

Impianto Agrivoltaico "OPPIDO"

Potenza DC di impianto 15,52 MWp - potenza AC di immissione in RTN 14,40 MW
Configurazione 1P agrivoltaico avanzato

Titolo

Relazione geotecnica e sulle fondazioni

Scala	Formato Stampa	ID documento	Tipologia	Revisione
varie	varie	TEC-12	R	00
	Foglio			

Proponente



ENGIE OPPIDO S.R.L.
VIA CHIESE n. 72,
20126 Milano - Italia
PEC: engieoppido@legalmail.it
Codice Fiscale e Partita IVA n° 12829630966
Iscriz. Reg. Imprese di Milano n° MI 2686929
Società con Socio Unico sottoposta all'attività di direzione e coordinamento di ENGIE

Coordinamento e Permitting



SINERGIA EGP
Energy Green Power

SINERGIA EGP1 S.R.L.
Centro Direzionale, IS. G1, SSC, INT 58
80143 Napoli PEC: sinergia.egp1@pec.it
Codice Fiscale e Partita IVA n° 09171211213
Rappresentante, Sviluppatore e Coordinatore: ing. Filippo Mercorio

Progettazione



STUDIO MASC SOC COOP, Ingegneria e consulenza
Via Fratelli Lumière, n. 20
80147 Napoli PEC: studiomasc@pec.it
Codice Fiscale e Partita IVA n° 10145081211
TEL. 081 18365653 - info@studiomasc.com

PROGETTO DEFINITIVO

Rev.	Data	Descrizione revisione	Redatto	Controllato	Approvato
00	12/2023	Prima Emissione per autorizzazione			
					

INDICE

1	PREMESSA	3
2	OGGETTO E SCOPO DELL'INTERVENTO	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
	4.1 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	7
	4.2 SEZIONI UTILIZZATE.....	8
	4.2.1 HEA 240.....	8
	4.2.2 TUBO 200X140X8.....	10
5	CENNI DI SISMICITÀ E RIFERIMENTI ALLA VIGENTE NORMATIVA ANTISISMICA	12
	5.1 AZIONE SISMICA.....	12
6	MODELLO GEOLOGICO-TECNICO	14
	6.1 PROPRIETÀ DI RESISTENZA	14
7	METODO DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	15
	7.1 ANALISI DI CALCOLO	15
	7.2 LEGAMI COSTITUTIVI DEI MATERIALI.....	16
	7.3 AZIONI SULLE COSTRUZIONI.....	17
	7.4 ANALISI ALLO SLU	18
8	ANALISI DEI CARICHI	19
	8.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G_1	19
	8.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI G_2.....	19
	8.3 AZIONI VARIABILI Q	19
9	MODELLO DI CALCOLO.....	25

9.1	INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	33
9.2	RISULTATI DELLE VERIFICHE SULLE FONDAZIONI.....	34
9.3	VERIFICA DEL CARICO LIMITE VERTICALE E ORIZZONTALE	34
10.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	36
10.2	CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI	40
10.3	VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU).....	59
10.4	VERIFICA A SLITTAMENTO	62
10.5	CEDIMENTI ELASTICI	64
10.6	CEDIMENTI EDOMETRICI.....	66
10.7	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE	72

I PREMESSA

La società ENGIE OPPIDO S.R. L., con sede in Via Chiese n. 72 20126 Milano, e titolare della Progettazione finalizzata alla costruzione di un Impianto Agrivoltaico, della potenza nominale di 15.523 kWp, da realizzarsi in agro del Comune di Oppido Lucano (PZ) e da collegare alla RTN tramite un cavidotto.

In particolare, il Progetto prevede la realizzazione di un impianto denominato “Oppido AgriFV”, compreso il cavidotto interrato di circa 8 km, sul futuro ampliamento della Stazione Elettrica esistente della RTN denominata “SE Oppido Lucano 150/20 kV”.

Per la localizzazione dell’opera è stata individuata un’area all’interno Comune di Oppido Lucano (PT), in località “La Petrarà”, con accesso diretto dalla SS96 bis.

Lo sviluppo delle energie rinnovabili è fondamentale per la salvaguardia dell’ambiente, consentendo una riduzione delle ripercussioni climatiche dovute alle emissioni di gas serra, in primo luogo di anidride carbonica, e delle ripercussioni ambientali dovute all’emissioni di sostanze inquinanti per l’ambiente e tossiche per l’uomo.

Per questo motivo le opere in esecuzione, nonché le opere connesse e le infrastrutture indispensabili alla costruzione e all’esercizio, sono di pubblica utilità ed indifferibili ed urgenti (art. 12 D.Lgs 387/2003).

In fase di sviluppo del progetto esecutivo potranno essere apportate modifiche nel rispetto dei limiti di quanto approvato in tale progetto definitivo.

La direttiva originale sulle energie rinnovabili (2009/28/CE) stabilisce una politica generale per la produzione e la promozione di energia da fonti rinnovabili nell'UE. Richiede che l'UE soddisfi almeno il 20% del suo fabbisogno energetico totale con le rinnovabili entro il 2020, da realizzarsi attraverso il raggiungimento di singoli obiettivi nazionali. Tutti i paesi dell'UE devono inoltre garantire che almeno il 10% dei loro carburanti per il trasporto provenga da fonti rinnovabili entro il 2020.

Nel dicembre 2018 è entrata in vigore la direttiva riveduta sulle energie rinnovabili 2018/2001/UE, come parte del pacchetto Energia pulita per tutti gli europei, volto a mantenere l'UE un leader globale nelle energie rinnovabili e, più in generale, aiutare l'UE a soddisfare i suoi impegni di riduzione delle emissioni previsti dall'accordo di Parigi.

La nuova direttiva stabilisce un nuovo obiettivo vincolante per l'energia rinnovabile per l'UE per il 2030 di almeno il 32%, con una clausola per una possibile revisione al rialzo entro il 2023.

In base al nuovo regolamento sulla governance, che fa anche parte del pacchetto Energia pulita per tutti gli europei, i paesi dell'UE sono tenuti a redigere piani nazionali per l'energia e il clima (NECP) decennali per il 2021-2030, delineando il modo in cui faranno fronte ai nuovi obiettivi del 2030 per le energie rinnovabili e per l'efficienza energetica.

2 OGGETTO E SCOPO DELL'INTERVENTO

La superficie lorda complessiva dell'area di intervento è di 26 Ha, si trova ad un'altitudine media di circa m 410 s.l.m. situata in Oppido Lucano, in località "la Petrarà"



Figura 2-1 – Vista aerea dell'area d'intervento

La località in cui saranno ubicati i generatori fotovoltaici è stata individuata in base ad un'indagine preliminare che ha tenuto conto di:

- Caratteristiche irraggiamento;
- Vincoli paesaggistici, architettonici, archeologici, storici, naturalistici, etc.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche relative alle opere dell'intervento in esame sono state condotte secondo quanto prescritto dalle seguenti Normative:

- Legge n.1086 del 5 novembre 1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974 “Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche”.
- D.M. LL.PP. 11 Maggio 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 14 febbraio 1992 “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. LL.PP. 9 gennaio 1996 “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 “Norme tecniche relative a: Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- Circ. Min LL.PP., 15 ottobre 1996, n. 252 “Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M.LL.PP. 9 gennaio 1996”.
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 n°65/AA.GG. “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996”.
- Decreto PdR n. 380 del 6 Giugno 2001 “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”;
- Decreto Legislativo n. 301 del 27 Dicembre 2002 “Modifiche ed integrazioni al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, recante testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia.”;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri OPCM n. 3316 del 2 Ottobre 2003 “Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003.”;
- Decreto Presidente del Consiglio dei Ministri Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 Ottobre 2003 “Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3, 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio

dei Ministri n.3274 del 20 Marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.”;



- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica.
- Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.
- Ordinanza n° 3379 del 5 novembre 2004 “Disposizioni urgenti di Protezione civile”.
- Ordinanza n° 3431 del 3 maggio 2005.
- Ordinanza n° 3452 del 1° agosto 2005.
- Ordinanza n° 3467 del 13 ottobre 2005.
- D.M. del 14 settembre 2005 “Norme tecniche per le costruzioni”.
- UNI EN 206-1, 2006, “Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI 11104, 2004, Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità. Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.
- D.M. del 14 gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare n. 617 del 02 febbraio 2009 Istruzioni per le applicazioni delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- D.G.R. della regione Lazio n. 387 del 22 maggio 2009 “Nuova classificazione sismica della regione Lazio”.
- D.M. Infrastrutture e trasporti 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare esplicativa n.7 del 21 gennaio 2019 del C.S.LL.PP.
- D.G.R. della regione Lazio n. 835 del 03 novembre 2009 “Rettifica all'allegato I della D.G.R. 387/09”.
- D.G.R. della regione Lazio n. 26 del 26 ottobre 2020 “Regolamento regionale per la semplificazione e l'aggiornamento delle procedure per l'esercizio delle funzioni regionali in materia di prevenzione del rischio sismico. Abrogazione del regolamento regionale 13 luglio 2016, n. 14 e successive modifiche”.
- D.G.R. della regione Lazio n. 793 del 5 novembre 2020 “Modifica della Deliberazione di Giunta regionale 23 luglio 2019, n. 493. Sostituzione dell'allegato A rubricato "Elenco delle strutture in Classe d'uso IV (Strategiche) e in Classe d'uso III (Rilevanti)“”.


