

Monty Wind S.r.l.

Parco Eolico Monty sito nei Comuni di Montenero di Bisaccia e Montecilfone

Relazione di Calcolo Preliminare sulle Strutture

Settembre 2022

Regione Molise



Comune di Montenero di Bisaccia



Comune di Montecilfone



Committente:

Monty Wind S.R.L.

Monty Wind S.R.L.

Via Sardegna, 40

00187 Roma

P.IVA/C.F. 16368881005

Titolo del Progetto:

Parco Eolico Monty sito nei Comuni di Montenero di Bisaccia e Montecilfone

Documento:

Relazione di Calcolo Preliminare sulle Strutture

N° Documento:

IT-VESMON-TEN-CAL-TR-01

Progettista:



sede legale e operativa

San Martino Sannita (BN) Località Chianarile snc Area Industriale

sede operativa

Lucera (FG) via Alfonso La Cava 114

P.IVA 01465940623

Azienda con sistema gestione qualità Certificato N. 50 100 11873



Progettista

Dott. Ing. Nicola Forte



Rev	Data Revisione	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
00	Settembre 2022	Richiesta VIA	SC	FB	NF

Sommario

Relazione di calcolo preliminare sulle strutture	4
1. Premessa	4
2. Normativa di riferimento.....	5
3. Descrizione opere.....	6
3.1. Plinto di fondazione.....	6
3.2. Cabina di raccolta	7
4. Materiali impiegati.....	7
5. Analisi dei carichi	9
6. Azioni sulle strutture	9
6.1. Carichi torre	9
6.2. Carichi permanenti strutturali	9
7. Definizione delle combinazioni	10
8. Modello agli elementi finiti.....	11
9. Codice di calcolo impiegato	12
10. Codice di calcolo impiegato	14
10.1. Verifiche strutturali elementi in C.A.	14
11. Calcolo delle fondazioni profonde.....	16
11.1. Analisi dei pali.....	17
11.2. Capacità portante di punta.....	17
12. Verifiche geotecniche	19
13. Conclusioni	21

Relazione di calcolo preliminare sulle strutture

1. Premessa

Il progetto descritto nella presente relazione riguarda la realizzazione di un impianto eolico denominato "Monty" costituito da 9 aerogeneratori della potenza di 7,2 MW ciascuno, per una potenza complessiva di 64,8 MW, da installare nei comuni di Montecilfone e Montenero di Bisaccia, in Provincia di Campobasso in località "Guardiola". Proponente dell'iniziativa è la società Monty Wind S.r.l.

Il sito di installazione degli aerogeneratori è ubicato tra i centri abitati di Montecilfone e Montenero di Bisaccia, dai quali gli aerogeneratori più prossimi distano rispettivamente 2,2 km e 2,5 km.

Gli aerogeneratori saranno collegati tra di loro mediante un cavidotto in alta tensione 36 kV interrato che sarà posato in gran parte al di sotto della viabilità di progetto di nuova realizzazione per l'accesso agli aerogeneratori e della viabilità esistente ed in minima parte su terreno agricolo.

I cavidotti in partenza dagli aerogeneratori saranno collegati ad una cabina di raccolta a 36 kV, la quale sarà collegata tramite un cavidotto in alta tensione a 36 kV, anch'esso interrato, alla sezione a 36 kV della futura Stazione Elettrica di Trasformazione di Terna S.p.A. a 380/150/36 kV (anche detta SE Terna) da inserire in entra - esce sulla linea RTN a 380 kV "Larino – Gissi".

La futura SE Terna è ubicata nell'area di impianto nei pressi dell'aerogeneratore WTG01.

Completano il quadro delle opere da realizzare una serie di adeguamenti temporanei alle strade esistenti necessari a consentire il passaggio dei mezzi eccezionali di trasporto delle strutture costituenti gli aerogeneratori.

In fase di realizzazione dell'impianto, sarà necessario predisporre un'area logistica di cantiere con le funzioni di stoccaggio materiali e strutture, ricovero mezzi, disposizione dei baraccamenti necessari alle maestranze (fornitore degli aerogeneratori, costruttore delle opere civili ed elettriche) e alle figure deputate al controllo della realizzazione (Committenza dei lavori, Direzione Lavori, Coordinatore della Sicurezza in fase di esecuzione, Collaudatore). Sono previste, altresì, due aree necessarie alle manovre dei mezzi di trasporto eccezionale e di trasbordo delle strutture costituenti l'impianto.

L'area di cantiere e le aree di trasbordo saranno temporanee e saranno smantellate al termine dei lavori di costruzione dell'impianto.

Le opere previste per la realizzazione del suddetto impianto consistono in:

- Fondazioni degli aerogeneratori;
- Cabina di raccolta;

Nei paragrafi successivi la descrizione delle opere.

2. Normativa di riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

NORMATIVA NAZIONALE

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

“Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 11 febbraio 2019 n. 35 – Suppl. Ord.)

“Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 17 gennaio 2018”.

NORMATIVA INTERNAZIONALE

UNI 9858 “Concrete. Performance, production, placing and compliance criteria.

UNI ENV 1992-1-1 del 31-01-1993 Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo.

