



Regione Toscana

Regione Toscana
Provincia di Arezzo
Comuni di Badia Tedalda e Sestino



Impianto Eolico denominato "Poggio delle Campane"
ubicato nei comuni di Badia Tedalda (AR) e Sestino (AR)
costituito da 8 (otto) aerogeneratori di potenza nominale 6,2 MW
per un totale di 49,6 MW con relative opere connesse ed infrastrutture
indispensabili nei comuni di Badia Tedalda e Sestino

Titolo:

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Numero documento:

Commissa						Fase	Tipo doc.	Prog. doc.	Rev.
2	2	4	3	1	3	D	R	0 4 2 4	0 0

Proponente:

FRI-EL

FRI-EL S.p.A.
Piazza della Rotonda 2
00186 Roma (RM)
fri-elspa@legalmail.it
P. Iva 01652230218
Cod. Fisc. 07321020153

PROGETTO DEFINITIVO

Progettazione:



PROGETTO ENERGIA S.R.L.

Via Serra 6 83031 Ariano Irpino (AV)
Tel. +39 0825 891313
www.progettoenergia.biz - info@progettoenergia.biz

SERVIZI DI INGEGNERIA INTEGRATI
INTEGRATED ENGINEERING SERVICES



Progettista:

Ing. Massimo Lo Russo



Sul presente documento sussiste il DIRITTO di PROPRIETA'. Qualsiasi utilizzo non preventivamente autorizzato sarà perseguito ai sensi della normativa vigente

REVISIONI	N.	Data	Descrizione revisione	Redatto	Controllato	Approvato
	00	22.02.2023	EMISSIONE PER AUTORIZZAZIONE	E. FICETOLA	D. LO RUSSO	M. LO RUSSO

INDICE

1.	PREMESSA	4
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
4.	DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI.....	5
4.1.	TIPOLOGIA OPERE.....	5
4.2.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA	5
4.3.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA.....	5
4.4.	MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO.....	7
5.	DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI TORRI EOLICHE.....	10
5.1.	DESCRIZIONE GEOMETRICA.....	10
5.2.	METODI DI ANALISI.....	12
5.3.	CEDIMENTI.....	14
5.4.	AZIONI SULLA STRUTTURA.....	15
5.5.	VERIFICHE DI SICUREZZA.....	18
5.6.	COMBINAZIONE DI CARICO.....	19
5.7.	ANALISI DEI CARICHI.....	20
5.8.	SISTEMI DI RIFERIMENTO.....	21
5.9.	PLINTO DI FONDAZIONE.....	23
5.10.	PALI FONDAZIONE.....	26
6.	DIMENSIONAMENTO OPERE CABINA DI CONSEGNA MAX 36KV	27
6.1.	FONDAZIONE APPARECCHIATURE ELETTRICHE ED EDIFICIO QUADRI	27
6.2.	EDIFICIO BT + SCADA e TLC.....	27
6.2.1.	DESCRIZIONE CABINA	27
6.2.2.	ANALISI DEI CARICHI.....	28
6.2.3.	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARE	28
6.2.4.	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	28
6.2.4.1.	STATI LIMITE ULTIMI.....	28
6.2.4.1.1.	COMBINAZIONE FONDAMENTALE.....	28
6.2.4.1.2.	COMBINAZIONI DI AZIONI IN ASSENZA DI SISMA – SLU	29
6.2.4.1.3.	COMBINAZIONI DI AZIONI IN PRESENZA DI SISMA – SLU.....	29
6.2.4.2.	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	30
6.2.4.2.1.	COMBINAZIONI DI AZIONI QUASI PERMANENTE – SLE	30
6.2.4.2.2.	COMBINAZIONI DI AZIONI FREQUENTE – SLE	31
6.2.4.2.3.	COMBINAZIONI DI AZIONI RARA – SLE	31
6.2.5.	VERIFICA FONDAZIONE.....	31
6.3.	EDIFICIO QUADRI.....	32
6.3.1.	DESCRIZIONE CABINA	32
6.3.2.	ANALISI DEI CARICHI.....	33
6.3.3.	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARE	33
6.3.4.	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	33
6.3.4.1.	STATI LIMITE ULTIMI.....	33
6.3.4.1.1.	COMBINAZIONE FONDAMENTALE.....	33

6.3.4.1.2.	COMBINAZIONI DI AZIONI IN ASSENZA DI SISMA – SLU	34
6.3.4.1.3.	COMBINAZIONI DI AZIONI IN PRESENZA DI SISMA – SLU.....	35
6.3.4.2.	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	35
6.3.4.2.1.	COMBINAZIONI DI AZIONI QUASI PERMANENTE – SLE	35
6.3.4.2.2.	COMBINAZIONI DI AZIONI FREQUENTE – SLE	36
6.3.4.2.3.	COMBINAZIONI DI AZIONI RARA – SLE	36
6.3.5.	VERIFICA FONDAZIONE.....	36
6.4.	MURO DI RECINZIONE.....	37
6.4.1.	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE.....	37
6.4.2.	CARICHI CONCENTRATI SUL PARAMENTO.....	37
6.4.3.	SPINTE SUL PARAMENTO ALLO SLU	37
6.4.4.	SPINTE SUL CUNEO ALLO SLU.....	38
6.4.5.	SPINTE SUL PARAMENTO ALLO SLE.....	38
6.4.6.	SPINTE SUL CUNEO ALLO SLE	38
6.4.7.	SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO	39
6.4.8.	SOLLECITAZIONI SULLA FONDAZIONE.....	42
6.4.9.	TENSIONI SUL TERRENO	44
6.4.10.	VERIFICHE A SCORRIMENTO.....	44
6.4.11.	VERIFICHE A RIBALTAMENTO.....	45
6.4.12.	VERIFICHE A CARICO LIMITE.....	45
6.4.13.	VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE RETTA ALLO SLU.....	46
6.4.14.	VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE RETTA ALLO SLE	46
6.4.15.	VERIFICHE A TAGLIO PER PRESSOFLESSIONE RETTA ALLO SLU.....	47
6.4.16.	VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI.....	48

1. PREMESSA

Scopo del presente documento è quello di fornire indicazioni sul dimensionamento delle strutture finalizzato all'ottenimento dei permessi alla costruzione ed esercizio dell'impianto di produzione di energia rinnovabile da fonte eolica, "Poggio delle Campane", costituito da n° 8 aerogeneratori, per una potenza massima complessiva di 49,6 MW, nei comuni di Badia Tedalda (AR) e Sestino (AR), e relative opere di connessione ed infrastrutture indispensabili negli stessi comuni, collegato alla futura Stazione di Trasformazione (SE) 132/36 kV della RTN da inserire in entra-esce sulla linea 132 kV "Badia Tedalda-Talamello" ubicata nel comune di Badia Tedalda.

Le strutture oggetto di intervento sono costituite da:

- n° 08 aerogeneratori, altezza massima 200 m;
- cabina di consegna max 36 KV.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica delle strutture saranno condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

- 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 strutturametallica"
- 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 e Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8) "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni"
- 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. 17/01/2018".
- CEI 0-13 "Protezione contro i contatti elettrici - Aspetti comuni per gli impianti e le apparecchiature"
- CEI 0-16 "Regole tecniche di connessione (RTC) per utenti attivi ed utenti passivi alle reti AT ed MT delle imprese distributrici di energia elettrica"

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Si riporta, di seguito, l'elenco documenti di riferimento per la presente relazione:

- 224313_D_R_0201 Relazione Generale;
- 224313_D_D_0220 Corografia di inquadramento;
- 224313_D_D_0371 Cabina di consegna max 36kV - Planimetria e Sezioni;
- 224313_D_D_0373 Cabina di consegna max 36kV - Disegni architettonici edifici;
- 224313_D_R_0405 Relazione geologica e geotecnica.

4. DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI

4.1. TIPOLOGIA OPERE

Nel presente elaborato verranno analizzate le seguenti opere:

- Impianto eolico:
 - Fondazioni torri.
- Cabina di consegna max 36kV:
 - Edificio BT+scada e TLC;
 - Edificio quadri;
 - Muro di Recinzione.

4.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA

La sintesi dei dati puntuali rilevati (rilievo geologico, prove penetrometriche dinamiche e indagini geofisiche) ha permesso di elaborare i seguenti modelli geologici e geotecnici.

Si riportano, di seguito, i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei siti individuati nell'ambito della relazione geologica e geotecnica (224313_D_R_0405), a cui si rimanda per ulteriori approfondimenti.

TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI PRESENTI NEL SOTTOSUOLO										
Aerogeneratori WTG BT01 – WTG BT 03 – WTG BT 08										
Profondità dal piano campagna. (m)		Descrizione litologica (Formazione)	Numero di Colpi N _{SPT}	Peso di volume naturale	Peso di volume saturo	Angolo di attrito Picco	Coesione drenata	Angolo di attrito Residuo	Coesione non drenata	Modulo edometrico
Da	a									
0.00	4.00	Argille limose da poco a moderatamente consistenti con intercalazioni di livelli marnosi, marnoso calcarei e arenacei eterometrici. (1)	6	1.80	2.00	29	0	/	1.00	60
4.00	20.00	Flysch carbonatici in banchi spesso plurimetrici, calcari marnosi in strati da decimetrici a metrici, arenarie calcaree e calcareniti biancastre in strati decimetrici. (2)	50	2.00	2.20	38	0	/	6.00	500

Tabella parametri geotecnici area di impianto degli aerogeneratori WTG BT01 – WTG BT 03 – WTG BT 08

TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI PRESENTI NEL SOTTOSUOLO										
Aerogeneratori WTG BT02 – WTG BT 04 – WTG BT 05 - WTG BT06 – WTG BT 07										
Profondità dal piano campagna. (m)		Descrizione litologica (Formazione)	Numero di Colpi N _{SPT}	Peso di volume naturale	Peso di volume saturo	Angolo di attrito Picco	Coesione drenata	Angolo di attrito Residuo	Coesione non drenata	Modulo edometrico
Da	a									
0.00	1.00	Argille limose da poco a moderatamente consistenti con intercalazioni di livelli arenaceo-pellicci e marne di spessore decimetrico. (1)	6	1.80	2.00	29	0	/	1.00	60
1.00	20.00	Alternanze di arenarie in strati da sottili a molto spessi e marnosiltiti fini grigie, da moderatamente fratturate a compatte. (2)	50	2.00	2.20	38	0	/	6.00	500

Tabella parametri geotecnici area di impianto degli aerogeneratori WTG BT02 – WTG BT 04 – WTG BT 05 - WTG BT06 – WTG BT 07

4.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

Le norme per le costruzioni in zona sismica (Ordinanza del O.P.C.M. 3274 e Decreto 14 settembre 2005), avevano suddiviso il territorio nazionale in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g = accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A. I valori convenzionali di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g ,

da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale erano riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni ed assumono i valori riportati nella Tabella che segue:

Zona	Valore di a_g
1	0.35 g
2	0.25 g
3	0.15 g
4	0.05 g

Il territorio di Badia Tedalda, con Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Deliberazione della Giunta Regionale Toscana n. 421 del 26 maggio 2014 venne classificato di categoria 2.

Con l'entrata in vigore del D.M. 17/01/2018 e ancor prima del D.M. 14/01/2008, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". Quindi per la stima della pericolosità sismica di base, si determinano le coordinate geografiche del sito di interesse, si sceglie la maglia di riferimento, e si ricavano i valori dei parametri spettrali come media pesata dei valori corrispondenti ai vertici della maglia (forniti in allegato al D.M. 17.01.2018), moltiplicati per le distanze dal punto.

Le nuove Norme Tecniche per le costruzioni del 2008 forniscono, per l'intero territorio nazionale, i parametri da utilizzare per il calcolo dell'azione sismica. Tali parametri sono forniti in corrispondenza dei nodi, posti ad una distanza massima di 10 km, all'interno di un reticolo che copre l'intero territorio nazionale. I valori forniti di a_g , T_r , F_o e T_c da utilizzare per la risposta sismica del sito sono riferiti al substrato, inteso come litotipo con $V_s > 800$ m/sec.

