113	122697	164931	183273	246023	317235	365942	425312
36 + 5	119451	160429	178504	239448	263420	317176	340338	137369	184493	205280	275365	355136	409956	476661
41 + 5	135398	181692	202425	271342	289755	348862	374284	155708	208945	232788	313044	402512	464973	540848

Calcestruzzo getto di completamento \geq C 25/30
Acciaio armatura integrativa B450C

Figura 39 Scelta travetto 9x12

Si adotta pertanto un travetto in c.a.p. 9x12 del tipo T4 capace di far raggiungere alla sezione di campata un momento ultimo resistente pari a 15,79kNm > 13,80 kNm.

In corrispondenza degli appoggi si prevede una coppia di armature a spezzone costituito da $2\phi 10$ da disporre sulle ali del travetto. Inoltre, nella soletta collaborante si prevede armatura elettrosaldata $\phi 5$ disposta a maglia quadrata.

12.2. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI S.L.U E S.L.V

In questo paragrafo si riportano i diagrammi delle caratteristiche delle sollecitazioni di tutti gli elementi strutturali. In particolare si riportano per gli elementi D2 (travi e pilastri) gli involucri tra condizione Statica Fondamentale e condizioni Sismiche. Per quanto riguarda la fondazione si riportano i valori significativi massimi e minimi delle tensioni e le loro integrazioni in termini di sollecitazioni risultanti.

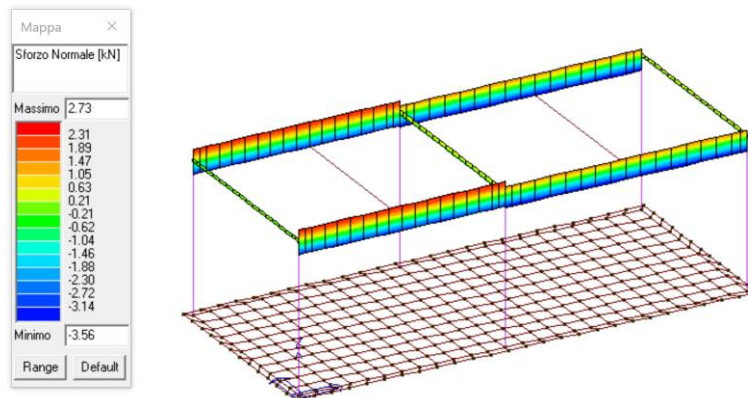


Figura 40 Involuppo sforzo normale travi

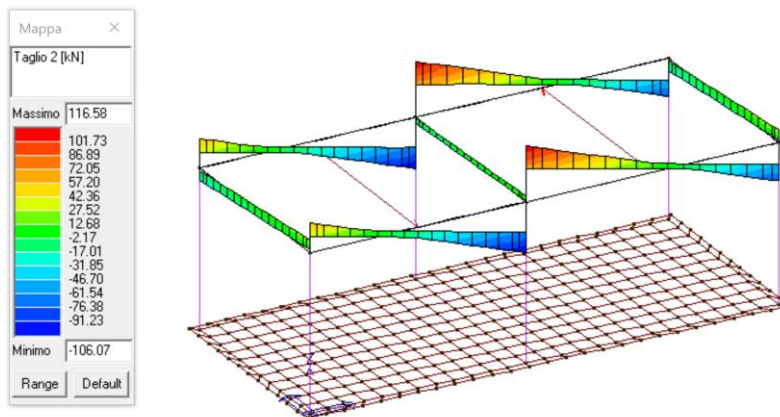


Figura 41 Involuppo taglio 2 travi

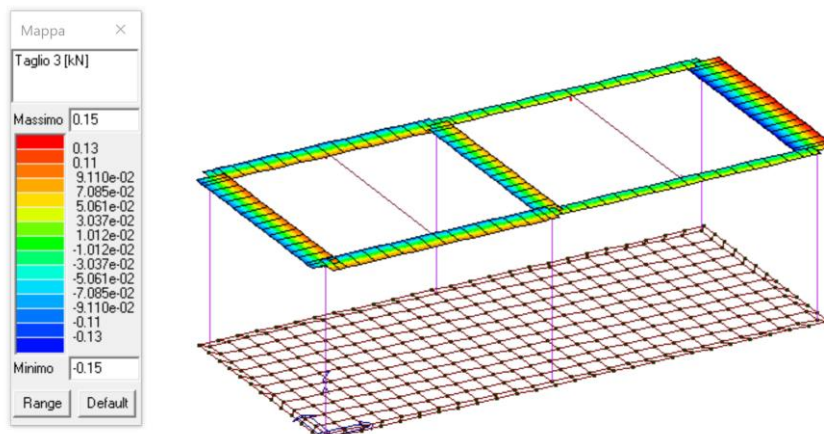


Figura 42 Involuppo taglio 3 travi

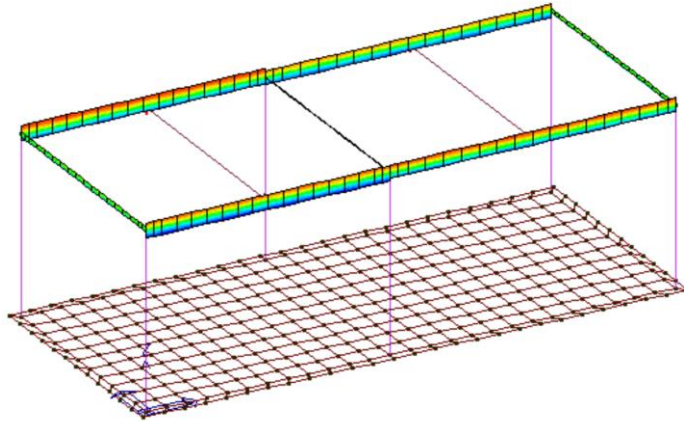
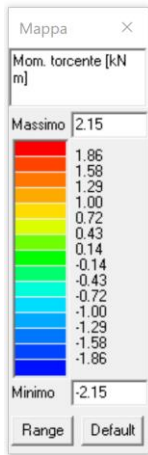


Figura 43 Inviluppo momento torcente travi

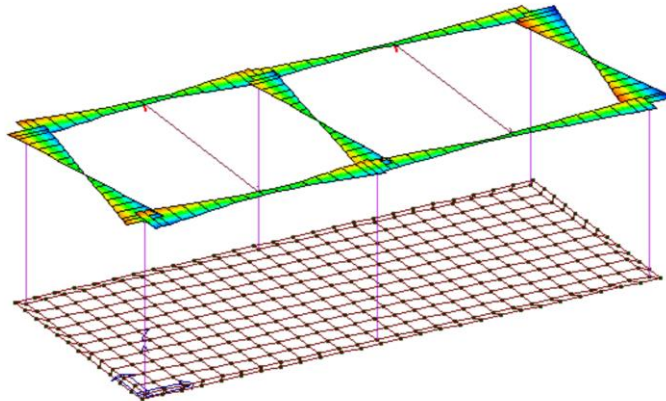
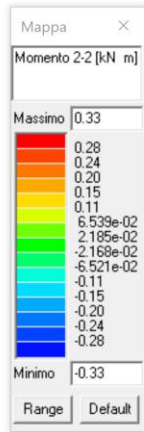


Figura 44 Inviluppo momento flettente 22 travi

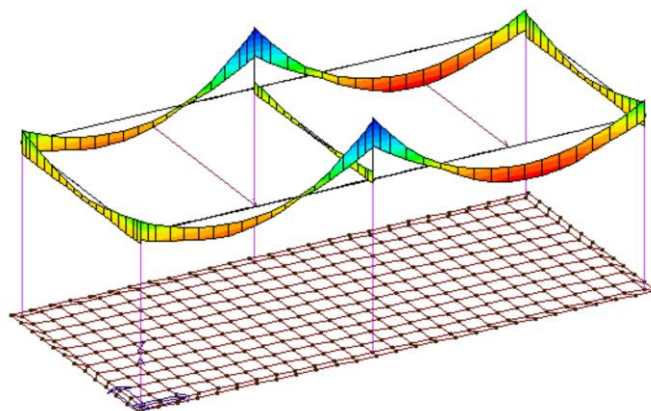
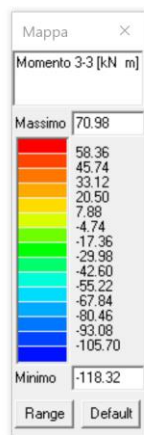


Figura 45 Inviluppo momento flettente 33 travi

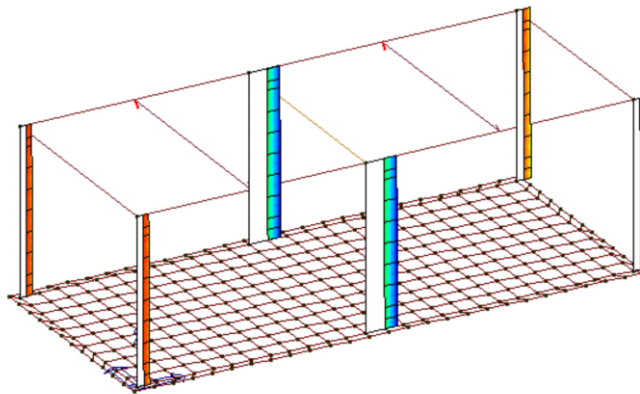
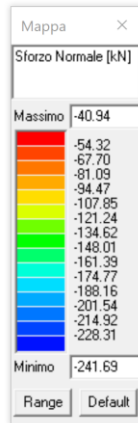


Figura 46 Inviluppo sforzo normale pilastri

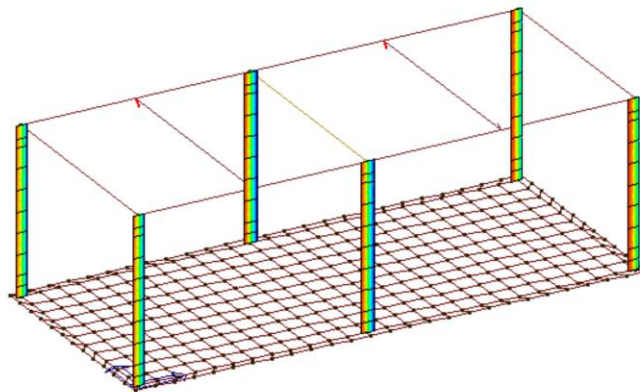
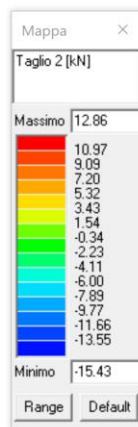


Figura 47 Inviluppo taglio 2 pilastri

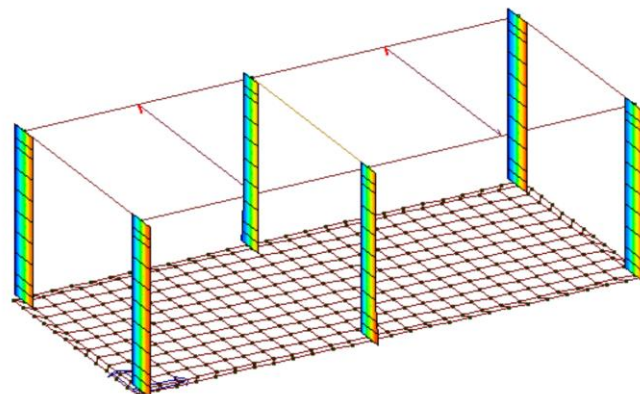
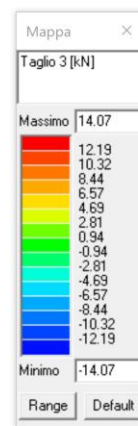