3. Descrizione opere

3.1. Plinto di fondazione

Per ciascuno degli aerogeneratori, si prevedono plinti di forma geometrica divisibile in tre solidi di cui il primo è un cilindro (corpo 1) con un diametro di **28.00m** e un'altezza di **0.70m**, il secondo (corpo 2) è un tronco di cono con diametro di base pari a **28.00m**, diametro superiore di **6.50m** e un'altezza pari a **2.10m**; il terzo corpo (corpo 3) è un cilindro con un diametro di **6.50m** e un'altezza di **0.80m**; infine nella parte centrale del plinto, in corrispondenza della gabbia tirafondi, si individua un tronco di cono con diametro di base pari a **6.5m**, diametro superiore pari a **7.10m** e altezza pari a **0.30m**.

Di seguito si riporta una sezione della fondazione e una tabella con le caratteristiche dimensionali.

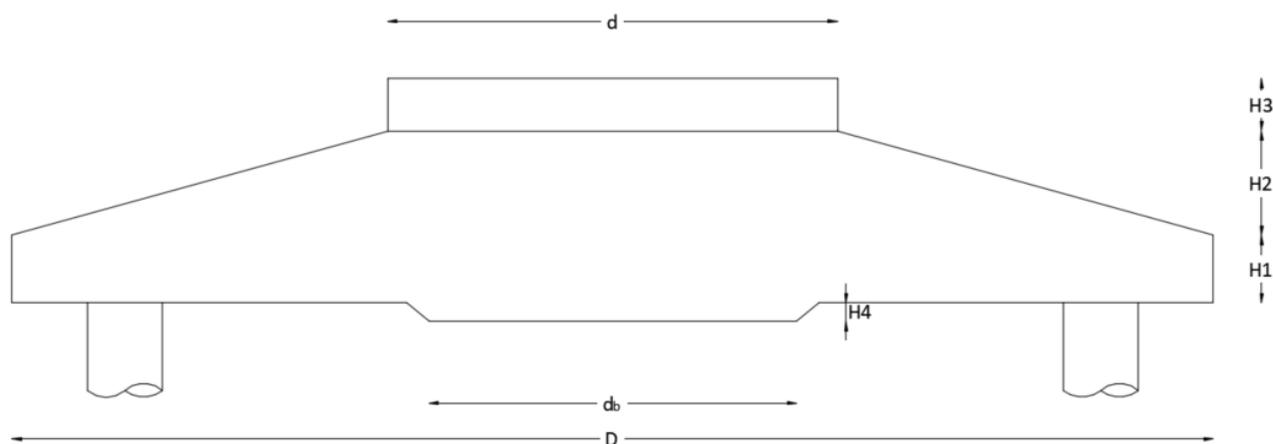


Figura 1 Geometria plinto

SIMBOLO	DIM	U.M.
D	28,00	m
d	6,50	m
db	6,50	m
H1	0,70	m
H2	2,10	m
H3	0,80	m
H4	0,30	m
H _{tot}	3,90	m
Volume plinto	1023	m ³
N° pali	20	-
D _{pali}	1,20	m
L _{pali}	35	m
Volume pali	791	m ³

Viste le caratteristiche geologiche del terreno ad ora disponibili e gli enti sollecitanti, le fondazioni di ciascun aerogeneratore sono del tipo indiretto; nello specifico si prevedono **20 pali di diametro di 1.20 m** e lunghezza di **35 m**.

Si rimanda in ogni caso al progetto esecutivo per maggiori dettagli sulla geometria, le dimensioni del plinto e l'ottimizzazione delle caratteristiche dei pali per ogni torre.

3.2. Cabina di raccolta

La cabina di raccolta presenta le dimensioni planimetriche di 14,00 x 4,10 per un'altezza fuori terra del corpo di fabbrica pari a 4,10 m e un piano interrato di 4,10 m. La soluzione di progetto verrà approfondita durante la fase esecutiva. Allo stato attuale della progettazione si prevede che la struttura della cabina possa essere realizzata nelle seguenti modalità:

- Tipologia prefabbricata con struttura monolitica in calcestruzzo armato vibrato autoportante completa di porte di accesso, infissi e griglie di aerazione.
- Tipologia gettata in opera con struttura a travi e pilastri.

4. Materiali impiegati

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente, particolare attenzione è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera.

Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

Tabella 1 - Caratteristiche calcestruzzo armato

N _{id}	γ _k [N/m ³]	α _{T, i} [1/°C]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	C _{Erid} [%]	Stz	R _{ck} [N/mm ²]	R _{cm} [N/mm ²]	%R _{ck}	γ _c	f _{cd} [N/mm ²]	f _{ctd} [N/mm ²]	f _{cfm} [N/mm ²]	n	n Ac
Cl. C32/40															
002	25,000	0.000010	33,346	13,894	60	P	40.00	-	0.85	1.50	18.81	1.41	3.63	15	003
Cl. C45/55															
003	25,000	0.000010	36,283	15,118	60	P	55.00	-	0.85	1.50	25.87	1.65	4.44	15	003
Cl. C25/30															
004	25,000	0.000010	31,447	13,103	60	P	30.00	-	0.85	1.50	14.11	1.19	3.07	15	003

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico.
α _{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C _{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E · C _{Erid}].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R _{ck}	Resistenza caratteristica cubica.
R _{cm}	Resistenza media cubica.
%R _{ck}	Percentuale di riduzione della R _{ck} .
γ _c	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f _{cd}	Resistenza di calcolo a compressione.
f _{ctd}	Resistenza di calcolo a trazione.
f _{cfm}	Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