Tale griglia è costituita da 10.751 nodi (distanziati di non più di 10 km) e copre l'intero territorio nazionale ad esclusione delle isole (tranne Sicilia, Ischia, Procida e Capri) dove, con metodologia e convenzioni analoghe vengono forniti parametri spettrali costanti per tutto il territorio (tabella 2 nell'allegato B del D.M. 14 gennaio 2008).

Di seguito si riporta la mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, per il comune di Badia Tedalda nel quale ricadono gli 8 aerogeneratori da installare.

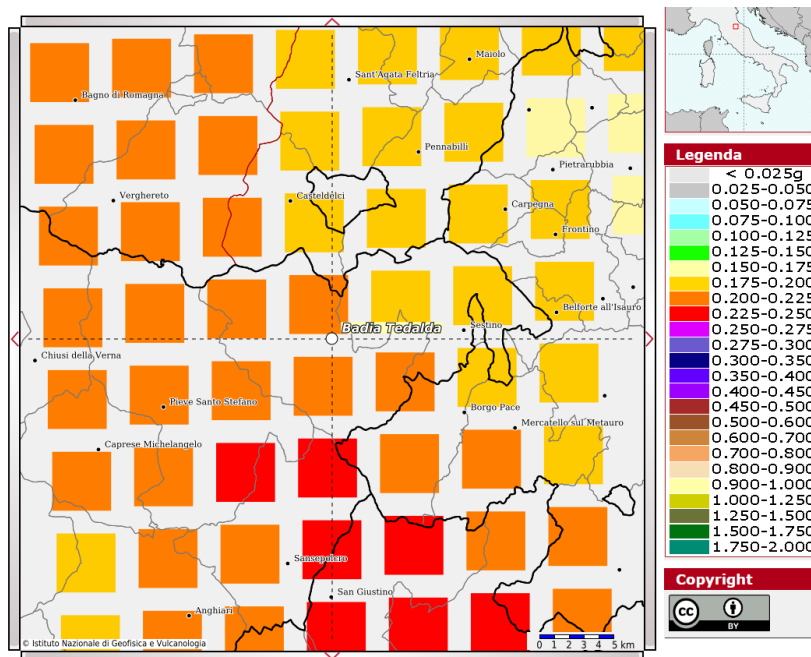


Figura 1 Comune di Badia Tedalda (AR) - Aerogeneratori WTG BT 01-02-03-04-05-06-07-08
 Mappa di pericolosità sismica e relativa legenda con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni
[\(http://esse1-gis.mi.ingv.it/\)](http://esse1-gis.mi.ingv.it/)

Secondo le mappe di pericolosità sismica del territorio nazionale, per il sito in esame l'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico ag varia tra 0.200 e 0.225 g (g espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi) - ($V_{s30} > 800$ m/s; cat. A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005).

La disaggregazione dei valori di ag con la medesima probabilità di eccedenza, mostra come il contributo percentualmente maggiore alla pericolosità sismica di base per il parco eolico in esame, sia determinato da sismi con magnitudo massima pari a 5.21 con epicentri individuati ad una distanza di 6.86 km.

L'azione sismica sulle costruzioni viene dunque valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale (categoria A nelle NTC). La "pericolosità sismica di base" costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Come anzi detto, essa, in un generico sito viene descritta in termini di valori di accelerazione orizzontale massima ag e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale, sopra definito, in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro, per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, nei modi precisati dalle NTC, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie.

In particolare, per la caratterizzazione sismica dell'area interessata dalle opere a farsi sono state prese in considerazione alcune indagini sismiche eseguite nel sito in esame. Dall'analisi delle indagini è emerso che i terreni appartengono alle **categorie di sottosuolo sismico**:

B – 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.

Inoltre l'area sede del progetto in esame è caratterizzata da valori di inclinazione media \leq di 15°.

Pertanto, il coefficiente topografico da adottare è quello relativo alla categoria T₁.

4.4. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

4.4.1. CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo della piastra di fondazione sarà in classe C32/40 ($R_{ck} \geq 40$ N/mm²) e, nella la zona centrale, in classe di resistenza C45/55 ($R_{ck} \geq 55$ N/mm²), mentre per i pali di fondazione si utilizzerà un calcestruzzo in classe C25/30 ($R_{ck} \geq 30$ N/mm²).

Per ciascuna tipologia di calcestruzzo si riportano, di seguito, le rispettive caratteristiche meccaniche:

Calcestruzzo classe C32/40 ($R_{ck} \geq 40$ N/mm²)

- Resistenza cilindrica a compressione $R_{ck} = 400$ daN/cm²;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$;
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 188,10$ daN/cm²;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2500$ daN/m³;
- Classe di consistenza S4 (UNI – EN 206-1);
- Condizioni ambientali Ordinarie (tab. 4.1.III di [1]), per classi di esposizione ambientale XC2 UNI-EN 206;
- Copriferro c = 5,0 cm.

Calcestruzzo classe C45/55 ($R_{ck} \geq 55$ N/mm²)

- Resistenza cilindrica a compressione $R_{ck} = 550$ daN/cm²;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$

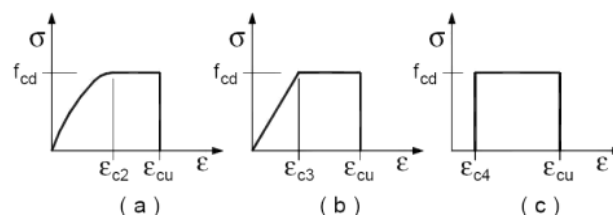
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$;
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 258,68 \text{ daN/cm}^2$;
- Peso specifico $\gamma_{clis} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- Classe di consistenza S4 (UNI – EN 206-1);
- Condizioni ambientali Ordinarie (tab. 4.1.III di [1]), per classi di esposizione ambientale XC2, XF1 UNI-EN 206;
- Copriferro $c = 5,0 \text{ cm}$.

Calcestruzzo classe C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$)

- Resistenza cilindrica a compressione $R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$;
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 141,10 \text{ daN/cm}^2$;
- Peso specifico $\gamma_{clis} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- Classe di consistenza S4 (UNI – EN 206-1);
- Condizioni ambientali Ordinarie (tab. 4.1.III di [1]), per classi di esposizione ambientale XC2 UNI-EN 206;
- Copriferro $c = 7,0 \text{ cm}$.

Il calcestruzzo magro usato per la sottofondazione è di classe $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$.

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e a pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig.



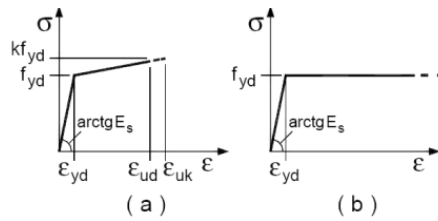
Diagrammi di progetto tensione – deformazione del calcestruzzo.

4.4.2. ACCIAIO PER CALCESTRUZZO

L'acciaio utilizzato per le barre di armatura sarà in classe **B450C**, con le seguenti caratteristiche:

- $f_{y \text{ nom}}$ = 450 N/mmq – Tensione nominale di snervamento;
- $f_{t \text{ nom}}$ = 540 N/mmq – Tensione nominale di rottura
- f_{yk} = 450 N/mmq – Tensione caratteristica di snervamento
- f_{tk} = 540 N/mmq – Tensione caratteristica di rottura
- τ_{au} = 2.6 N/mmq – Tensione caratteristica di aderenza

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in figura



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

5. DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI TORRI EOLICHE

5.1. DESCRIZIONE GEOMETRICA

Il plinto di fondazione calcolato presenta una forma assimilabile a un tronco di cono con base maggiore avente diametro pari a 22,00 m e base minore avente diametro pari a 6,00 m. L'altezza massima della fondazione, misurata al centro della stessa è di 3,12 m mentre l'altezza minima misurata sull'estremità è di 1,10 m. Al centro della fondazione viene realizzato un accrescimento di 0,26 m al fine di consentire l'alloggio dell'anchor cage per l'installazione della torre eolica. Viste le caratteristiche geologiche e gli enti sollecitanti, la fondazione è del tipo indiretto fondata su n.14 pali di diametro 120cm e lunghezza pari a 27,00 m, disposti ad una distanza dal centro pari a 9,50 m.

Si riportano, di seguito la pianta e la sezione della suddetta fondazione:

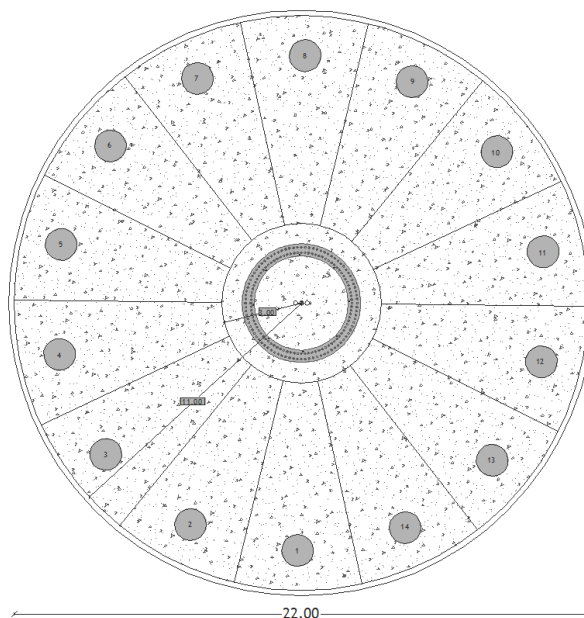


fig. Dettaglio pianta fondazione

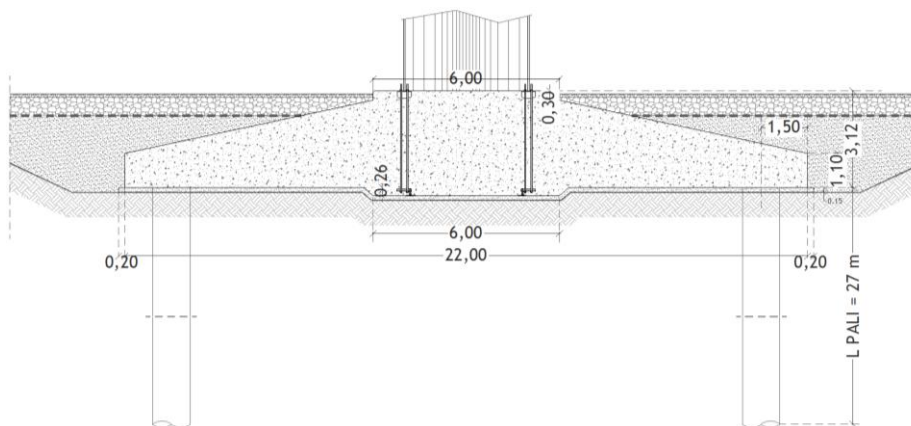


fig. Dettaglio sezione fondazione

Per il calcolo dei carichi permanenti (peso proprio della fondazione e terreno di ricoprimento viene utilizzato il seguente schema di calcolo:

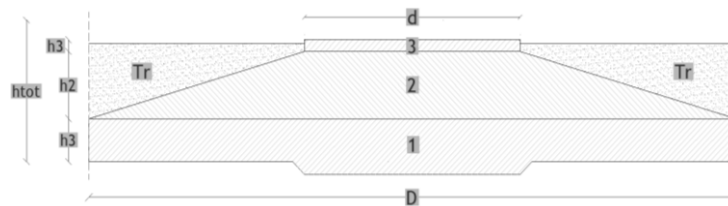


fig. Dettaglio modello per calcolo volumi

Il modello è diviso in tre solidi di cui il primo è un cilindro (1) con un diametro di 22,00 m e un'altezza di 1,10 m, il secondo (2) è un tronco di cono con diametro di base pari a 22,00 m, diametro superiore di 6,00m ed altezza pari a 1,72 m; il terzo corpo (3) è un cilindro con un diametro di 6,00m ed altezza di 0,30m. Per il terreno di ricoprimento si schematizza un parallelepipedo con peso pari a γ_{sat} del primo strato desunto dalla relazione geologica.