Figura 48 Inviluppo taglio 3 pilastri

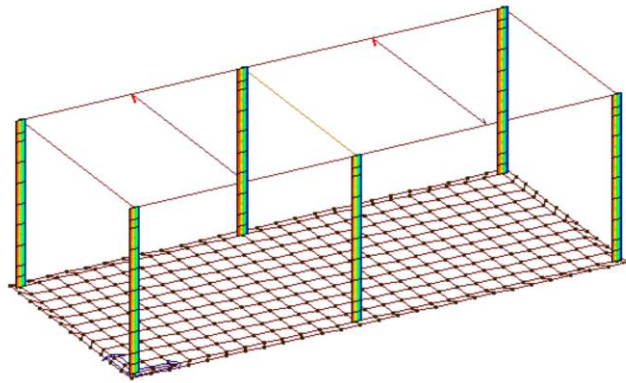
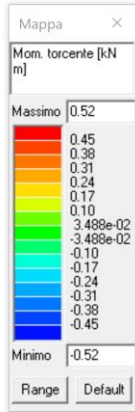


Figura 49 involucro momento torcente pilastri

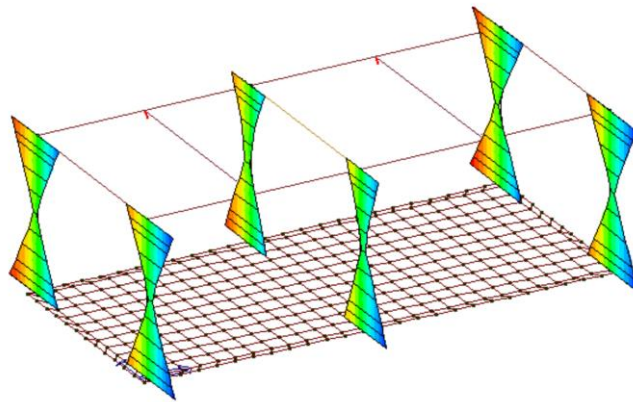
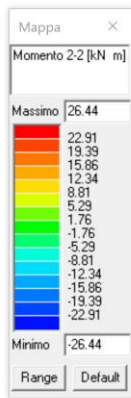


Figura 50 involucro momento flettente 22 pilastri

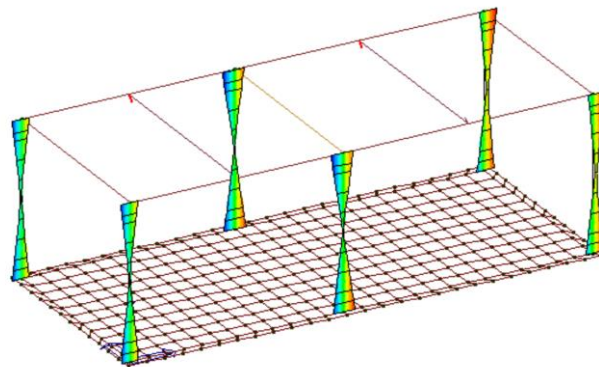
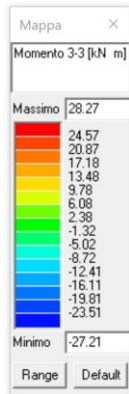


Figura 51 involucro momento flettente 33 pilastri

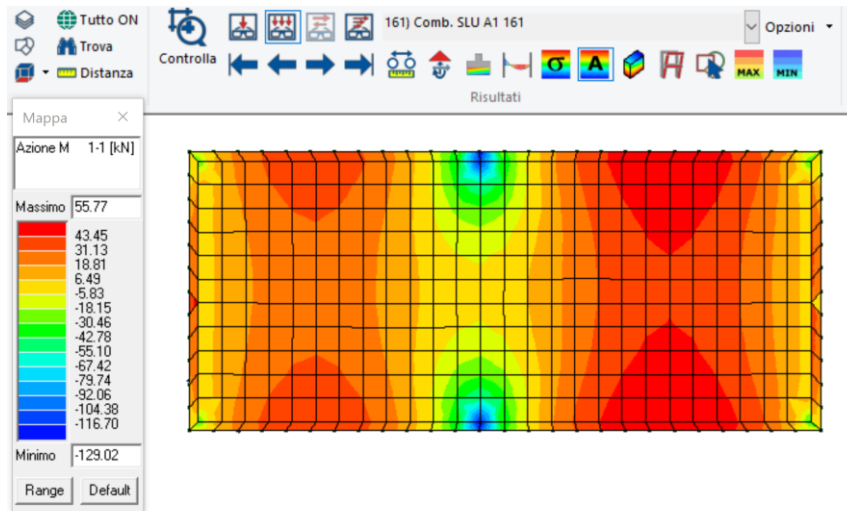


Figura 52 M1-1 max SLU fondazione

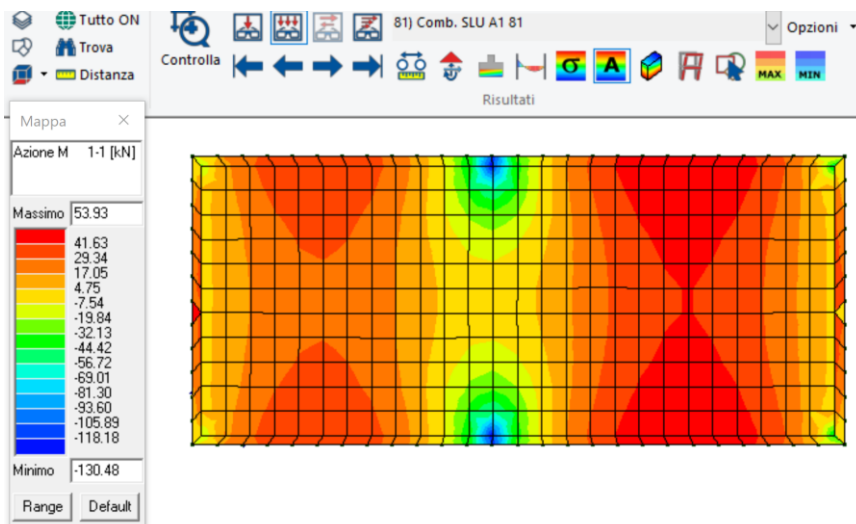


Figura 53 M1-1 min SLU fondazione

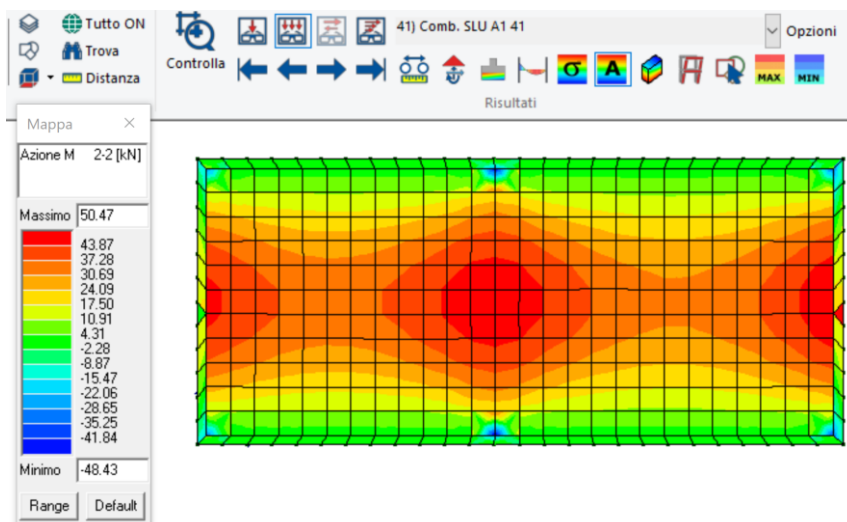


Figura 54 M2-2 max SLU fondazione

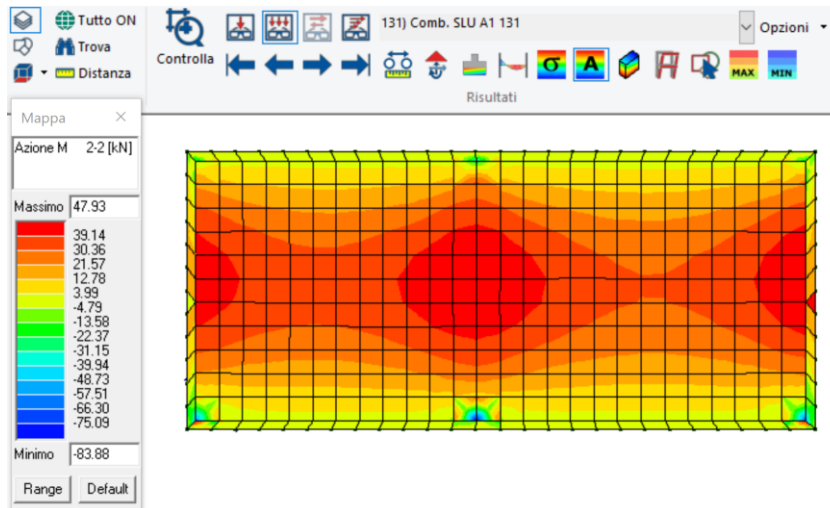


Figura 55 M2-2 min SLU fondazione

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10,05	5
			2	10,05	35

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 138,9 kN m

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	210.000 N/mm ²	f_{cd}	19,83
E_s / E_c	15	f_{cc} / f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,8
		τ_{c1}	2,257

σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 28,42 ‰
d 35 cm
x 3,837 x/d 0,1096
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviala

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Figura 56 ϕ 16/20 per fondazione