4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Salvo indicazioni diverse espressamente indicate negli elaborati grafici, sono previsti i seguenti materiali:

4.1 Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio S355

General Data	
Material Name and Display Color	S355 
Material Type	Steel 
Material Grade	<input type="text"/>
Material Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>

Weight and Mass		Units
Weight per Unit Volume	<input type="text" value="76.9729"/>	KN, m, C 
Mass per Unit Volume	<input type="text" value="7.849"/>	


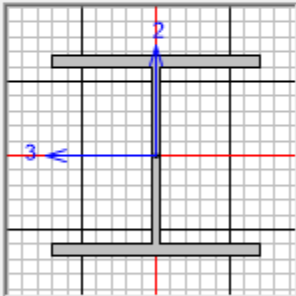
Isotropic Property Data	
Modulus Of Elasticity, E	<input type="text" value="2.100E+08"/>
Poisson, U	<input type="text" value="0.3"/>
Coefficient Of Thermal Expansion, A	<input type="text" value="1.170E-05"/>
Shear Modulus, G	<input type="text" value="80769231."/>

Other Properties For Steel Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	<input type="text" value="355000."/>
Minimum Tensile Stress, Fu	<input type="text" value="510000."/>
Expected Yield Stress, Fye	<input type="text" value="390500."/>
Expected Tensile Stress, Fue	<input type="text" value="561000."/>

4.2 Sezioni utilizzate

A seguire le caratteristiche geometriche delle sezioni utilizzate nel progetto:

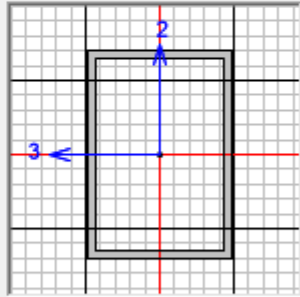
4.2.1 HEA 240

Section Name	HE240A	Display Color	
Section Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>		
Extract Data from Section Property File			
<input type="button" value="Open File..."/>	c:\program files (x86)\computers and structures\sap2000 16\euro.pro	<input type="button" value="Import..."/>	
Dimensions		Section	
Outside height (t3)	<input type="text" value="0,23"/>		
Top flange width (t2)	<input type="text" value="0,24"/>		
Top flange thickness (tf)	<input type="text" value="0,012"/>		
Web thickness (tw)	<input type="text" value="7,500E-03"/>		
Bottom flange width (t2b)	<input type="text" value="0,24"/>		
Bottom flange thickness (tfb)	<input type="text" value="0,012"/>		
Fillet Radius	<input type="text" value="0,021"/>		
Material	Property Modifiers	Properties	
		<input type="button" value="Section Properties..."/>	
		<input type="button" value="Time Dependent Properties..."/>	

Section Name		HE240A	
Properties			
Cross-section (axial) area	7,680E-03	Section modulus about 3 axis (top)	6,750E-04
Moment of Inertia about 3 axis	7,763E-05	Section modulus about 3 axis (bottom)	6,750E-04
Moment of Inertia about 2 axis	2,769E-05	Section modulus about 2 axis (left)	2,308E-04
Product of Inertia about 2-3	0,	Section modulus about 2 axis (right)	2,308E-04
Torsional constant	4,210E-07	Warping Constant (C _w)	3,285E-07
Shear area in 2 direction	1,725E-03	Plastic modulus about 3 axis	7,450E-04
Shear area in 3 direction	4,800E-03	Plastic modulus about 2 axis	3,520E-04
CG offset in 3 direction	0,	Radius of Gyration about 3 axis	0,1005
CG offset in 2 direction	0,	Radius of Gyration about 2 axis	0,06
Shear Center Offset (x3)*	0,		
Shear Center Offset (x2)*	0,		

* Value is not used in analysis

4.2.2 TUBO 200X140X8

Section Name	<input type="text" value="TUBO200X140X8"/>	Display Color	<input type="checkbox"/>
Section Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>		
Extract Data from Section Property File			
<input type="button" value="Open File..."/>	<input type="text" value="c:\program files (x86)\computers and structures\sap2000 16\euro.pro"/>	<input type="button" value="Import..."/>	
Dimensions		Section	
Outside depth (t3)	<input type="text" value="0,2"/>		
Outside width (t2)	<input type="text" value="0,14"/>		
Flange thickness (tf)	<input type="text" value="8,000E-03"/>		
Web thickness (tw)	<input type="text" value="8,000E-03"/>		
Corner Radius	<input type="text" value="0,"/>		
Material	<input type="text"/>	Properties	
Property Modifiers	<input type="text"/>	<input type="button" value="Section Properties..."/>	
		<input type="button" value="Time Dependent Properties..."/>	

Section Name		TUBO200X140X8	
Properties			
Cross-section (axial) area	5,184E-03	Section modulus about 3 axis (top)	2,896E-04
Moment of Inertia about 3 axis	2,896E-05	Section modulus about 3 axis (bottom)	2,896E-04
Moment of Inertia about 2 axis	1,650E-05	Section modulus about 2 axis (left)	2,357E-04
Product of Inertia about 2-3	0,	Section modulus about 2 axis (right)	2,357E-04
Torsional constant	3,172E-05	Warping Constant (Cw)	0,
Shear area in 2 direction	3,200E-03	Plastic modulus about 3 axis	3,505E-04
Shear area in 3 direction	2,240E-03	Plastic modulus about 2 axis	2,727E-04
CG offset in 3 direction	0,	Radius of Gyration about 3 axis	0,0747
CG offset in 2 direction	0,	Radius of Gyration about 2 axis	0,0564
Shear Center Offset (x3)*	0,		
Shear Center Offset (x2)*	0,		
		* Value is not used in analysis	

5 Cenni di sismicità e riferimenti alla vigente normativa antisismica

L'Italia è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico del Mediterraneo, per la frequenza dei terremoti che hanno storicamente interessato il suo territorio e per l'intensità che alcuni di essi hanno raggiunto, determinando un impatto sociale ed economico rilevante. La sismicità della Penisola italiana è legata alla sua particolare posizione geografica, perché è situata nella zona di convergenza tra la zolla africana e quella eurasiatica ed è sottoposta a forti spinte compressive, che causano l'accavallamento dei blocchi di roccia.

5.1 Azione sismica

Ai sensi del D.M. 17/01/2018 ("Nuove Norme tecniche per le Costruzioni"), le azioni sismiche di progetto in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. La valutazione dell'azione sismica di progetto, secondo le NTC18, è da condurre attraverso specifiche analisi di Risposta Sismica Locale (RSL). In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà del terreno siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab 3.2.II delle NTC18, è possibile fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .

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 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.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di

altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione (3.2.I delle NTC18):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Dove:

h_i spessore dell' i -esimo strato;

$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III delle NTC18):

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i < 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

6 Modello Geologico–Tecnico

6.1 Proprietà di resistenza

Unitamente alle prove a rifrazione si sono prelevati 3 provini da sottoporre a prove di taglio diretto con il fine di individuare 3 punti della superficie di rottura.

Proprietà Fisiche		Proprietà Meccaniche	
Nome Simbolo		Nome Simbolo	
Limite liquido	$W_L = 82 \%$	Indice di Compressibilità	$C_c = 0.25$
Limite Plastico	$W_P = 24 \%$	Precompressione	$P_c = 35 \text{ kg/cm}^2$
Indice Plastico	$I_P = 59 \%$	Coesione	$c = 1.4 \text{ kg/cm}^2$
Densità Relativa	$D_r = 0.8$	Coesione effettiva	$c' = 0.5 \text{ kg/cm}^2$
Indice dei Vuoti	$e = 0.5$	Angolo di attrito di picco	$\phi_p = 30^\circ \text{ kg/cm}^2$
Porosità	$n = 33\%$	Angolo di attrito residuo	$\phi_r = 24^\circ \text{ kg/cm}^2$
Peso di Volume	$\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$		
Peso di Volume Saturo	$\gamma_{sat} = 2.05 \text{ g/cm}^3$		

Le caratteristiche meccaniche che è possibile dedurre ed utilizzate in relazione geotecnica sulle fondazioni sono:

- Coesione = 0KPa;
- Angolo di attrito= 24° .

Dall'analisi Geomeccanica inoltre si è ricavato il peso specifico dei campioni, nelle successive calcolazioni verrà assunto pari a 19 KN/mc.

7 METODO DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

7.1 Analisi di calcolo

Il pre-dimensionamento della platea di fondazione che compone l'opera di progetto è stato eseguito in condizioni di S.L.U.

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (GEO) riguardano:

- collasso per carico limite nei terreni di fondazione;
- scorrimento sul piano di posa.

In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'approccio 2.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (A1) sono indicati dalla tabella 8.1 e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3 riportati in tab. 8.2.

Tab. 8.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F	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	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 8.2 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$

7.2 Legami costitutivi dei materiali

- *Diagramma di calcolo tensione-deformazione del conglomerato cementizio*

Per il conglomerato cementizio è stato adottato il diagramma parabola-rettangolo, rappresentato nella figura: esso è definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, avente asse parallelo a quello delle tensioni, e da un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni tangente alla parabola nel punto di sommità.

Il vertice della parabola ha ascissa $\varepsilon_{c2} = 0.20\%$, l'estremità del segmento ha ascissa $\varepsilon_{cu2} = 0,35\%$.

L'ordinata massima del diagramma è pari a f_{cd} .