Di seguito si riporta una tabella con le caratteristiche dimensionali dell'opera:

Simbolo	Dim	U.m.
D	22,00	ml
d	6,00	ml
h1	1,10	ml
h2	1,72	ml
h3	0,30	ml
htot	3,12	ml
V1	417,13	mc
V2	293,44	mc
V3	8,48	mc
Vtot	720,06	mc
Peso specifico Cls	25,00	kN/mc
Peso fondazione	18.001,48	kN
Peso Terreno di Ricoprimento (Tr)	5.742,00	kN
Peso Totale	23.743,00	kN

L'interfaccia fondazione – torre è rappresentata da un inserto metallico, riportato in figura, che annegato nel calcestruzzo della fondazione, consente il collegamento con la torre per mezzo di una piastra superiore.

Di seguito si riporta, a titolo esemplificativo una vista dell'inserto metallico. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati tecnici della torre eolica.

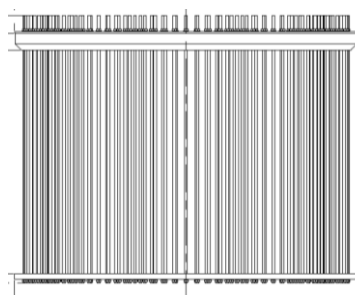


fig. Dettaglio anchor cage

5.2. METODI DI ANALISI

Per l'analisi platea si utilizza il metodo degli elementi finiti (FEM). La struttura viene suddivisa in elementi connessi fra di loro in corrispondenza dei nodi. Il campo di spostamenti interno all'elemento viene approssimato in funzione degli spostamenti nodali mediante le funzioni di forma. Il programma utilizza, per l'analisi tipo piastra, elementi quadrangolari e triangolari. Nel problema di tipo piastra gli spostamenti nodali sono lo spostamento verticale w e la rotazione intorno agli assi x e y , ϕ_x e ϕ_y , legati allo spostamento w tramite le relazioni

$$\phi_x = -dw/dy$$

$$\phi_y = dw/dx$$

Note le funzioni di forma che legano gli spostamenti nodali al campo di spostamenti sul singolo elemento è possibile costruire la matrice di rigidezza dell'elemento \mathbf{k}_e ed il vettore dei carichi nodali dell'elemento \mathbf{p}_e .

La fase di assemblaggio consente di ottenere la matrice di rigidezza globale della struttura \mathbf{K} ed il vettore dei carichi nodali \mathbf{p} . La soluzione del sistema

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

consente di ricavare il vettore degli spostamenti nodali \mathbf{u} .

Dagli spostamenti nodali è possibile risalire per ogni elemento al campo di spostamenti ed alle sollecitazioni M_x , M_y ed M_{xy} .

Il terreno di fondazione se presente viene modellato con delle molle disposte in corrispondenza dei nodi. La rigidezza delle molle è proporzionale alla costante di sottofondo k ed all'area dell'elemento.

I pali di fondazione sono modellati con molle verticali aventi rigidezza pari alla rigidezza verticale del palo.

Per l'analisi tipo lastra (analisi della piastra soggetta a carichi nel piano) vengono utilizzati elementi triangolari a 6 nodi a deformazione quadratica. Gli spostamenti nodali sono gli spostamenti u e v nel piano XY . L'analisi fornisce in tal caso il campo di spostamenti orizzontali e le tensioni nel piano della lastra σ_x , σ_y e τ_{xy} . Dalle tensioni è possibile ricavare, noto lo spessore, gli sforzi normali N_x , N_y e N_{xy} .

Nell'analisi tipo lastra i pali di fondazione sono modellati con molle orizzontali in direzione X e Y aventi rigidezza pari alla rigidezza orizzontale del palo.

Nel caso di platea nervata le nervature sono modellate con elementi tipo trave (con eventuale rigidezza torsionale) connesse alla piastra in corrispondenza dei nodi degli elementi.

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 ρ 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:

$$Q_A = Q_l / \eta_l + W_p$$

Capacità portante di punta

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

$$Q_P = A_P (cN'_c + qN'_q)$$

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. Possono essere utilizzati sia i coefficienti di Hansen che quelli di Vesic 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:

$$Q_L = \text{integrale } \sigma_{\tau_{ads}}$$

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.

Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

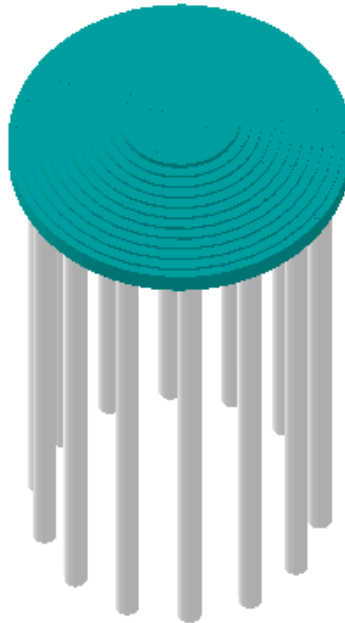
Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm.

Il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidità assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite, X_{max} oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. È evidente che

assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che viene risolto mediante una analisi al passo.

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica della discretizzazione operata, relativa ad una fondazione tipo, con evidenziazione dei nodi e degli elementi.



Modello strutturale

5.3. CEDIMENTI

5.3.1. CALCOLO DEI CEDIMENTI

I cedimenti delle fondazioni assumono una certa importanza legata alla rilevanza dell'opera da realizzare. Nel calcolo, anche se la frazione elastica è molto piccola, il terreno, viene trattato come materiale pseudoelastico caratterizzato dai parametri E_s , G' , ν e k_s .

In generale i cedimenti vengono classificati come:

- immediati, cioè quelli che si sviluppano non appena il sovraccarico viene applicato;
- di consolidazione, cioè quelli che si sviluppano nel tempo e richiedono un periodo dell'ordine di mesi o anni per esaurirsi.

L'analisi dei cedimenti immediati viene eseguita per tutti i terreni a grana fina con grado di saturazione $< 90\%$ e per quelli a grana grossa con elevato coefficiente di permeabilità.

L'analisi dei cedimenti di consolidazione viene usata per tutti i terreni a grana fine saturi o quasi saturi.

5.3.2. METODO EDMETRICO

Il metodo edometrico nel calcolo dei cedimenti, viene approssiato con metodo legato al modulo edometrico e viene implementato seguendo la seguente espressione:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{edi}} \Delta z_i$$

dove:

- $\Delta \sigma$ è la tensione indotta nel terreno, alla profondità z , dalla pressione di contatto della fondazione;
- E_{ed} è il modulo elastico determinato attraverso la prova edometrica e relativa allo strato i -esimo;

- Δz rappresenta lo spessore dello strato i -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Si ricorda che, l'ipotesi edometrica è verificata con approssimazione tanto migliore quanto più ridotto è il valore del rapporto tra lo spessore dello strato compressibile e la dimensione in pianta della fondazione.

5.3.3. CALCOLO CEDIMENTI PALI DI FONDAZIONE

I cedimenti dei pali di fondazione vengono calcolati una volta determinata la portanza laterale e di punta del palo lo stesso viene discretizzato in 100 elementi tipo trave aventi area ed inerzia corrispondenti alla sezione trasversale del palo e lunghezza pari ad l_e . Vengono disposte, inoltre, lungo il fusto del palo una serie di molle (una per ogni elemento), coassiali al palo stesso, aventi rigidità opportuna. Una ulteriore molla viene disposta alla base del palo. Le suddette molle hanno un comportamento elastoplastico. In particolare le molle lungo il fusto saranno in grado di reagire linearmente fino a quando la pressione in corrispondenza di esse non raggiunge il valore limite dell'aderenza palo terreno.

Una volta raggiunto tale valore le molle non saranno più in grado di fornire ulteriore resistenza. La molla posta alla base del palo avrà invece una resistenza limite pari alla portanza di punta del palo stesso.

Per la determinazione delle rigidità delle molle si considerano gli spostamenti limite ΔY_l e ΔY_p

La rigidità della generica molla, posta a profondità z rispetto al piano campagna sarà data da:

$$R_l = \frac{(c_a + \sigma_h K_s \tan \delta) \pi D l_e}{\Delta Y_l}$$

In questa espressione c_a è l'aderenza palo terreno, σ_h è la pressione orizzontale alla profondità z , δ è l'angolo d'attrito palo terreno, K_s è il coefficiente di spinta e D è il diametro del palo.

Indicando con Q_p la portanza alla punta del palo, la rigidità della molla posta alla base dello stesso è data da:

$$R_p = \frac{Q_p}{\Delta Y_p}$$

Il processo di soluzione è, di tipo iterativo a partire da un carico iniziale N_0 si determinano gli spostamenti assiali e quindi le reazioni delle molle. La reazione della molla dovrà essere corretta per tenere conto di eventuali plasticizzazioni rispettando le equazioni di equilibrio per ogni passo di carico. Il carico iniziale verrà allora incrementato di un passo opportuno e si ripeterà il procedimento. Il processo iterativo termina quando tutte le molle risultano plasticizzate.

5.4. AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018. Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

5.4.1. STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

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

dove:

G_i sono le azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
- spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
- presollecitazione (P).

Q_i sono le azioni variabili che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:

- sovraccarichi;
- azioni del vento;
- azioni della neve;
- azioni della temperatura.

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ sono coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 17 gennaio 2018;

ψ_{0i} sono coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici. Essi sono riportati nella tabella 2.5.I della suddetta norma.

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare.

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati fascicoli di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle condizioni di carico statiche, vengono considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

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

dove:

- E : azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G_1 : peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 : peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P : pretensione e precompressione;
- ψ_{2i} : coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} : valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati, assieme ai valori dei coefficienti ψ_{0j}, ψ_{1j} , nella tabella 2.5.I riportata di seguito:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

5.4.2. STATO LIMITE DI DANNO

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

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

dove:

- E : azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G_1 : peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 : peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P : pretensione e precompressione;
- ψ_{2i} : coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} : valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti Ψ_{2j} sono riportati nella tabella 2.5.I delle N.T.C. 2018 di cui al paragrafo precedente.

5.4.3. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono stati progettati gli elementi in c.a. sono state ricavate applicando le combinazioni di carico riportate nel D.M. 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni – al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione frequente
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione quasi permanente
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

dove:

- G_{kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{k1} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i valori della tabella 2.5.I delle N.T.C. 2018 di cui al paragrafo 8.2.

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula (1)), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione). Negli allegati fascicoli di calcolo sono riportati i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente", "Frequente" e "Rara".

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati fascicoli, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

5.5. VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO) delle fondazioni vengono eseguite, in ottemperanza alle prescrizioni contenute nel par. 6.4.3.1 delle N.T.C. 17/01/2018, secondo la Combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle che seguono.

La verifica di stabilità globale, invece, viene effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1.

Per quel che concerne le verifiche allo SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non viene portato in conto.

Si riportano, di seguito, i coefficienti desunti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I, 6.4.II, 6.4.IV, 6.4.VI riportate nel cap. 6 delle N.T.C. 17/01/2018:

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	(A1) - STR
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1.fav}$	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1.sfav}$	1.30
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2.fav}$	0.80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2.sfav}$	1.50
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1.fav}$	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Q1.sfav}$	1.50
Variabili traffico	Favorevole	$\gamma_{Q.fav}$	0.00
Variabili traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Q.sfav}$	1.35

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA	Coefficiente parziale	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1.00
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.00
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche (Pali trivellati)

Resistenza	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1.00	1.70	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15
Totale	γ_t	1.00	1.60	1.30
Laterale in trazione	γ_{st}	1.00	1.60	1.25

Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

γ_T	(R1)	(R2)	(R3)
γ_T	1.00	1.60	1.30

Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	ξ_s	ξ_t
1	1.70	1.70

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	1.00	1.80	2.30
Scorrimento	1.00	1.10	1.10

5.6. COMBINAZIONE DI CARICO

A partire dai carichi agenti sulla struttura di fondazione sono state analizzate le combinazioni di carico per gli stati limite.