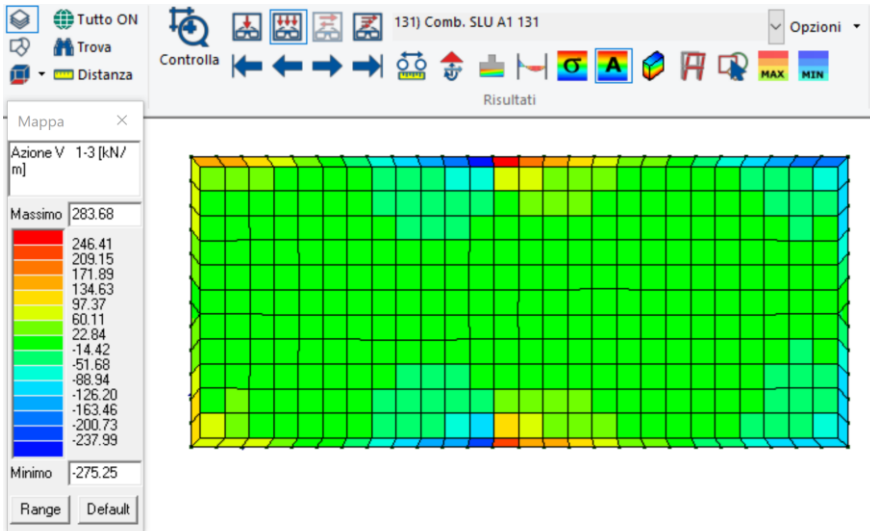


Figura 57 V1-3 max SLU fondazione

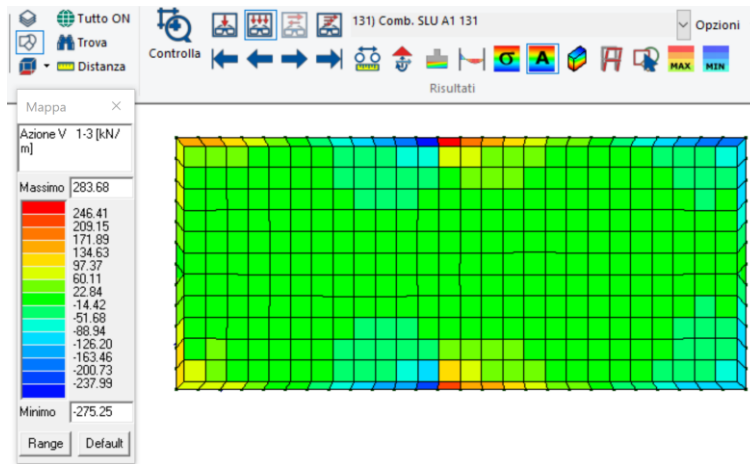


Figura 58 V1-3 min SLU fondazione

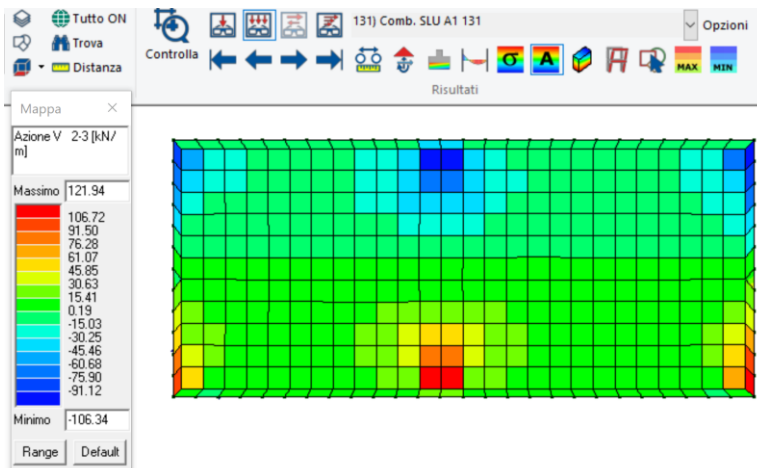


Figura 59 V2-3 max SLU fondazione

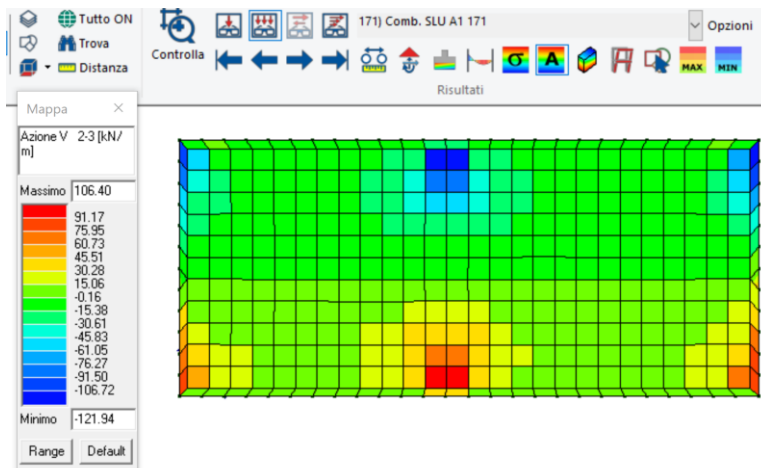


Figura 60 V2-3 min SLU fondazione

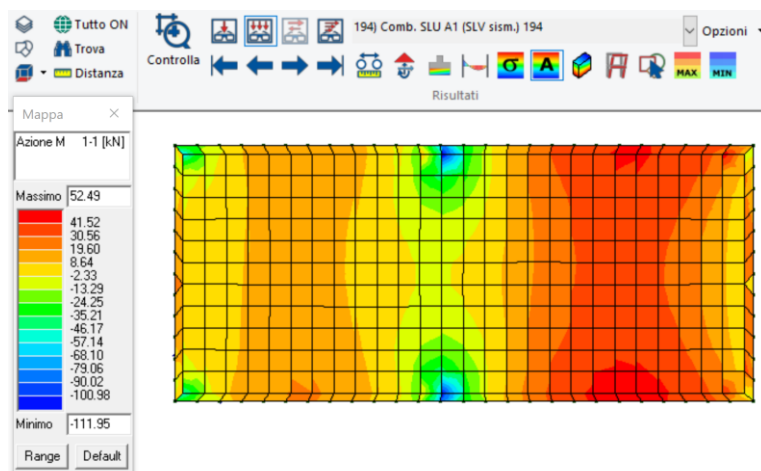


Figura 61 M1-1 max SLV fondazione

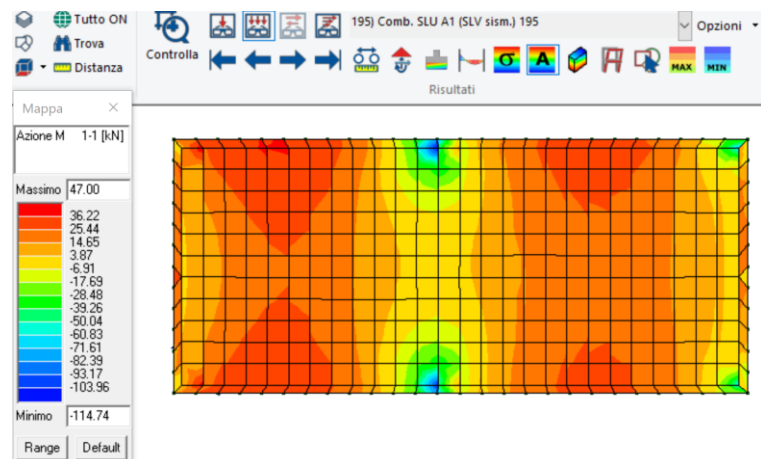


Figura 62 M1-1 min SLV fondazione

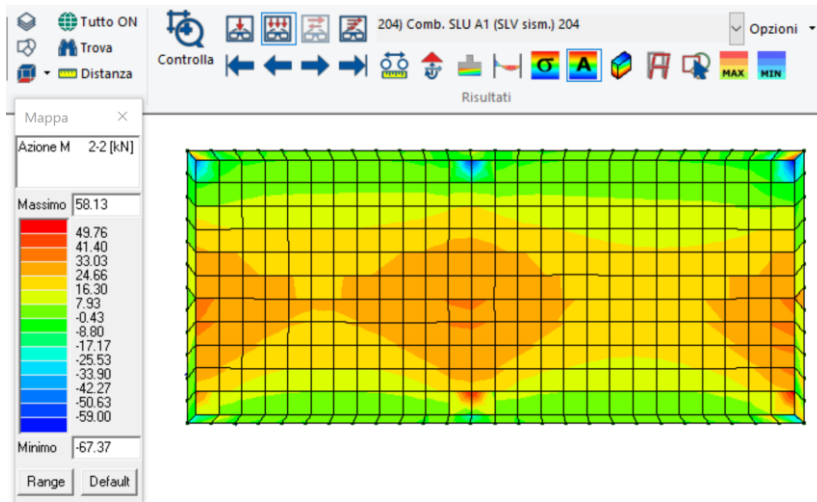


Figura 63 M2-2 max SLV fondazione

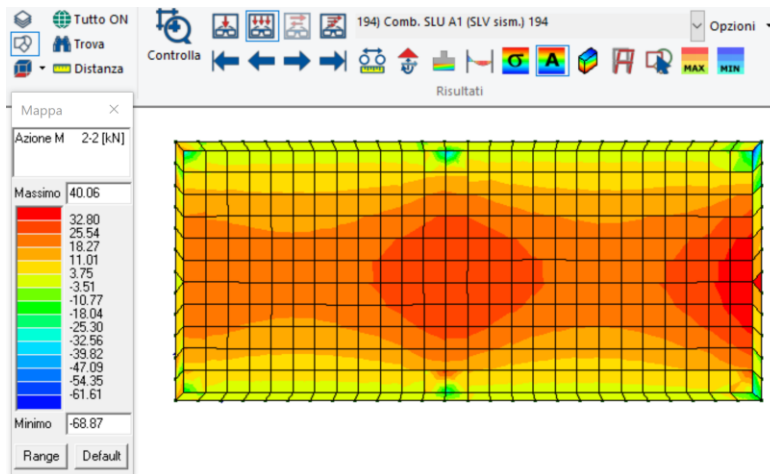


Figura 64 M2-2 min SLV fondazione

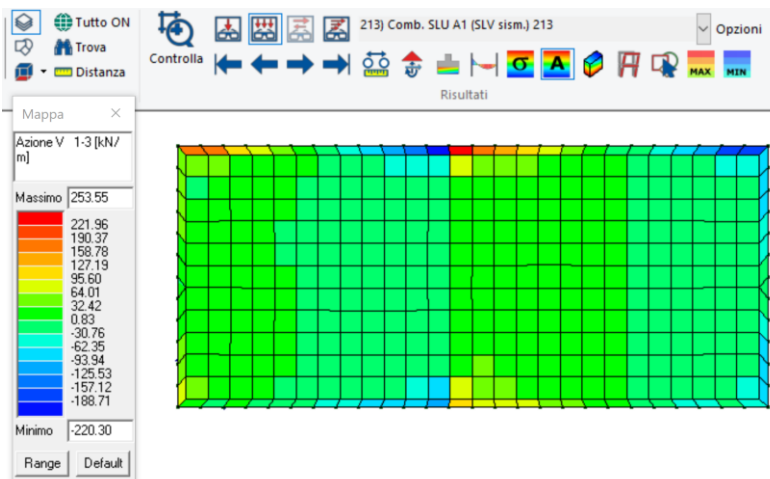


Figura 65 V1-3 max SLV fondazione

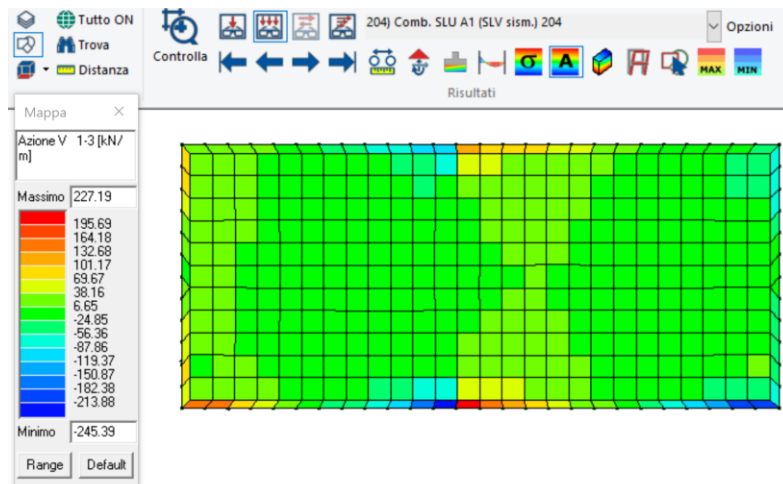


Figura 66 V1-3 min SLV fondazione

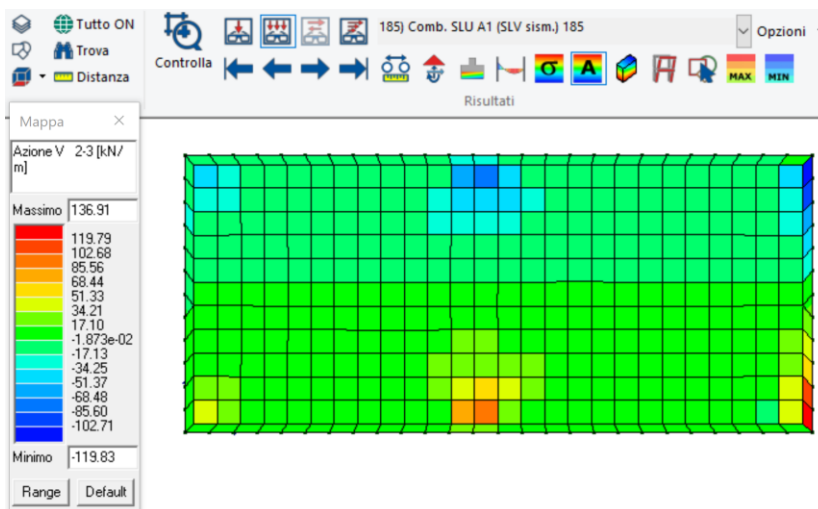


Figura 67 V2-3 max SLV fondazione

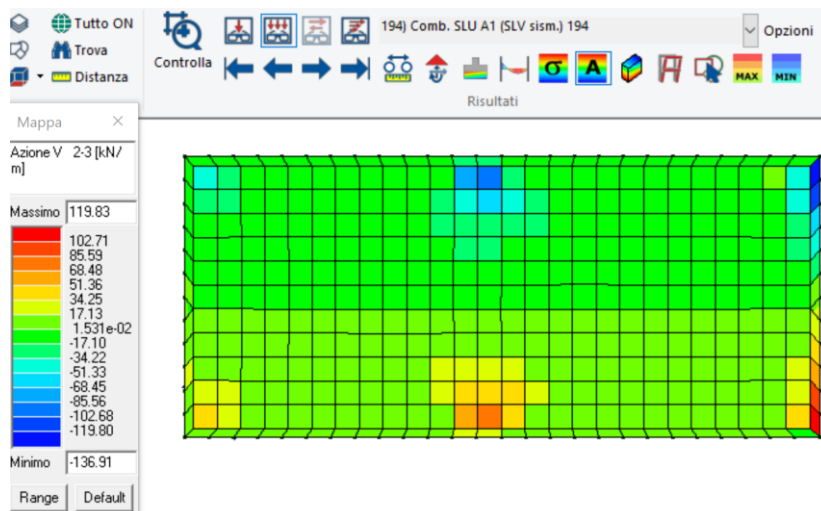


Figura 68 V2-3 min SLV fondazione

Oltre alle caratteristiche delle sollecitazioni sono riportate qui di seguito le deformate allo SLU e allo SLV tenendo conto dei valori massimi.