Tabella 2 - Caratteristiche acciaio

N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	f _{yk,1} / f _{yk,2}	f _{tk,1} / f _{tk,2}	f _{yd,1} / f _{yd,2}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7} NCnt	Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
Acciaio B450C - (B450C)																
005	78 500	0,000010	210.00	80 769	P	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-	-
						-		-								

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- γ_k** Peso specifico.
- α_{T, i}** Coefficiente di dilatazione termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- f_{tk,1}** Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con t ≤ 40 mm).
- f_{tk,2}** Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
- f_{td}** Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
- γ_s** Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
- γ_{M1}** Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
- γ_{M2}** Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
- γ_{M3,SLV}** Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
- γ_{M3,SLE}** Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
- γ_{M7}** Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
- f_{yk,1}** Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t ≤ 40 mm).
- f_{yk,2}** Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
- f_{yd,1}** Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).
- f_{yd,2}** Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
- NOTE** [-] = Parametro non significativo per il materiale.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018:

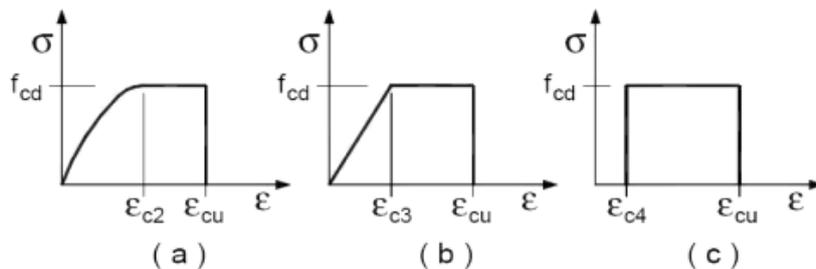


Figura 2 Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo

I valori di deformazione assunti sono:

ε_{c2} = 0,0020;

ε_{cu2} = 0,0035.

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in figura sottostante. La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f. Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1,15.

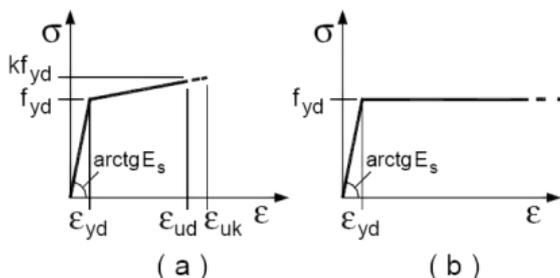


Figura 3 Diagrammi di calcolo tensione/deformazione acciaio

5. Analisi dei carichi

La valutazione dei carichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del D.M. 2018. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali. La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

6. Azioni sulle strutture

Le azioni sulla struttura in esame sono valutate in accordo al capitolo 3 del D.M. 2018. In particolare, sono presenti:

- Carichi torre;
- Carichi permanenti strutturali e non strutturali;

Le azioni così ottenute sono opportunamente combinate tra loro in base alle combinazioni di carico indicate dalla norma di riferimento e riportate in dettaglio al §9 della presente. Da queste si ottengono i valori di progetto delle sollecitazioni da impiegare successivamente nelle verifiche. I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018.

6.1. Carichi torre

I carichi standard agenti sul plinto dovuti alla sovrastruttura:

Characteristic Extreme							
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
Mbt	62E50b04000(fam352)	1.10	Abs	168600	6084	1514	-6639
Mzt	22VOGV00(fam170)	1.10	Abs	21475	-14212	198.6	-6631
FndFr	62E50b06000(fam354)	1.10	Abs	163900	3874	1537	-6665
Fzt	22VOGV00(fam170)	1.10	Abs	28680	3160	334.2	-6945

Characteristic Extreme							
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
Mbt	14Ecdvraa00(fam97)	1.35	Abs	152100	1686	1280	-6866
Mzt	98NTMHC2400(fam482)	1.35	Abs	13409	-16178	98.96	-6580
FndFr	23NTMHCvra00(fam227)	1.35	Abs	127600	3600	1367	-6941
Fzt	12IceUHW0200(fam77)	1.35	Abs	54687	3322	505.1	-7050

6.2. Carichi permanenti strutturali

Il peso proprio degli elementi strutturali in acciaio e in c.a. è stato portato in considerazione automaticamente dal programma di calcolo nella modellazione geometrica della struttura, le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti strutturali della costruzione.

7. Definizione delle combinazioni

Le azioni sulla costruzione sono state combinate secondo le regole previste dalla normativa vigente. Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

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

Combinazione fondamentale 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 caratteristica (rara) SLE

$$G_{1k} + G_{2k} + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_{1k} + G_{2k} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G_{1k} + G_{2k} + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G_{1k} + G_{2k} + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Le verifiche strutturali e geotecniche sono state effettuate in conformità agli approcci previsti dal D.M.2018 applicando gli opportuni coefficienti richiesti dalle specifiche verifiche.

8. Modello agli elementi finiti

Per il progetto e la verifica dei plinti si è utilizzato un programma di calcolo agli elementi finiti. Il plinto di fondazione è stato modellato utilizzando elementi shell.

Il modello è caratterizzato dai seguenti parametri:

Sistema di riferimento

Coordinate sistema di riferimento

Materiale utilizzato

Carichi applicati

Cilindrico

Centro geometrico del plinto

Conc (calcestruzzo)

puntuale (Forze e Momenti)

superficiale (Peso terreno di ricoprimento)

di volume (Peso proprio plinto)

Si riporta di seguito una schematizzazione in conci del plinto.