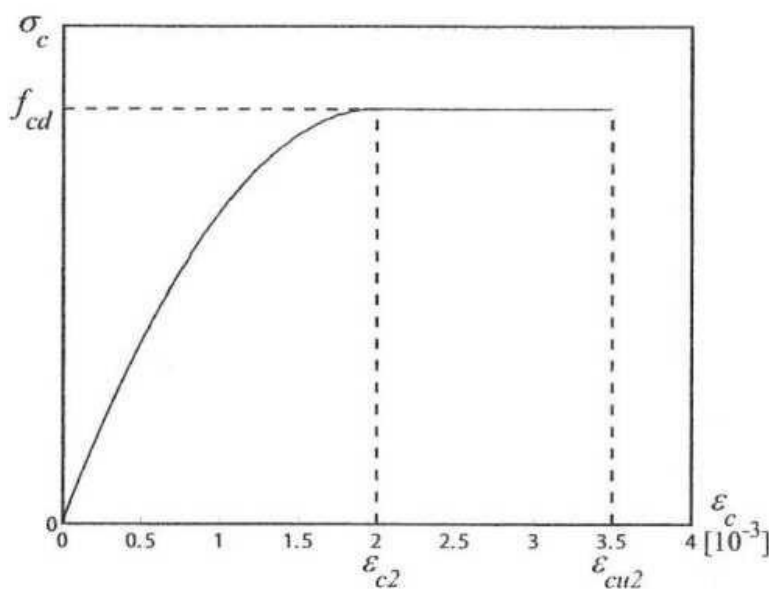


Figura 17 - Diagramma di calcolo tensione-deformazione parabola-rettangolo del conglomerato

- *Diagramma di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio*

È stato adottato, quale diagramma di calcolo tensione-deformazione, il diagramma rappresentato nella figura 5, riferito alla tensione di snervamento di calcolo f_{yd} , di un acciaio ordinario. Esso si ottiene a partire dal diagramma caratteristico, secondo le modalità indicate nella figura, in cui:

- $\varepsilon_{ud} = 0.9 \cdot \varepsilon_{uk}$, deformazione ultima di progetto;
- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$, tensione di snervamento di progetto.

Il diagramma caratteristico è determinato dai seguenti parametri:

- f_{yk} , tensione caratteristica di snervamento;
- k , rapporto tra la tensione caratteristica di picco e la tensione caratteristica di snervamento;
- E_s , modulo elastico dell'acciaio;
- ε_{uk} , deformazione in corrispondenza del picco di tensione.

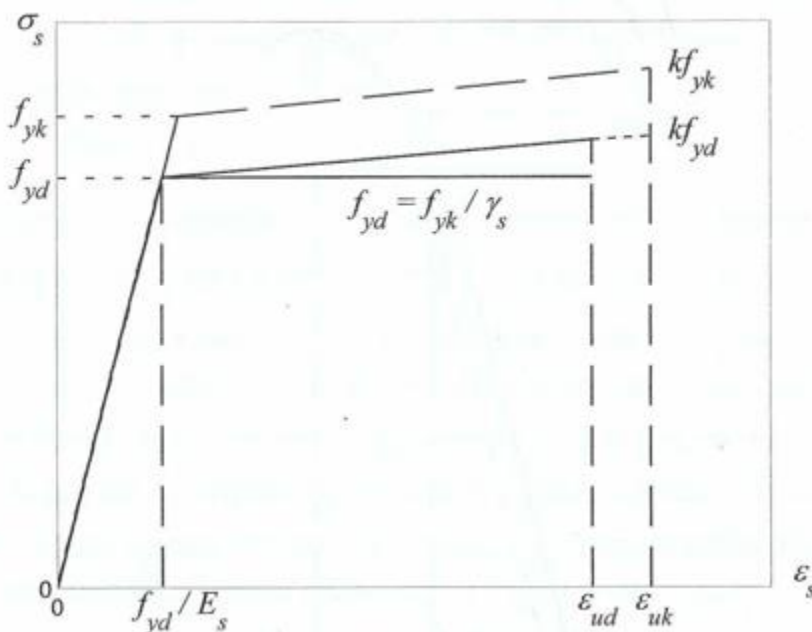


Figura 18 - Diagramma di calcolo tensione-deformazione per l'acciaio (linee continue) e diagramma caratteristico (linee tratteggiate)

7.3 Azioni sulle costruzioni

Le azioni prese in esame per l'analisi e le verifiche delle opere in progetto verranno classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo in:

- Permanenti (G);
- Variabili (Q);
- Sismiche (E);

7.4 Analisi allo SLU

Definite le opportune combinazioni delle azioni (azioni di calcolo, F_d), si valutano le azioni interne (sollecitazioni di calcolo, E_d) nei vari elementi strutturali. Per ogni elemento strutturale sono valutate le resistenze (resistenze di calcolo, R_d). La verifica della sicurezza agli stati limite ultimi si ritiene soddisfatta controllando che, per ogni elemento strutturale e per ciascuna delle combinazioni delle azioni prese in esame, risulti: $R_d \geq E_d$.

Le azioni di calcolo F_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo le seguenti formule.

- Combinazione agli Stati Limite Ultimi SLU

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

- Combinazione Sismica

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

Essendo:

- G_1 carichi permanenti strutturali
- G_2 carichi permanenti non strutturali Q_{kj} carichi variabili
- Q carico variabile
- γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti strutturali G_1
- γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2
- γ_Q coefficiente parziale dei carichi variabili Q
- ψ_{0j} coefficiente di combinazione

8 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito nel dettaglio i carichi considerati secondo quanto prescritto dalla NTC 2018.

8.1 Carichi permanenti strutturali G_1

I pesi propri strutturali, non altrove specificati, considerati nei calcoli sono i seguenti:

- Peso proprio struttura:

il peso proprio della platea di fondazione è calcolato come prodotto fra il volume dell'elemento stesso per il peso specifico del materiale di cui è costituito:

$$p_{pr} = \gamma_m \cdot s \cdot A$$

con:

- γ_m : peso specifico del materiale costituente (Cls arm. $\gamma_m = 25.0 \text{ kN/m}^3$)
- s : spessore dell'elemento;
- A : area trasversale dell'elemento;

8.2 Carichi permanenti non strutturali G_2

- Peso proprio elementi non strutturali:

Peso proprio pannelli 35 Kg/mq – 0.53 KN/m

Il valore del carico permanente è dato dal peso degli elementi non strutturali, che può essere modellato come una forza concentrata o un carico distribuito.

8.3 Azioni variabili Q

- Azione del vento in accordo a quanto previsto dalla CNR 207/2008

Il peso proprio degli elementi non strutturali è dovuto al peso dei moduli fotovoltaici installati sui tracker. I singoli moduli presentano dimensioni 1350mm x 2450 mm e peso pari a 50kg. A cui equivale un carico a metro lineare applicato sui profili di sostegno pari a $0,73 \text{ KN/m}$

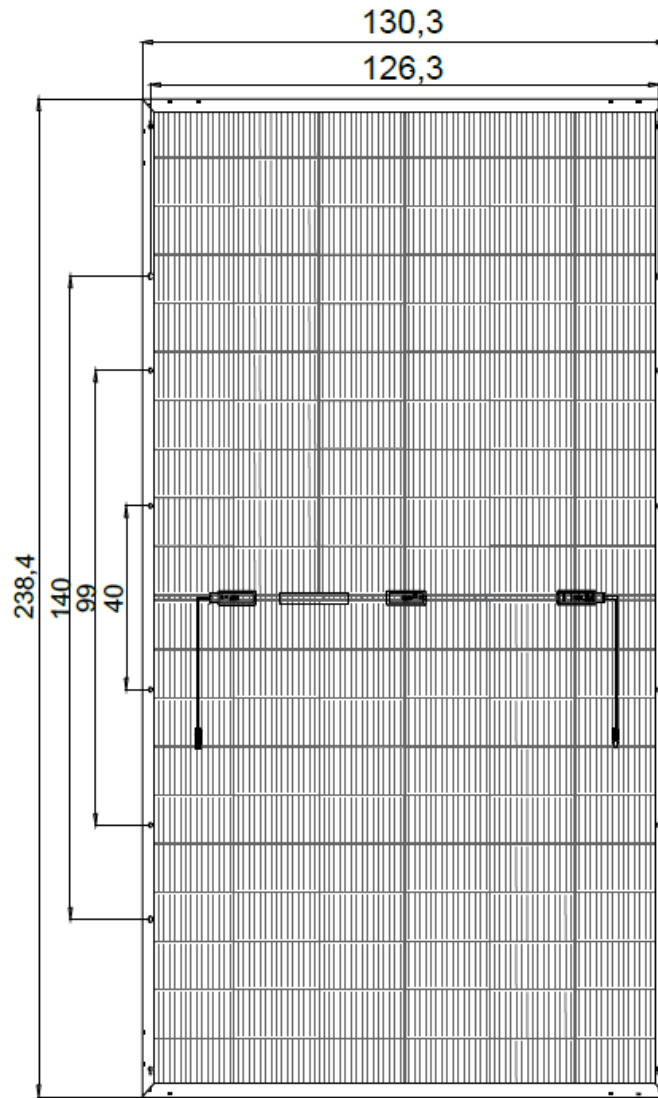


Figura 2 – Caratteristiche geometriche pannello

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0,02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			410
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			27,000
α_R (T_R)			1,00073
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			27,020



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

Pressione cinetica di riferimento

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

q_b [N/mq]	456,29
--------------	--------

Coefficiente di forma

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

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Determinata l'azione del vento agente sulla struttura, è possibile assimilare il pannello ad una tettoia a semplice falda e determinare il coefficiente di forza in accordo a quanto previsto dalla CNR-DT 207/2008. Secondo le diverse condizioni con cui impatta il vento sulla struttura.

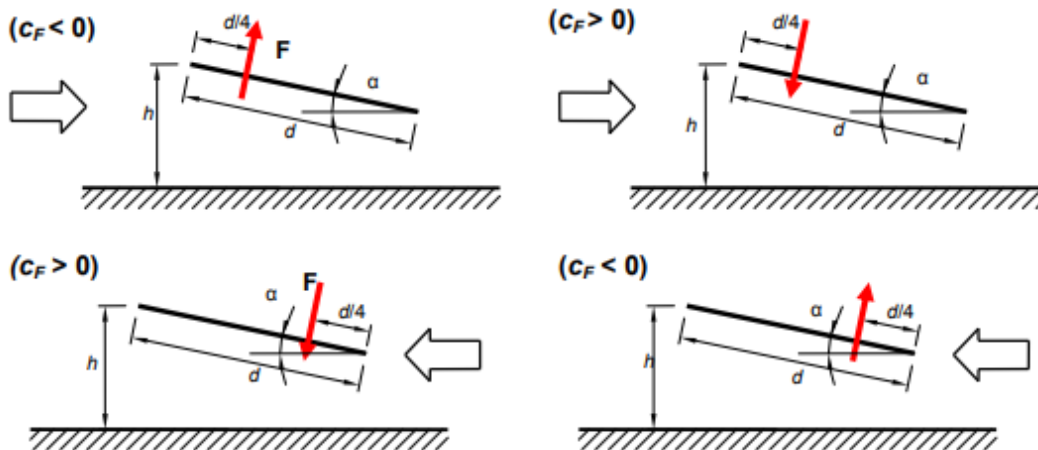


Figura 8.3

Il cui coefficiente di forza in funzione del grado di bloccaggio ϕ è regolato dalle seguenti funzioni dipendenti dall'angolo di inclinazione della falda.