Si riportano qui di seguito le deformate in condizioni statiche e sismiche.

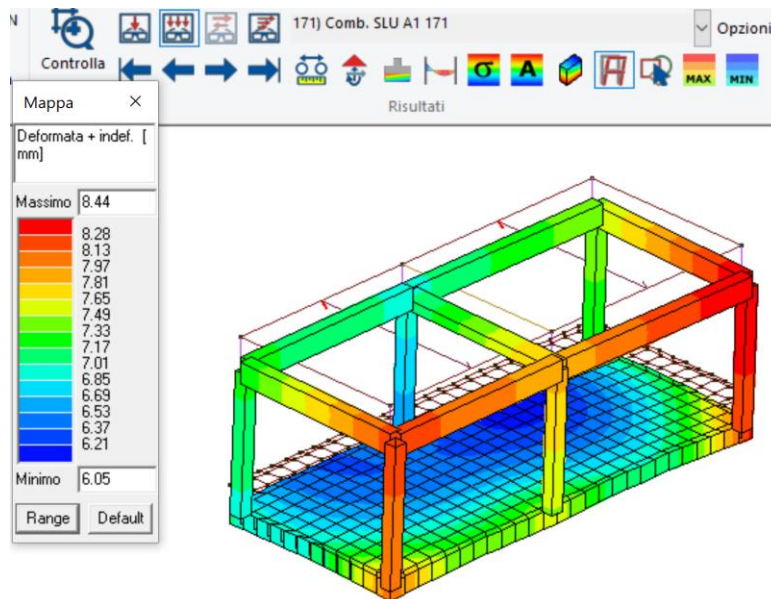


Figura 69 Deformazione MAX verticale Comb 171 SLU 8,44mm

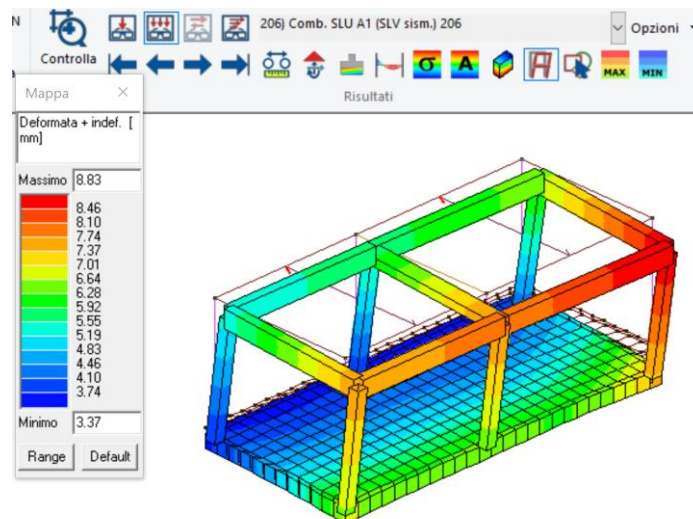


Figura 70 Deformazione MAX orizzontale Comb 206 SLV 8,83mm

12.3. ESISTO DELLE VERIFICHE

Il software di calcolo ProSAP è stato in grado di eseguire la progettazione e le verifiche delle membrature e dei nodi agli Stati Limiti Ultimi tenendo conto delle verifiche imposte dalla NTC2018 nei capitoli 4 e 7. In particolare sono state progettate le armature delle travi, dei pilastri e dei nodi.

Pertanto sono state eseguite le verifiche tenendo conto delle sollecitazioni flettenti, taglianti e normali in condizioni Statiche SLU e Sismiche SLV in cui sono state effettuate le verifiche di resistenze.

Non è stata effettuata la verifica di duttilità poiché trattasi di struttura non dissipativa.

Si riportano qui di seguito i rapporti DOMANDA / CAPACITÀ: al fine del soddisfacimento delle verifiche, tali rapporti devono essere inferiori all'unità.