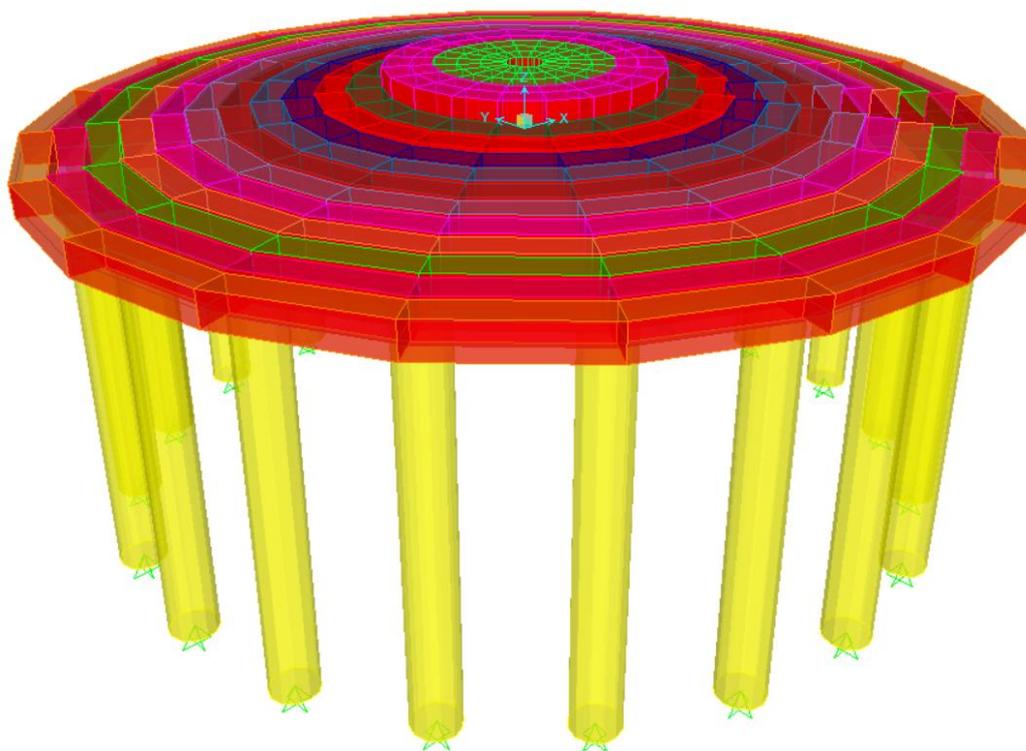


Figura 4 Schematizzazione plinto

La modellazione del materiale degli elementi in c.a. segue la classica teoria dell'elasticità lineare; per cui il materiale è caratterizzato oltre che dal peso specifico, da un modulo elastico (E) e un modulo tagliante (G).

La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite. Gli elementi di **fondazione** sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

9. Codice di calcolo impiegato

Oggetto del presente paragrafo è sia la verifica dell'affidabilità del codice di calcolo utilizzato che l'attendibilità dei risultati ottenuti ai sensi del Cap 10 par 10.2 D.M. 17/01/2018.

Tipo di Analisi svolta ed Origine e Caratteristiche del Codice di calcolo

Il software consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette).

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani levogira OXYZ (X, Y e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).

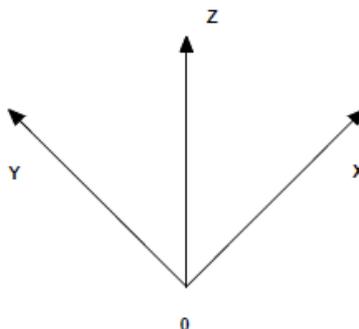


Figura 5 Sistema di riferimento

Un elemento Shell è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 da cui derivano le sollecitazioni così come individuato nelle figure seguenti:

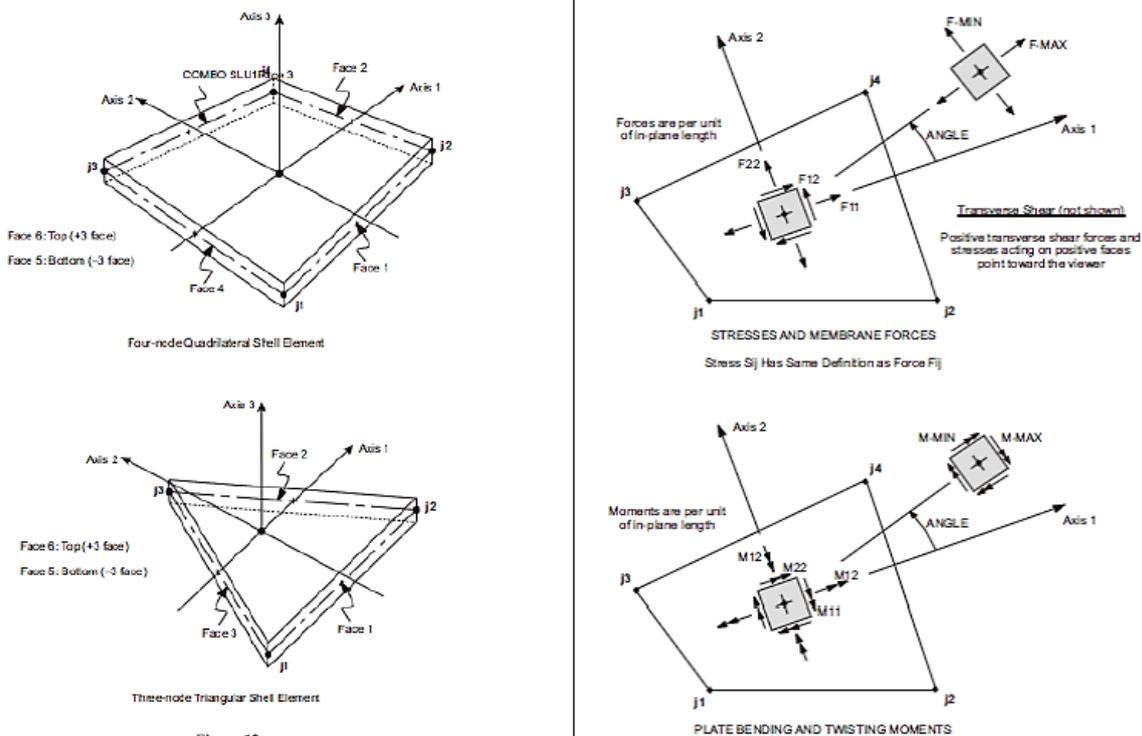


Figura 6 Sistema di riferimento elemento shell e sollecitazioni elemento shell

Affidabilità dei Codici utilizzati e Validazione dei codici

L'affidabilità del codice utilizzato è stata validata dall'analisi della documentazione fornita dal produttore che, oltre a contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, include l'individuazione dei campi d'impiego nonché casi prova interamente risolti e commentati.

Modalità di presentazione dei risultati

La quantità di informazioni che usualmente accompagna l'utilizzo di procedure di calcolo automatico richiede un'attenzione particolare alle modalità di presentazione dei risultati, in modo che questi riassumano, in una sintesi completa ed efficace, il comportamento della struttura per la tipologia di analisi sviluppata già menzionata in precedenza.

I software licenziati sono il SAP2000 versione 23 con numero di licenza 17134 intestata a Ten Project srl.

10. Codice di calcolo impiegato

La verifica degli elementi allo SLU – SLV avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si costruiscono le combinazioni sismiche in base al D.M. 2018 secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018, ottenendo un ulteriore insieme di sollecitazioni;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo, tra tutte le combinazioni, con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

10.1. Verifiche strutturali elementi in C.A.

La progettazione delle strutture è avvenuta in modo da soddisfare le verifiche richieste per gli SLU (statici e sismici) e per gli SLE (statici e sismici) mediante l'ausilio del codice di calcolo. Le verifiche condotte sulle sezioni sono sotto riportate:

Verifiche SLU - SLV

- Flessione: in accordo con § 4.1.2.3.4.2 del D.M. 17/01/2018
- Verifica a taglio: in accordo con § 4.1.2.3.5 del D.M. 17/01/2018

Di seguito una rappresentazione grafica dei risultati maggiormente significativi:

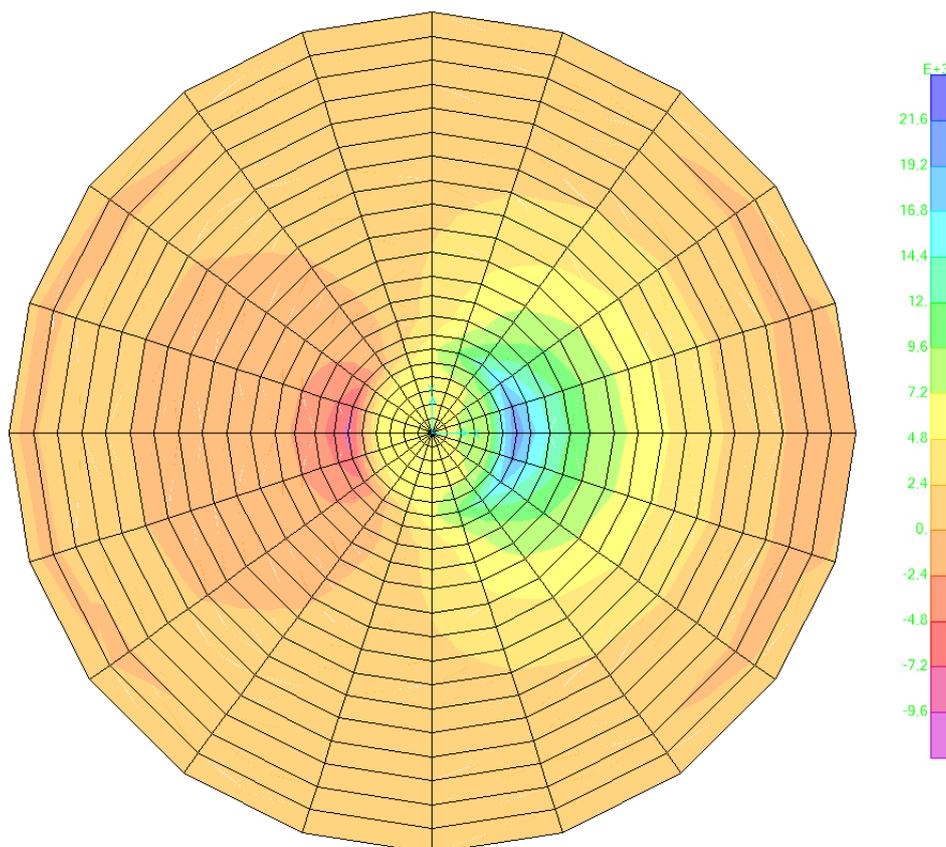


Figura 7 Sollecitazione – flessione M11 radiali

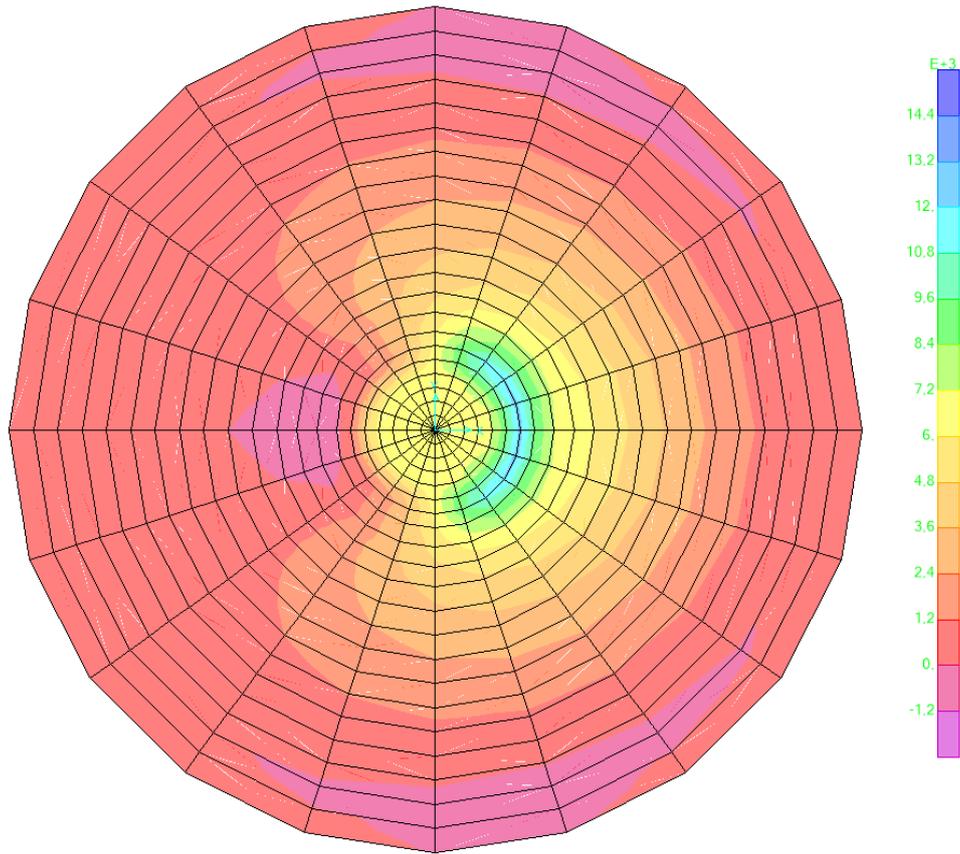


Figura 8 Sollecitazione – flessione M22 anulari

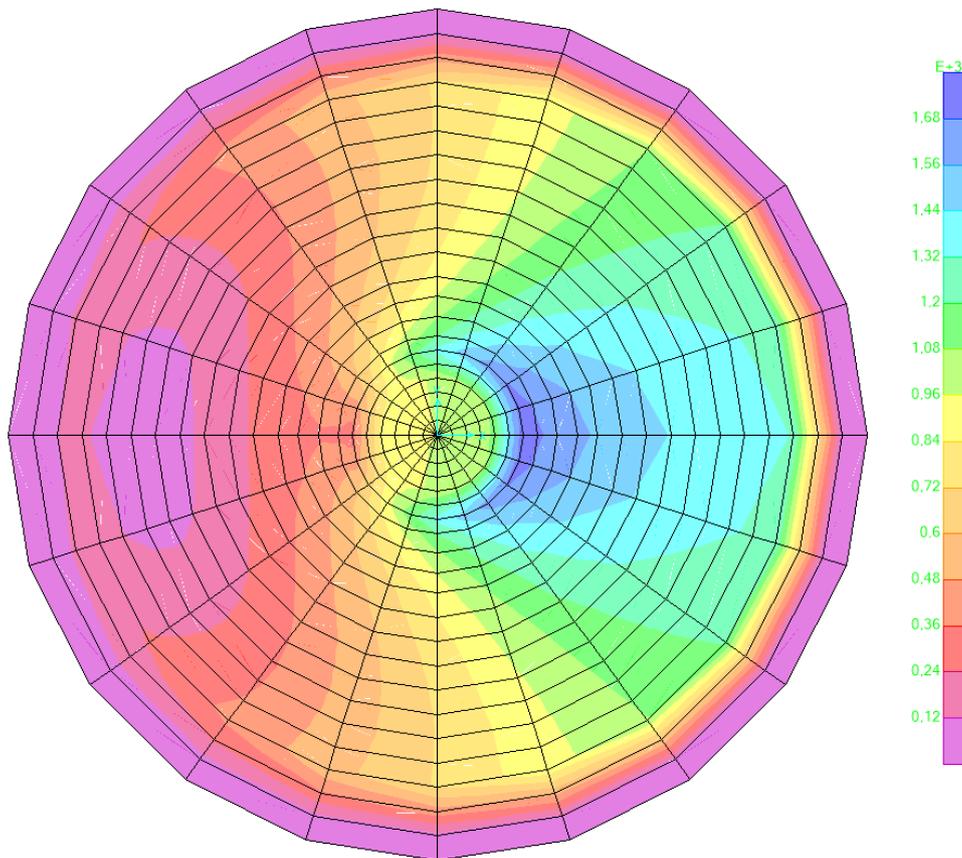
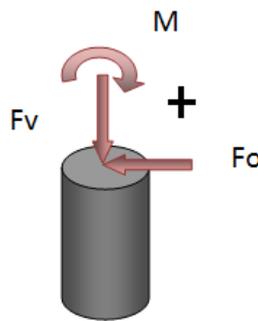


