

Comune di: POGGIO IMPERIALE

Provincia di: FOGGIA

Regione: PUGLIA



PROPONENTE

# NEOEN

NEOEN RENEWABLES ITALIA srl  
Via Giuseppe Rovani, 7 - 20123 MILANO (MI)

OPERA

## ID: 10650 – Integrazioni - PROGETTO DEFINITIVO

IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE  
RINNOVABILE AGRIVOLTAICA DI POTENZA NOMINALE PARI A  
20.013,84 kWp E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA RETE RTN

### “SOLARE POGGIO IMPERIALE-NEOEN”

OGGETTO

TITOLO DELL'ELABORATO:

**FONDAZIONI CABINE**  
RELAZIONE SINTETICA DI CALCOLO – RELAZIONE GEOTECNICA

DATA:

25/01/2024

N°/CODICE ELABORATO:

Tipologia: REL (RELAZIONI)

# REL 007a

I TECNICI

PROGETTISTI:

EDILSAP s.r.l.  
Via di Selva Candida, 452 - 00166 ROMA  
Ing. Fernando Sonnino Project Manager



Prof. Geol. Alfonso Russi  
Via Friuli, 5 - 06034 FOLIGNO



PROFESSIONISTI:

Ing. Martino Raffaele Magnatta



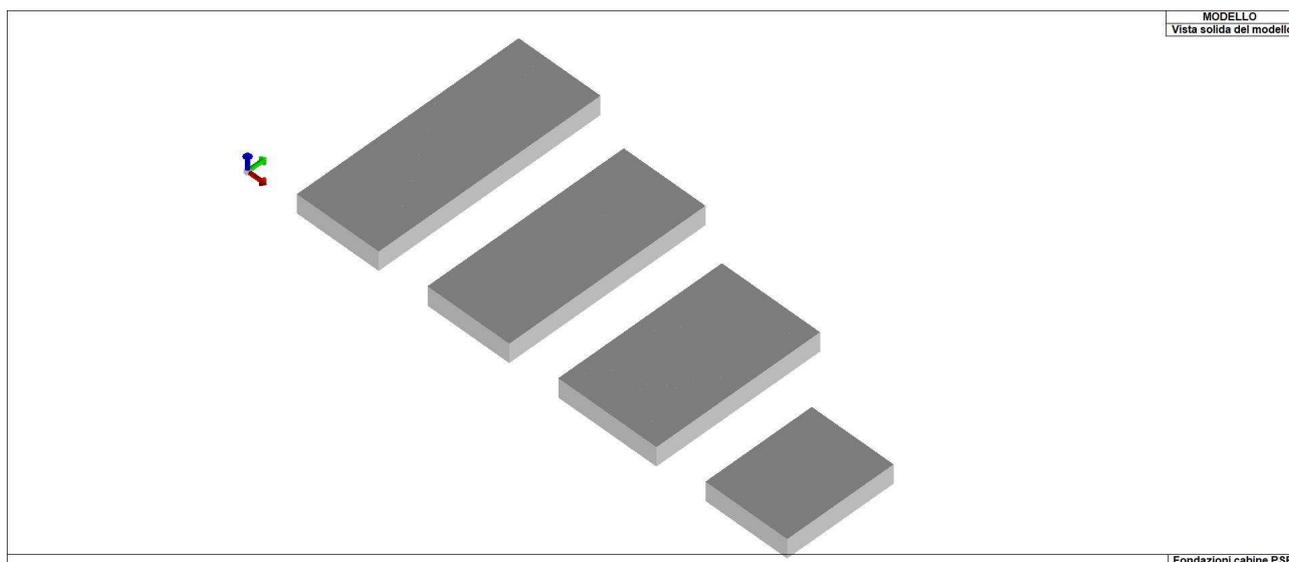
01	202201272	ID: 10650 Integrazioni Istanza VIA e AU – Modifica potenza	NOME E COGNOME	Prof. Geol. Alfonso Russi	Ing. Fernando Sonnino
00	202201272	Emissione per Progetto Definitivo	NOME E COGNOME	Prof. Geol. Alfonso Russi	Ing. Fernando Sonnino
N° REVISIONE	Cod. STMG	OGGETTO DELLA REVISIONE	ELABORAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE

Proprietà e diritto del presente documento sono riservati - la riproduzione è vietata



## FONDAZIONI CABINA DI SMISTAMENTO, CABINA DI CONSEGNA, CABINA DI CAMPO E CONTROL ROOM

Elaborato: **RELAZIONE SINTETICA DI CALCOLO**  
**RELAZIONE GEOTECNICA**



**Ubicazione:** Località POGGIO IMPERIALE (FG) Comune di POGGIO IMPERIALE (FG)  
Provincia di FOGGIA (Regione PUGLIA)

# **INDICE**

1. RELAZIONE SINTETICA DI CALCOLO .....	1
1.1 PREMESSA.....	1
1.2 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO .....	1
1.3 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA .....	1
2. MODELLAZIONE .....	3
2.1 ELEMENTI FINITI – SEZIONI E SPESSORI .....	3
3. CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI.....	5
3.1 ELENCO DEI MATERIALI IMPIEGATI .....	5
4. NEVE E VENTO .....	6
5. SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO .....	8
6. DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI.....	11
6.1 TIPO DI ANALISI EFFETTUATE.....	12
6.2 COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO.....	12
7. PRINCIPALI RISULTATI .....	13
8. SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA.....	18
9. RELAZIONE GEOTECNICA FONDAZIONI CABINE.....	20

# 1. RELAZIONE SINTETICA DI CALCOLO

## 1.1 PREMESSA

Nella presente introduzione sono riportati i principali elementi di inquadramento del progetto esecutivo riguardante le strutture, in relazione agli strumenti urbanistici, al progetto architettonico, al progetto delle componenti tecnologiche in generale e alle prestazioni attese dalla struttura.

## 1.2 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO

Le Norme e i documenti assunti a riferimento per la progettazione strutturale vengono indicati di seguito.

Progetto-verifica degli elementi	
Progetto cemento armato	D.M. 17-01-2018
Progetto acciaio	D.M. 17-01-2018
Progetto legno	D.M. 17-01-2018
Progetto muratura	D.M. 17-01-2018
Azione sismica	
Norma applicata per l' azione sismica	D.M. 17-01-2018

## 1.3 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

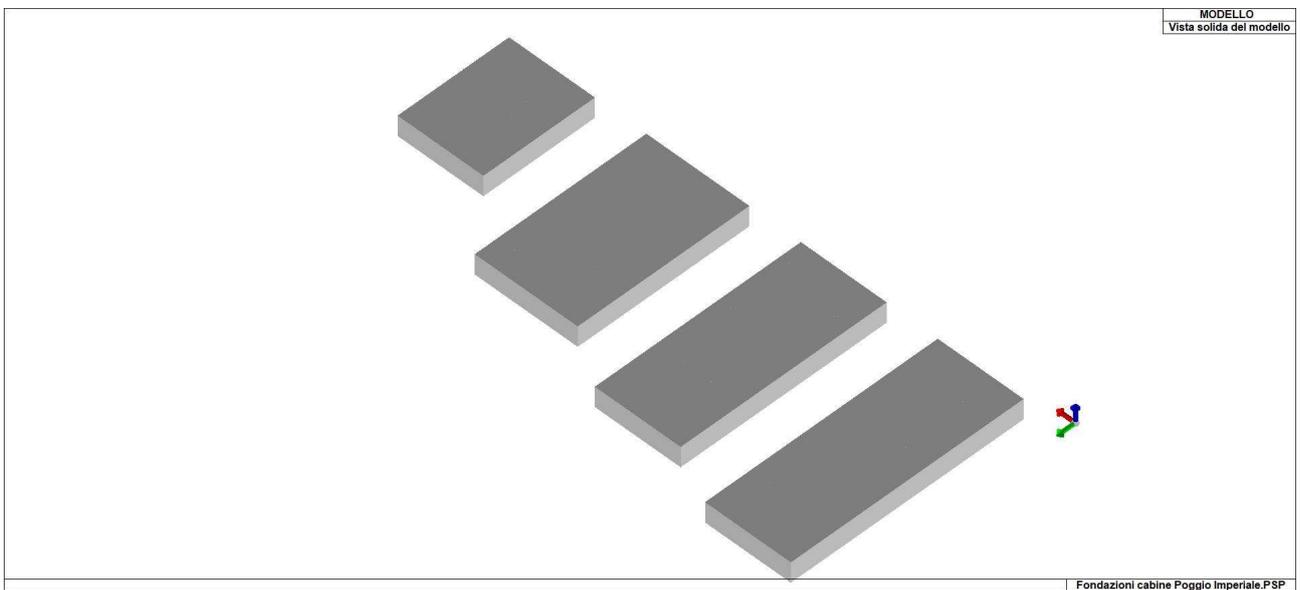
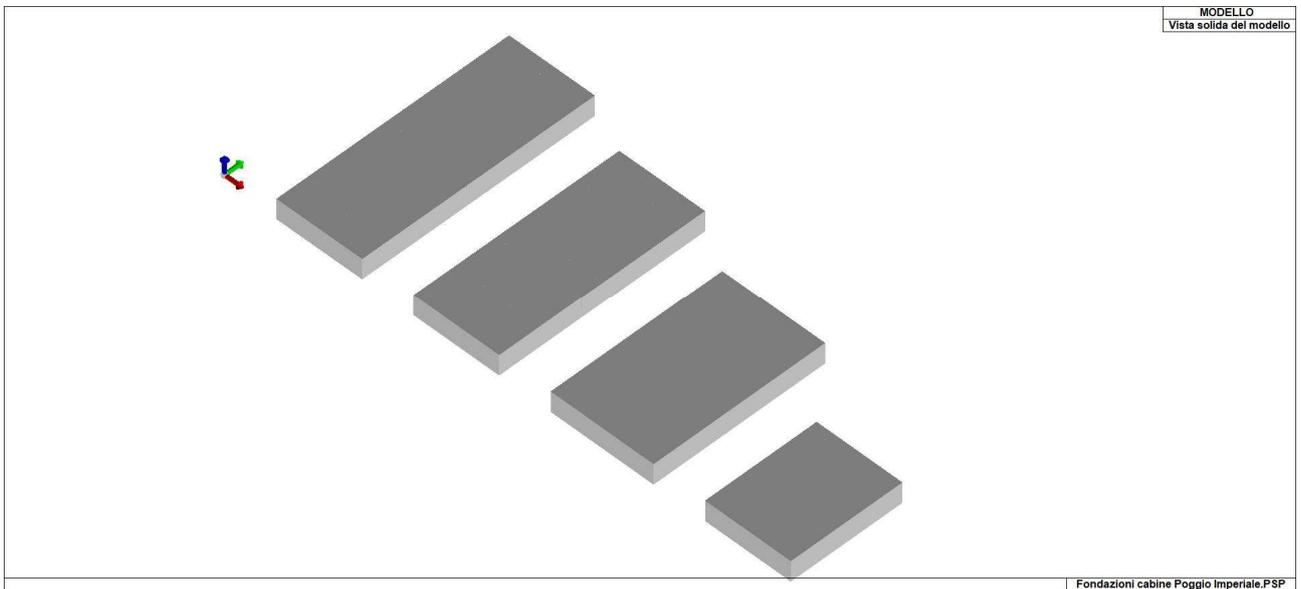
Descrizione generale dell'opera	
Opera di nuova realizzazione	SI
Ubicazione	Comune di POGGIO IMPERIALE (FG) (Regione PUGLIA)
	Località POGGIO IMPERIALE (FG)
Tipo di fondazione	Platea