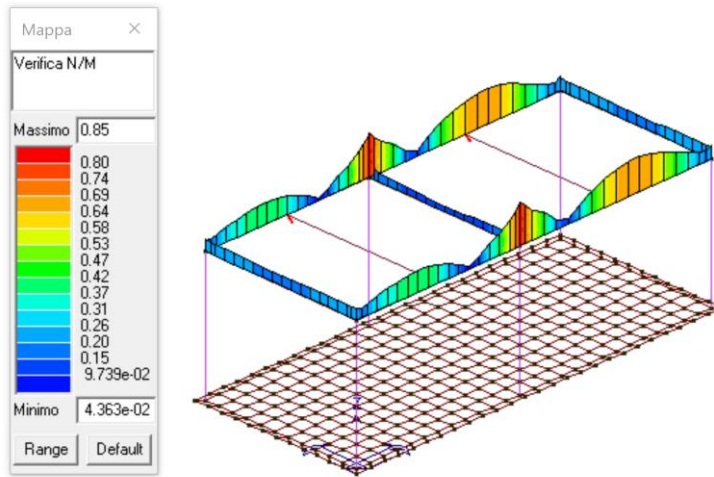


Figura 71 verifica N/M travi

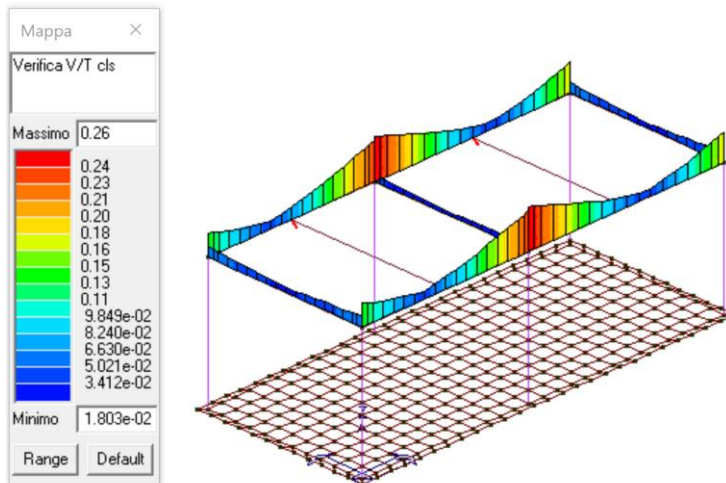


Figura 72 verifica V/T cls travi

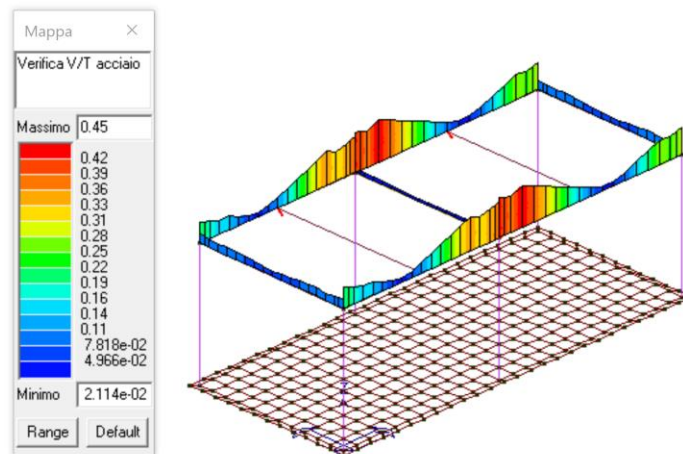


Figura 73 verifica V/T acciaio travi

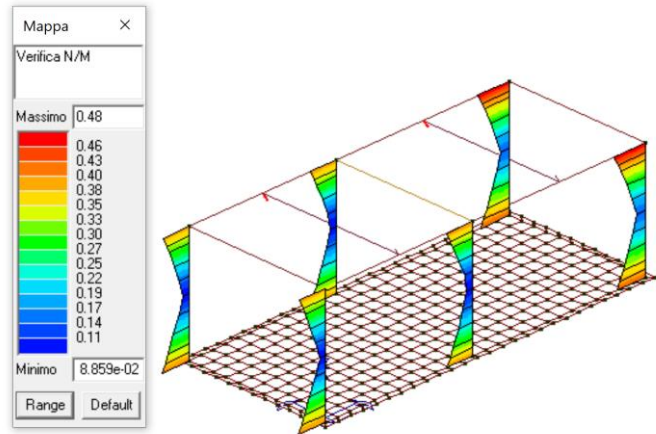


Figura 74 verifica N/M pilastri

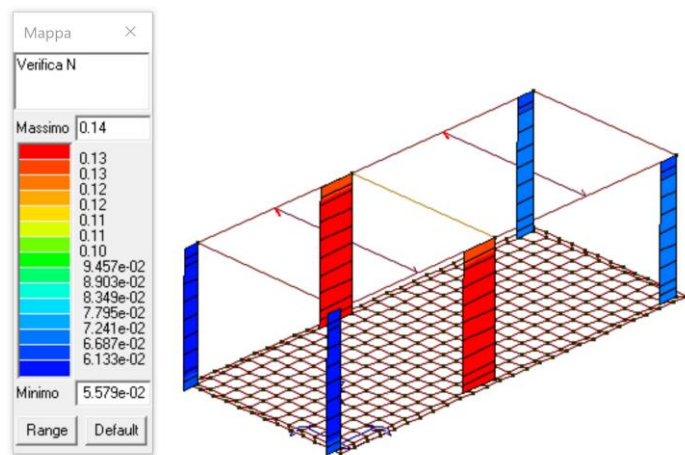


Figura 75 verifica N pilastri

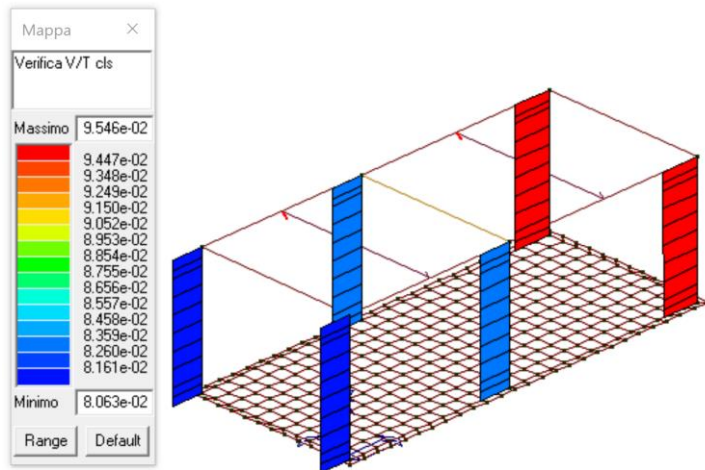


Figura 76 verifica V/T cls pilastri

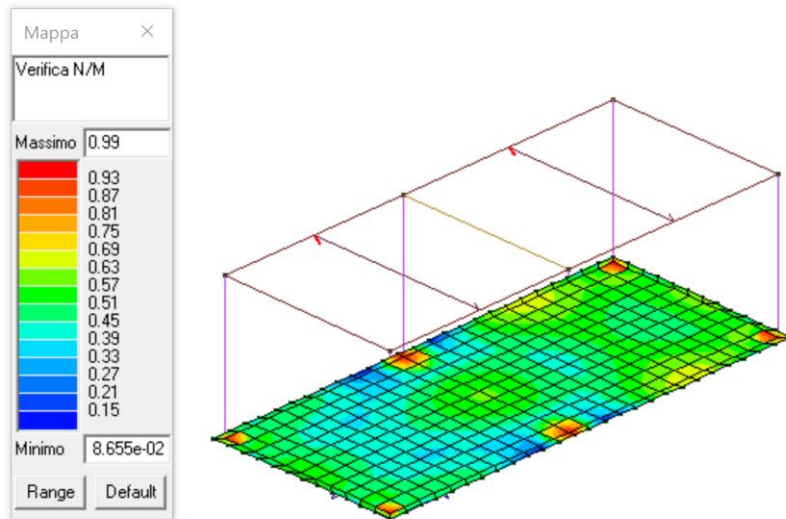


Figura 80 verifica N/M fondazione

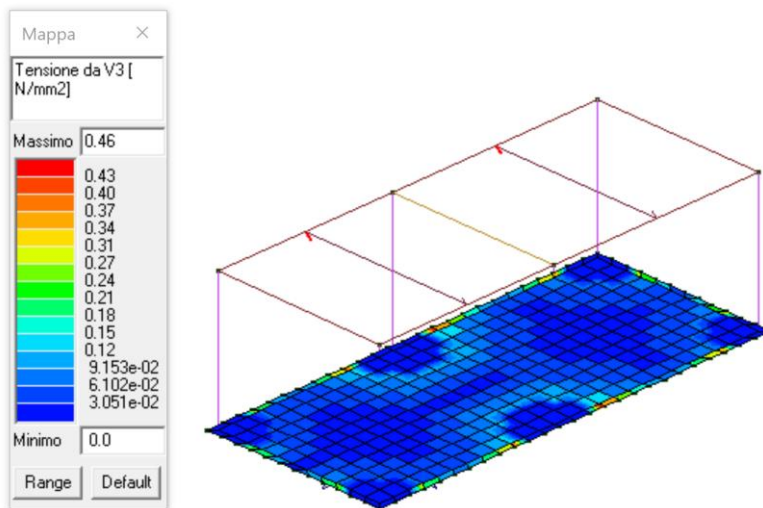


Figura 81 verifica tensionale V3 fondazione

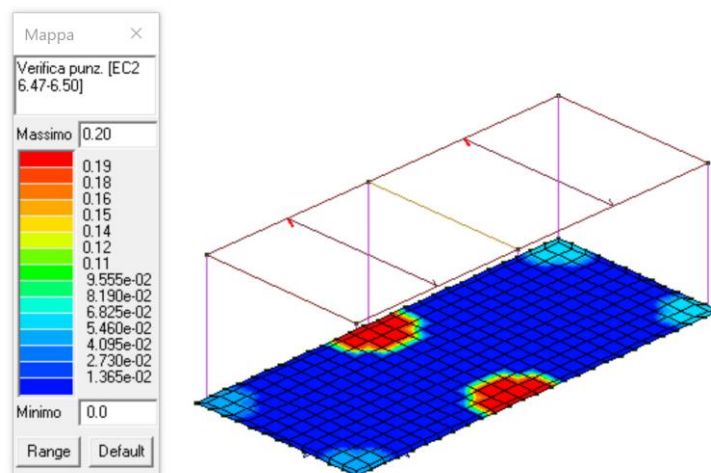


Figura 82 verifica punzonamento 1 fondazione

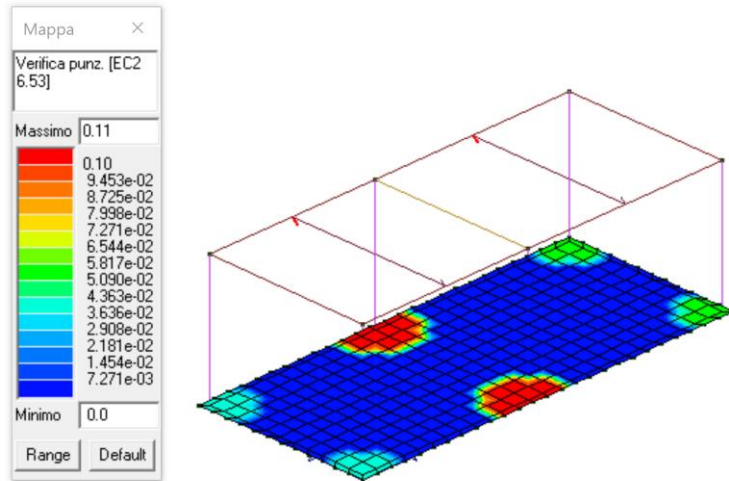


Figura 83 verifica punzonamento 2 fondazione

Il software di calcolo è in grado di indicare attraverso un segnale visivo la verifica degli elementi strutturali. Infatti quando gli elementi sono evidenziati con colore azzurro risultano essere verificati, diversamente se non sono verificati il software li evidenzia di rosso. Se sono presenti elementi da non verificare il software li evidenzia con colore giallo.

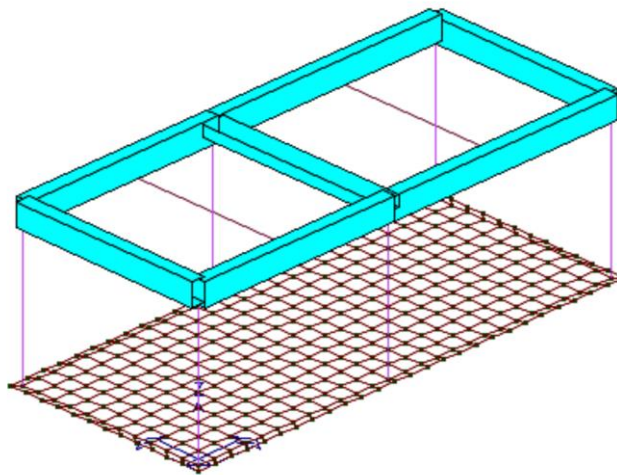


Figura 84 riscontro visivo verifiche travi

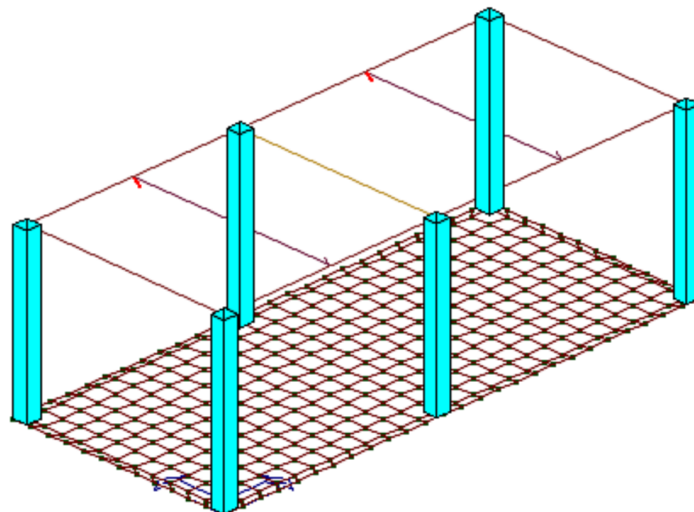


Figura 85 riscontro visivo verifiche pilastri

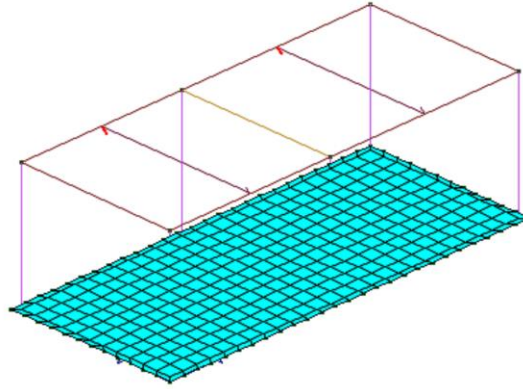


Figura 86 riscontro visivo verifiche platea

Le figure precedenti mostrano il soddisfacimento delle verifiche in tutti gli elementi strutturali.

13. VERIFICHE STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Al fine di garantire maggiore confort durante la vita utile della struttura sono state valutate le condizioni di esercizio. Infatti, come stabilisce la Vigente Normativa Tecnica per le Costruzioni 2018, è stato necessario effettuare le verifiche allo Stato limite di fessurazione e di tensione sia nel calcestruzzo che nell'acciaio. Gli esiti delle verifiche allo S.L.E. sono riportati nei paragrafi successivi qui di seguito vengono riportate nel dettaglio lo stato degli elementi costruttivi nei due Stati Limiti prima citati.

13.1. STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per lo Stato Limite di fessurazione sono state riportate le prescrizioni delle NTC2018, nonché il calcolo della resistenza a trazione limite e l'apertura delle fessure.

4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite:

- a) stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} \quad [4.1.13]$$

dove f_{ctm} è definito nel § 11.2.10.2;

- c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

4.1.2.2.4.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di apertura delle fessure (w_k) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV.

L'ampiezza caratteristica delle fessure w_k è calcolata come 1,7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1,7 \epsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad [4.1.14]$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati in documenti di comprovata validità.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

Qui di seguito si riportano i risultati relativi all'apertura delle fessure nelle travi nelle combinazioni "frequente" e "permanente".