Tali combinazioni, riportate nella tabella seguente, sono state effettuate tenendo presente quanto prescritto dalla normativa D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8) "Norme tecniche per le Costruzioni".

Si riportano di seguito l'elenco combinazioni di calcolo per un totale di 12 combinazioni definite e dove il coefficiente CP identifica: CP = Coefficiente di partecipazione della condizione.

Combinazione n° 1 - A1-M1-R3

Condizione	CP
Peso proprio	1.30
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.30
VENTO ESTREMO	1.50
NEVE	0.75

Combinazione n° 2 - A1-M1-R3

Condizione	CP
Peso proprio	1.30
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.30
VENTO ESTREMO	0.90
NEVE	1.50

Combinazione n° 3 - A1-M1-R3

Condizione	CP
Peso proprio	1.30
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.30
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	1.50
NEVE	0.75

Combinazione n° 4 - A1-M1-R3

Condizione	CP
Peso proprio	1.30
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.30

Condizione	CP
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	0.90
NEVE	1.50

Combinazione n° 5 - SLO

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
SLO	1.00

Combinazione n° 6 - SLD

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
SLD	1.00

Combinazione n° 7 - SLV

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
SLV	1.00

Combinazione n° 8 - SLE Rara

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	1.00
NEVE	0.50

Combinazione n° 9 - SLE Rara

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	0.60
NEVE	1.00

Combinazione n° 10 - SLE Frequente

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	0.20
NEVE	0.00

Combinazione n° 11 - SLE Frequente

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	0.00
NEVE	0.20

Combinazione n° 12 - SLE Quasi permanente

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	0.00
NEVE	0.00

5.7. ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. La valutazione dei carichi e sovraccarichi agenti sulla fondazione e dei carichi e sovraccarichi derivanti

dalla sovrastruttura, è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

Le condizioni di carico per le quali si effettuano le verifiche sono:

- Peso proprio fondazione;
- Peso torre eolica;
- Neve;
- Vento in condizioni di esercizio;
- Vento estremo;
- Sisma;

Le azioni sismiche sono combinate secondo quanto riportato nel par. 7.3.5 del DM del 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

5.8. SISTEMI DI RIFERIMENTO

5.8.1. CONVENZIONI ADOTTATE

Carichi e reazioni vincolari

- Fz Carico verticale positivo verso il basso
 Fx Forza orizzontale in direzione X positiva nel verso delle X crescenti.
 Fy Forza orizzontale in direzione Y positiva nel verso delle Y crescenti.
 Mx Momento con asse vettore parallelo all'asse X positivo antiorario.
 My Momento con asse vettore parallelo all'asse Y positivo antiorario.

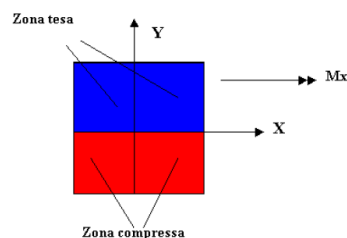


Figura 1

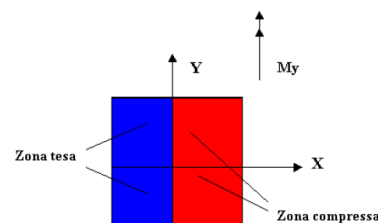
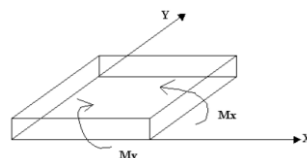


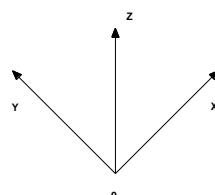
Figura 2

Sollecitazioni

- Mx Momento flettente X con asse vettore parallelo all'asse Y (positivo se tende le fibre inferiori).
 My Momento flettente Y con asse vettore parallelo all'asse X (positivo se tende le fibre inferiori).
 Mxy Momento flettente XY.



5.8.2. RIFERIMENTO GLOBALE

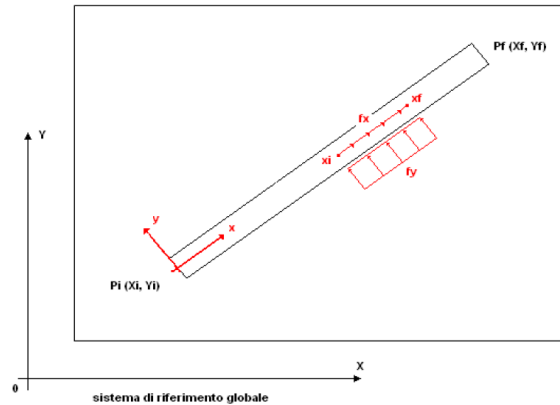


Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa OXYZ (X, Y, Z posizionati a 90° tra loro).

5.8.3. RIFERIMENTO LOCALE

Definiti i e f come i due nodi iniziale e finale dell'elemento, viene individuato un sistema di assi cartesiani locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

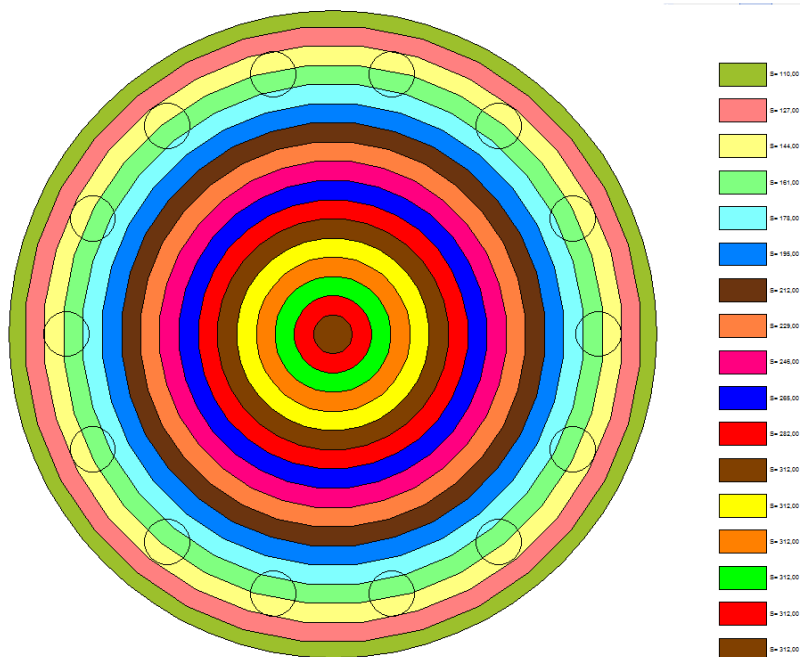
- asse x orientato dal nodo i al nodo j ;
- asse y perpendicolare all' asse x ;
- asse z che completa la terna



5.9. PLINTO DI FONDAZIONE

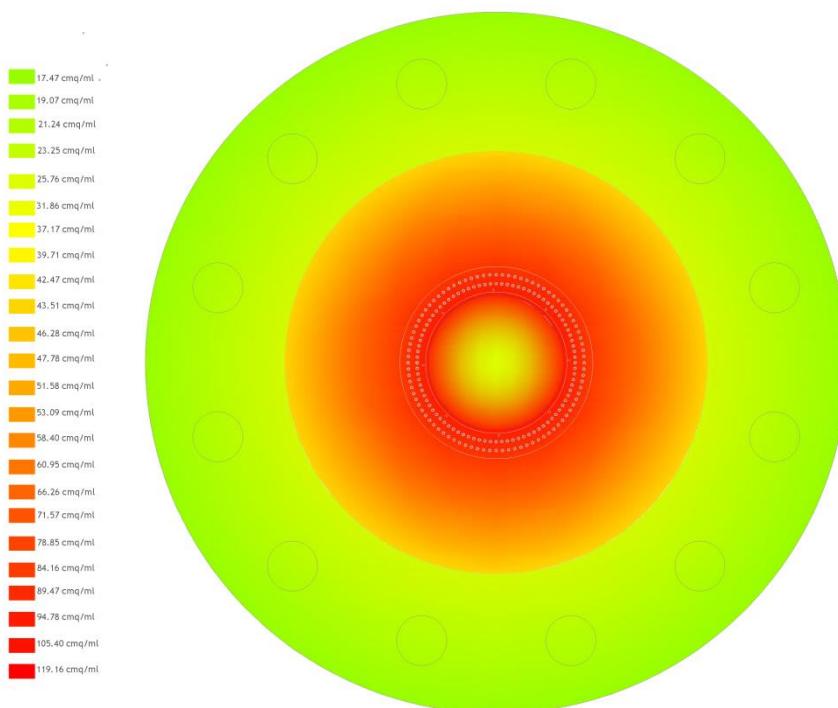
5.9.1. IDENTIFICAZIONE GEOMETRICA

Si riporta di seguito lo schema strutturale adottato in fase di calcolo. La struttura viene schematizzata come anelli concentrici con altezza variabile crescente verso il centro. L'incremento di altezza viene identificato con differente colorazione:

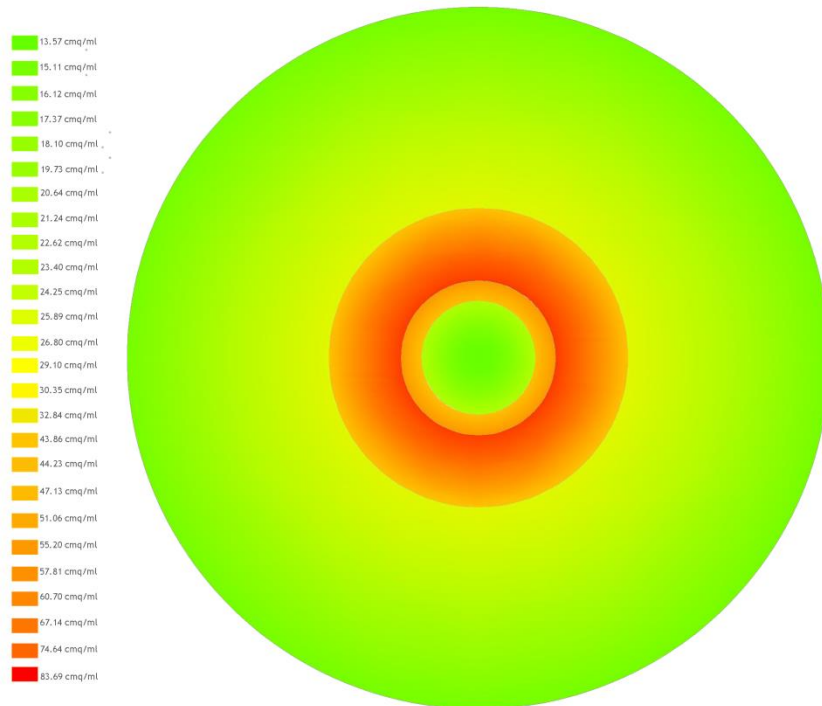


5.9.2. VERIFICHE STRUTTURALI

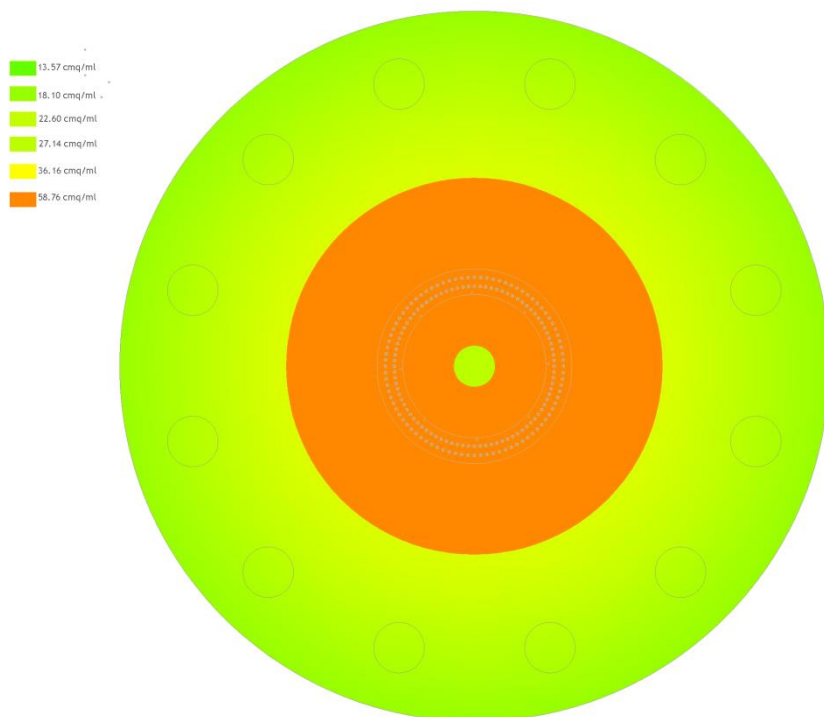
5.9.2.1. ARMATURA RADIALE INFERIORE



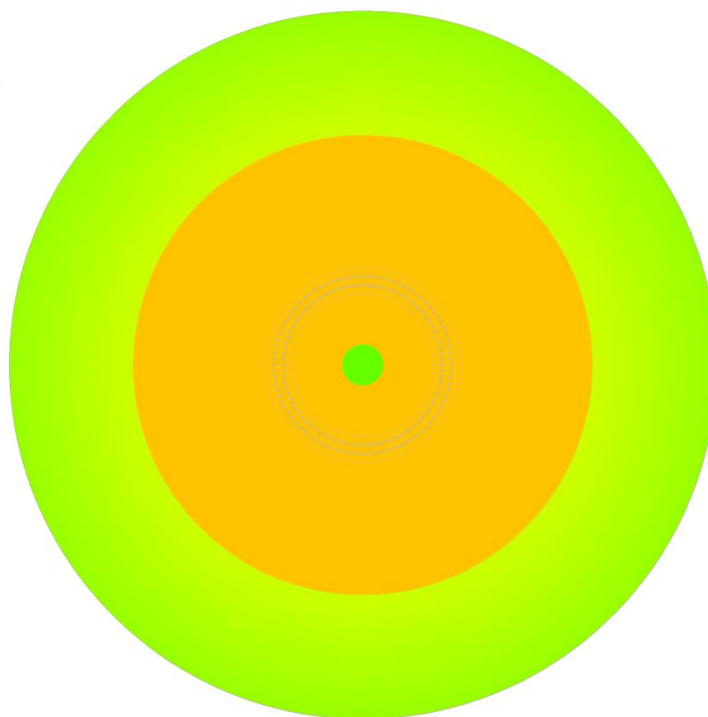
5.9.2.2.ARMATURA RADIALE SUPERIORE



5.9.2.3.ARMATURA ANULARE INFERIORE

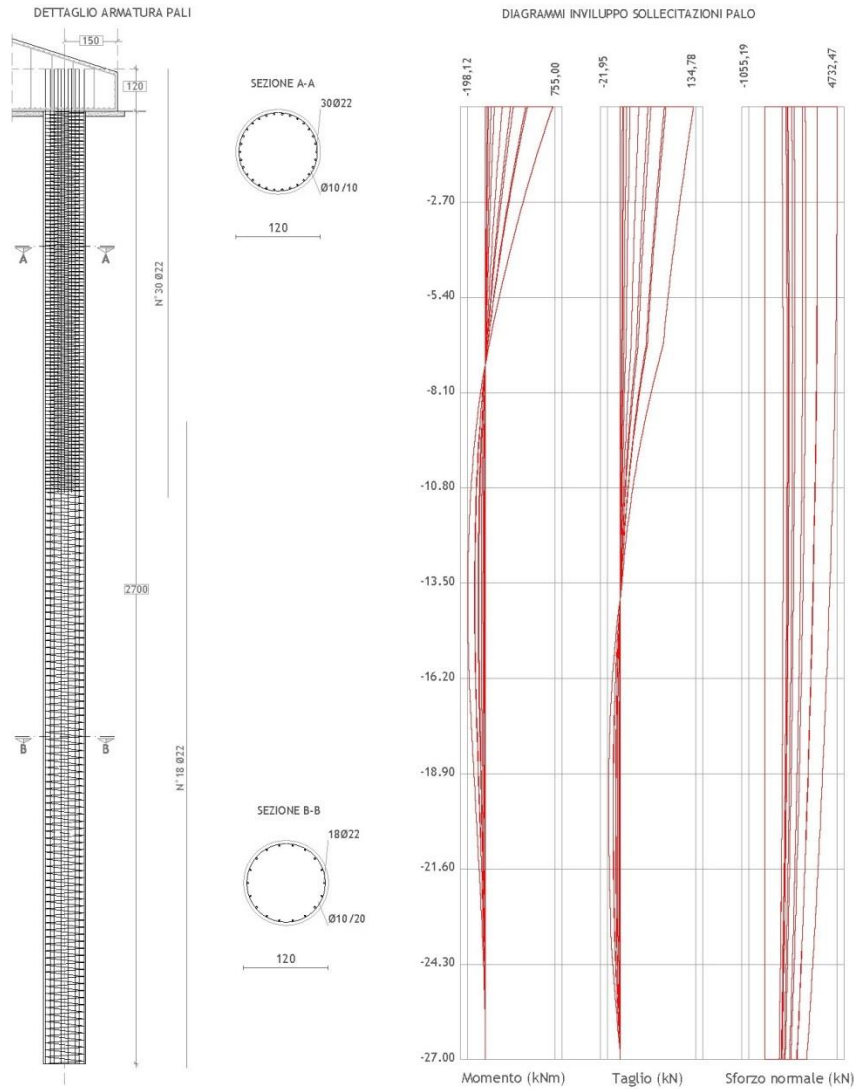


5.9.2.4.ARMATURA ANULARE SUPERIORE



5.10. PALI FONDAZIONE

5.10.1. SOLLECITAZIONI E ARMATURE



6. DIMENSIONAMENTO OPERE CABINA DI CONSEGNA MAX 36KV

6.1. FONDAZIONE APPARECCHIATURE ELETTRICHE ED EDIFICIO QUADRI

Nel presente elaborato verranno analizzate le fondazioni relative alla cabina di consegna 36kV di seguito riportati:

- EDIFICIO BT+SCADA E TLC;
- EDIFICIO QUADRI;
- MURO DI RECINZIONE.

Si rimanda per ulteriori approfondimenti ai seguenti documenti:

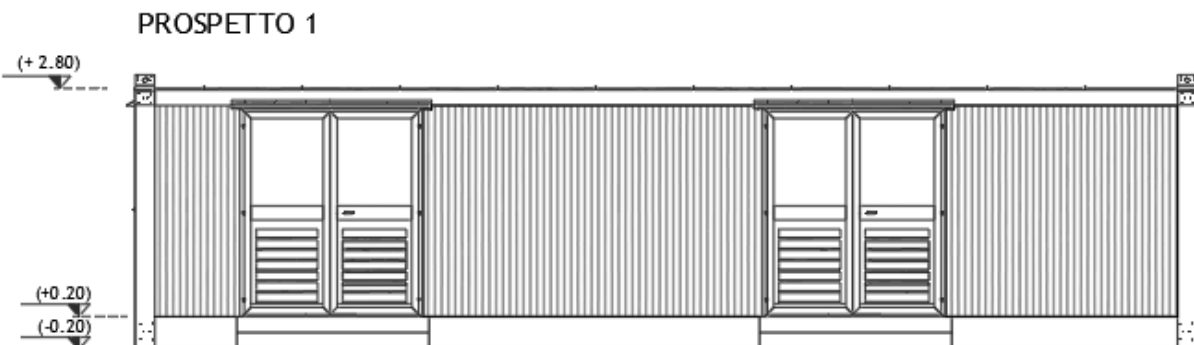
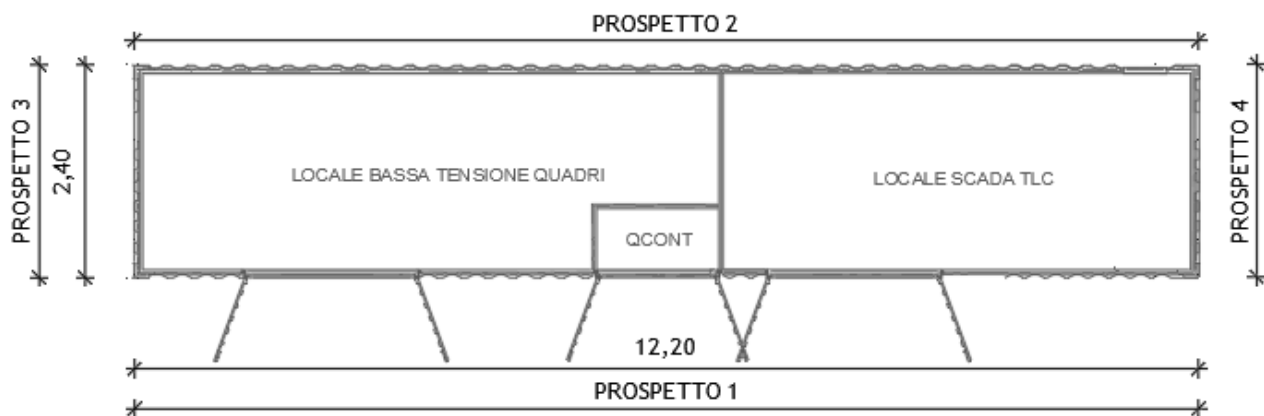
- 224313_D_D_0371 Cabina di consegna max 36kV - Planimetria e Sezioni;
- 224313_D_D_0373 Cabina di consegna max 36kV - Disegni architettonici edifici.

6.2. EDIFICIO BT + SCADA e TLC

6.2.1. DESCRIZIONE CABINA

La cabina sarà preassemblate composte da struttura in acciaio e pannelli in lamiera sandwinch sarà ancorata ad una piastra di fondazione in cls.

Si riporta di seguito pianta e prospetto:



Si rimanda per ulteriori approfondimenti al documento 224313_D_D_0373 Cabina di consegna max 36kV - Disegni architettonici edifici.

6.2.2. ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **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".

6.2.3. CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARE

Le condizioni di carico utilizzate per il calcolo risultano le seguenti:

N _{id}	Descrizione	F+E	+/- F	CDC	Tipologie di carico		
					ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
0001	Carico Permanente	SI	NO	Permanente	1,00	1,00	1,00
0002	Permanenti NON Strutturali	SI	NO	Permanente	1,00	1,00	1,00
0003	Magazzini	SI	NO	Lunga	1,00	0,90	0,80
0004	Coperture	SI	NO	Media	0,00	0,00	0,00
0005	Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.	SI	NO	Breve	0,50	0,20	0,00
0006	Sisma X	-	-	-	-	-	-
0007	Sisma Y	-	-	-	-	-	-
0008	Sisma Z	-	-	-	-	-	-
0009	Sisma Ecc.X	-	-	-	-	-	-
0010	Sisma Ecc.Y	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo della Tipologia di Carico.

F+E Indica se la tipologia di carico considerata è AGENTE con il sisma.

+/- F Indica se la tipologia di carico è ALTERNATA (cioè considerata due volte con segno opposto) o meno.

CDC Indica la classe di durata del carico.

NOTA: dato significativo solo per elementi in materiale legnoso.

ψ₀ Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLU e SLE (carichi rari).

ψ₁ Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLE (carichi frequenti).

ψ₂ Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLE (carichi frequenti e quasi permanenti).

6.2.4. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

6.2.4.1. STATI LIMITE ULTIMI

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite ultimi (SLV) delle fondazioni, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa, sono elencate nei paragrafi che seguono.