Valori positivi	Tutti i valori di ϕ	$c_F = + 0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\phi = 0$	$c_F = - 0,5 - 1,3 \cdot \alpha/30$
	$\phi = 1$	$c_F = -1,4$

○ Azione della neve in accordo alle NTC 2018

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

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

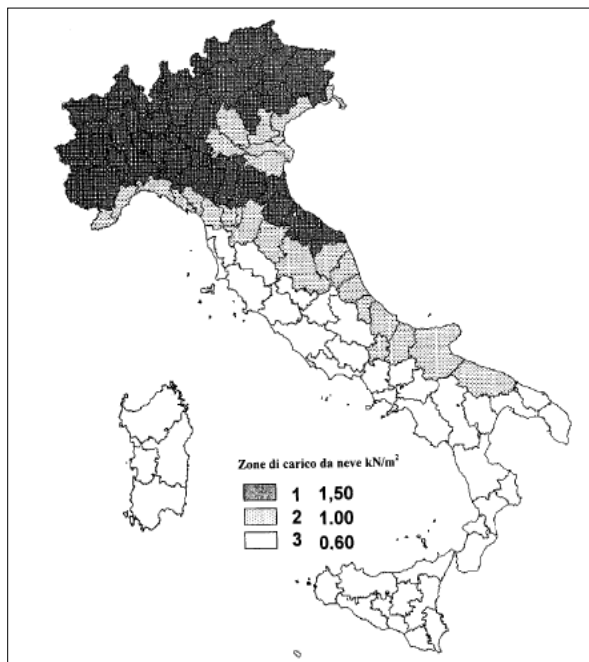
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$
 μ_i (coefficiente di forma)
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	410
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	0,88

Coefficiente termico

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



Coefficiente 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

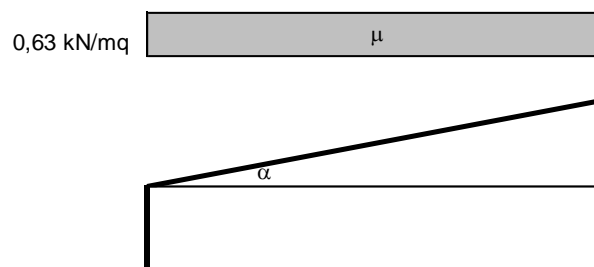
Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	0,79
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

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

μ	0,8
-------	-----



9 Modello Di Calcolo

La struttura di sostegno dei moduli fotovoltaici è costituita da un telaio piano, il quale è soggetto alle azioni di superficie derivanti dalla velocità del vento. La condizione di massima sollecitazione si ha quando i pannelli sono inclinati di 30° rispetto il piano campagna.

Il telaio a seguire illustrato è simmetrico rispetto l'asse "z". le luci di calcolo delle campate rispetto l'asse di simmetria sono: 3.80m, 5.20m, 3.90m, 3.90m.

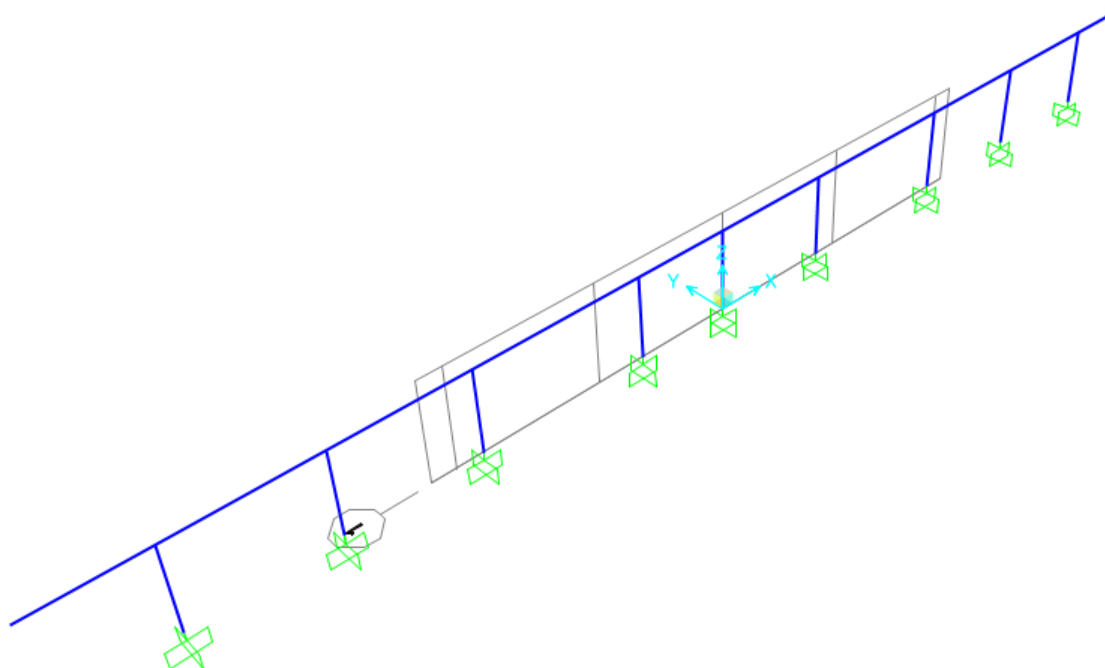


Figura 9-1 – Vista Tridimensionale

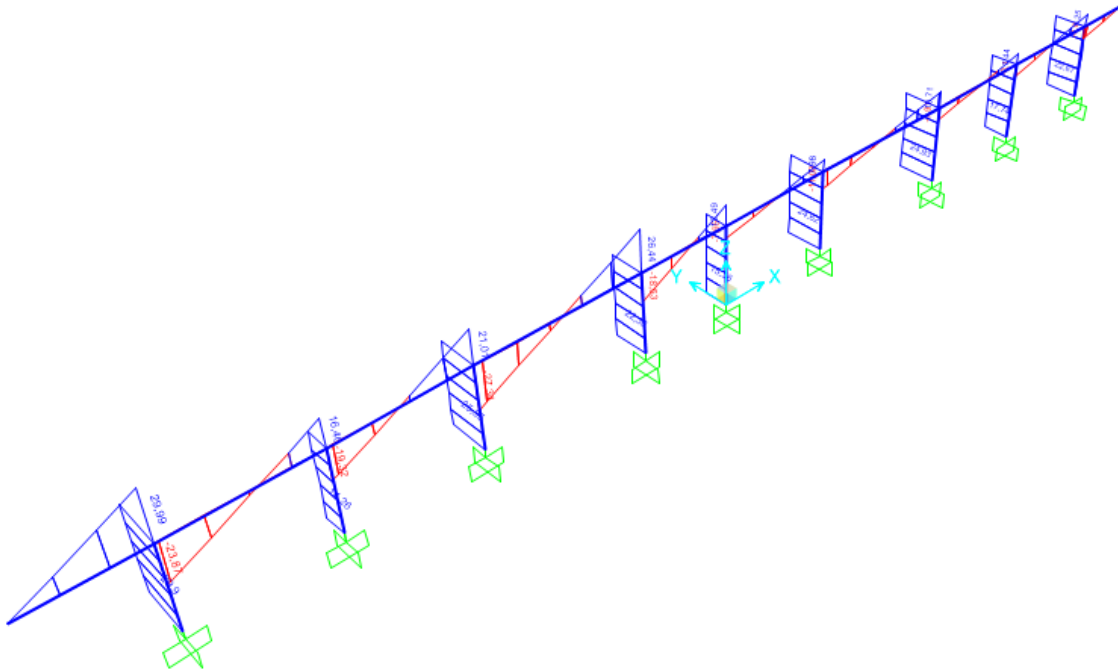


Figura 9-2 –Sforzo di Taglio [kN]

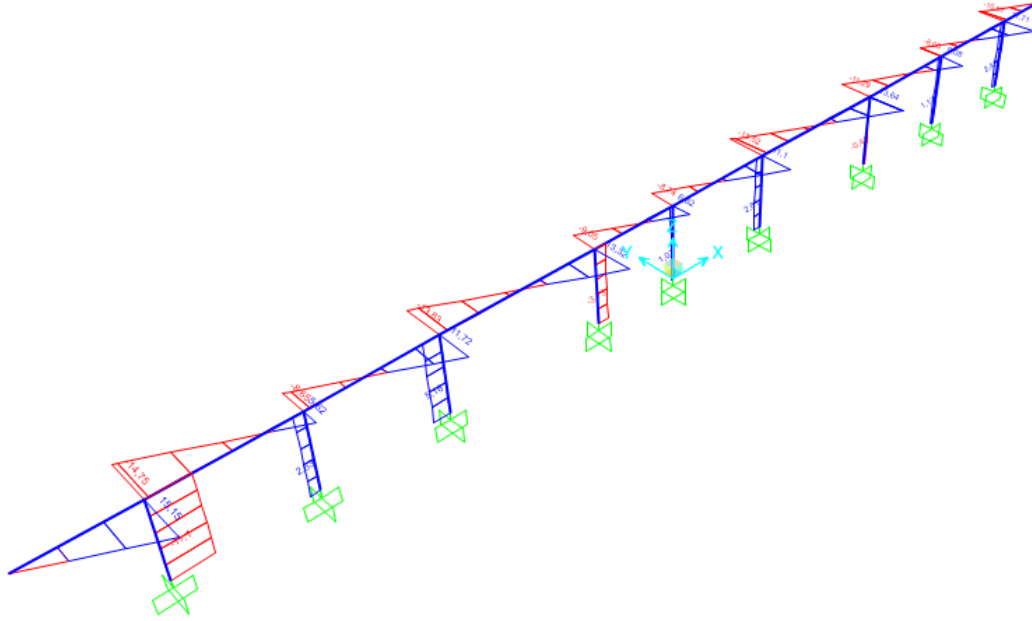


Figura 9-3 –Sforzo di Taglio [kN]