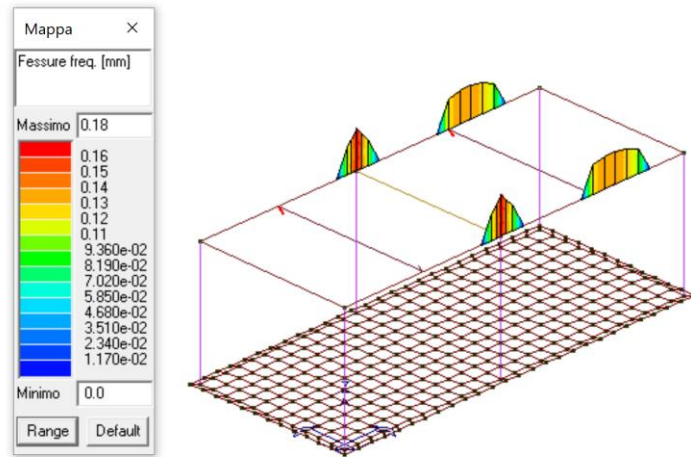


Figura 87 fessure frequente

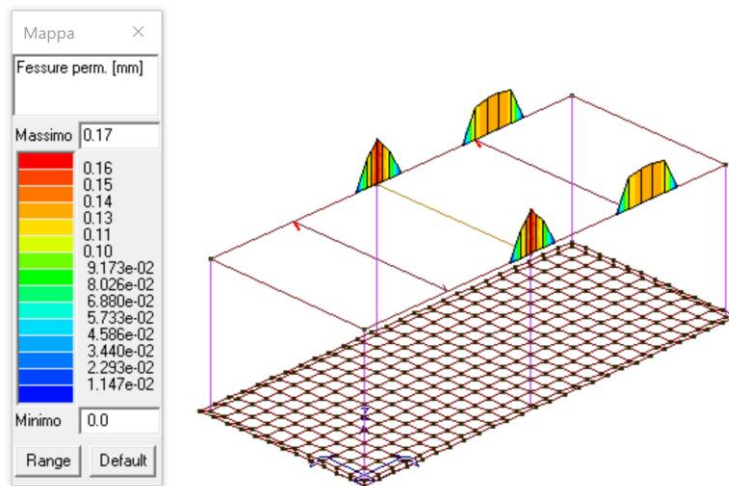


Figura 88 fessure qp

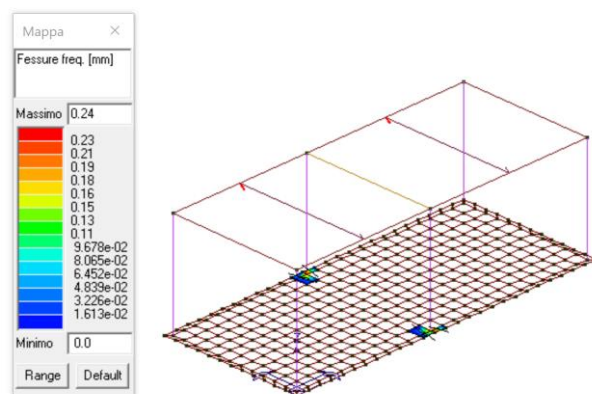


Figura 89 fessure freq elementi D3

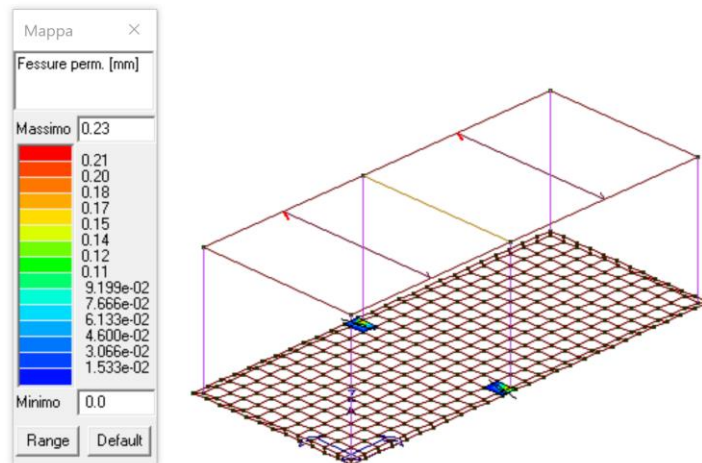


Figura 90 fessure perm elementi D3

Dai risultati precedenti, si evince che le ampiezze delle fessure calcolate dall'analisi FEM risultano essere minori di quelle di condizioni limite dettate dalla Normativa. Infatti, per armature poco sensibili in condizioni ordinarie, le verifiche allo Stato Limite di Esercizio per le Fessure risultano essere tutte soddisfatte.

13.2. STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Per lo Stato Limite tensionale sono state riportate le prescrizioni delle NTC2018, nonché il calcolo della resistenza a compressione limite del calcestruzzo e la resistenza a trazione limite dell'acciaio.

4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

Qui di seguito si riportano i risultati relativi allo stato tensionale nel calcestruzzo e nell'acciaio nelle travi e nei pilastri nelle combinazioni "rara" e "permanente".

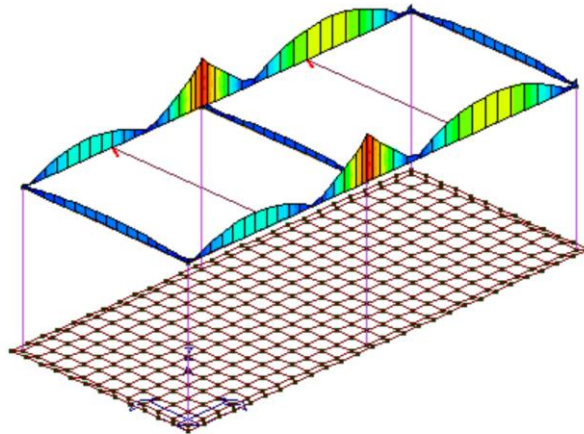
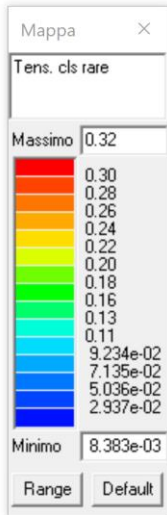


Figura 91 tensioni cls rare travi

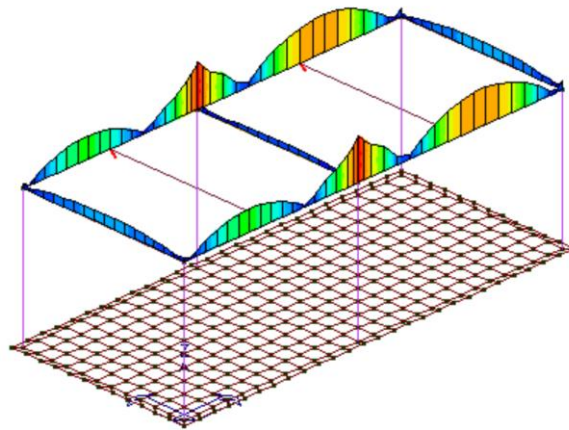
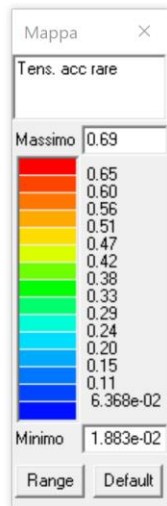


Figura 92 tensioni acciaio rare travi

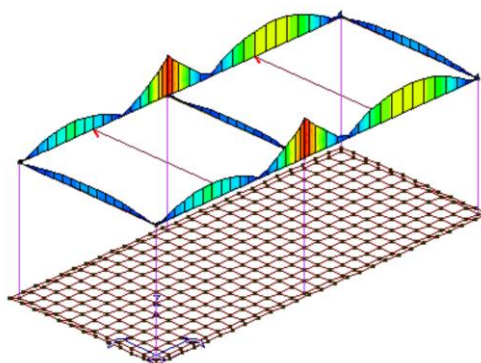
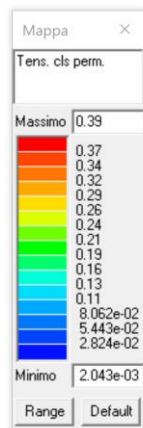


