



COMUNE DI SAN SEVERO

PROVINCIA DI FOGGIA



PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN PARCO EOLICO

RICHIESTA DI AUTORIZZAZIONE UNICA

D.Lgs. 387/2003

**PROCEDIMENTO UNICO
AMBIENTALE (PUA)**

**VALUTAZIONE DI IMPATTO
AMBIENTALE (VIA)**

D.Lgs. 152/2006 ss.mm.ii. (Art.27)
"Norme in materia ambientale"

PROGETTO

AQUILONE 1

DITTA

NVA Aquilone srl

REL 10A

Titolo dell'allegato:

RELAZIONE PRELIMINARE SULLE STRUTTURE

0	EMISSIONE	02/01/2024
REV	DESCRIZIONE	DATA

CARATTERISTICHE GENERALI D'IMPIANTO

GENERATORE

IMPIANTO

- Altezza mozzo: fino a 175 m
- Diametro rotore: fino a 172 m
- Potenza unitaria: fino a 7,2 MW
- Numero generatori: 29
- Potenza complessiva: fino a 208,8 MW

Il proponente:

NVA Aquilone Srl
Via Lepetit, 8
20045 Lainate (MI)
nvaaquilone@legalmail.it

Il progettista:

ATS Engineering srl
P.zza Giovanni Paolo II, 8
71017 Torremaggiore (FG)
0882/393197
atseng@pec.it

L'Ingegnere responsabile:

ing. Eugenio Di Gianvito
atsing@atsing.eu



AQUILONE 1

AQUILONE 1		
IMPIANTO EOLICO COMPOSTO DA 29 AEROGENERATORI PER UNA POTENZA COMPLESSIVA DI 208,8 MW UBICATO NEL COMUNE DI SAN SEVERO	Data:	02/01/2024
	Revisione:	1
	Codice Elaborato:	REL 10A
Società:	NVA Aquilone S.r.l.	

Elaborato da:	Data	Approvato da:	Data Approvazione	Rev	Commenti
ATS Engineering S.r.l	02/01/2024	ATS Engineering S.r.l	02/01/2024	1	

Sommario

1. PREMESSA	2
2. INTRODUZIONE	2
3. NORMATIVA	2
4. DESCRIZIONE GEOMETRICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE	3
5. MATEIRALI IMPIEGATI	4
6. GRANDEZZE GEOTECNICHE	5
7. ANALISI DEI CARICHI	5
8. AZIONI SULLA STRUTTURA	5
9. CONSIDERAZIONI SULLA SISMICITA' DELL'AREA	6
10. DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	6
11. MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI	7
12. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO	7
13. CALCOLO DELLA FONDAZIONE	9
14. SINTESI DEI RISULTATI	10

RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE SULLE STRUTTURE

1. PREMESSA

La relazione preliminare sulle strutture allegata al progetto del parco eolico AQUILONE 1, ubicato nel territorio comunali di San Severo in provincia di Foggia, il parco eolico è costituito da n. 29 aerogeneratori con potenza nominale attiva fino a 7.2 MW e sviluppa una potenza complessiva fino a 208,8 MW.

2. INTRODUZIONE

Il parco eolico denominato "Aquilone 1", di proprietà di NVA Aquilone S.r.l. si estende nel territorio di San Severo, in provincia di Foggia ed è costituito da 29 aerogeneratori del tipo Vestas V172-7.2, ciascuno della potenza di 7.2 MW per una potenza complessiva di 208,8 MW.

Gli aerogeneratori sono con sistema tripala ad asse orizzontale ed avranno altezza massima al mozzo di 175 metri e diametro del rotore di 172 m.

Per l'installazione degli aerogeneratori del parco eolico Aquilone 1 saranno realizzate strutture di fondazione in cemento armato del tipo indiretto su pali.

Il calcolo della fondazione è stato condotto considerando il carico della macchina, l'azione del vento ed il momento prodotto sia dal carico concentrato posto in testa alla torre che dall'azione cinetica delle pale in movimento.