Figura 9 Sollecitazione – taglio

11. Calcolo delle fondazioni profonde

Le verifiche sono state sviluppate considerando solo gli SLU di tipo geotecnico che si attingono in seguito al raggiungimento del carico limite del palo. Al riguardo si deve osservare che per la geometria e le caratteristiche strutturali della fondazione (plinto circolare ad elevata rigidezza come riportato nella relazione tecnica di calcolo strutturale) e per la posizione dei pali (distribuiti lungo una circonferenza a ridosso del bordo esterno del plinto) si esclude la verifica a stabilità globale.

Per quanto riguarda il segno dei carichi esso adotta la seguente convenzione:



Convenzione positiva dei carichi

Nel dettaglio le verifiche agli SLU sono state sviluppate secondo gli approcci indicati dalla normativa **Ai+Mi+Ri** dove con A_i sono indicati i fattori di combinazione dei carichi, con M_i quelli riduttivi dei parametri caratteristici del terreno e R_i quelli di riduzione della resistenza caratteristica. I coefficienti di sicurezza da applicare alle azioni sono riportati nella tabella 6.2.I del cap.6 (progettazione geotecnica) della norma, i coefficienti di sicurezza da applicare ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nella tabella 6.2.II e sono unitari. I coefficienti di sicurezza da applicare alle resistenze sono maggiori dell'unità e sono riportati nella tabella 6.4.II.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.); il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati di seguito (Tab. 6.4.IV NTC 18) in funzione del numero n di verticali di indagine

$$R_{c,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \eta$$

$$R_{t,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \eta$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II della norma riportata di seguito.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Per i carichi trasversali si adottano i seguenti coefficienti:

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

11.1. Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare, bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

Q_T portanza totale del palo

Q_P portanza di base del palo

Q_L portanza per attrito laterale del palo

W_P peso proprio del palo

e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_P / \eta_p + Q_L / \eta_l - W_P$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_L / \eta_l + W_P$$

11.2. Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P (c N'_c + q N'_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo, γ è il peso di volume del terreno, D è il diametro del palo ed i coefficienti N'_c , N'_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Sono stati utilizzati i coefficienti di Hansen con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro η che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come: $K_0 = 1 - \sin\phi$.

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan \delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, γ è il peso di volume del terreno, z è la generica quota a partire dalla testa del palo, L e P sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo, K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

12. Verifiche geotecniche

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito riportati i risultati sotto forma di grafici sintetici o tabelle. Di seguito i risultati maggiormente significativi:

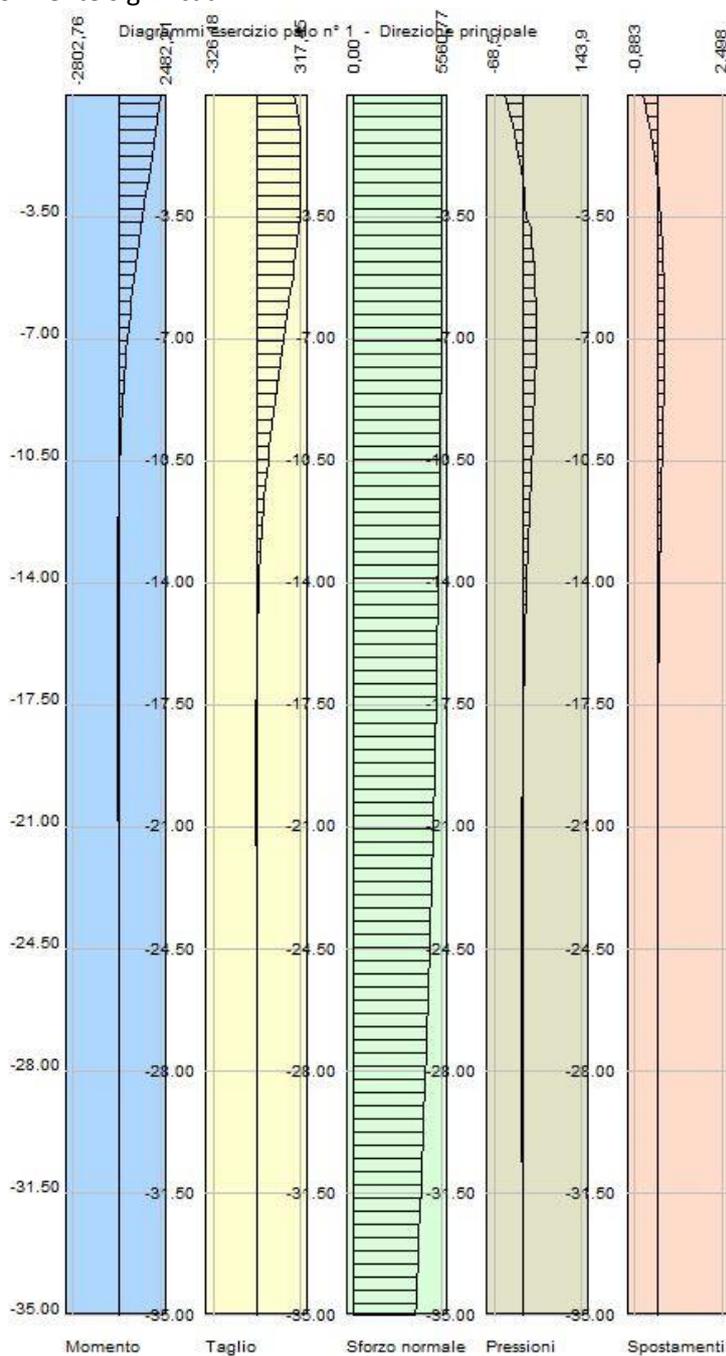


Figura 10 Sollecitazioni palo condizione drenata

N [kN]	Pd [kN]	FS_v	T [kN]	Td [kN]	FS_o
5527,00	7117,21	1.288 (102)	261,63	304,63	1.164 (102)

Simbologia adottata

N Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kN]

Pd Portanza di progetto, espresso in [kN]

- FS_v Fattore di sicurezza (Pd/N). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.
- T Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
- Td Portanza trasversale di progetto, espresso in [kN]
- FS_o Fattore di sicurezza (Vd/V). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

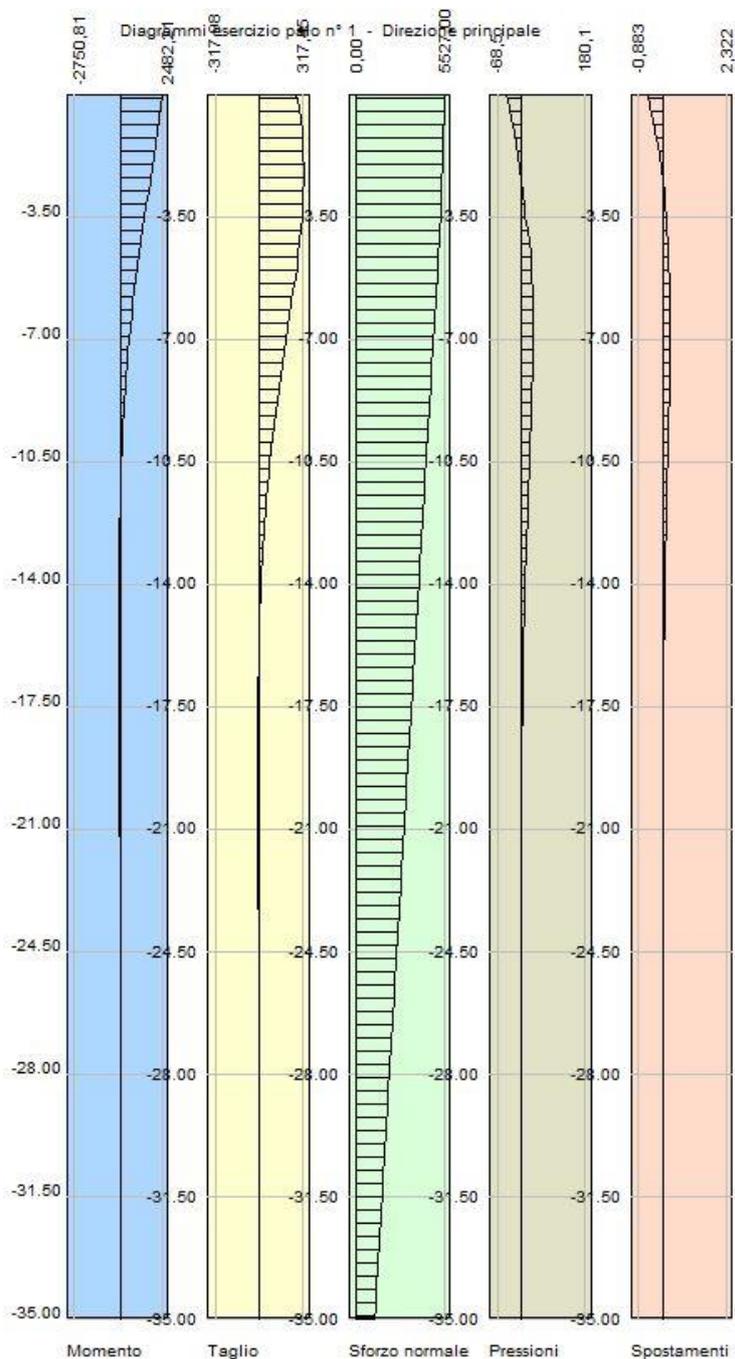


Figura 11 Sollecitazioni palo condizione non drenata

N [kN]	Pd [kN]	FS _v	T [kN]	Td [kN]	FS _o
5527,00	5613,77	1.016 (102)	261,63	292,04	1.116 (102)

Simbologia adottata

N Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kN]

Pd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS _v	Fattore di sicurezza (Pd/N). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.
T	Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Td	Portanza trasversale di progetto, espresso in [kN]
FS _o	Fattore di sicurezza (Vd/V). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

13. Conclusioni

Le opere sopra descritte sono conformi ai requisiti prestazionali richiesti dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. del 17/01/2018. **Ulteriori indicazioni e aspetti saranno analizzati nella fase esecutiva del progetto e comunque prima dell'inizio dei lavori in sede di acquisizione di autorizzazione in zona sismica ai sensi dell'articolo 94 del D.P.R.380/2001.**