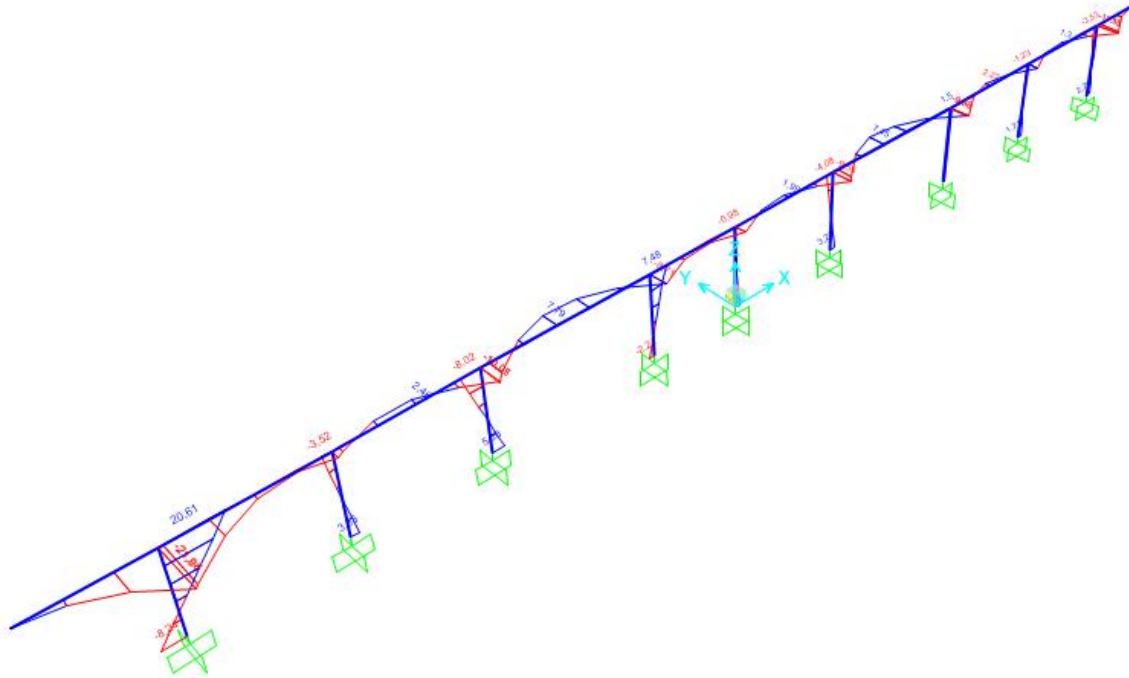


Figura 9-4 – Momento flettente su tubo [KN m]

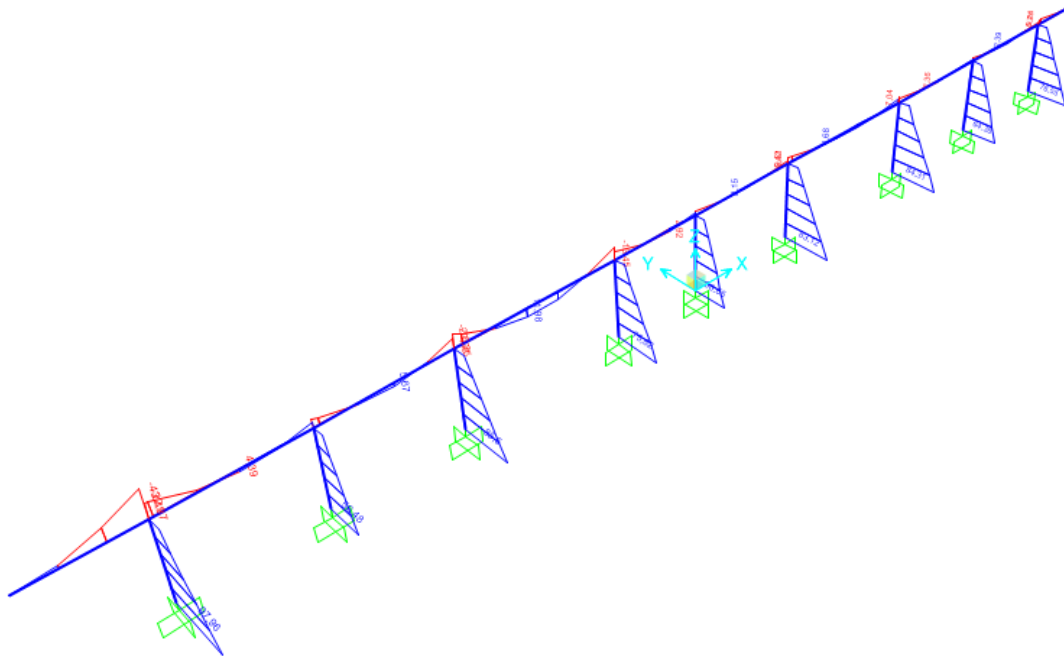


Figura 9-5 – momento flettente su montanti [KN m]