Figura 93 tensioni cls perm travi

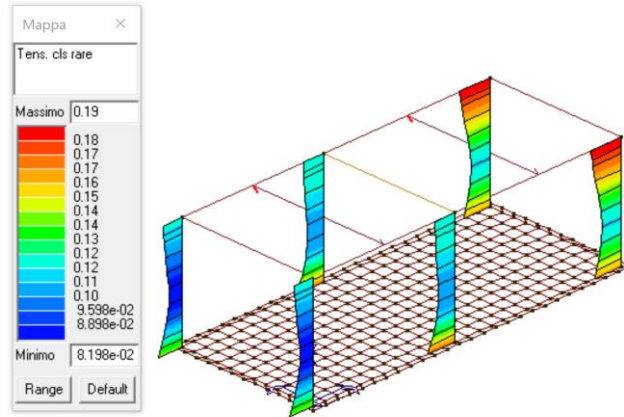


Figura 94 tensioni cls rare pilastri

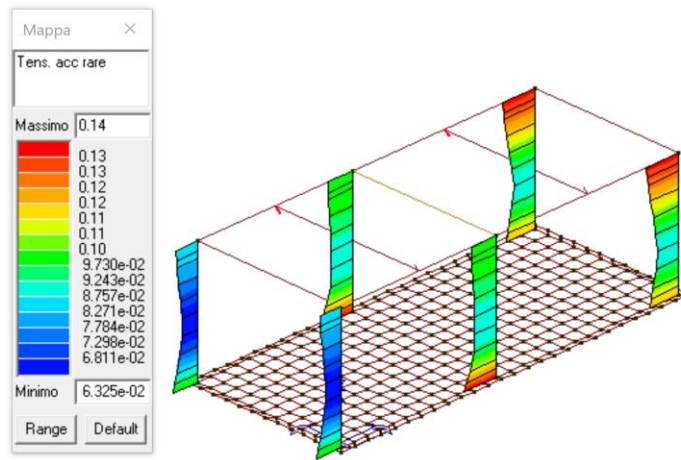


Figura 95 tensioni acciaio rare pilastri

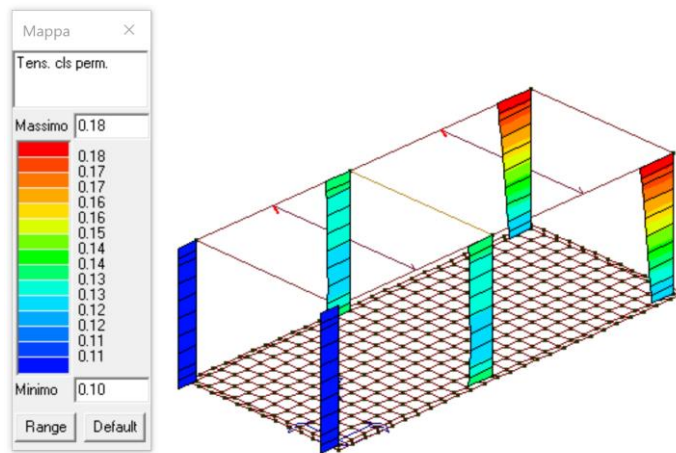


Figura 96 tensioni cls perm pilastri

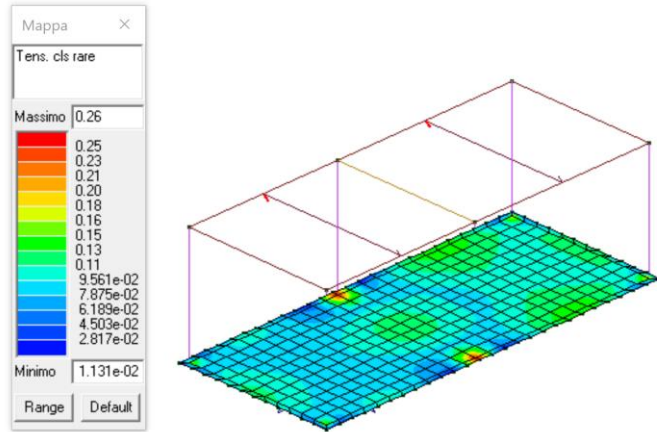


Figura 97 tensioni cls rare D3

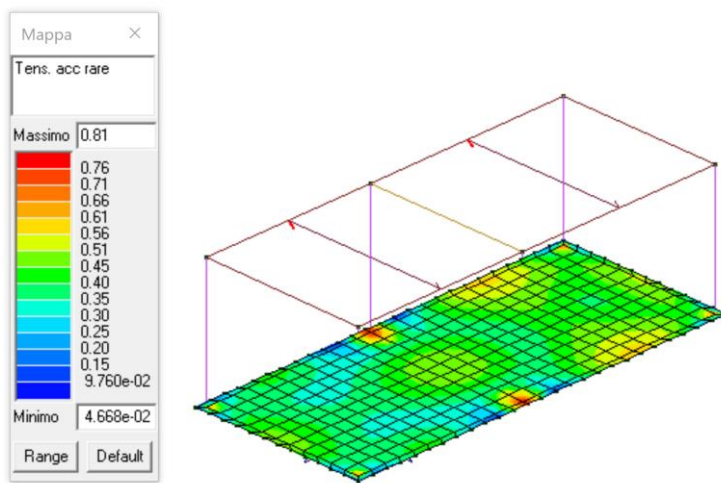


Figura 98 tensioni acciaio rare D3

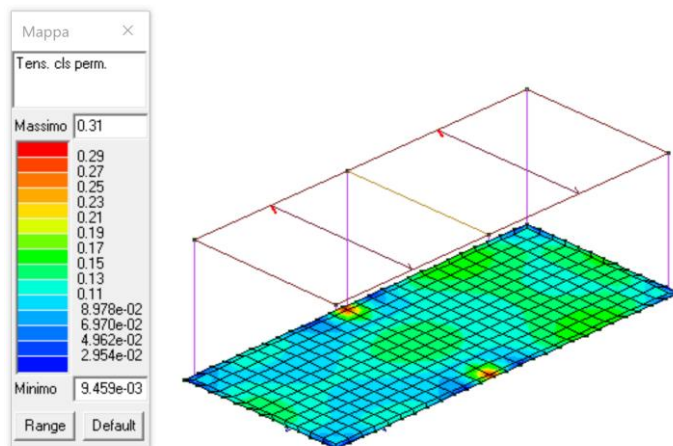


Figura 99 tensioni cls perm D3

I risultati precedenti mostrano che i rapporti tra tensioni sollecitanti e tensioni resistenti, sia nel calcestruzzo che nelle armature, sono inferiori all'unità.

A valle di questi risultati si può affermare che le verifiche risultano essere soddisfatte per quanto riguarda lo Stato Limite Tensionale.

14. VERIFICHE STATO LIMITE DI DANNO

Al fine di garantire maggiore confort durante la vita utile della struttura sono state valutate le condizioni di Stato Limite di Danno.

7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo *SL* e alla *CU* considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le *CU I* e *II* ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_i \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_i \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_i \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$qd_i \leq 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$qd_i \leq 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$qd_i < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

d_i è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

In particolare per la PGAc di capacità per lo spettro SLD è stato verificato che $q^*dr^* 1000/H$ sia minore di 5 come da **cap. 7.3.6.1**.

L'esito delle verifiche globali allo S.L.D. è riportato nella figura di questo paragrafo. Come accennato, occorre verificare che gli spostamenti di interpiano allo Stato Limite di Danno siano inferiori a quanto prescritto dalla Normativa Tecnica per le Costruzioni.

Si porta qui di seguito il diagramma 1000/H Nodi.

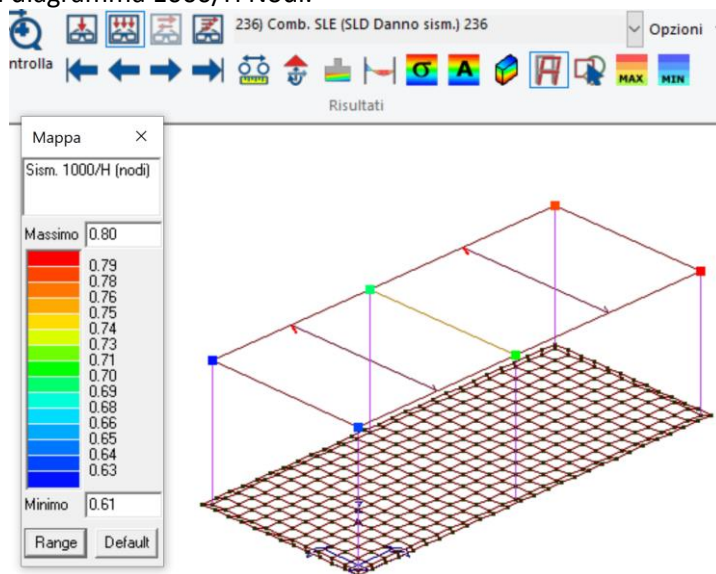


Figura 100 1000/H di interpiano max = 0,80

Dall'immagine precedente si riscontra che il maggior "drift-nodo" di piano si ottiene in corrispondenza della sommità del pilastro P1 per la combinazione SLD 236. In ogni caso il valore è pari a 0,80 minore di 5. La deformata relativa alla combinazione SLD in questione è riportata nella figura seguente.

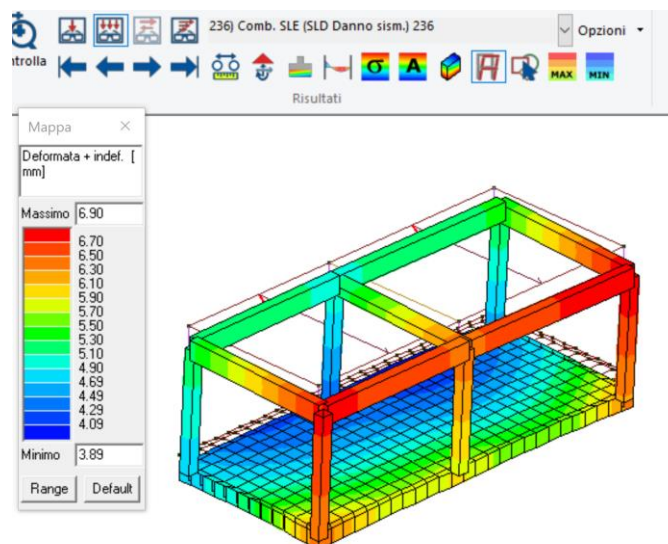


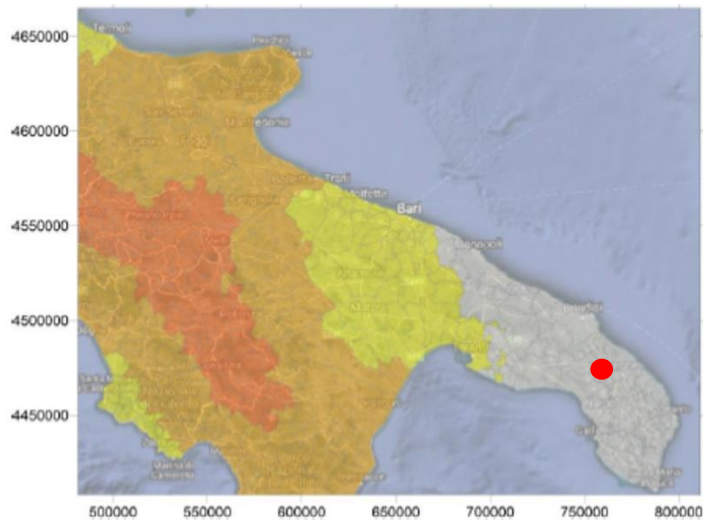
Figura 101 deformata SLD236

15. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA

L'INGV attribuisce una classificazione delle aree territoriali in funzione delle caratteristiche sismo-tettoniche e delle sorgenti sismogenetiche presenti sul territorio nazionale. In seguito alle Ordinanze dell'OPCM 20 marzo 2003 n. 3274 e 28 aprile 2006 n. 3519 l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ha redatto la mappa di pericolosità sismica di riferimento per l'individuazione delle zone sismiche, individuando zone sismiche, distinte in 4 classi di accelerazione massima del suolo (a_{max}) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni:

- ZONA 1 – caratterizzata da valori di accelerazione orizzontale del suolo $0,25 < a_g \leq 0,35$ g (alta sismicità)
- ZONA 2 caratterizzata da valori di accelerazione orizzontale del suolo $0,15 < a_g \leq 0,25$ g (media sismicità)
- ZONA 3 caratterizzata da valori di accelerazione orizzontale del suolo $0,05 < a_g \leq 0,15$ g (bassa sismicità)
- ZONA 4 caratterizzata da valori di accelerazione orizzontale del suolo $a_g \leq 0,05$ g (sismicità molto bassa)

Il Comune di Guagnano è situato in zona sismica 4.



- Zona 1: accelerazione orizzontale del suolo $0,25 < a_g \leq 0,35$ g
- Zona 2: accelerazione orizzontale del suolo $0,15 < a_g \leq 0,25$ g
- Zona 3: accelerazione orizzontale del suolo $0,05 < a_g \leq 0,15$ g
- Zona 4: accelerazione orizzontale del suolo $a_g \leq 0,05$ g

16.OPERE DI FONDAZIONE E MODELLAZIONE

La fondazione è stata modellata attraverso elementi “shell”: il contatto col terreno è stato simulato imponendo una costante di sottofondo verticale alla Winkler e una rigidità orizzontale fittizia molto elevata per eliminare gli effetti degli spostamenti orizzontali come mostra la Figura 102.

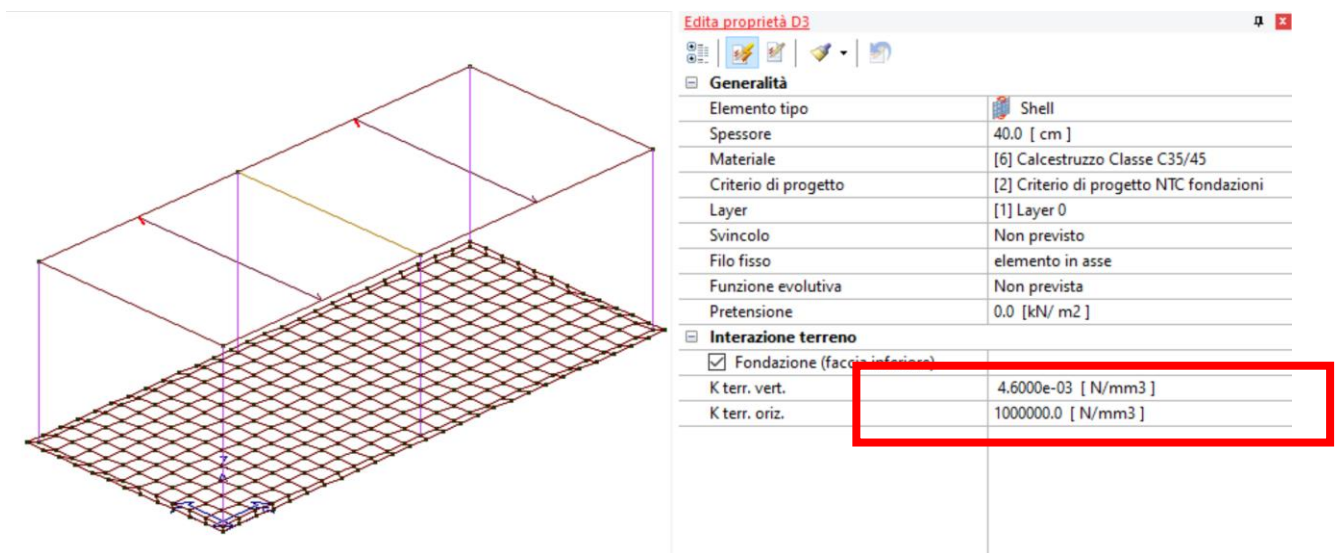


Figura 102 Interazione fondazione-terreno

Come da progetto, la fondazione è costituita da una platea di dimensioni 550cm x 3100cm avente spessore di 40cm.