I calcoli sono stati eseguiti secondo i consueti metodi della Scienza delle costruzioni ed in conformità con le normative attualmente vigenti. In particolare, il criterio di verifica adottato è quello agli stati limiti di esercizio e gli stati limiti ultimi (SLE e SLU).

3. NORMATIVA

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 protettive 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 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 EV 1992-1-1 del 31-01-1993 Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo.

4. DESCRIZIONE GEOMETRICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Le opere in oggetto sono plinti su pali, di forma circolare, con le dimensioni riportate nelle figure seguenti.

I plinti sono composti da tre solidi sovrapposti: un cilindro di base con diametro di 36.00 metri e altezza di 2.95 metri, un tronco di cono con diametro di base di base 36.00 metri e diametro superiore di 8.00 metri, con altezza di 0.65 metri ed un cilindro di diametro di 8.00 metri e di altezza di 0.27 metri.

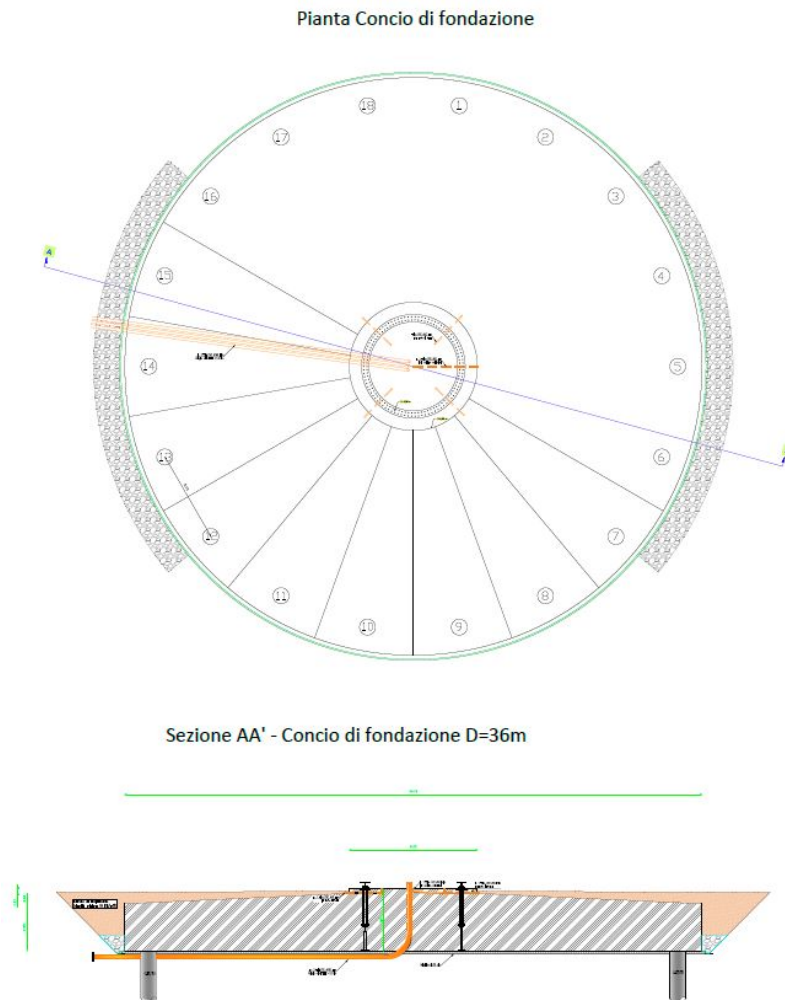


Figura 1 – Pianta e sezione concio di fondazione

Ciascun plinto avrà 18 pali da 1.00 metri di diametro dislocati come in figura. Il loro asse sarà posto a distanza di 16.53 metri dal centro del plinto. Le congiungenti degli assi di due generatrici pali contigui con il centro del plinto forma un angolo di 20.0° . L'interfaccia tra torre e plinto sarà realizzata con un anchor cage in acciaio immerso nel solido in calcestruzzo come in figura.

I plinti saranno realizzati con calcestruzzo C35/40 e i pali saranno realizzati con calcestruzzo C25/30.