Materiali impiegati	
Cemento Armato	SI
Acciaio	NO
Legno	NO
Muratura	NO

Principali caratteristiche della struttura	
Struttura regolare in pianta	SI
Struttura regolare in altezza	SI
Classe di duttilità	ND struttura non dissipativa
Analisi per carichi non sismici	SI
Analisi sismica	Statica lineare con fattore di comportamento $q=1.0$
Verifica SLD di resistenza	NO

Parametri della struttura			
Classe d'uso	Vita $V_n$ [anni]	Coeff. Uso	Periodo $V_r$ [anni]
II	50.0	1.0	50.0

Di seguito si riportano le immagini del modello strutturale:



Viste solide

## 2. MODELLAZIONE

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\mathbf{K} * \mathbf{u} = \mathbf{F}$$

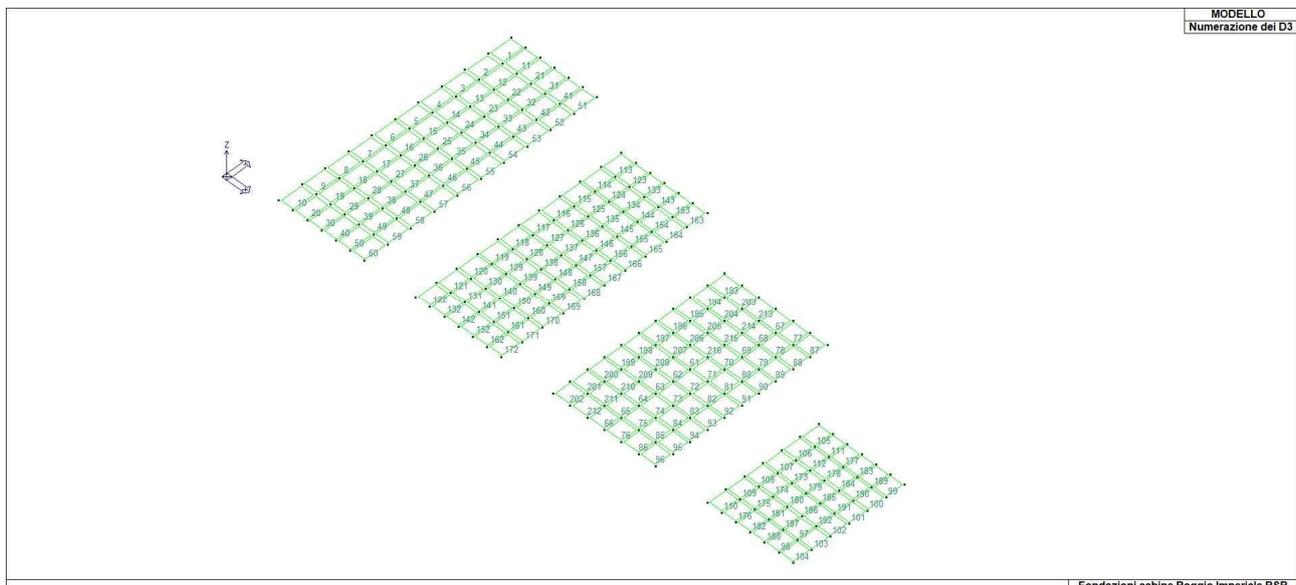
dove  $\mathbf{K}$  = matrice di rigidezza  
 $\mathbf{u}$  = vettore spostamenti nodali  
 $\mathbf{F}$  = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente a una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

### 2.1 ELEMENTI FINITI – SEZIONI E SPESSORI

A seguire si riportano le immagini relative alle numerazioni di interesse:



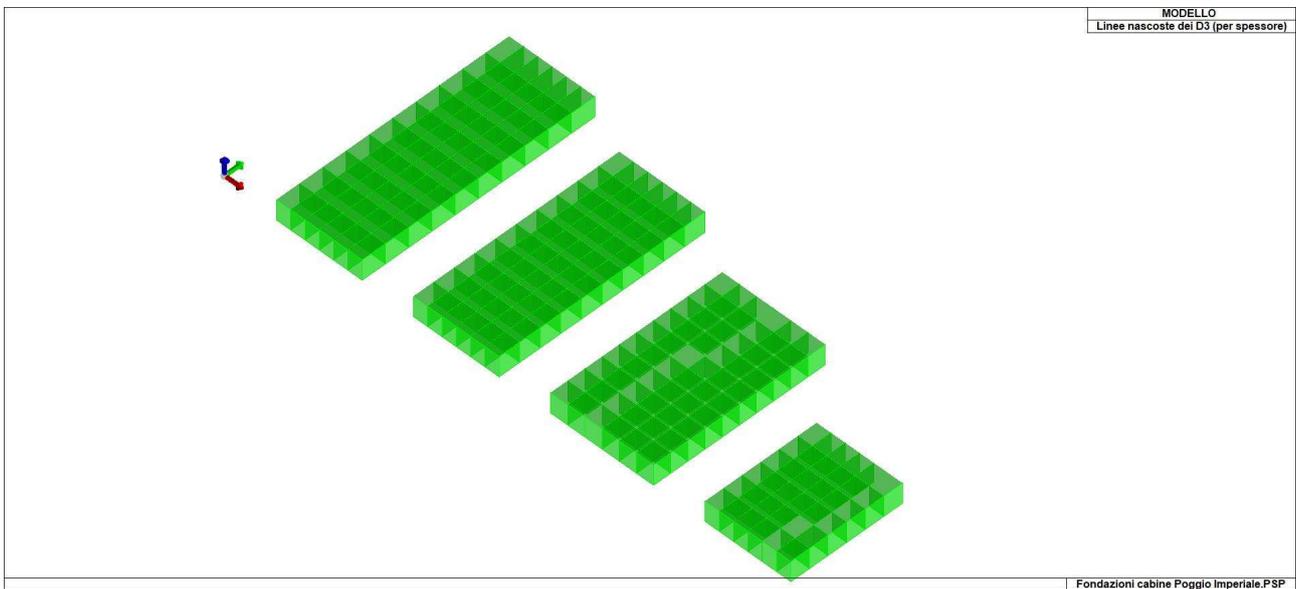
Modello numerico di calcolo

Si riportano di seguito le caratteristiche di sezioni e spessori degli elementi strutturali, in formato tabellare e immagini:

TABELLA_SPESSORI				
Id		Spessore Gusci	Spessore Setti	Sp. solai piano rigido
-	-	cm	cm	cm
1		60.00	-	-

**Legenda**

- Spessore Gusci      Spessore degli elementi shell con sviluppo orizzontale
- Spessore Setti      Spessore degli elementi shell con sviluppo verticale



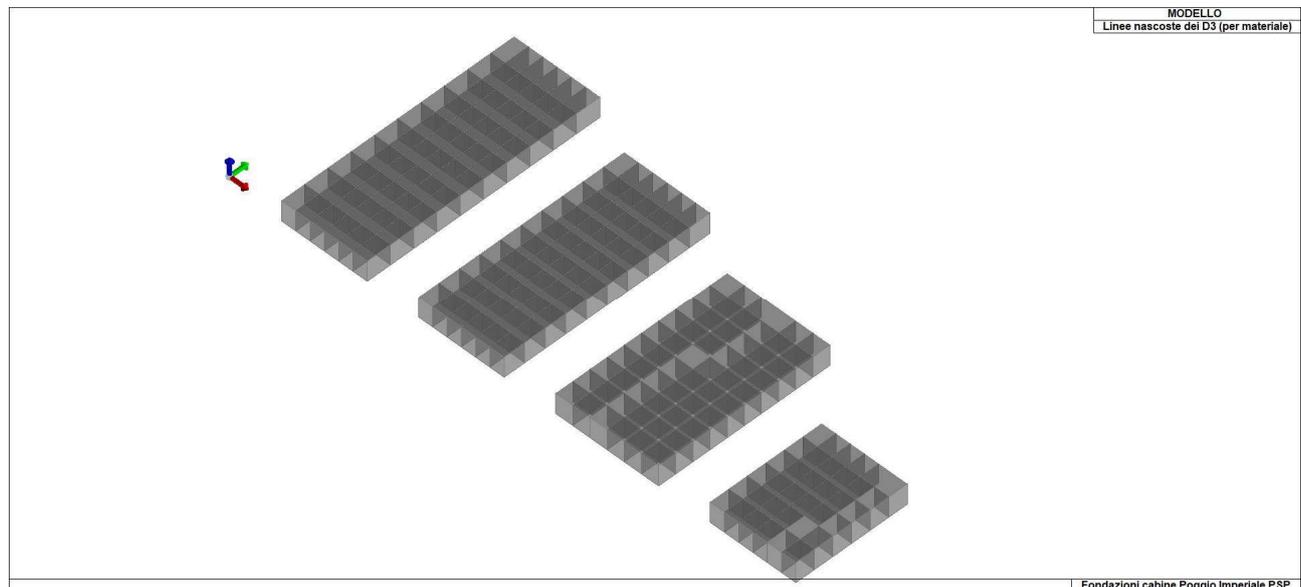
Modello solido di calcolo: spessori

### 3. CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI

Nell'esecuzione delle opere oggetto della presente relazione è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali con le relative caratteristiche:

#### 3.1 ELENCO DEI MATERIALI IMPIEGATI

[1]- MATERIALE PER FONDAZIONE -			
<b>Calcestruzzo Classe C25/30</b>			
Id	-	-	u.m.
1		< MATERIALE NUOVO >	
		Resistenza caratteristica cubica Rck	300.0 daN/cm2
		Resistenza caratteristica cilindrica fck	249.0 daN/cm2
		Resistenza fctm	25.6 daN/cm2
		Tensione caratteristica di snervamento acciaio	4500.0 daN/cm2
		Tipo acciaio	tipo C
		Coefficiente gamma c	1.5
		Coefficiente gamma s	1.1
		Rapporto Rfessurata (assiale)	1.00
		Rapporto Rfessurata (flessione)	1.00
		Rapporto Rfessurata (taglio)	1.00



Modello solido di calcolo: Materiali

## 4. NEVE E VENTO

Si riportano a seguire i calcoli effettuati per la determinazione delle azioni di neve e vento.

### LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

Ubicazione:

Località	POGGIO IMPERIALE
Provincia	FOGGIA
Regione	PUGLIA
Latitudine	41,82400 N
Longitudine	15,36700 E
Altitudine s.l.m.	73,0 m

### CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE E DEL VENTO

Normativa di riferimento:

D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

Circolare n.7 - 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP.

#### NEVE

Il carico della neve sulle coperture è calcolato in relazione ai seguenti parametri:

Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale;

Esp.: zona topografica di esposizione al vento;

Ce: coefficiente di esposizione al vento;

TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;

as: altitudine del sito;

qsk: valore caratteristico del carico della neve al suolo (per Tr = 50 anni);

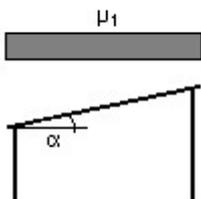
Zona	Esposizione	Ce	TR	as	qsk
II	Zona normale	1,00	50 anni	73 m	100,00

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda  $\alpha = 5,0^\circ$

$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 80 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:



#### VENTO

La velocità del vento è calcolata in relazione ai seguenti parametri:

Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale (NTC - Tab. 3.3.I);

Vb,0: velocità base della zona (NTC - Tab. 3.3.I);

a0: altitudine base della zona (NTC - Tab. 3.3.I);

ks: parametro in funzione della zona in cui sorge la costruzione (NTC - Tab. 3.3.I);

as: altitudine del sito;

TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;  
 Vb: velocità di riferimento calcolata come segue:  
 $V_b = V_{b,0}$  per  $a_s \leq a_0$   
 $V_b = V_{b,0} (1 + k_s ((a_s / a_0) - 1))$  per  $a_0 < a_s \leq 1500$  m  
 per  $a_s > 1500$  m vanno ricavati da opportuna documentazione o da indagini comprovate  
 Tali valori non dovranno essere minori di quelli previsti per  $a_s = 1500$  m  
 Cr: coefficiente di ritorno in funzione del periodo di ritorno TR  
 Vr: velocità di riferimento riferita al periodo di ritorno TR

Zona	Vb,0	a0	ks	as	TR	Vb	Cr	Vr
3	27 m/s	500 m	0,37	73 m	50 anni	27,00 m/s	1,000	27,00 m/s

**Pressione cinetica di riferimento,  $q_r = \rho V_r^2 / 2 = 46$  daN/mq**

dove:  $\rho$  è la densità dell'aria (assunta convenzionalmente costante = 1,25 kg/mc)

Esposizione:

Da cui i parametri della tabella 3.3.II delle NTC

Kr	z0	z min
0,19	0,05 m	4 m

**Classe di rugosità del terreno: D (NTC - Tab. 3.3.III)**

Aree prive di ostacoli o con al di più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,..)

L'azione del vento sulle costruzioni è determinata dai seguenti parametri:

Cp: coefficiente di pressione;  
 Cd: coefficiente dinamico;  
 Ct: coefficiente di topografia;  
 Ce: coefficiente di esposizione (funzione di z, z0 e Ct);  
 z: altezza sul suolo.

Cp	Cd	Ct	Ce	z
1,00	1,00	1,00	1,80	3,50 m

**Pressione del vento**

**$p = q_r C_e C_p C_d = 82$  daN/mq**

## 5. SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

E' possibile definire i casi di carico scegliendo fra le dodici tipologie elencate nella tabella seguente:

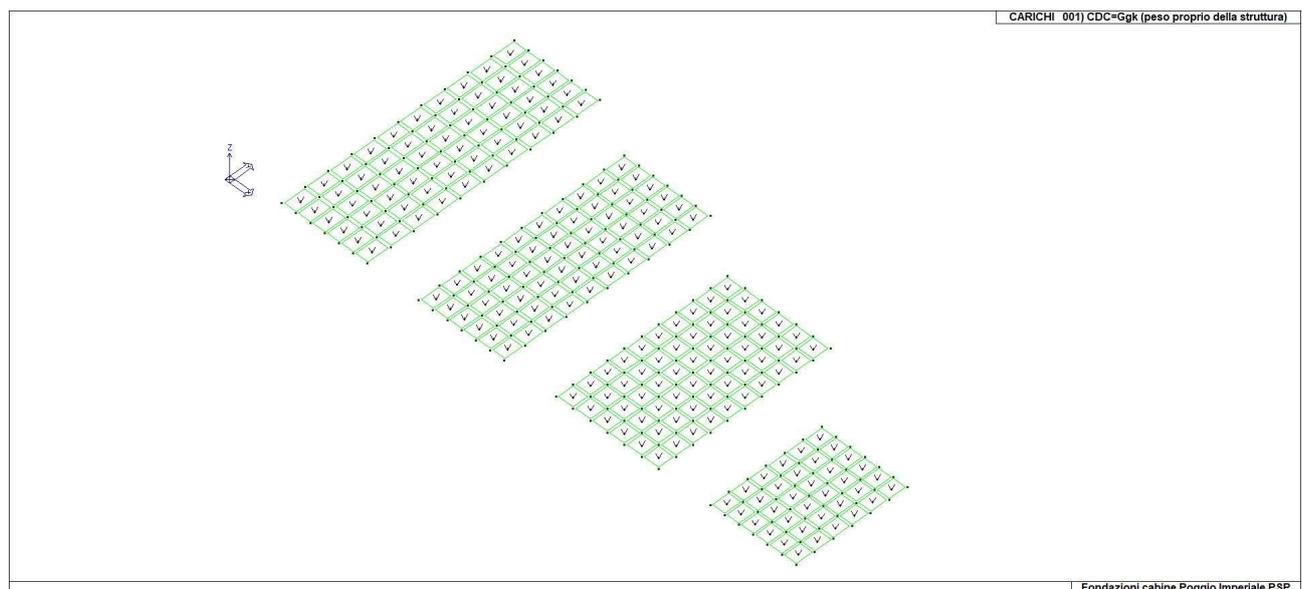
	Tipo CDC	Descrizione
1	Ggk	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	caso di carico comprensivo dei carichi variabili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

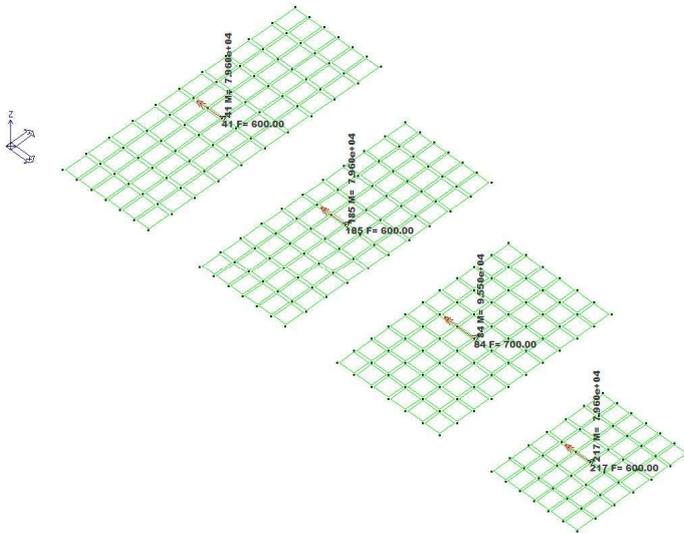
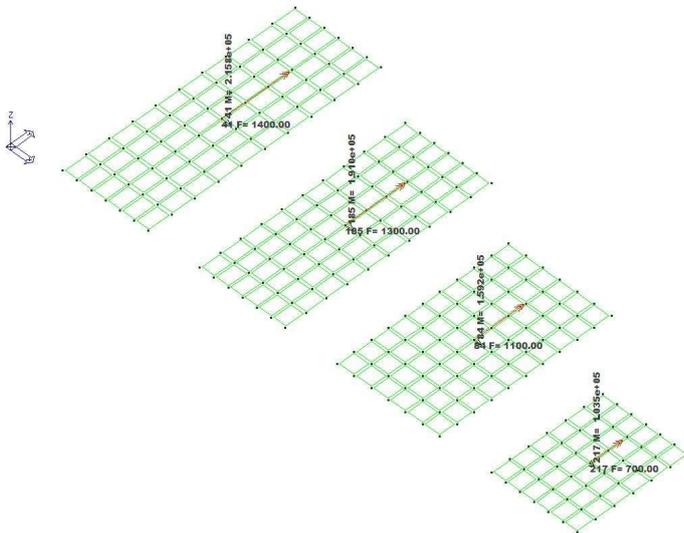
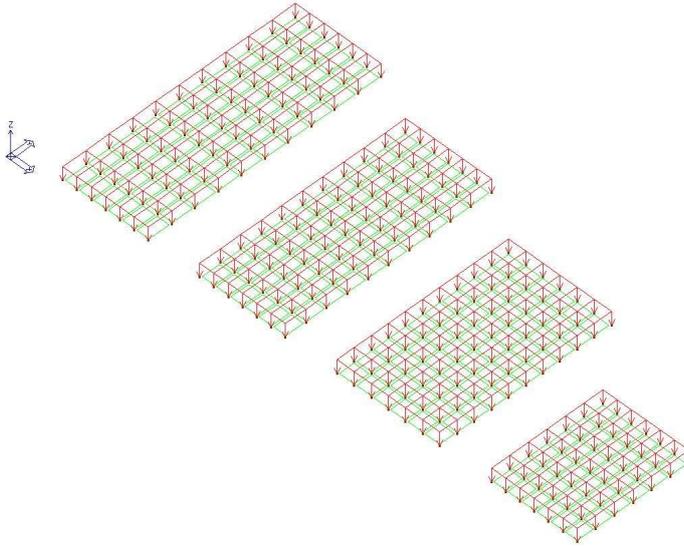
I casi di carico utilizzati nella modellazione oggetto della presente relazione sono i seguenti:

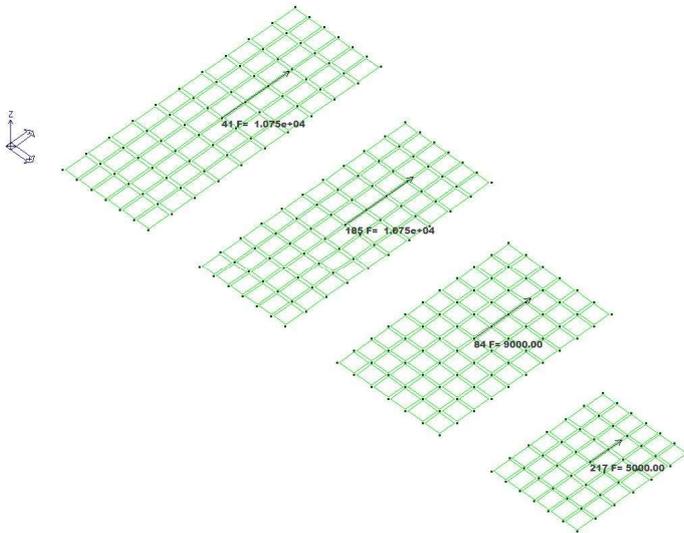
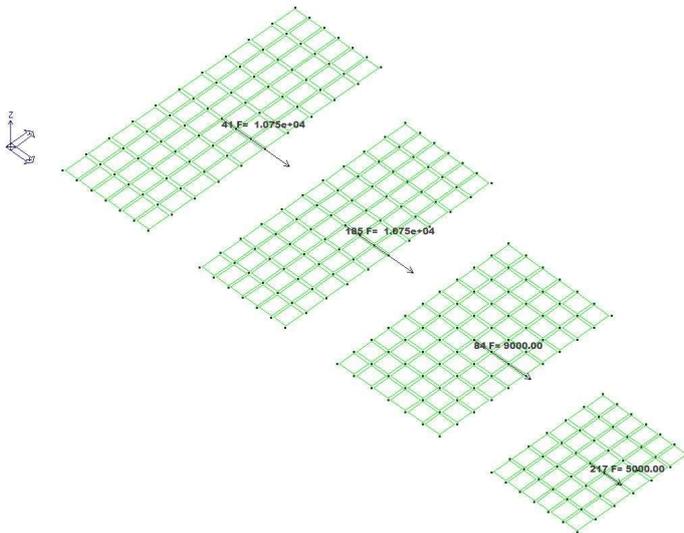
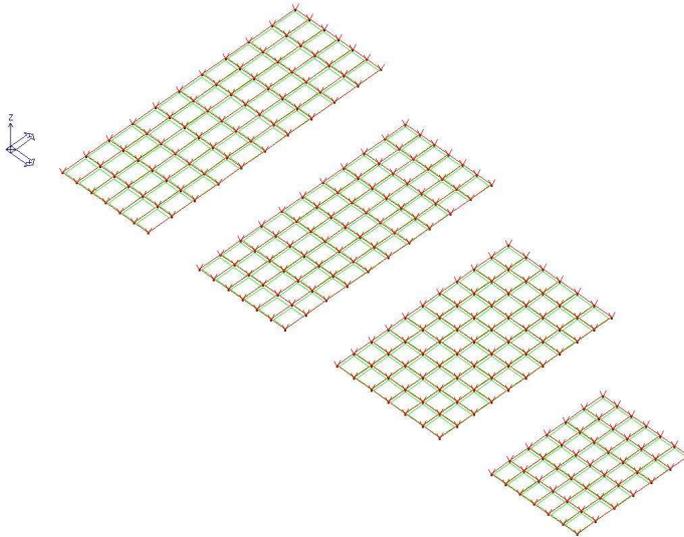
CDC	Tipo CDC	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=G2k (permanente generico)	
3	Qk	CDC=Qkv,X	
4	Qk	CDC=Qkv,Y	
5	Qk	CDC=Qkn	
6	Qk	CDC=Fs(SLV),X	
7	Qk	CDC=Fs(SLV),Y	

### Legenda

Tipo CDC Indica il tipo di caso di carico







## 6. DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

Le combinazioni previste per i diversi casi di carico (CDC) seguono le regole previste dalla Normativa vigente e sono destinate al controllo di sicurezza della struttura e alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni. 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  
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

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

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

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
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 $\leq 30$ kN)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30$ kN)	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 $\leq 1000$ 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 $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non computatamente definiti)	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

## 6.1 TIPO DI ANALISI EFFETTUATE

Tipo di analisi strutturale	
Analisi per carichi non sismici	SI
Sismica statica lineare	SI
Sismica dinamica lineare	NO
Sismica statica non lineare (triangolare; G1 – a §7.3.3.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo; G1 – b §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. tagli di piano; G1 – c §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. masse; G2 – a §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (multimod; G2 – c §7.3.4.2)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

## 6.2 COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO

Combinazioni dei casi di carico	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	NO
SLD	NO
SLO	NO
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

TABELLA_COMBINAZIONI				
Tipo CMB	Da	Da	A	A
-	Id	Nome	Id	Nome
SLU	1	Comb. SLU A1 1	10	Comb. SLU A1 10
SLE rara	11	Comb. SLE(rara) 11	12	Comb. SLE(rara) 12
SLE frequente	13	Comb. SLE(freq.) 13	14	Comb. SLE(freq.) 14
SLE quasi permanente	15	Comb. SLE(perm.) 15		

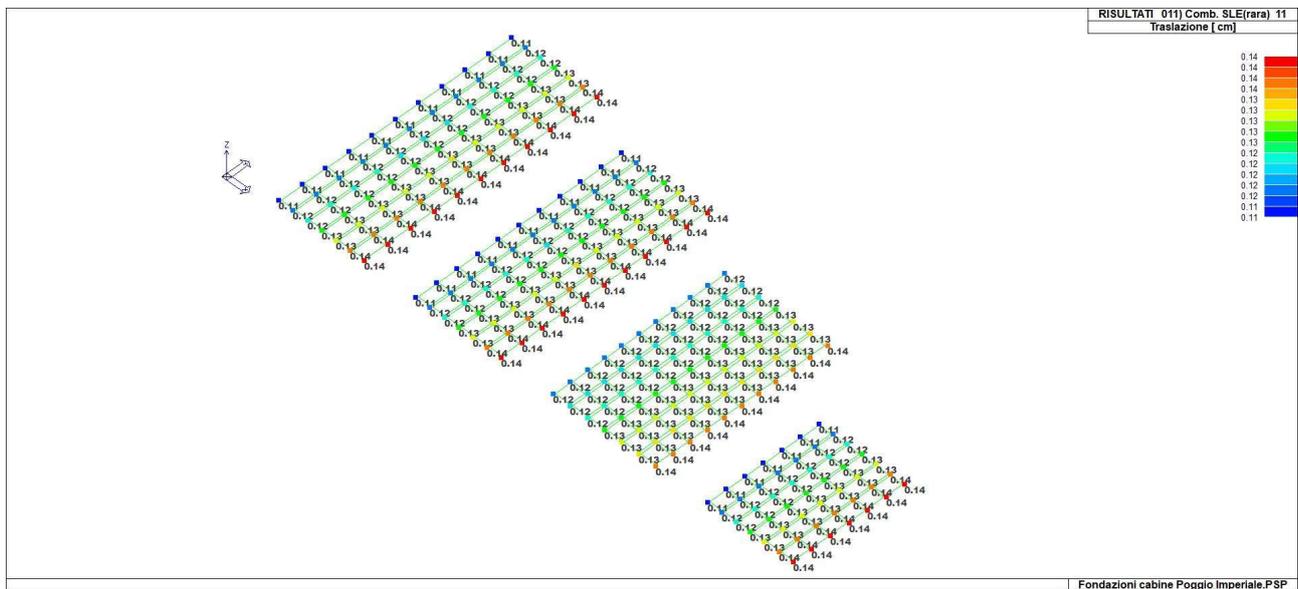
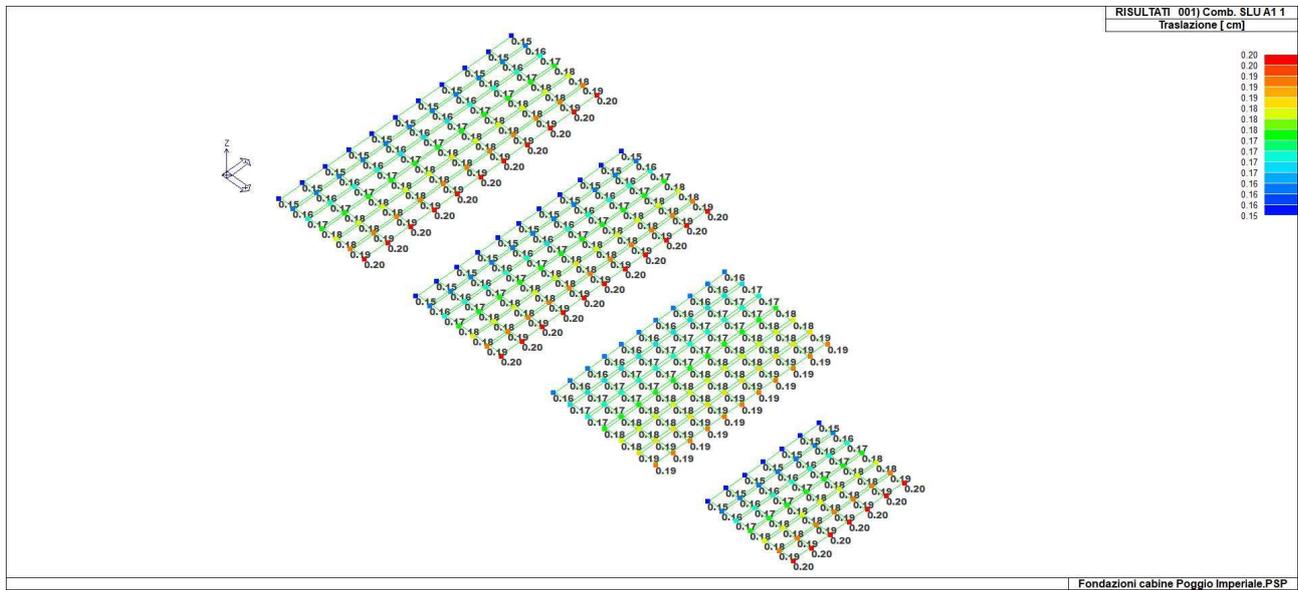
### Legenda