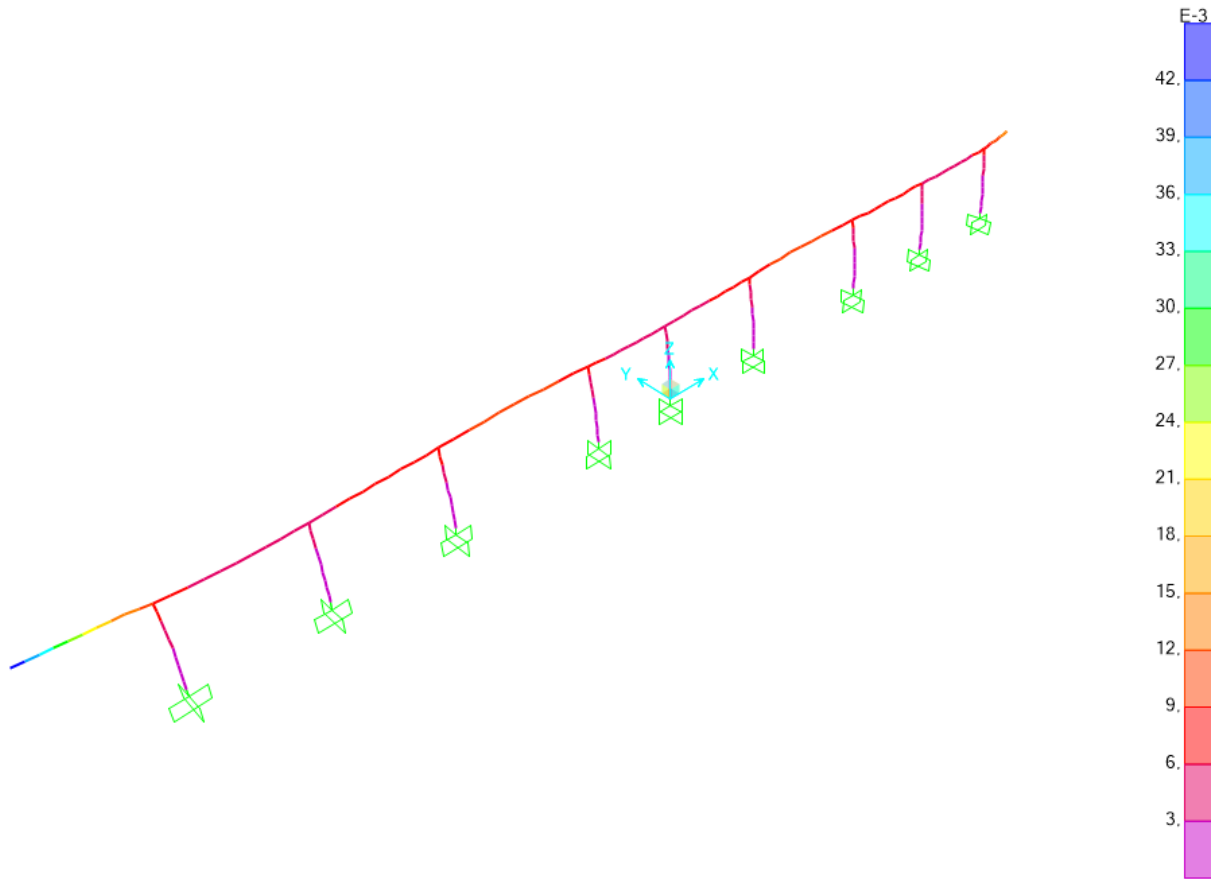


Figura 9-6 – Configurazione deformata

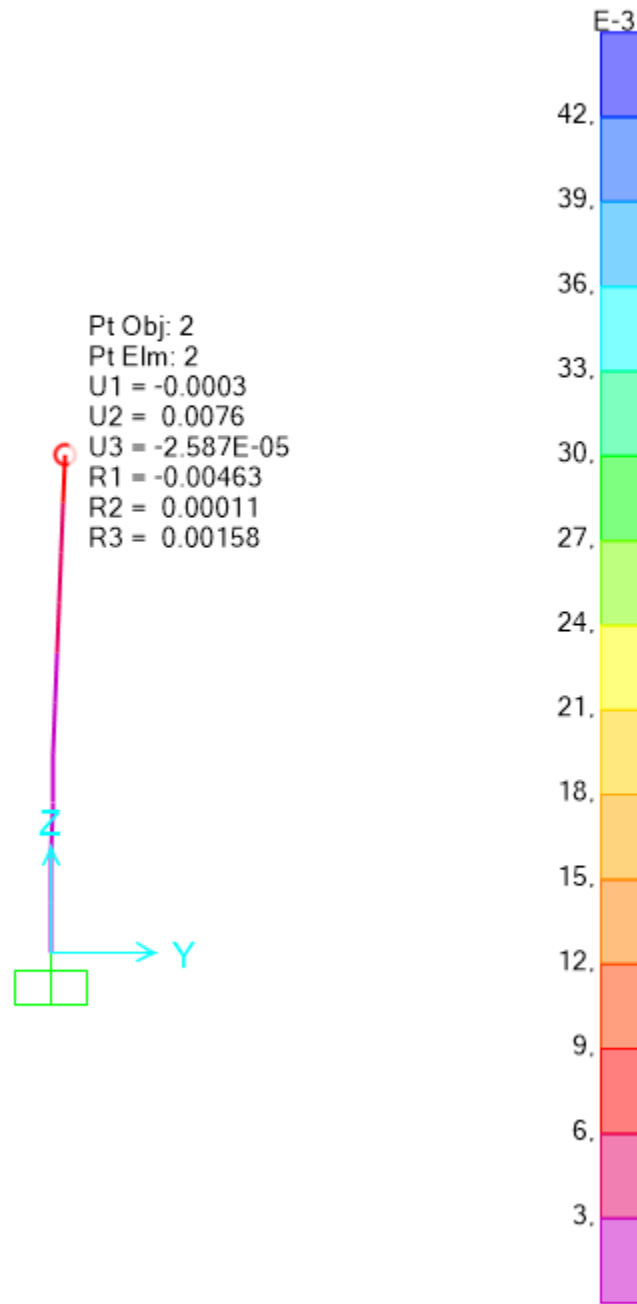


Figura 9-7 – Configurazione deformata

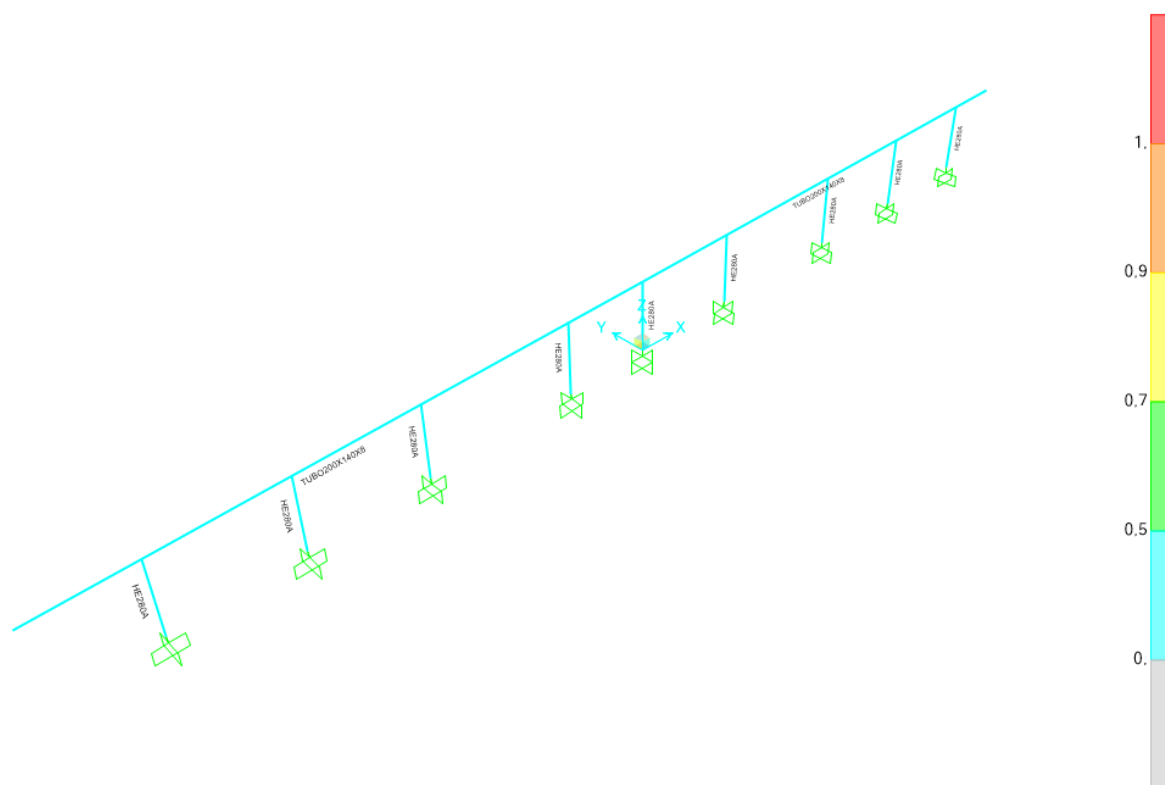


Figura 9-8 – Sezioni utilizzate e tasso di sfruttamento

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Italian NTC 2018				
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio
Text	Text	Text	Text	Unitless
1	TUBO200X140X8	Beam	No Messages	0,475975
2	TUBO200X140X8	Beam	No Messages	0,210614
3	HE280A	Column	No Messages	0,288528
4	HE280A	Column	No Messages	0,29112
8	HE280A	Column	No Messages	0,195598
11	HE280A	Column	No Messages	0,213578
12	HE280A	Column	No Messages	0,267023
13	HE280A	Column	No Messages	0,284563
14	HE280A	Column	No Messages	0,312035
15	HE280A	Column	No Messages	0,205536
16	HE280A	Column	No Messages	0,402673

9.1 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. Maggiori dettagli riguardo i risultati delle prove in situ sono fornite nell'elaborato Relazione Geologica e Idrogeologica. Di seguito si illustra l'interpretazione dei risultati ottenuti.

La caratterizzazione geotecnica del terreno sul quale sorgeranno le opere in progetto è risultata necessaria per stabilire le tipologie delle strutture di fondazione da adottare, oltre che per la verifica geotecnica delle fondazioni e per la modellazione dell'interazione terreno-struttura. La caratterizzazione fisico-meccanica del volume significativo di terreno che interagisce con le opere di progetto è avvenuta sulla base dei risultati delle indagini in situ e delle prove eseguite in laboratorio, eseguite sul terreno di sedime. Nei successivi prospetti si riporteranno le principali caratteristiche di tali volumi di terreno.

Il volume di terreno influenzato dall'infissione del palo, è tutto quello al palo circostante e quello sottostante la testa del palo, come è brevemente descritto nella figura sotto:

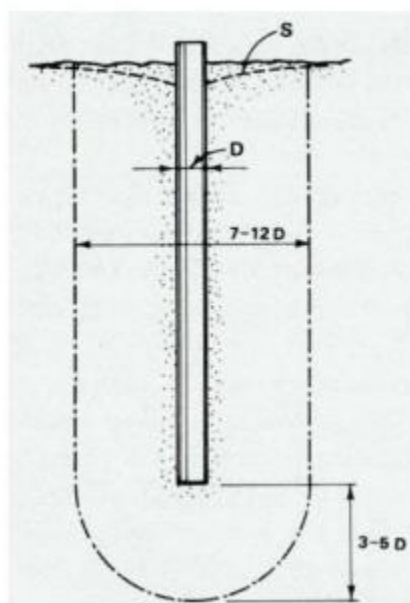


Figura 9-9 – Volume d'interesse

Nel volume così individuato si instaureranno gli sforzi nel terreno che sono la conseguenza dell'interazione tra la struttura ed il terreno. La proiezione sul piano di campagna della generatrice del volume significativo, descrive

una circonferenza di raggio compreso tra $3.5D$ e $6D$, valore che è di molto inferiore rispetto l'interasse con cui sono infissi i pali, l'interazione tra i pali è minima.

9.2 Risultati delle verifiche sulle fondazioni

Le verifiche sulle fondazioni si limitano in questa fase al calcolo del carico limite dei pali di fondazione. La verifica verrà condotta con riferimento all'approccio 2 così come chiarito al §6.4.2.1 delle NTC18.

In questa fase si considera quale unico contributo al carico limite, quello dovuto alla resistenza laterale, si esclude quindi il contributo alla punta.

Per il sito in esame si ipotizzano i seguenti parametri del terreno:

- Peso specifico $\gamma = 16 \text{ KN/m}^3$;
- Angolo di attrito $\phi = 18^\circ$
- Coesione non drenata $C_u = 0 \text{ KN/m}^2$.

9.3 Verifica del Carico limite verticale e orizzontale

I valori elencati sopra non vengono ridotti per alcun coefficiente come indicato al §6.2.4.1.2 delle NTC18.

Le verifiche sotto riportate sono in congruenza con quanto indicato dalle NTC 18 al § 6.3.1.1. Resistenza di Pali soggetti a carichi assiali e § 6.3.1.2. Resistenza di Pali soggetti a carichi trasversali. La resistenza che il terreno mostra, nei confronti di carichi verticali, sull'interfaccia palo -terreno, in condizioni drenate è data dalla relazione:

$$s = k \cdot \mu \cdot \sigma'_{vz}$$

In cui:

- σ'_{vz} è la tensione efficace a profondità z
- k e μ sono parametri che per pali battuti in acciaio in terreni densi valgono rispettivamente 0.7 e 0.36.

Il carico limite nei confronti di azioni orizzontali, è stato ottenuto attraverso il modello di palo a rotazione in testa impedita, in terreni incoerenti proposto da Broms

Il carico limite "H" è funzione: Della lunghezza "L" del palo; Dal momento di plasticizzazione " M_y " della sezione con cui è realizzato il palo; Dal diametro "D"; Dal peso specifico del terreno " γ "; Dal coefficiente di spinta a riposo " K_p ".