5. 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:

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:

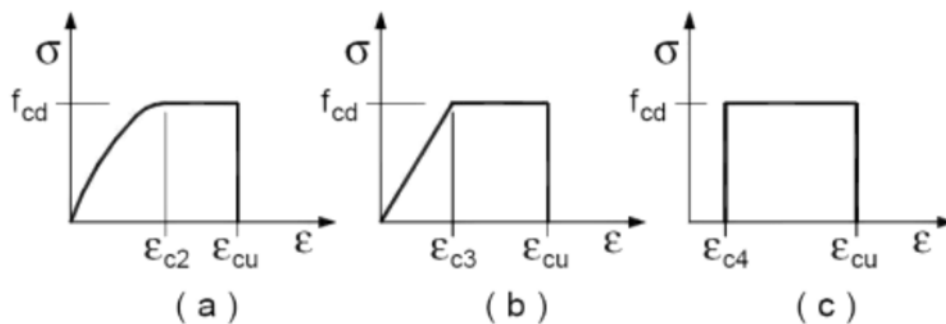


Figura 2 – Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo

I valori di deformazione assunti sono:

$$\epsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\epsilon_{cu2} = 0,0035.$$

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.

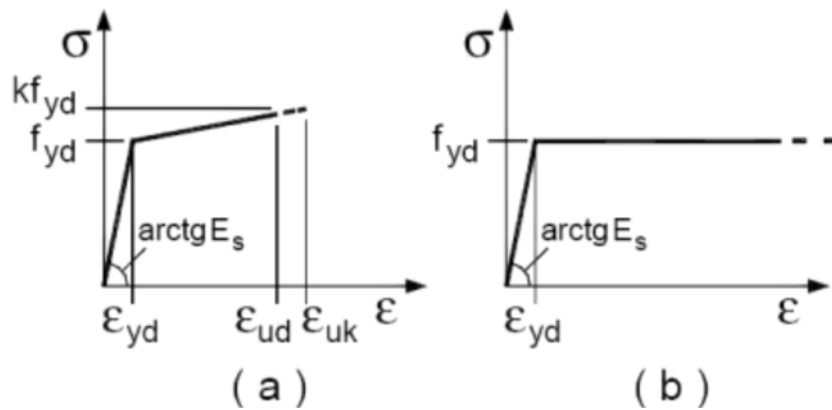


Figura 3 – Diagrammi di calcolo tensione/deformazione acciaio

6. GRANDEZZE GEOTECNICHE

Come illustrato nella relazione geologica allegata, la situazione litostratigrafica, geotecnica, sismica ed idrogeologica dell'area oggetto di studio, è stata ricostruita sulla base dei dati ottenuti dai sondaggi geognostici progressi effettuati in aree adiacenti al sito in esame, dalle osservazioni dirette di campagna, opportunamente completate dai dati e delle notizie ricavati dalla cartografia ufficiale, dalla letteratura tecnico-scientifica e della banca dati del Servizio Geologico d'Italia.

Nello specifico nella zona di impianto possiamo trovare i seguenti sintemi:

- Sintema di Masseria Finamondo (TPF)

Depositi alluvionali terrazzati del VII ordine costituiti da sabbie fini alternate a peliti, sottilmente stratificate. Sono riferibili ad aree di piana alluvionale o ad aree di esondazione. Poggia in erosione sulle argille subappennine e sui sintemi più antichi. Lo spessore varia da pochi metri ad un massimo di 10-15 m.

- Sintema di Motta del Lupo (TLP)

Depositi alluvionali terrazzati del VI ordine costituiti da sabbie fini alternate a peliti sottilmente stratificate. Sono riferibili ad aree di piana alluvionale o ad aree di esondazione. Poggia in erosione sulle argille subappennine e sui sintemi più antichi. Lo spessore varia da pochi metri a un massimo di 10 m.

- Sintema di Foggia (TGF)

Sabbie medie e grossolane con rari ciottoli. Si tratta probabilmente di depositi riferibili ad una piana alluvionale. Poggia in erosione sulle argille subappennine e sul subsintema di Masseria De Grossi. Spessore di circa 10 m.