6.2.4.1.1. COMBINAZIONE FONDAMENTALE

Vengono riportate, di seguito, le combinazioni fondamentali con i vari coefficienti

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

con:

γ_{G1} = coefficiente parziale per i carichi permanenti;

G_1 = carichi permanenti;

γ_{G2} = coefficiente parziale per i carichi permanenti non strutturali;

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

γ_P = coefficiente parziale per pretensione e precompressione;

P = pretensione e precompressione;

γ_{Q1} = coefficiente parziale per l'azione variabile dominante;

Q_{K1} = azione variabile dominante;

γ_{Qj} = coefficienti parziali per le azioni variabili;

Ψ_{0j} = coefficienti di combinazione;

Q_{Kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari, i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili ed i coefficienti parziali delle azioni contemplati per i diversi carichi, rispettivamente per gli:

- stati limite ultimi di resistenza della struttura (STR);
- stati limite ultimi di resistenza del terreno (GEO).

Il peso della fondazione, del terreno sovrastante e della sovra-struttura sono stati considerati carichi permanenti.

6.2.4.1.2.COMBINAZIONI DI AZIONI IN ASSENZA DI SISMA – SLU

Le combinazioni delle azioni in assenza di sisma allo SLU utilizzate per il calcolo risultano le seguenti:

SLU: Non Sismica - Strutturale senza azioni geotecniche					
Id_{Comb}	CC 01 Carico Permanente	CC 02 Permanenti NON Strutturali	CC 03 Magazzini	CC 04 Coperture	CC 05 Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.
01	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
02	1,00	0,00	0,00	0,00	0,75
03	1,00	0,00	1,50	0,00	0,00
04	1,00	0,00	1,50	0,00	0,75
05	1,00	1,50	0,00	0,00	0,00
06	1,00	1,50	0,00	0,00	0,75
07	1,00	1,50	1,50	0,00	0,00
08	1,00	1,50	1,50	0,00	0,75
09	1,00	0,00	0,00	1,50	0,00
10	1,00	0,00	0,00	1,50	0,75
11	1,00	0,00	1,50	1,50	0,00
12	1,00	0,00	1,50	1,50	0,75
13	1,00	1,50	0,00	1,50	0,00
14	1,00	1,50	0,00	1,50	0,75
15	1,00	1,50	1,50	1,50	0,00
16	1,00	1,50	1,50	1,50	0,75
17	1,00	0,00	0,00	0,00	1,50
18	1,00	0,00	1,50	0,00	1,50
19	1,00	1,50	0,00	0,00	1,50
20	1,00	1,50	1,50	0,00	1,50
21	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00
22	1,30	0,00	0,00	0,00	0,75
23	1,30	0,00	1,50	0,00	0,00
24	1,30	0,00	1,50	0,00	0,75
25	1,30	1,50	0,00	0,00	0,00
26	1,30	1,50	0,00	0,00	0,75
27	1,30	1,50	1,50	0,00	0,00
28	1,30	1,50	1,50	0,00	0,75
29	1,30	0,00	0,00	1,50	0,00
30	1,30	0,00	0,00	1,50	0,75
31	1,30	0,00	1,50	1,50	0,00
32	1,30	0,00	1,50	1,50	0,75
33	1,30	1,50	0,00	1,50	0,00
34	1,30	1,50	0,00	1,50	0,75
35	1,30	1,50	1,50	1,50	0,00
36	1,30	1,50	1,50	1,50	0,75
37	1,30	0,00	0,00	0,00	1,50
38	1,30	0,00	1,50	0,00	1,50
39	1,30	1,50	0,00	0,00	1,50
40	1,30	1,50	1,50	0,00	1,50

LEGENDA:

Id_{Comb} Numero identificativo della Combinazione di Carico.
CC Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
 CC 01= Carico Permanente
 CC 02= Permanenti NON Strutturali
 CC 03= Magazzini
 CC 04= Coperture
 CC 05= Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.

6.2.4.1.3.COMBINAZIONI DI AZIONI IN PRESENZA DI SISMA – SLU

Le combinazioni delle azioni in presenza di sisma allo SLU utilizzate per il calcolo risultano le seguenti:

SLU: Sismica - Strutturale senza azioni geotecniche					
Id_{Comb}	CC 01 Carico Permanente	CC 02 Permanenti NON Strutturali	CC 03 Magazzini	CC 04 Coperture	CC 05 Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.
01	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00

LEGENDA:

Id_{Comb} Numero identificativo della Combinazione di Carico.
CC Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
 CC 01= Carico Permanente
 CC 02= Permanenti NON Strutturali
 CC 03= Magazzini
 CC 04= Coperture
 CC 05= Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.

6.2.4.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite di esercizio della fondazione, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa D.M. 2018 al §2.5.3, sono quelle relative alle combinazioni di carico menzionate in precedenza.

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

dove:

- G_{kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{kl} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

6.2.4.2.1. COMBINAZIONI DI AZIONI QUASI PERMANENTE – SLE

Le combinazioni delle azioni quasi permanenti allo SLE utilizzate per il calcolo risultano le seguenti:

SERVIZIO(SLE): Quasi permanente					
Id_{Comb}	CC 01 Carico Permanente	CC 02 Permanenti NON Strutturali	CC 03 Magazzini	CC 04 Coperture	CC 05 Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.
01	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00

LEGENDA:

Id_{Comb} Numero identificativo della Combinazione di Carico.
CC Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
 CC 01= Carico Permanente
 CC 02= Permanenti NON Strutturali
 CC 03= Magazzini
 CC 04= Coperture
 CC 05= Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.

6.2.4.2.2.COMBINAZIONI DI AZIONI FREQUENTE – SLE

Le combinazioni delle azioni frequenti allo SLE utilizzate per il calcolo risultano le seguenti:

Id _{Comb}	SERVIZIO(SLE): Frequente				
	CC 01 Carico Permanente	CC 02 Permanenti NON Strutturali	CC 03 Magazzini	CC 04 Coperture	CC 05 Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.
01	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00
02	1,00	1,00	0,90	0,00	0,00
03	1,00	1,00	0,80	0,00	0,20

LEGENDA:

Id_{Comb} Numero identificativo della Combinazione di Carico.
CC Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
 CC 01= Carico Permanente
 CC 02= Permanenti NON Strutturali
 CC 03= Magazzini
 CC 04= Coperture
 CC 05= Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.

6.2.4.2.3.COMBINAZIONI DI AZIONI RARA – SLE

Le combinazioni delle azioni rara allo SLE utilizzate per il calcolo risultano le seguenti:

Id _{Comb}	SERVIZIO(SLE): Caratteristica(RARA)				
	CC 01 Carico Permanente	CC 02 Permanenti NON Strutturali	CC 03 Magazzini	CC 04 Coperture	CC 05 Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.
01	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50
02	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50
03	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00

LEGENDA:

Id_{Comb} Numero identificativo della Combinazione di Carico.
CC Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
 CC 01= Carico Permanente
 CC 02= Permanenti NON Strutturali
 CC 03= Magazzini
 CC 04= Coperture
 CC 05= Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.

6.2.5. VERIFICA FONDAZIONE

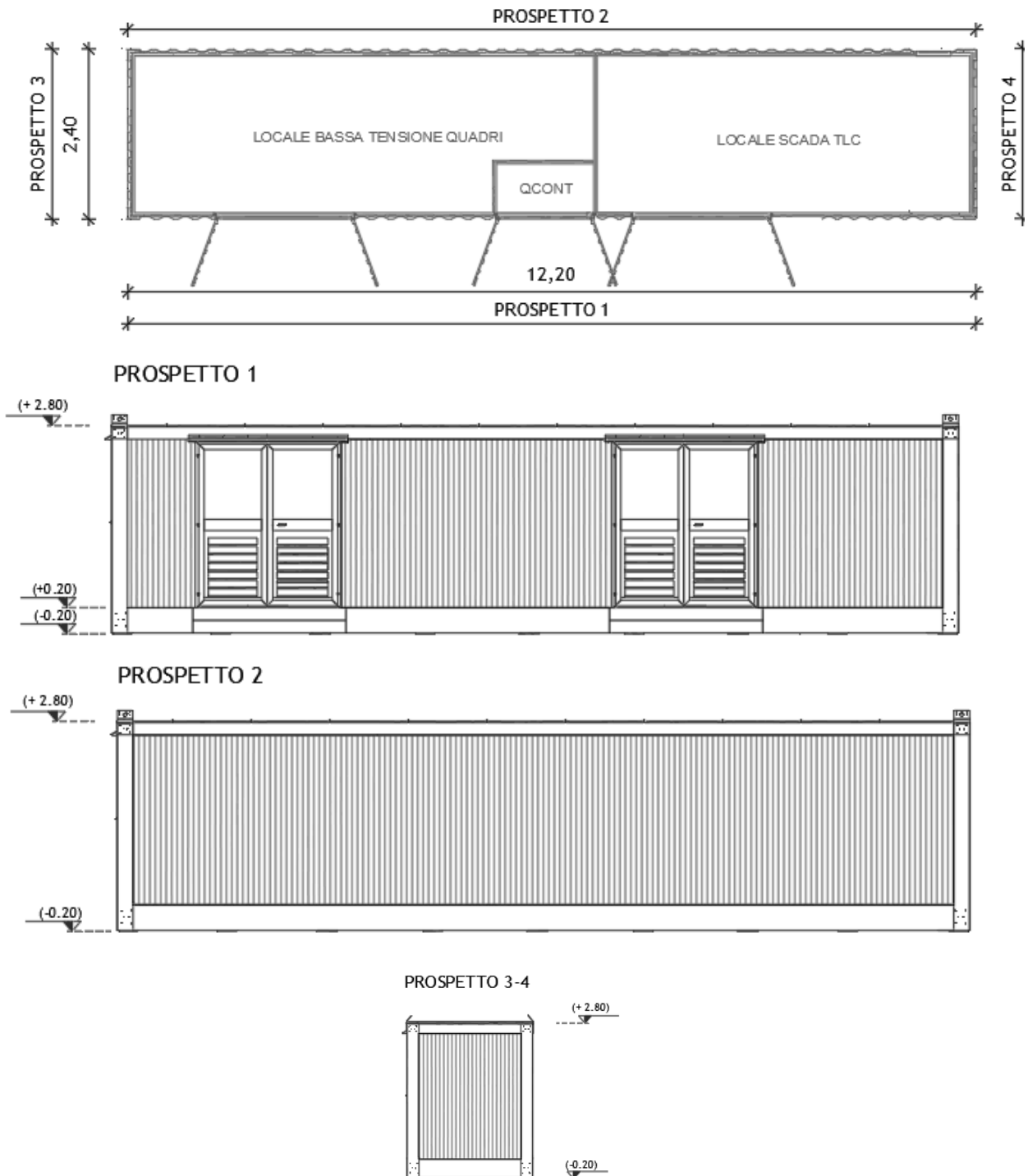
Le verifiche preliminari risultano soddisfatte.

6.3. EDIFICIO QUADRI

6.3.1. DESCRIZIONE CABINA

La cabina sarà preassemblate composte da struttura in acciaio e pannelli in lamiera sandwich sarà ancorata ad una piastra di fondazione in cls.

Si riporta di seguito pianta e prospetto:



Si rimanda per ulteriori approfondimenti al documento 224313_D_D_0373 Cabina di consegna max 36kV - Disegni architettonici edifici.

6.3.2. ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **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".

6.3.3. CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARE

Le condizioni di carico utilizzate per il calcolo risultano le seguenti:

N _{id}	Descrizione	F+E	+/- F	CDC	Tipologie di carico		
					ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
0001	Carico Permanente	SI	NO	Permanente	1,00	1,00	1,00
0002	Permanenti NON Strutturali	SI	NO	Permanente	1,00	1,00	1,00
0003	Magazzini	SI	NO	Lunga	1,00	0,90	0,80
0004	Coperture	SI	NO	Media	0,00	0,00	0,00
0005	Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.	SI	NO	Breve	0,50	0,20	0,00
0006	Sisma X	-	-	-	-	-	-
0007	Sisma Y	-	-	-	-	-	-
0008	Sisma Z	-	-	-	-	-	-
0009	Sisma Ecc.X	-	-	-	-	-	-
0010	Sisma Ecc.Y	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo della Tipologia di Carico.