Il valore del carico limite è dato dal minore dei seguenti quattro valori:

- Meccanismo lato terreno, rappresenta il valore limite della resistenza di un terreno incoerente:

$$H_t = 3 K_p \gamma D L^2$$

- Meccanismo di “Palo Corto”:

$$H_c = \frac{3}{2} K_p \gamma D L^2$$

- Meccanismo di “palo intermedio”, con la formazione della cerniera plastica in testa al palo:

$$H_i = \frac{1}{2} K_p \gamma D L^2 + \frac{M_y}{L}$$

- Meccanismo di “Palo Lungo” con la formazione di due cerniere plastiche:

$$H_l = K_p \gamma D L^3 \sqrt{(3.676 \frac{M_y}{K_p \gamma D^4})^2}$$

La resistenza di progetto $R_{c,d}$ o $R_{t,d}$ è calcolata a partire dalla resistenza caratteristica ridotta per il coefficiente γ_s pari a 1,15 nel caso di compressione o 1,25 nel caso di trazione e 1.30 nel caso di azioni orizzontali.

Sotto riportati i valori del coefficiente di sicurezza “FS” per la sezione HEA280:

	FS [-]
Trazione	7,611636
Compressione	2,836924
Taglio	4,520617

Si ottiene pertanto una lunghezza di infissione di 3.00m, che consente l’adeguata stabilità nei confronti dei carichi verticali e orizzontali derivanti dalle azioni che sollecitano il tracker. Pertanto, i valori di resistenza del terreno sono adeguati al raggiungimento delle prestazioni attese.

Dai risultati sopra esposti le resistenze di progetto con uno sfruttamento massimo del 35%.

10

10.1 Normative di riferimento

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano:

- collasso per **carico limite** nei terreni di fondazione;
- **scorrimento** sul piano di posa.

In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'**approccio 2**.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (**AI+MI+R3**), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (**MI**) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (**AI**) sono indicati dalla tabella 6.2.1 e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo **R3** riportati in tab. 6.4.1.

Tab. 6.2.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficient e Parziale γ_F ($\sigma\gamma_E$)	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 (I)	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	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 2.6.1. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.4.1 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$

Stati Limite di Esercizio (SLE)

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (Cd), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (Ed), attraverso la seguente espressione formale:

$$Ed < Cd$$

Dove:

- Ed, valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione;
- Cd, valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

I valori degli spostamenti e delle distorsioni andranno calcolati considerando le combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3:

- Combinazione frequente;
- Combinazione quasi permanente s.l.t.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri (f_k).

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari ($f_k = f_d$): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni (E'_k, E_{edk}).

Sotto l'effetto **dell'azione sismica** di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando **le resistenze di progetto**, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite (§ 7.1.1.5.3.1)

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente γ_R di Tabella 7.1.1.11. **Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1.8.**

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.1.1.5.3.1)

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole.

In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera.

Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

Stato limite di esercizio (SLE)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 7.11.II.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

10.2 Carico limite di fondazioni su terreni

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

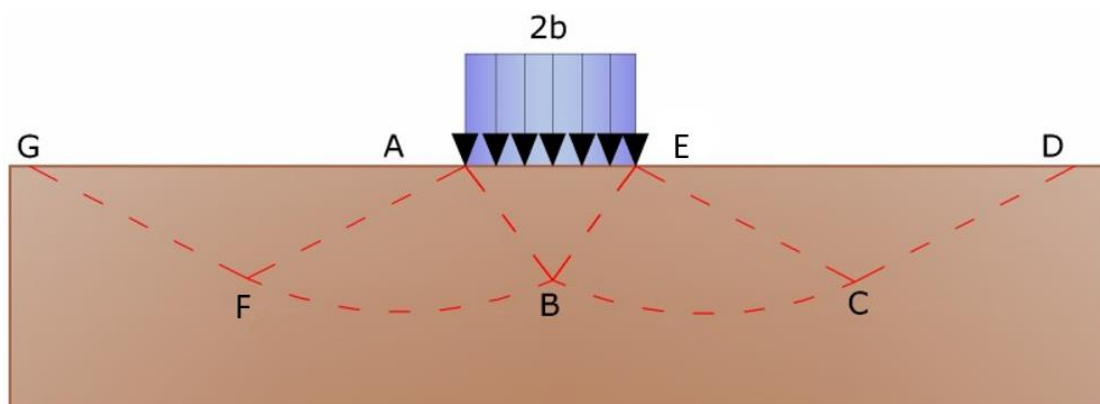
All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie $GFBCD$.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati

di $\pm (45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \cdot c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\pi \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right]$$

Per $\varphi=0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q=5.14 \cdot c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Questa teoria, anche se non applicabile praticamente, ha dato inizio a tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi=0$, $c=0$,

*rap*presenta un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma_1 + B \cdot c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull' effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece

ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad e \quad c_{rid} = \frac{2}{3} c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*; le

differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_j e di pendenza i_j per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BD (v. meccanismo Prandtl), considerando valori approssimati del taglio che si sviluppa nel terreno al di sopra del piano di posa. I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

Carico inclinato

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{(0.75\pi - \varphi/2)} \cdot \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \cdot \varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi > 10$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove:

- $k_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$
- θ = *Inclinazione della risultante sulla verticale.*

Formula di Hansen (1970)

È una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi=0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$s_c = 1$ per fondazioni nastroformi

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di inclinazione del carico:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_{\gamma} = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):

$$b'_c = \frac{\eta^{\circ}}{147^{\circ}}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q \exp(-2\eta \cdot \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

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

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa sostenere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo):

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d , nei terreni a grana fine, si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Dove:

- $A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;
- c_u = coesione non drenata;
- q = pressione litostatica totale sul piano di posa
- s_c = fattore di forma;
- $s_c = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$, per fondazioni rettangolari
- $s_c = 1.2$, per fondazioni quadrate o circolari
- i_c = Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A'_f \cdot c_a}}$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Dove:

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \varphi'$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]} \quad \text{con } H // B'$$
$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]} \quad \text{con } H // L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L', l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Meyerhof e Hanna (1978)

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perché, in natura, il terreno presenta disomogeneità litologica per cui può essere costituito da diverse percentuali delle componenti granulometriche come ghiaia, sabbia, limo e argilla.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per $c = 0$ e si dimostrerà che sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza B e profondità D in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza H dal piano di posa della fondazione.

Se si verificano le condizioni per cui la distanza H non è sufficientemente ampia, oppure, si ha un carico eccezionale, una parte dello stesso carico verrà trasferito oltre il livello mn. Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza H è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.

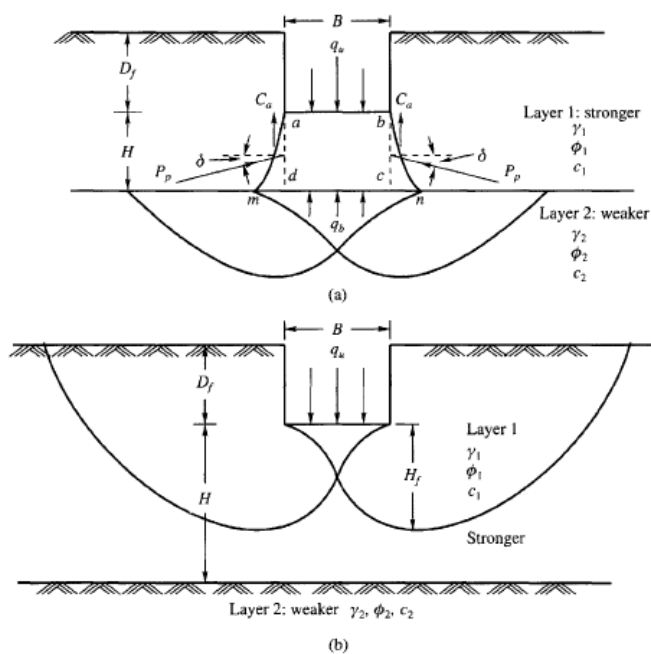


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Dove:

- $N_{c1}, N_{\gamma1}$ = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio ϕ_1

- $N_{c2}, N_{\gamma2}$ = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio φ_2

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza D_f rispetto al piano campagna e la distanza H è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Se q_1 è maggiore di q_2 e se la distanza H non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (c_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

- q_b = carico limite nello strato 2;
- P_p = spinta passiva;
- C_a = adesione;
- δ = inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

Con:

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

Metodo di Richards et al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio che segue il metodo di Newmark (cfr. Appendice H di “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica” – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite nel seguente modo:

$$q_L = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

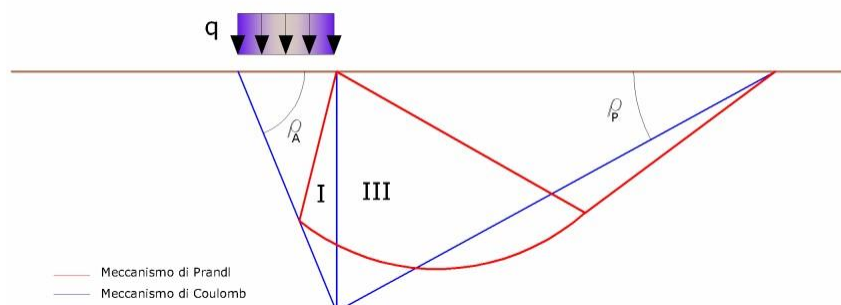
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Gli autori hanno, inoltre, esaminato un meccanismo di tipo Coulomb, con un approccio che segue quello dell'equilibrio limite, considerando anche le forze di inerzia agenti sul volume di terreno sottoposto a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene considerata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL).