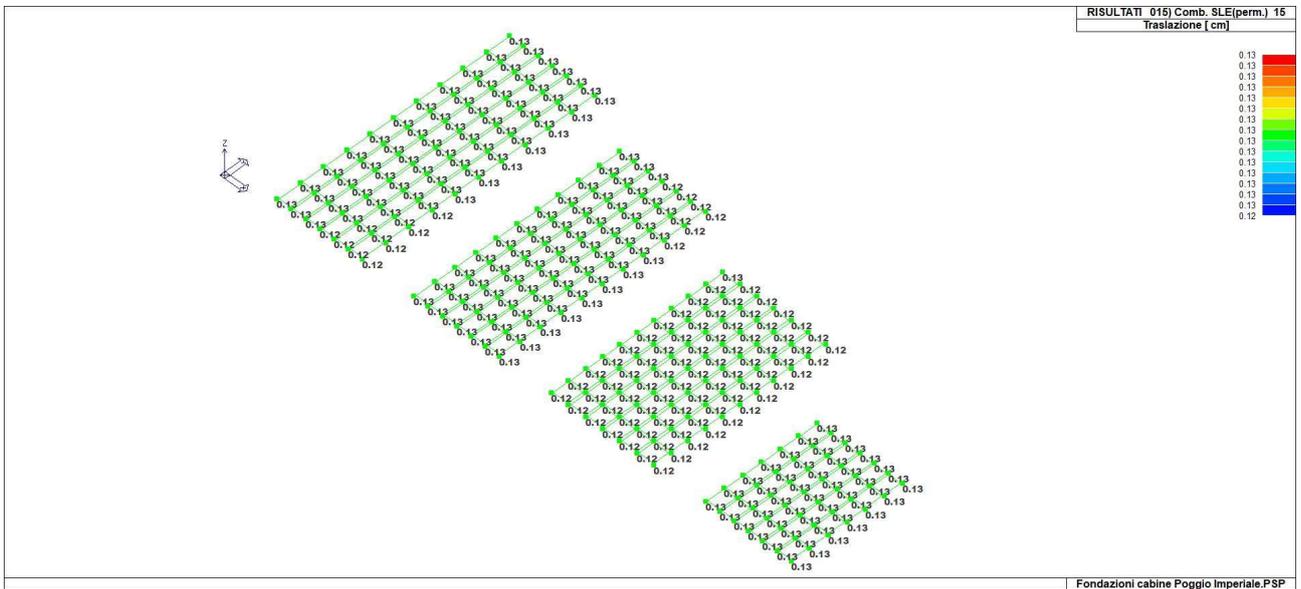
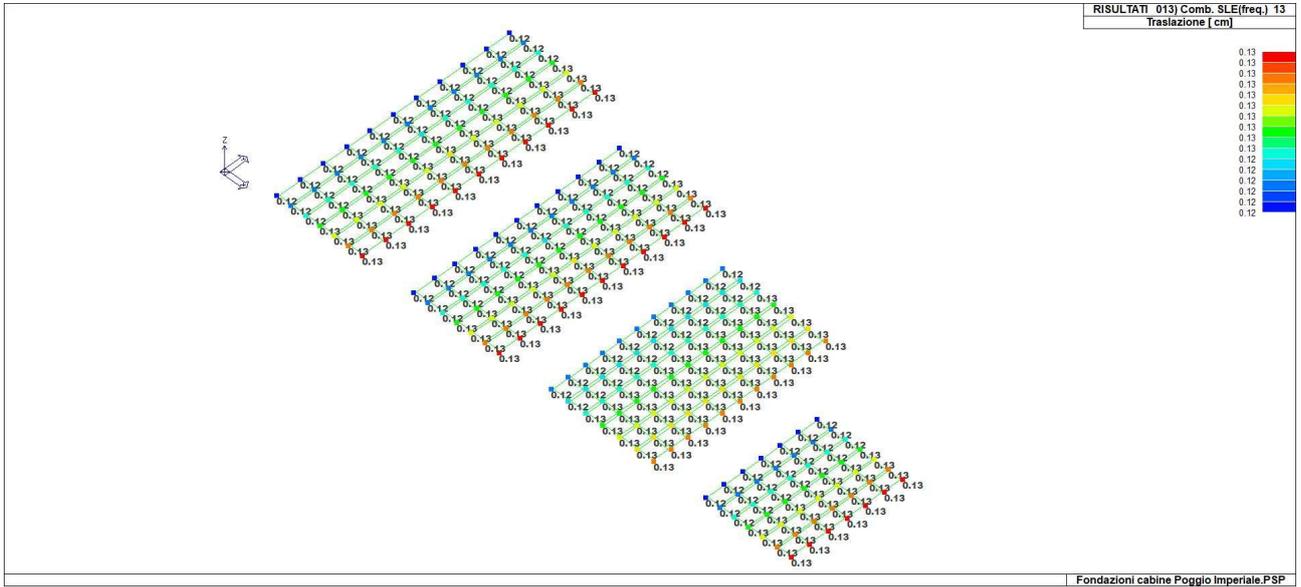
Tipo CMB Indica la categoria di combinazione

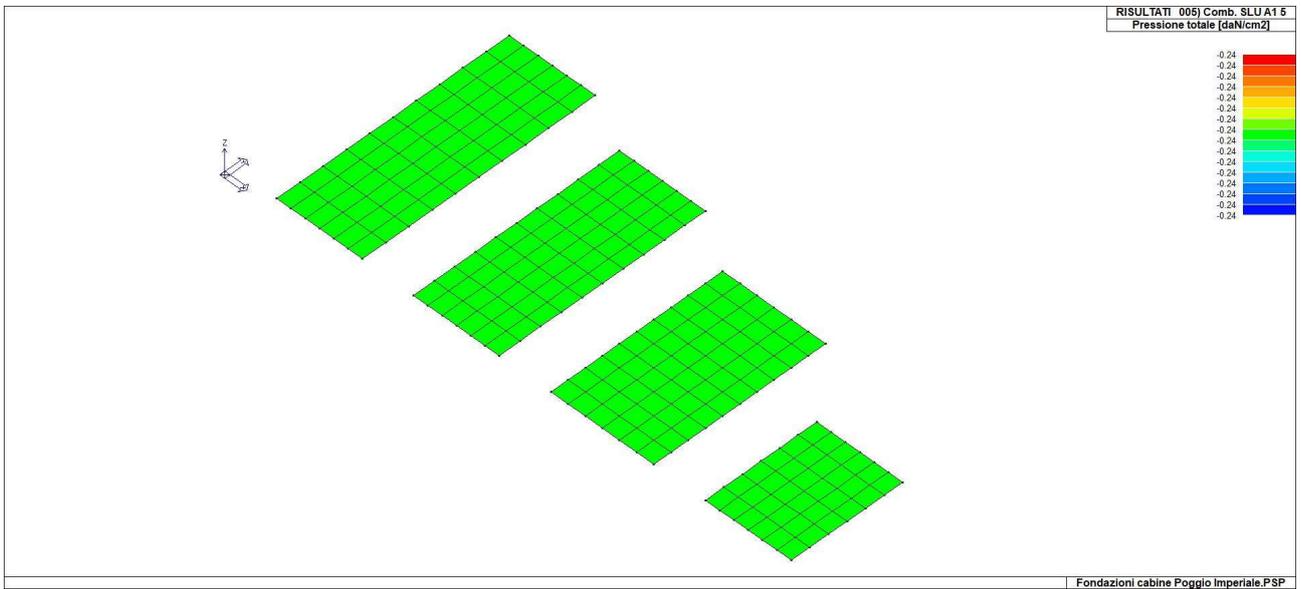
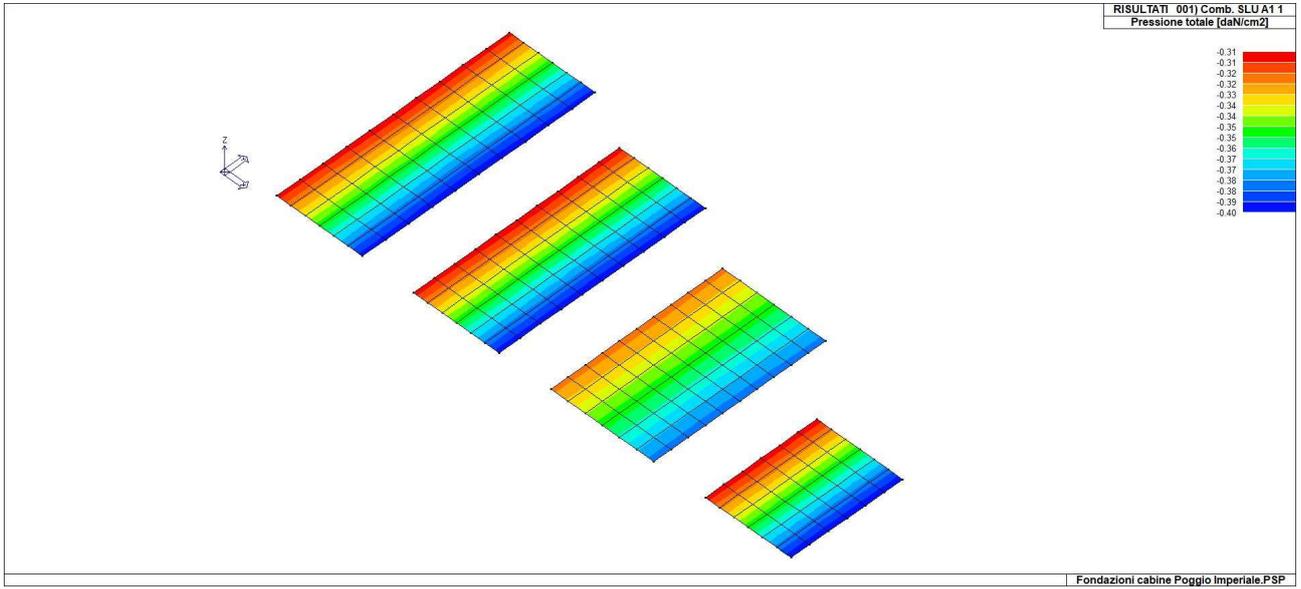
Si riportano di seguito, per completezza, le videate delle opzioni così come impostate nel programma:

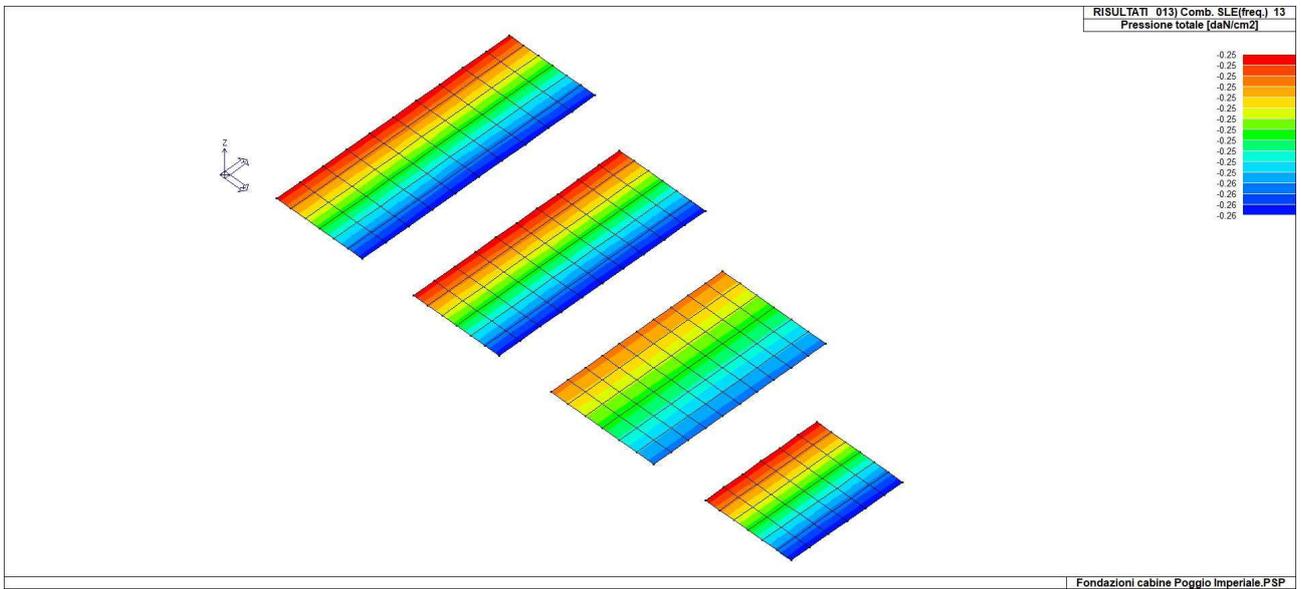
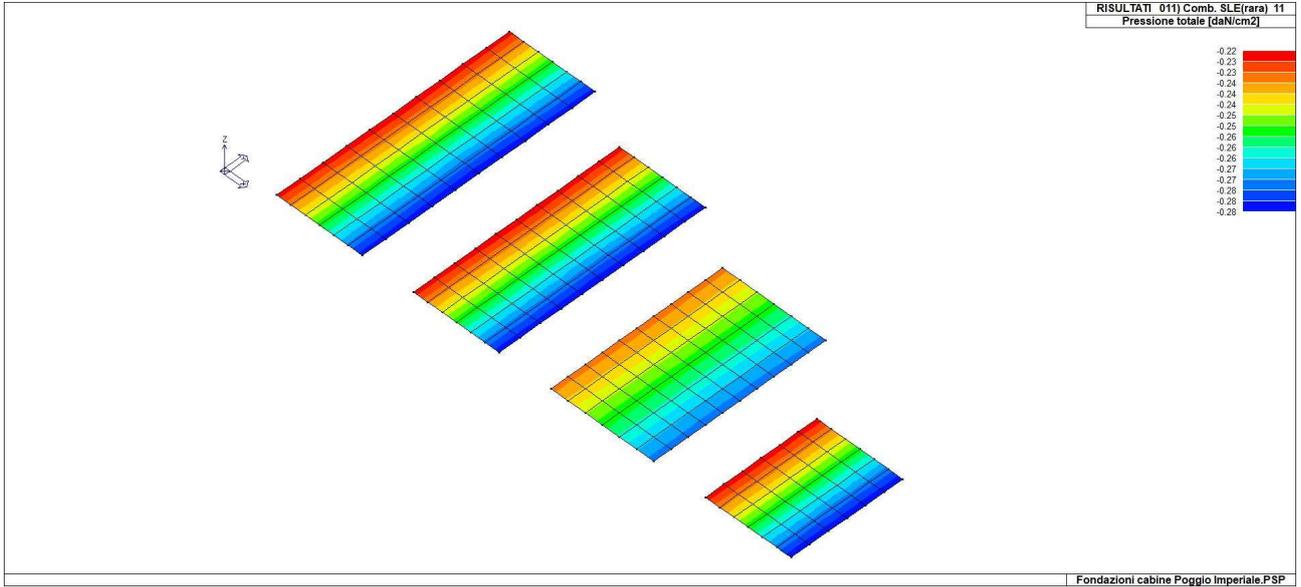
# 7. PRINCIPALI RISULTATI

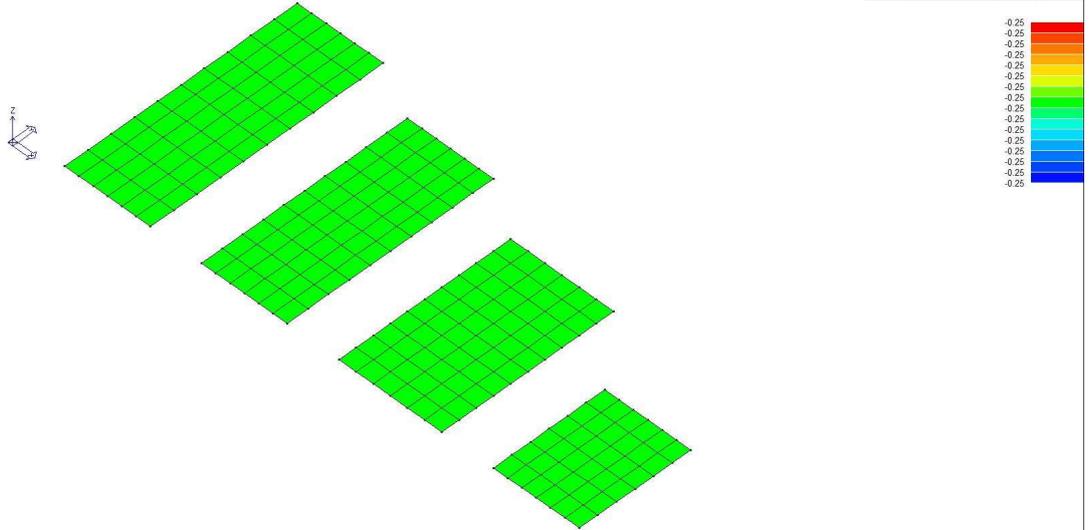
Si riportano i valori massimi dei principali risultati ottenuti per ogni gruppo di combinazioni:





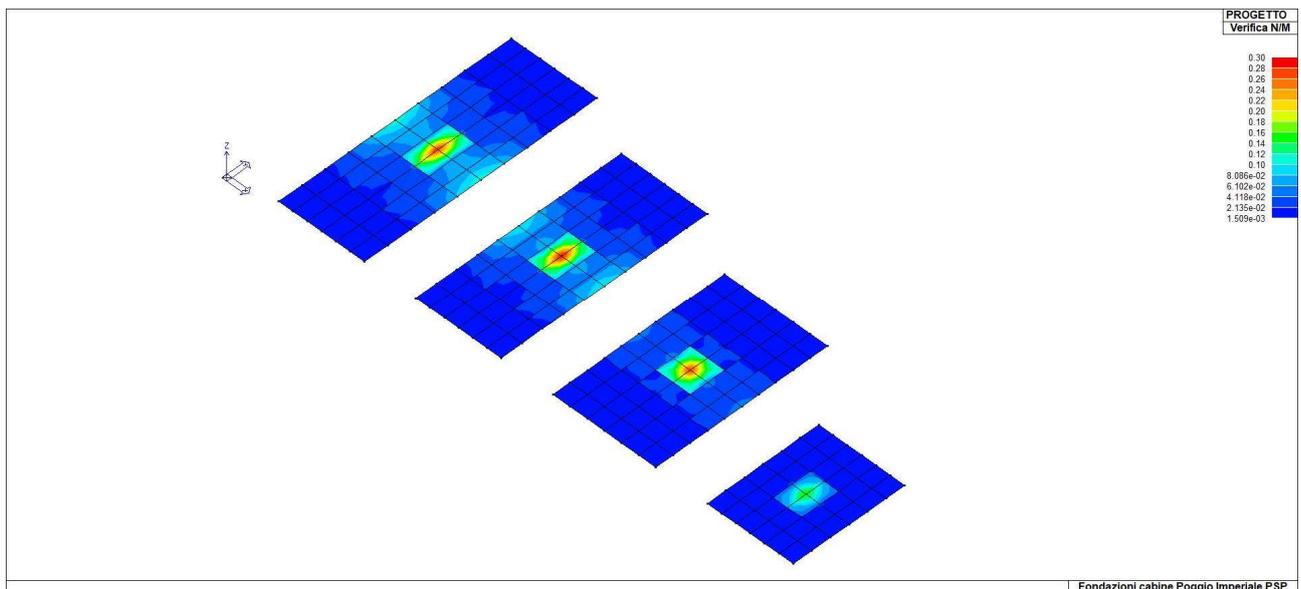
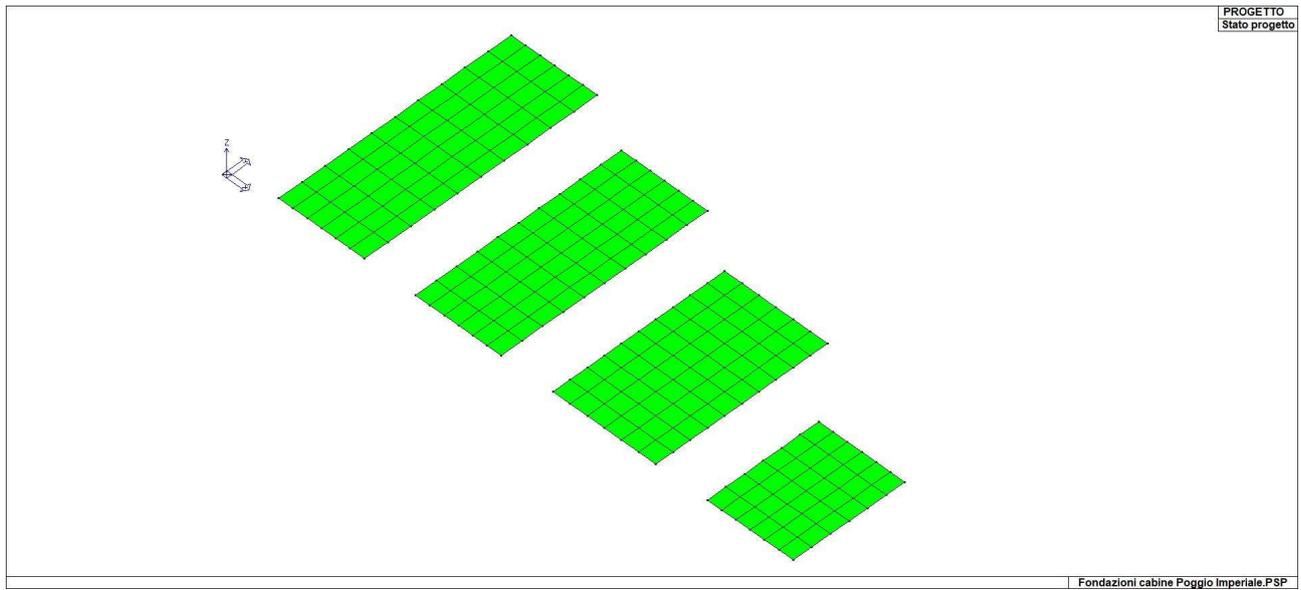


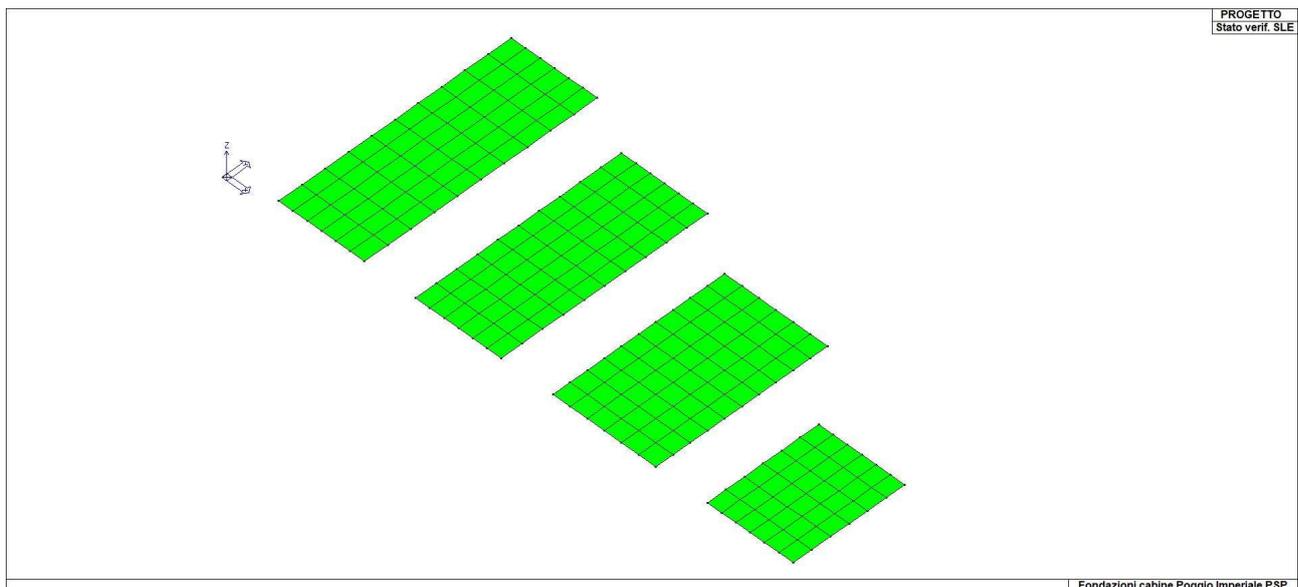
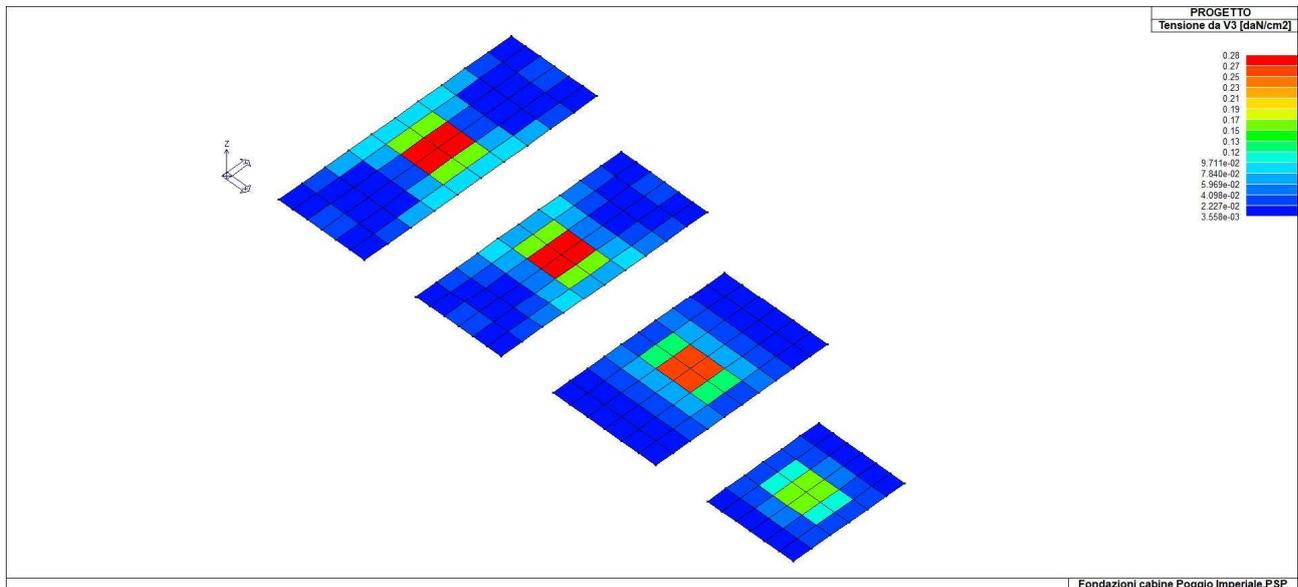




## 8. SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA

Si riportano a seguire i risultati della progettazione e delle verifiche effettuate. Gli stati di progetto *ciano* o *verde* indicano che le verifiche svolte sono interamente soddisfatte, gli stati di progetto *rossi*, al contrario, indicano che le verifiche non sono soddisfatte. Laddove possibile le verifiche sono state normalizzate. Significa che se i valori indicati in mappa sono inferiori all'unità, la verifica può ritenersi soddisfatta. Per tutte le altre verifiche i valori riportati vanno confrontati con i valori limite indicati da Normativa.





Elementi D3 singoli	Valore minimo	Valore massimo
Verifica N/M	1.51e-03	0.30
Tensione da V3 [daN/cm <sup>2</sup> ]	3.56e-03	0.28
Tens. cls rare	1.08e-04	0.08
Tens. acc rare	3.12e-04	0.25
Mappa Af nodi	10.05	10.05

## 9. RELAZIONE GEOTECNICA FONDAZIONI CABINE

### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

### INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

### CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

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<sub>r</sub>" 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<sub>r,crit</sub>":

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

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 :

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

se  $\varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)}$$

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  $\psi_\gamma = \psi_q = \psi_c = 1$ .

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

- $E_{ed}$  modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- $\nu$  coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- $k_0$  coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- $\varphi$  angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- $c'$  coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- $\sigma'$  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:

- $N_q, N_c, N_\gamma$ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno  $\varphi$  del terreno
- $s_q, s_c, s_\gamma$ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- $d_q, d_c, d_\gamma$ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- $i_q, i_c, i_\gamma$ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- $\gamma_1$  peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- $\gamma_2$  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:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left( \frac{B}{2} \right)$$

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 ( $A_f$ ) 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, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

### Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

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

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

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

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

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}\right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se  $\varphi = 0$  si ha:

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

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

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}\right)$$

### Formulazione di Vesic (1975)

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

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

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

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

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

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

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

- se  $\varphi = 0$  si ha:

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

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

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

### Formulazione di Brinch-Hansen

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

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

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

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

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

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

- se  $\varphi = 0$  si ha:

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

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

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

### Formulazione Eurocodice 7

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

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

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

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

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

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[ 1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se  $\varphi = 0$  si ha:

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

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

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui  $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0$ ,  $N_\gamma = 1.0$  e  $N_c = 2 + \pi$ .