F+E Indica se la tipologia di carico considerata è AGENTE con il sisma.

+/- F Indica se la tipologia di carico è ALTERNATA (cioè considerata due volte con segno opposto) o meno.

CDC Indica la classe di durata del carico.

NOTA: dato significativo solo per elementi in materiale legnoso.

ψ₀ Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLU e SLE (carichi rari).

ψ₁ Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLE (carichi frequenti).

ψ₂ Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLE (carichi frequenti e quasi permanenti).

6.3.4. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

6.3.4.1. STATI LIMITE ULTIMI

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite ultimi (SLV) delle fondazioni, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa, sono elencate nei paragrafi che seguono.

6.3.4.1.1. COMBINAZIONE FONDAMENTALE

Vengono riportate, di seguito, le combinazioni fondamentali con i vari coefficienti

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

con:

γ_{G1} = coefficiente parziale per i carichi permanenti;

G_1 = carichi permanenti;

γ_{G2} = coefficiente parziale per i carichi permanenti non strutturali;

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

γ_P = coefficiente parziale per pretensione e precompressione;

P = pretensione e precompressione;

γ_{Q1} = coefficiente parziale per l'azione variabile dominante;

Q_{K1} = azione variabile dominante;

γ_{Qj} = coefficienti parziali per le azioni variabili;

Ψ_{0j} = coefficienti di combinazione;

Q_{kj} = azioni variabili.

sono state costruite considerando le azioni elementari, i coefficienti di combinazione relativi alle relative azioni variabili ed i coefficienti parziali delle azioni contemplati per i diversi carichi, rispettivamente per gli:

- stati limite ultimi di resistenza della struttura (STR);
- stati limite ultimi di resistenza del terreno (GEO).

Il peso della fondazione, del terreno sovrastante e della sovra-struttura sono stati considerati carichi permanenti.

6.3.4.1.2.COMBINAZIONI DI AZIONI IN ASSENZA DI SISMA – SLU

Le combinazioni delle azioni in assenza di sisma allo SLU utilizzate per il calcolo risultano le seguenti:

SLU: Non Sismica - Strutturale senza azioni geotecniche					
Id_{Comb}	CC 01 Carico Permanente	CC 02 Permanenti NON Strutturali	CC 03 Magazzini	CC 04 Coperture	CC 05 Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.
01	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
02	1,00	0,00	0,00	0,00	0,75
03	1,00	0,00	1,50	0,00	0,00
04	1,00	0,00	1,50	0,00	0,75
05	1,00	1,50	0,00	0,00	0,00
06	1,00	1,50	0,00	0,00	0,75
07	1,00	1,50	1,50	0,00	0,00
08	1,00	1,50	1,50	0,00	0,75
09	1,00	0,00	0,00	1,50	0,00
10	1,00	0,00	0,00	1,50	0,75
11	1,00	0,00	1,50	1,50	0,00
12	1,00	0,00	1,50	1,50	0,75
13	1,00	1,50	0,00	1,50	0,00
14	1,00	1,50	0,00	1,50	0,75
15	1,00	1,50	1,50	1,50	0,00
16	1,00	1,50	1,50	1,50	0,75
17	1,00	0,00	0,00	0,00	1,50
18	1,00	0,00	1,50	0,00	1,50
19	1,00	1,50	0,00	0,00	1,50
20	1,00	1,50	1,50	0,00	1,50
21	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00
22	1,30	0,00	0,00	0,00	0,75
23	1,30	0,00	1,50	0,00	0,00
24	1,30	0,00	1,50	0,00	0,75
25	1,30	1,50	0,00	0,00	0,00
26	1,30	1,50	0,00	0,00	0,75
27	1,30	1,50	1,50	0,00	0,00
28	1,30	1,50	1,50	0,00	0,75
29	1,30	0,00	0,00	1,50	0,00
30	1,30	0,00	0,00	1,50	0,75
31	1,30	0,00	1,50	1,50	0,00
32	1,30	0,00	1,50	1,50	0,75
33	1,30	1,50	0,00	1,50	0,00
34	1,30	1,50	0,00	1,50	0,75
35	1,30	1,50	1,50	1,50	0,00
36	1,30	1,50	1,50	1,50	0,75
37	1,30	0,00	0,00	0,00	1,50
38	1,30	0,00	1,50	0,00	1,50
39	1,30	1,50	0,00	0,00	1,50
40	1,30	1,50	1,50	0,00	1,50

LEGENDA:

Id_{Comb} Numero identificativo della Combinazione di Carico.
CC Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
 CC 01= Carico Permanente
 CC 02= Permanenti NON Strutturali
 CC 03= Magazzini
 CC 04= Coperture
 CC 05= Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.

6.3.4.1.3.COMBINAZIONI DI AZIONI IN PRESENZA DI SISMA – SLU

Le combinazioni delle azioni in presenza di sisma allo SLU utilizzate per il calcolo risultano le seguenti:

SLU: Sismica - Strutturale senza azioni geotecniche					
Id_{Comb}	CC 01 Carico Permanente	CC 02 Permanenti NON Strutturali	CC 03 Magazzini	CC 04 Coperture	CC 05 Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.
01	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00

LEGENDA:

Id_{Comb} Numero identificativo della Combinazione di Carico.
CC Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
 CC 01= Carico Permanente
 CC 02= Permanenti NON Strutturali
 CC 03= Magazzini
 CC 04= Coperture
 CC 05= Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.

6.3.4.2.STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le combinazioni delle azioni assunte per le verifiche agli stati limite di esercizio della fondazione, in accordo a quanto previsto dall'attuale normativa D.M. 2018 al §2.5.3, sono quelle relative alle combinazioni di carico menzionate in precedenza.

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

dove:

- G_{kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{kl} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

6.3.4.2.1.COMBINAZIONI DI AZIONI QUASI PERMANENTE – SLE

Le combinazioni delle azioni quasi permanenti allo SLE utilizzate per il calcolo risultano le seguenti:

SERVIZIO(SLE): Quasi permanente					
Id_{Comb}	CC 01 Carico Permanente	CC 02 Permanenti NON Strutturali	CC 03 Magazzini	CC 04 Coperture	CC 05 Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.
01	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00

LEGENDA:

Id_{Comb} Numero identificativo della Combinazione di Carico.
CC Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
 CC 01= Carico Permanente
 CC 02= Permanenti NON Strutturali
 CC 03= Magazzini
 CC 04= Coperture

SERVIZIO(SLE): Quasi permanente

Id_{Comb}	CC 01 Carico Permanente	CC 02 Permanenti NON Strutturali	CC 03 Magazzini	CC 04 Coperture	CC 05 Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.

CC 05= Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.

6.3.4.2.2.COMBINAZIONI DI AZIONI FREQUENTE – SLE

Le combinazioni delle azioni frequenti allo SLE utilizzate per il calcolo risultano le seguenti:

SERVIZIO(SLE): Frequente

Id_{Comb}	CC 01 Carico Permanente	CC 02 Permanenti NON Strutturali	CC 03 Magazzini	CC 04 Coperture	CC 05 Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.
01	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00
02	1,00	1,00	0,90	0,00	0,00
03	1,00	1,00	0,80	0,00	0,20

LEGENDA:

Id_{Comb} Numero identificativo della Combinazione di Carico.
CC Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
 CC 01= Carico Permanente
 CC 02= Permanenti NON Strutturali
 CC 03= Magazzini
 CC 04= Coperture
 CC 05= Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.

6.3.4.2.3.COMBINAZIONI DI AZIONI RARA – SLE

Le combinazioni delle azioni rara allo SLE utilizzate per il calcolo risultano le seguenti:

SERVIZIO(SLE): Caratteristica(RARA)

Id_{Comb}	CC 01 Carico Permanente	CC 02 Permanenti NON Strutturali	CC 03 Magazzini	CC 04 Coperture	CC 05 Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.
01	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50
02	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50
03	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00

LEGENDA:

Id_{Comb} Numero identificativo della Combinazione di Carico.
CC Identificativo della tipologia di carico nella relativa tabella.
 CC 01= Carico Permanente
 CC 02= Permanenti NON Strutturali
 CC 03= Magazzini
 CC 04= Coperture
 CC 05= Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.

6.3.5. VERIFICA FONDAZIONE

Le verifiche preliminari risultano soddisfatte.

6.4. MURO DI RECINZIONE

6.4.1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

La stazione elettrica di utenza sarà delimitata da recinzioni costituita da muri a mensola in cemento armato con base rettangolare di 0,90m ed un'altezza di 1,60m.

Su tali elementi strutturali verranno inseriti degli elementi prefabbricati in c.a. di dimensione 10x15 cm che completano la recinzione della sottostazione.

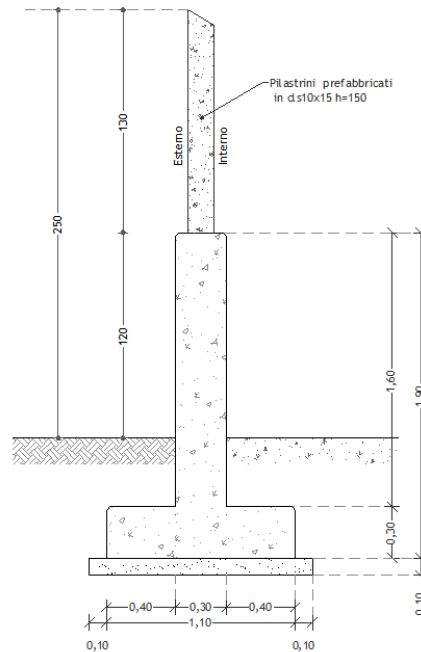


Fig. Sezione muro recinzione

6.4.2. CARICHI CONCENTRATI SUL PARAMENTO

Carico	CC	S.R	Dis [m]	Fx [N]	Fz [N]	Carichi concentrati sul paramento	
						My [Nm]	
Muro di Recinzione Paramento							
	Carico permanente (Carico permanente)	L	1.25	0	320		0
	Vento (Vento)	L	1.25	1.040	0		-1.100
	Vento (Vento)	L	0.90	470	0		0

LEGENDA Carichi concentrati sul paramento

Carico

Descrizione del carico:

CC

Identificativo della condizione di carico, nella relativa tabella.

S.R

Identificativo del sistema di riferimento considerato: [G] = Sistema di riferimento Globale X, Y, Z; [L] = Sistema di riferimento Locale 1, 2, 3

Dis

Distanza del punto dalla base del paramento.

Fx, Fz

Forza riferita agli assi del sistema di riferimento indicato nella colonna "S.R".

My

Momento riferito agli assi del sistema di riferimento indicato nella colonna "S.R".

6.4.3. SPINTE SUL PARAMENTO ALLO SLU

Stato limite	Sisma		SPINTE SUL PARAMENTO ALLO SLU - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)			
			Fx [N]	Fz [N]	Angolo [gradi]	PtApp [m]
Muro di Recinzione						
SLU		NO	709	298	58	X: 0.30; Z: 0.19
SLU		NO	709	298	58	X: 0.30; Z: 0.19
SLU		NO	709	298	58	X: 0.30; Z: 0.19
SLU		NO	922	387	58	X: 0.30; Z: 0.19
SLU		NO	922	387	58	X: 0.30; Z: 0.19
SLU		NO	922	387	58	X: 0.30; Z: 0.19
SLV		SI	874	367	54	X: 0.30; Z: 0.19
SLV		SI	818	343	54	X: 0.30; Z: 0.19

LEGENDA Spinte sul paramento allo SLU

SPINTE SUL PARAMENTO ALLO SLU - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)

Stato limite	Sisma	Fx [N]	Fz [N]	Angolo [gradi]	PtApp [m]
Stato limite	Tipo di Stato Limite.				
Sisma	Sisma agente nella Combinazione.				
Fx	Spinta Orizzontale [N].				
Fz	Spinta Verticale [N].				
Angolo	Angolo della retta delimitante il cuneo di Spinta [gradi].				
PtApp	Punto di applicazione della Spinta [m].				