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno ϕ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \phi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan \phi \cdot (\tan \phi \cdot \cot \phi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \phi)} - \tan \phi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \phi + \cot \phi)} \right\}$$

$$\rho_P = -\phi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan \phi \cdot (\tan \phi \cdot \cot \phi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \phi)} + \tan \phi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \phi + \cot \phi)} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valori dei coefficienti di carico limite prossimi a quelli basati su un'analisi di tipo Prandtl. Richards et al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$

e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_a e ρ_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \theta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \theta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella sottostante sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$\varphi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

Tabella dei fattori di capacità portante per $\varphi=30^\circ$

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

10.3 Verifica a carico limite delle fondazione (slu)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

- E_d = pressioni agenti alla base della fondazione;
- R_d = capacità portante di calcolo;
- γ_{RV} = coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

- N_d = azione normale di progetto;
- $A_{ef} = B_R \cdot L'$ = area ridotta;

Fondazioni quadrate o rettangolari

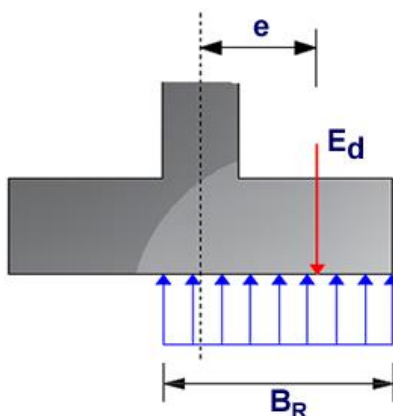
L'area ridotta risulta essere:

$$A_{ef} = B' \cdot L'$$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" $B_R = B - 2e$.



Dove:

- $e = N_d / M_d$ - eccentricità dei carichi

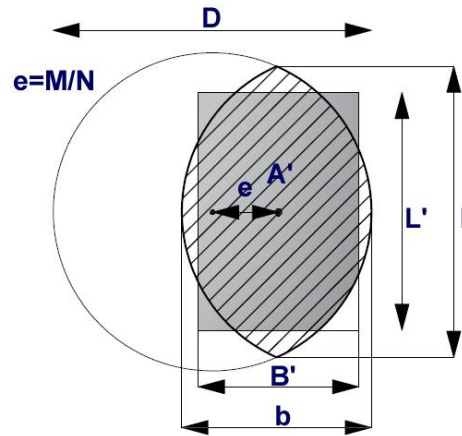
Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità $e = M_d / N_d$ può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A' , può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2} \left(\arccos \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{D} \right)^2} \right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze b ed l , si ricava da:

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D - 2e}{D + 2e}}$$



Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico.

10.4 Verifica a slittamento

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità della platea di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di componenti: una delle componenti è dovuta all'adesione, l'altra è dovuta all'attrito fondazione-terreno. La resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dall'utente. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan \delta + c_a \cdot A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base della platea, c_a è l'adesione platea-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da **Stagg** e **Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi / 2)$$

$$N_c = 5 \tan^4(45 + \varphi / 2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi. La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e φ .

FATTORI CORRETTIVI SISMICI (PAOLUCCI E PECKER)

Quando si determina q_{lim} , per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del vengono introdotti i fattori correttivi z :

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

10.5 Cedimenti elastici

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier, 1951):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) \cdot I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 Intensità della pressione di contatto

B' Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ Parametri elastici del terreno.

I_i Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 \cdot B \cdot \frac{1-\mu^2}{E_S} \cdot I_S \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo. Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a 5B, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore. A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante. Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

10.6 Cedimenti edometrici

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- Il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione ed il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

- RR : Rapporto di ricompressione;
- CR : Rapporto di compressione;
- H_0 : Spessore iniziale dello strato;

- σ'_{v0} : Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
- $\Delta\sigma_v$: Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_0 + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione vengono utilizzate sia per le argille che per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

- H_c : altezza dello strato in fase di consolidazione;
- C_α : coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;
- T : tempo in cui si vuole il cedimento secondario;
- T_{100} : tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. L'autore ha considerato nel suo modello un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a **4B**, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a **2B** per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

- Δq : rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;
- I_z : è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di **2B**, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità **4B**, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

- $B/2$, per fondazione circolare o quadrata
- B , per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z \max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

Dove:

- σ'_{vi} : rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

- E_i : rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i -esimo considerato nel calcolo;
- Δ_{zj} : rappresenta lo spessore dello strato i -esimo;
- C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_C al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

- q' : pressione efficace lorda;
- σ'_{v0} : tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- B : larghezza della fondazione;
- I_C : Indice di compressibilità;
- f_S, f_H, f_t : fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_C è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948):

$$N_c = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 \cdot N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S , f_H e f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t tempo in anni > 3;

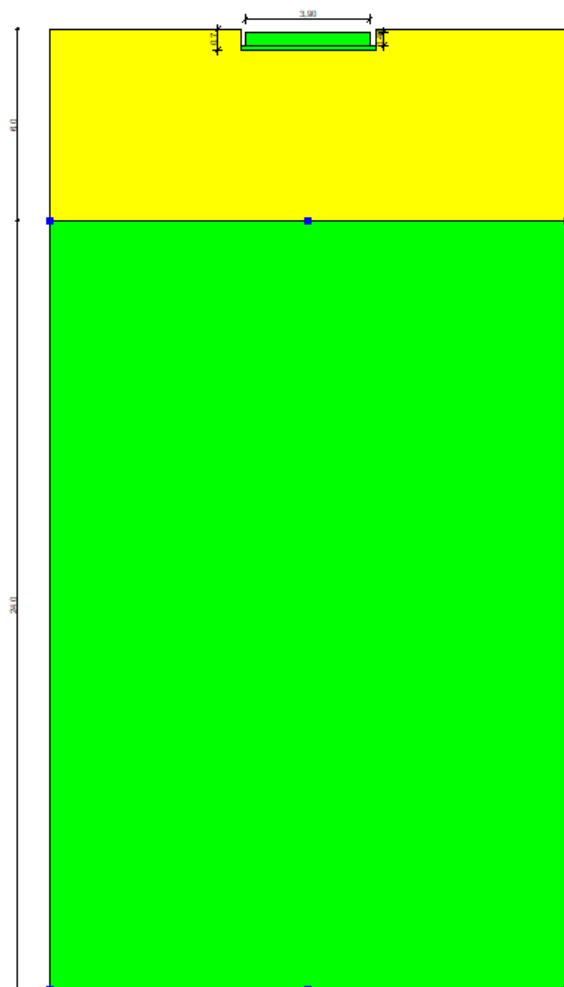
R_3 costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

10.7 Verifica Capacità portante

Si riporta qui a seguire il calcolo della capacità portante, eseguita per opere omogenee considerando la condizione di carico più gravosa.

Le azioni considerate dovranno essere integrate con i reali scarichi in fondazione forniti dal produttore della parte prefabbricata. Pertanto, si rimanda alla successiva fase progettuale la verifica di funzionamento del complesso fondazione – sovrastruttura.



DATI GENERALI

=====

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	3,9 m
Lunghezza fondazione	17,3 m
Profondità piano di posa	0,65 m
Altezza di incastro	0,9 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0,15/0,15 m

=====

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidazione primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
6,0	19,0	21,0	24,0	0,0	0,0	10000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
24,0	19,0	21,0	24,0	0,0	0,0	10000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN m]	My [kN m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo

I	da specifiche Enel	0,00	1934,00	611,25	108,75	0,00	0,00	Progetto
---	--------------------------	------	---------	--------	--------	------	------	----------

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.C apacità portante orizzontale
I	No	0	I	I	I	0	2,3	I

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...da specifiche Enel

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult] 223,22 kN/m²

Resistenza di progetto[Rd] 97,05 kN/m²

Tensione [Ed] 27,88 kN/m²

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 8,01

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 18788,37 kN/m³

da specifiche Enel

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	10,66
Fattore [Nc]	20,72
Fattore [Ng]	6,76
Fattore forma [Sc]	1,12
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,11
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,9
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

=====

Carico limite 383,62 kN/m²

Resistenza di progetto 166,79 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq] 12,72

Fattore [Nc] 25,13

Fattore [Ng] 9,7

Fattore forma [Sc] 1,0

Fattore forma [Sg] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0

=====

Carico limite 544,19 kN/m²

Resistenza di progetto 236,61 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10,66
Fattore [Nc]	20,72
Fattore [Ng]	6,77
Fattore forma [Sc]	1,12
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,06
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,06
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	417,8 kN/m ²
Resistenza di progetto	181,65 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	10,66
Fattore [Nc]	20,72
Fattore [Ng]	10,88
Fattore forma [Sc]	1,12
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,11
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,9
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

=====

Carico limite 528,12 kN/m²

Resistenza di progetto 229,62 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq] 10,66

Fattore [Nc] 20,72

Fattore [Ng] 9,01

Fattore forma [Sc] 1,11

Fattore profondità [Dc] 1,0

Fattore inclinazione carichi [Ic] 1,0

Fattore inclinazione pendio [Gc] 1,0

Fattore inclinazione base [Bc] 1,0

Fattore forma [Sq] 1,1

Fattore profondità [Dq] 1,0

Fattore inclinazione carichi [Iq] 1,0

Fattore inclinazione pendio [Gq] 1,0

Fattore inclinazione base [Bq] 1,0

Fattore forma [Sg] 0,93

Fattore profondità [Dg] 1,0

Fattore inclinazione carichi [Ig] 1,0

Fattore inclinazione pendio [Gg] 1,0

Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

=====

Carico limite	469,71 kN/m ²
Resistenza di progetto	204,22 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	10,66
Fattore [Nc]	20,72
Fattore [Ng]	2,14

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	11,85
Fattore [Nc]	22,25
Fattore [Ng]	2,51

Carico limite strato 2 (qb) 1527,6 kN/m²

Carico limite strato 1 (qt) 223,22 kN/m²

Incremento carico limite strato 1 310,36 kN/m²

Coefficiente di punzonamento (ks) 3,84

Rapporto (q1/q2) 1,17

=====
Carico limite 223,22 kN/m²

Resistenza di progetto 97,05 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
=====