In funzione dei dati ricavati dalla relazione geologica è stato possibile valutare la costante di sottofondo verticale di Winkler per entrambe le tipologie di fondazioni. In particolare è stata effettuata una media tra i valori calcolati secondo le seguenti formulazioni:

BIOT (1937)

$$k_s = \frac{0.95 E_s}{B(1-\nu_s^2)} \left[\frac{B^4 E_s}{(1-\nu_s^2) EI} \right]^{0.108}$$

VESIC (1961)

$$k_s = \frac{0.65 E_s}{B(1-\nu_s^2)} \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{EI}}$$

VESIC (Teoria dell'elasticità)

$$(1/B) * E_s * (1/(1-u^2))$$

Sapendo che la diffusione del carico derivante dai pilastri si sviluppa secondo un andamento lineare / conico secondo un'inclinazione di 45° rispetto alla verticale, si ottiene che la larghezza di base assume il valore di 90cm come mostra la seguente figura.

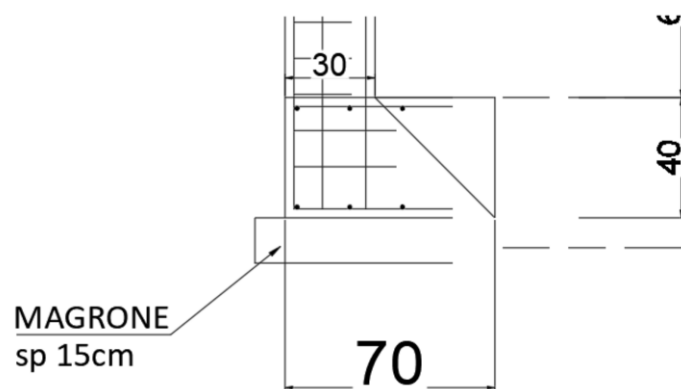


Figura 103 Diffusione del carico derivante dai pilastri

Si riportano qui di seguito i parametri di calcolo della costante di sottofondo verticale di Winkler.

Tabella 12 parametri di calcolo

TERRENO o AMMASSO ROCCIOSO		
Modulo elastico terreno	Es [N/mm ²]	4,7
Poisson terreno	u	0,3
Base fondazione	B _f [m]	0,7
Lunghezza fondazione	L _f [m]	0,7
Inerzia Fondazione	I _f [cm ⁴]	2240000
Modulo elastico fondazione	E _f [N/mm ²]	34077

Si riportano i valori della costante kv di Winkel secondo le formulazioni precedentemente descritte.

Tabella 13 costante di sottofondo verticale

Biot - Winkler	Kv	0,0035	N/mm ³
Vesic - Winkler	kv	0,0028	N/mm ³
Vesic 1961 - Winkler	kv	0,0074	N/mm ³
Winkler medio	kv	0,0046	N/mm ³

Dalla tabella precedente, si adotta una costante di sottofondo verticale pari a 0,0046 N/mm³.
Le caratteristiche del terreno di fondazione sono riportate nel paragrafo 5.

17. VERIFICHE GEOTECNICHE DI SICUREZZA

Tutte le figure precedenti mostrano che la fondazione è di tipo diretta ed è in grado di diffondere nel suolo le azioni gravanti sulla struttura come i carichi verticali e le azioni orizzontali sismiche. Pertanto, oltre a eseguire il calcolo strutturale visto in precedenza, è stato necessario verificare la portanza del terreno di fondazione mediante la teoria dell'analisi limite che prevede lo studio del collasso del terreno stesso quando è in fase di carico.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) sono state effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate al § 2.6 della NTC2018 così come indicano i dettami esposti qui di seguito (cap 6).

6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stab,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stab,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γ_F riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_G G_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con $\gamma_E = \gamma_F$.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

6.2.4.1.1 Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

Tab. 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G3}

6.2.4.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_ψ	1,0	1,25
Coesione efficace	c_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cs}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,0	1,0

Sono state, quindi, eseguite le verifiche a carico limite della fondazione stessa in funzione delle caratteristiche del terreno desunte dalla relazione geologica.

Le analisi di dettaglio sono riportate nei paragrafi successivi.

17.1. VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza "I_r" così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \operatorname{sen}(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico "I_{r,crit}":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \operatorname{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \operatorname{sen}(\varphi) \log_{10}(2I_r)}{1 + \operatorname{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_g = \psi_q = \psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- Eed modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- n coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- j angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità D+B/2
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- Nq, Nc, Ng, fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno j del terreno
- sq, sc, sg, coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- dq, dc, dg, coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- iq, ic, ig, coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- g1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- g2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (Af) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni.

In questo caso sono state adottate le formulazioni di Vesic.

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg \left(\frac{D}{B} \right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- ca adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot tg\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati;
- si determinano il numero degli strati interessati da esso in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot tg(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_S coefficiente di spinta laterale del terreno

- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta } > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di RQD è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni: quella di Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968), entrambe correlate all'indice RQD. In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q'_{ult} carico limite dell'ammasso roccioso
- q''_{ult} carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz

In questo caso l'equazione trinomia del carico limite assume la seguente forma:

$$q''_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato già visto in precedenza; i coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

- $s_c = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme
- $s_c = 1.3$ per fondazioni di tipo quadrato;
- $s_\gamma = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme
- $s_\gamma = 0.8$ per fondazioni di tipo quadrato.

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

Formulazione di Terzaghi (1943)

$$N_q = \frac{e^{2 \left(0.75 \cdot \pi - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \text{tg}(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)} \quad N_\gamma = \frac{\text{tg}(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

se $\varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
K_{py}	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

$$N_q = \text{tg}^6 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \quad N_\gamma = N_q + 1 \quad N_c = 5 \cdot \text{tg}^4 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)$$

Per il calcolo del carico limite si fa riferimento all'Approccio 2 GEO (A1+M1+R3).

Si riportano qui di seguito le tensioni di contatto (MIN = compressione) nelle condizioni più gravose allo SLU e SLV rispettivamente.

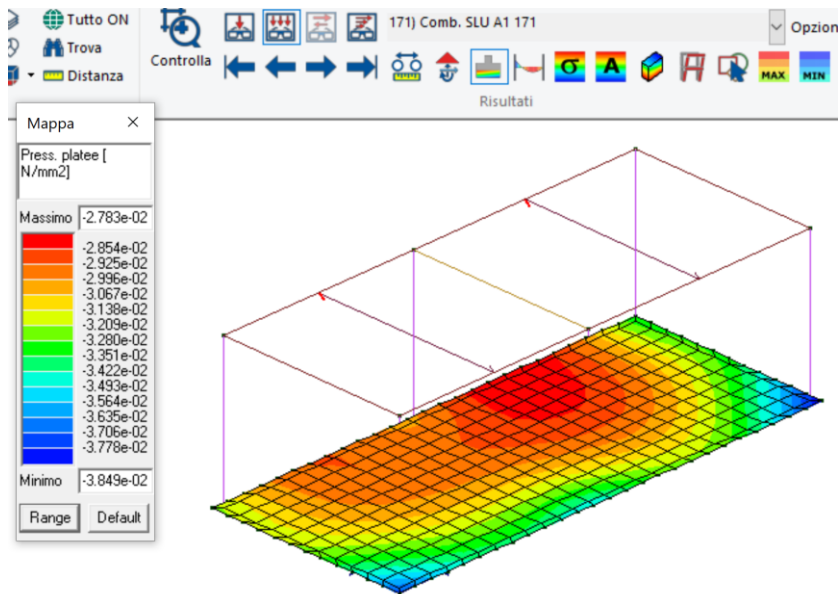


Figura 104 Tensioni MIN di contatto Comb SLU 171

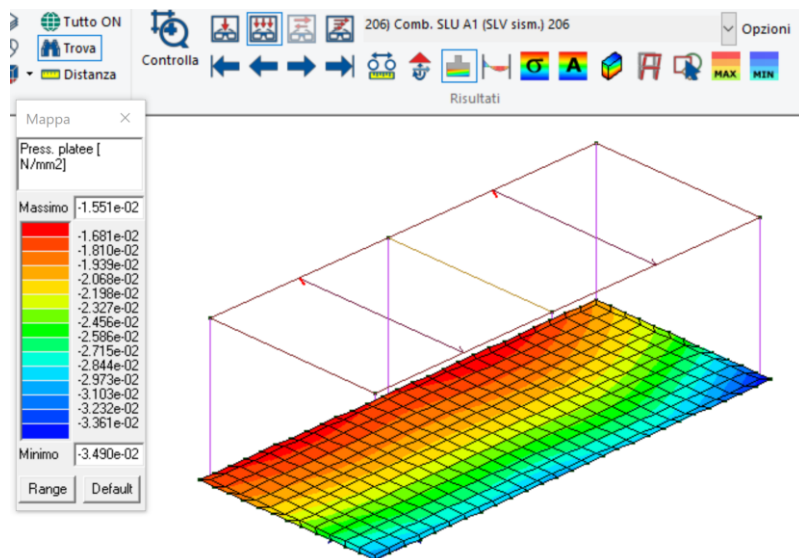


Figura 105 Tensioni di contatto MIN Comb SLV 206

Dalle figure precedenti si evince che le minime tensioni di contatto (negativo = compressione) assumono il valore pari a **0,038MPa** in condizioni statiche.

In condizioni statiche SLU, le tensioni risultano essere inferiori rispetto alle SLV.

Si riporta qui di seguito il calcolo del carico limite globale / manuale della platea di fondazione.

NTC 2018	
γ_{cu}	1
γ_{γ}	1
γ_c	1
$\gamma_{\phi'}$	1
γ_{R2}	1
γ_{R3}	2,3

$\gamma'k$ [kN/m ³]	19
$c'k$ [kN/m ²]	12,7
cuk [kN/m ²]	117
$\varphi'k$ [°]	30
E [kN/m ²]	4700
ν	0,3
G [kN/m ²]	1807,69
γ_w [kN/m ³]	10

ε [°]	0
ω [°]	0
D [m]	0,4
z_w [m]	2,7
B [m]	0,7
L [m] (per metro lineare di trave)	0,7
ZB [m]	0,35
Punto appli Risultante forze [m]	0,350
$e(qv)$ [m]	0
B' [m]	0,7
$\sigma'v(ZB)$ [kN/m ²]	30,15
qh [kN]	0
qv [kN]	110,52
$\tan(\delta)$	0,000
m	2,50

K_p	3,00
N_q	18,35
N_c	30,07
N_γ	22,33

l_r	60,06
$l_{r.cr}$	20,57

Coefficienti di punzonamento	
Ψ_q	1
Ψ_c	1
Ψ_γ	1

Forma della fondazione	
ζ_q	1,58
ζ_c	1,61
ζ_γ	0,60

Carichi inclinati	
ξ_q	1
ξ_c	1
ξ_γ	1

Inclinazione del piano di posa	
α_q	1
α_c	1
α_γ	1
β_q	1
β_c	1
β_γ	1

Produttoria dei coefficienti correttivi	
F_q	1,58
F_c	1,61
F_γ	0,60

CONDIZIONI DRENATE	CONDIZIONI NON DRENATE	q_{Ed} [N/mm ²]	C.D.	C.N.D.
0,48	0,26	0,038	VERIFICATO	VERIFICATO

Dai calcoli precedenti si evince che sia a breve termine (non drenate) che a lungo termine (drenate) la verifica del carico limite risulta essere soddisfatta per l'Approccio 2 GEO.

Le verifiche a traslazione sono automaticamente soddisfatte trattandosi di fondazione interrata.

18. TABULATI DI CALCOLO

Per i tabulati di calcolo si rimanda alla Relazione "*Tabulati di calcolo*"