Evidenziamo infine che, una descrizione esaustiva è rinvenibile tramite l'esame della Relazione Geologica in atti.

7. 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.

8. AZIONI SULLA STRUTTURA

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

- Carichi permanenti strutturali e non strutturali;
- Azione sismica;
- Carichi caratteristici da neve;
- Carichi caratteristici da vento estremo;
- Carichi estremi;
- Carichi estremi durante il normale funzionamento.

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.

9. CONSIDERAZIONI SULLA SISMICITA' DELL'AREA

Dal punto di vista sismico, l'area del comune di San Severo è classificata come zona sismica 2 – Zona con pericolosità sismica media dove possono verificare forti terremoti. Si fa tuttavia presente che le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, approvate con D.M. 17-01-2018, abbandonano il concetto di zonizzazione sismica: la pericolosità sismica di base del sito di costruzione viene dai dati dell'INGV.

Pertanto, la determinazione del valore di accelerazione massima al sito, necessaria per calcolare l'azione sismica di progetto, sarà alla base delle condizioni dinamiche delle opere di fondazione degli aerogeneratori.

10. 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

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

Combinazione caratteristica (rara) SLE

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

Combinazione frequente SLE

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

Combinazione quasi permanente SLE

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

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

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

Le verifiche sono state sviluppate con l'Approccio 2 come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione A1+M1+R3. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018. I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

11. MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

Per il progetto e a verifica dei plinti si è utilizzato un programma di calcolo agli elementi finiti. Il metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema sono le componenti di spostamenti dei nodi riferite al sistema di riferimento globale. Il plinto di fondazione è stato modellato utilizzando elementi Shell. Il modello è caratterizzato dai seguenti parametri:

- Sistema di riferimento: Cilindrico
- Coordinate sistema di riferimento: Centro geometrico del plinto
- Materiale utilizzato: Calcestruzzo
- Carichi applicati: Puntuale (Forze e momenti); Superficiale (Peso terreno di ricoprimento); di Volume (Peso proprio del plinto).

Inoltre, per i plinti, la condizione di vincolo è rappresentata da vincoli ad elevata rigidità sia traslazionale che rotazionale in corrispondenza delle posizioni in cui sono dislocati i pali, mentre per i pali, sulla base delle risultanze della relazione geologica, è possibile costruire un modello di palo per ogni singolo plinto.

I pali giacciono nel piano Z-X. L'asse dei pali è orientato lungo l'asse Z verticale. I nodi di testa sono impediti di ruotare, i vincoli di base sono impediti di traslare lungo l'asse Z.

ii vincoli intermedi sono lisci lungo la direzione Z e presentano rigidità orizzontale pari a quella derivante dalla costante laterale di reazione del terreno k_h , attraverso aree di influenza derivanti dalle dimensioni dei conci e dal diametro del palo.

12. 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).

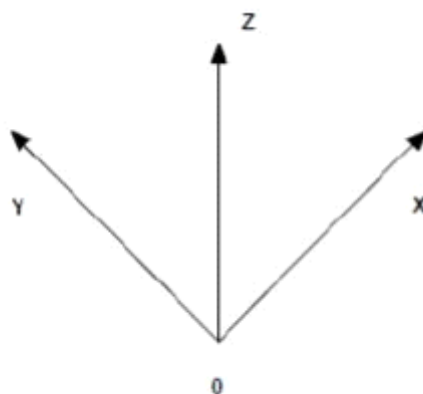


Figura 4 – Sistema di riferimento

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:

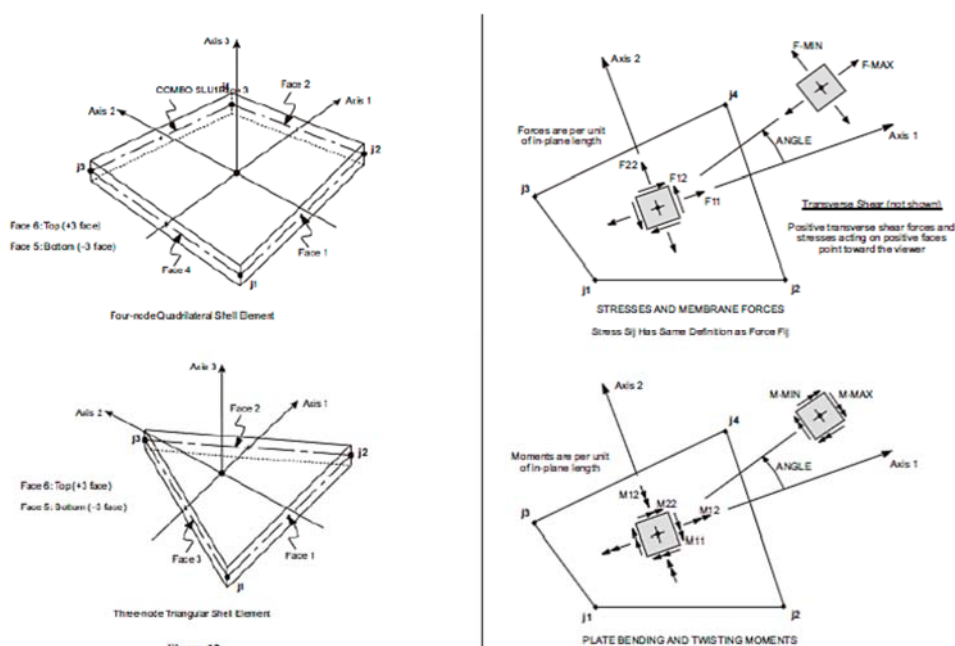


Figura 5 – Sistema di riferimento elemento shell e sollecitazioni elemento shell

Affidabilità dei Codici utilizzati e Validazione dei codici

L'affidabilità del codice utilizzato è stato validato 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'uso 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 in precedenza.

In corrispondenza della combinazione di carico più gravosa (vedi paragrafo successivo) sono state sintetizzate in disegno e schemi grafici le rappresentazioni grafiche delle principali caratteristiche di sollecitazione o delle componenti degli sforzi, la rappresentazione dei carichi applicati e le corrispondenti reazioni vincolari.

13. CALCOLO DELLA FONDAZIONE

Le verifiche geotecniche delle fondazioni, sono state sviluppate con l'Approccio 2 come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione A1+M1+R3. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

Tabella 1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni - Tabella 6.2.I del D.M. 2018

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_f (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti G_2	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2 II del D.M. 2018

Tabella 2 – Coefficiente parziali per i parametri geotecnici del terreno – Tabella 6.2 II del D.M. 2018

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	γ_ϕ	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per coefficienti R3 della tabella 6.4 I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali

Tabella 3 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali – Tabella 6.4 I del D.M. 2018

Verifica	Coefficiente Parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo

12.1 CARICO LIMITE FONDAZIONI

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c * N_c * s_c * dc * ic * gc * bc * \psi_c + q * N_q * s_q * d_q * g_q * b_q * \psi_q + \frac{Bf}{2} * \gamma_f * N_\gamma * d_\gamma * i_\gamma * g_\gamma * b_\gamma * \psi_\gamma * r_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B' = larghezza ridotta della suola di fondazione;

L = lunghezza della fondazione;

γ_f = peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ, r = coefficienti correttivi.

Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$B' = B - 2 \cdot e_B$ e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

$L' = L - 2 \cdot e_L$ e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L ;

con $B' \leq L'$.

14. SINTESI DEI RISULTATI

Il plinto scelto in via preliminare per la fondazione è un elemento fondamentale diretto in calcestruzzo gettato in opera di forma circolare composto da un plinto di base e un colletto superiore.

Il plinto di base ha il diametro di 36.00 m, con altezza minima (all'esterno) di 2.95 m e altezza massima (al centro) di 3.60 m. Il colletto superiore cilindrico avrà diametro di 8.00 m ed altezza di 0.27m.

Tutti i calcoli elencati, la tipologia di fondazioni, la relativa scelta di materiali, sezioni e dimensioni, saranno oggetto di ulteriori verifiche in sede di progettazione esecutiva e potranno pertanto subire variazioni anche sostanziali