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  $L$ )
- $c_a$  adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- $\alpha_1, \alpha_2$  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  $\gamma_2$  nella formula trinomia assume la seguente espressione:

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

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- $\gamma$  peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- $\gamma_{sat}$  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; quindi si determina 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:

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

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:

$$s_c = 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} \quad s_c = 1.3 \text{ per fondazioni di tipo quadrato};$$

$$s_\gamma = 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} \quad s_\gamma = 0.8 \text{ per fondazioni di tipo quadrato}.$$

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

### Formulazione di Terzaghi (1943)

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

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

$\varphi$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$K_{p\gamma}$	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)

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

## VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \text{tg}(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- $T_{Sd}$  componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- $N_{Sd}$  componente verticale del carico agente sulla fondazione
- $c_a$  adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- $\delta$  angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% dell'angolo di attrito)
- $S_p$  spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- $f_{Sp}$  percentuale di partecipazione della spinta passiva
- $A_f$  superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

## DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "u", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{(2-2 \cdot \nu + \frac{r^2}{z^2})^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left( \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} - \frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, "Q" va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità "D" del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

## CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi

all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

**Metodo edometrico**, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$  variazione dello stato tensionale verticale alla profondità "z<sub>i</sub>" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$  modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- $\Delta z_i$  spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

**Metodo dell'elasticità**, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{Imp.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{Lib.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{Imp.}$  cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$  cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$  variazione stato tensionale verticale alla profondità "z<sub>i</sub>" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_i$  modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- $\Delta z_i$  spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per  $w_{Imp.}$  e valore massimo per  $w_{Lib.}$ ).

## SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

### ***Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali***

*per tipologie travi e plinti superficiali:*

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

*per tipologia platea:*

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

### **Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali**

*per tipologie travi e plinti superficiali:*

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

*per tipologia platea:*

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

### **Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali**

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qres P termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qmax / Qlim rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- TBlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / TBlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- TLim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento

- TL / TLlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

### **Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali**

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento  $w_{imp.}$ , mentre il secondo al cedimento  $w_{lib.}$ )

## **PARAMETRI DI CALCOLO**

### **Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:**

- Per terreni sciolti: Brinch - Hansen
- Per terreni lapidei: Terzaghi

### **Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :**

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

### **Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:**

- Coeff. parziale di sicurezza  $F_c$  (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza  $F_q$  (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza  $F_g$  (statico): 2,50

### **Combinazioni di carico:**

### **APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)**

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per  $\tan \phi$  (statico): 1
- Coeff. M1 per  $c'$  (statico): 1
- Coeff. M1 per  $C_u$  (statico): 1
- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

### **Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:**

- Fattore per l'adesione ( $6 < C_a < 10$ ): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ( $5 < \Delta < 10$ ): 7
- Frazione di spinta passiva  $f_{Sp}$ : 50,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

### **Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:**

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

## ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 4

Profondità falda: assente

Strato n. Neg.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito
1	da 0,0 a -40,0 cm	40,0 cm	001 / strato 1	Assente
2	da -40,0 a -130,0 cm	90,0 cm	002 / strato 2	Assente
3	da -130,0 a -270,0 cm	140,0 cm	003 / strato 3	Assente
4	da -270,0 a -570,0 cm	300,0 cm	004 / strato 4	Assente

## ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / strato 1**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec.	Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>		Gradi°	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1,400 E-3	1,500 E-3		24,500	0,000	17,246	30,340	20,0	0,369	1,00

Indice / Descrizione terreno: **002 / strato 2**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec.	Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>		Gradi°	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1,560 E-3	1,700 E-3		26,600	0,000	23,383	38,560	25,0	0,356	1,00

Indice / Descrizione terreno: **003 / strato 3**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec.	Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>		Gradi°	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1,770 E-3	1,900 E-3		29,400	0,000	33,317	50,680	40,0	0,337	1,00

Indice / Descrizione terreno: **004 / strato 4**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec.	Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>		Gradi°	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
2,010 E-3	2,100 E-3		32,900	0,000	49,722	69,780	50,0	0,314	1,00

## DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Dia. Eq. cm	Spessore cm	Superficie cm <sup>2</sup>	Vertici n. per elem.	Macro n.
Platea n. 1	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 2	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 3	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.001	4	1
Platea n. 4	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.001	4	1
Platea n. 5	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 6	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 7	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.001	4	1
Platea n. 8	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 9	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 10	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 11	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2824.999	4	1
Platea n. 12	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2824.999	4	1
Platea n. 13	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 14	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 15	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2824.999	4	1
Platea n. 16	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2824.999	4	1
Platea n. 17	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 18	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2824.999	4	1
Platea n. 19	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 20	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 21	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 22	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 23	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.001	4	1
Platea n. 24	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.001	4	1
Platea n. 25	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 26	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 27	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.001	4	1
Platea n. 28	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 29	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 30	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2825.000	4	1
Platea n. 31	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2824.999	4	1
Platea n. 32	Platea	001	30.000	59.974	60.000	2824.999	4	1





Platea n. 135	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 136	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 137	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 138	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 139	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 140	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 141	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 142	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 143	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 144	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 145	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 146	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 147	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 148	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 149	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 150	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 151	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 152	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 153	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2499.998	4	4
Platea n. 154	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2499.998	4	4
Platea n. 155	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2499.998	4	4
Platea n. 156	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2499.998	4	4
Platea n. 113	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 114	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 115	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 116	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 117	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 118	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 119	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4
Platea n. 120	Platea	001	30.000	56.419	60.000	2500.001	4	4

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Base Eq. cm	Spessore cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq. cm
Macro n. 1	Macro-Platea	001	30.000	200.000	60.000	542.400	542.400
Macro n. 2	Macro-Platea	001	30.000	240.000	60.000	400.000	400.000
Macro n. 3	Macro-Platea	001	30.000	200.000	60.000	260.000	260.000
Macro n. 4	Macro-Platea	001	30.000	200.000	60.000	480.000	480.000

## VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II. N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

### Macro platea: 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0420 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.1277 + 0.3048 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.2524 / 0.4325 = 0,584 Ok (Cmb. n. 007)

TB / TBlim = 10750.0 / 12149.2 = 0,885 Ok (Cmb. n. 008)

TL / TLim = 900.0 / 16829.1 = 0,053 Ok (Cmb. n. 002)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
002	SLU STR	No	0.000	2.007	0.0	900.0	-59494.5	-0.3452	-0.3568
007	SLU STR	No	0.000	0.000	10750.0	0.0	-42781.8	-0.2524	-0.2524
008	SLU STR	No	0.000	0.000	10750.0	0.0	-41968.2	-0.2476	-0.2476

### Macro platea: 2

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0420 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.1414 + 0.4074 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.2524 / 0.5488 = 0,460 Ok (Cmb. n. 007)

TB / TBlim = 9000.0 / 10696.2 = 0,841 Ok (Cmb. n. 008)

TL / TLim = 1050.0 / 14936.6 = 0,070 Ok (Cmb. n. 002)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
002	SLU STR	No	0.000	2.721	0.0	1050.0	-52650.0	-0.3399	-0.3621
007	SLU STR	No	0.000	0.000	9000.0	0.0	-37860.0	-0.2524	-0.2524
008	SLU STR	No	0.000	0.000	9000.0	0.0	-37140.0	-0.2476	-0.2476

### Macro platea: 3

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0420 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.1481 + 0.3571 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.2524 / 0.5052 = 0,500 Ok (Cmb. n. 007)

TB / TBlim = 5000.0 / 5823.8 = 0,859 Ok (Cmb. n. 008)

TL / TLim = 900.0 / 8139.1 = 0,111 Ok (Cmb. n. 002)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
002	SLU STR	No	0.000	4.187	0.0	900.0	-28518.8	-0.3253	-0.3767
007	SLU STR	No	0.000	0.000	5000.0	0.0	-20507.5	-0.2524	-0.2524
008	SLU STR	No	0.000	0.000	5000.0	0.0	-20117.5	-0.2476	-0.2476

### Macro platea: 4

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0420 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.1204 + 0.2750 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.2524 / 0.3954 = 0,638 Ok (Cmb. n. 007)

TB / TBlim = 10750.0 / 10751.5 = 1,000 Ok (Cmb. n. 008)

TL / TLim = 900.0 / 14908.9 = 0,060 Ok (Cmb. n. 002)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
002	SLU STR	No	0.000	2.268	0.0	900.0	-52650.0	-0.3435	-0.3585
007	SLU STR	No	0.000	0.000	10750.0	0.0	-37860.0	-0.2524	-0.2524
008	SLU STR	No	0.000	0.000	10750.0	0.0	-37140.0	-0.2476	-0.2476

## VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

### Elemento: Platea n. 1

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
011	SLE rare	No	5.012	0.000	1400.0	0.0	-43053.0	-0.2243	-0.2837

Cedimento massimo = -1.036 cm in Cmb n. 011

Cedimento minimo = -0.150 cm in Cmb n. 011

**Elemento: Platea n. 61**

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
011	SLE rare	No	4.178	0.000	1100.0	0.0	-38100.0	-0.2336	-0.2744
015	SLE q.p.	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-37500.0	-0.2500	-0.2500

Cedimento massimo = -1.141 cm in Cmb n. 011

Cedimento minimo = -0.189 cm in Cmb n. 015

**Elemento: Platea n. 173**

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
011	SLE rare	No	5.015	0.000	700.0	0.0	-20637.5	-0.2250	-0.2830
012	SLE rare	No	0.000	3.857	0.0	600.0	-20637.5	-0.2369	-0.2711

Cedimento massimo = -0.945 cm in Cmb n. 011

Cedimento minimo = -0.155 cm in Cmb n. 012

**Elemento: Platea n. 157**

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
011	SLE rare	No	5.013	0.000	1300.0	0.0	-38100.0	-0.2245	-0.2835

Cedimento massimo = -1.121 cm in Cmb n. 011

Cedimento minimo = -0.211 cm in Cmb n. 011