6.4.4. SPINTE SUL CUNEO ALLO SLU

SPINTE SUL CUNEO ALLO SLU - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)

Stato limite	Sisma	Fx [N]	Fz [N]	Angolo [gradi]	PtApp [m]
Muro di Recinzione					
SLU	NO	1.694	711	58	X: 0.70; Z: -0.01
SLU	NO	1.694	711	58	X: 0.70; Z: -0.01
SLU	NO	1.694	711	58	X: 0.70; Z: -0.01
SLU	NO	2.202	925	58	X: 0.70; Z: -0.01
SLU	NO	2.202	925	58	X: 0.70; Z: -0.01
SLU	NO	2.202	925	58	X: 0.70; Z: -0.01
SLV	SI	2.087	876	54	X: 0.70; Z: -0.01
SLV	SI	1.955	820	54	X: 0.70; Z: -0.01

LEGENDA Spinte sul cuneo allo SLU

Stato limite	Tipo di Stato Limite.				
Sisma	Sisma agente nella Combinazione.				
Fx	Spinta Orizzontale [N].				
Fz	Spinta Verticale [N].				
Angolo	Angolo della retta delimitante il cuneo di Spinta [gradi].				
PtApp	Punto di applicazione della Spinta [m].				

6.4.5. SPINTE SUL PARAMENTO ALLO SLE

SPINTE SUL PARAMENTO ALLO SLE

Combinazione	Sisma	Fx [N]	Fz [N]	Angolo [gradi]	PtApp [m]
Muro di Recinzione					
RARA	NO	709	298	58	X: 0.30; Z: 0.19
RARA	NO	709	298	58	X: 0.30; Z: 0.19
FREQUENTE	NO	709	298	58	X: 0.30; Z: 0.19
FREQUENTE	NO	709	298	58	X: 0.30; Z: 0.19
QUASI PERMANENTE	NO	709	298	58	X: 0.30; Z: 0.19

LEGENDA Spinte sul paramento allo SLE

Combinazione	Combinazione di Carico allo SLE.				
Sisma	Sisma agente nella Combinazione.				
Fx	Spinta Orizzontale [N].				
Fz	Spinta Verticale [N].				
Angolo	Angolo della retta delimitante il cuneo di Spinta [gradi].				
PtApp	Punto di applicazione della Spinta [m].				

6.4.6. SPINTE SUL CUNEO ALLO SLE

SPINTE SUL CUNEO ALLO SLE

Combinazione	Sisma	Fx [N]	Fz [N]	Angolo [gradi]	PtApp [m]
Muro di Recinzione					
RARA	NO	1.694	711	58	X: 0.70; Z: -0.01
RARA	NO	1.694	711	58	X: 0.70; Z: -0.01
FREQUENTE	NO	1.694	711	58	X: 0.70; Z: -0.01
FREQUENTE	NO	1.694	711	58	X: 0.70; Z: -0.01
QUASI PERMANENTE	NO	1.694	711	58	X: 0.70; Z: -0.01

LEGENDA Spinte sul cuneo allo SLE

Combinazione	Combinazione di Carico allo SLE.				
Sisma	Sisma agente nella Combinazione.				
Fx	Spinta Orizzontale [N].				
Fz	Spinta Verticale [N].				
Angolo	Angolo della retta delimitante il cuneo di Spinta [gradi].				
PtApp	Punto di applicazione della Spinta [m].				

6.4.7. SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO						
Approccio	Stato limite	Sisma	N	My	Tx	
			[N]	[Nm]	[N]	
Muro di Recinzione						
Sez. calcolo n.1 - Dis: 0.00						
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	9693	-59.00	-709.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	9693	-4203.00	-2974.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	9693	4084.00	1556.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	12599	-78.00	-922.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	12599	-4222.00	-3187.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	12599	4066.00	1343.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	10068	-554.00	-1636.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	9318	-545.00	-1576.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	9693	-2822.00	-2219.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	9693	2703.00	801.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	9693	-612.00	-1011.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	9693	493.00	-407.00	
-	SLE: Combinazione QUASI PERMANENTE	NO	9693	-59.00	-709.00	
Sez. calcolo n.2 - Dis: 0.15						
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	8407	-22.00	-255.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	8407	-3835.00	-2520.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	8407	3791.00	2010.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	10926	-29.00	-332.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	10926	-3842.00	-2597.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	10926	3784.00	1933.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	8738	-397.00	-981.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	8076	-393.00	-959.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	8407	-2564.00	-1765.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	8407	2520.00	1255.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	8407	-530.00	-557.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	8407	486.00	47.00	
-	SLE: Combinazione QUASI PERMANENTE	NO	8407	-22.00	-255.00	
Sez. calcolo n.3 - Dis: 0.29						
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	7249	-2.00	-113.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	7249	-3483.00	-2378.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	7249	3480.00	2152.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	9423	-3.00	-148.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	9423	-3484.00	-2413.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	9423	3479.00	2117.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	7536	-278.00	-715.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	6962	-278.00	-705.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	7249	-2323.00	-1623.00	

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO						
Approccio	Stato limite	Sisma	N	My	Tx	
			[N]	[Nm]	[N]	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	7249	2319.00	1397.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	7249	-466.00	-415.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	7249	462.00	189.00	
-	SLE: Combinazione QUASI PERMANENTE	NO	7249	-2.00	-113.00	
Sez. calcolo n.4 - Dis: 0.44						
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	6117	1.00	-28.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	6117	-3149.00	-2293.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	6117	3152.00	2237.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	7951	2.00	-37.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	7951	-3149.00	-2302.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	7951	3152.00	2228.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	6360	-196.00	-521.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	5874	-196.00	-519.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	6117	-2099.00	-1538.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	6117	2102.00	1482.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	6117	-419.00	-330.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	6117	421.00	274.00	
-	SLE: Combinazione QUASI PERMANENTE	NO	6117	1.00	-28.00	
Sez. calcolo n.5 - Dis: 0.59						
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	5008	0.00	0.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	5008	-2819.00	-2265.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	5008	2819.00	2265.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	6510	0.00	0.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	6510	-2819.00	-2265.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	6510	2819.00	2265.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	5208	-132.00	-398.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	4808	-132.00	-398.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	5008	-1879.00	-1510.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	5008	1879.00	1510.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	5008	-376.00	-302.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	5008	376.00	302.00	
-	SLE: Combinazione QUASI PERMANENTE	NO	5008	0.00	0.00	
Sez. calcolo n.6 - Dis: 0.73						
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	3911	0.00	0.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	3911	-2488.00	-2265.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	3911	2488.00	2265.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	5084	0.00	0.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	5084	-2488.00	-2265.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	5084	2488.00	2265.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	4067	-80.00	-311.00	

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO						
Approccio	Stato limite	Sisma	N	My	Tx	
			[N]	[Nm]	[N]	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	3755	-80.00	-311.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	3911	-1658.00	-1510.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	3911	1658.00	1510.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	3911	-332.00	-302.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	3911	332.00	302.00	
-	SLE: Combinazione QUASI PERMANENTE	NO	3911	0.00	0.00	
Sez. calcolo n.7 - Dis: 0.88						
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	2814	0.00	0.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	2814	-2169.00	-1560.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	2814	2169.00	1560.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	3658	0.00	0.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	3658	-2169.00	-1560.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	3658	2169.00	1560.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	2926	-41.00	-224.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	2702	-41.00	-224.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	2814	-1446.00	-1040.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	2814	1446.00	1040.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	2814	-289.00	-208.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	2814	289.00	208.00	
-	SLE: Combinazione QUASI PERMANENTE	NO	2814	0.00	0.00	
Sez. calcolo n.8 - Dis: 1.02						
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	1717	0.00	0.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	1717	-1941.00	-1560.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	1717	1941.00	1560.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	2232	0.00	0.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	2232	-1941.00	-1560.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	2232	1941.00	1560.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	1786	-15.00	-136.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	1648	-15.00	-136.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	1717	-1294.00	-1040.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	1717	1294.00	1040.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	1717	-259.00	-208.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	1717	259.00	208.00	
-	SLE: Combinazione QUASI PERMANENTE	NO	1717	0.00	0.00	
Sez. calcolo n.9 - Dis: 1.17						
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	620	0.00	0.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	620	-1712.00	-1560.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	620	1712.00	1560.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	806	0.00	0.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	806	-1712.00	-1560.00	

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO

Approccio	Stato limite	Sisma	N	My	Tx
			[N]	[Nm]	[N]
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	806	1712.00	1560.00
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	645	-1.00	-49.00
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	595	-1.00	-49.00
-	SLE: Combinazione RARA	NO	620	-1142.00	-1040.00
-	SLE: Combinazione RARA	NO	620	1142.00	1040.00
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	620	-228.00	-208.00
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	620	228.00	208.00
-	SLE: Combinazione QUASI PERMANENTE	NO	620	0.00	0.00

LEGENDA Sollecitazioni sul Paramento

Approccio	Tipo di Approccio seguito.
Stato limite	Tipo di Stato Limite.
Sisma	Sisma agente nella Combinazione.
N	Sforzo Normale [N].
My	Vettore Momento ortogonale al piano dell'elemento [Nm].
Tx	Taglio orizzontale nel piano dell'elemento [N].

6.4.8. SOLLECITAZIONI SULLA FONDAZIONE

SOLLECITAZIONI SULLA FONDAZIONE

Approccio	Stato limite	Sisma	N	My	Tx
			[N]	[Nm]	[N]
Muro di Recinzione					
Sez. calcolo n.10 - Dis: 0.00(Valle)					
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-15.00	-729.00
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-34.00	-1669.00
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	4.00	210.00
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-19.00	-948.00
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-38.00	-1887.00
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	0.00	-9.00
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	0	-19.00	-924.00
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	0	-18.00	-889.00
-	SLE: Combinazione RARA	NO	0	-27.00	-1356.00
-	SLE: Combinazione RARA	NO	0	-2.00	-103.00
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	0	-17.00	-855.00
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	0	-12.00	-604.00
-	SLE: Combinazione QUASI PERMANENTE	NO	0	-15.00	-729.00
Sez. calcolo n.11 - Dis: 0.16(Valle)					
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-143.00	-1416.00
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-571.00	-5405.00
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	285.00	2571.00
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-186.00	-1841.00
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-614.00	-5828.00
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	243.00	2147.00
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	0	-232.00	-2252.00
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	0	-215.00	-2082.00
-	SLE: Combinazione RARA	NO	0	-428.00	-4074.00

SOLLECITAZIONI SULLA FONDAZIONE						
Approccio	Stato limite	Sisma	N	My	Tx	
			[N]	[Nm]	[N]	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	0	143.00	1242.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	0	-200.00	-1948.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	0	-86.00	-884.00	
-	SLE: Combinazione QUASI PERMANENTE	NO	0	-143.00	-1416.00	
Sez. calcolo n.12 - Dis: 0.32(Valle)						
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-465.00	-2053.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-1700.00	-7956.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	769.00	3848.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-605.00	-2668.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-1839.00	-8570.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	630.00	3233.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	0	-725.00	-3312.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	0	-670.00	-3016.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	0	-1288.00	-5987.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	0	358.00	1881.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	0	-630.00	-2840.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	0	-300.00	-1266.00	
-	SLE: Combinazione QUASI PERMANENTE	NO	0	-465.00	-2053.00	
Sez. calcolo n.13 - Dis: 0.00(Monte)						
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-199.00	-1102.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	1034.00	4799.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-1434.00	-7003.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-259.00	-1431.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	976.00	4470.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-1493.00	-7333.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	0	17.00	-88.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	0	50.00	106.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	0	624.00	2832.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	0	-1022.00	-5036.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	0	-35.00	-315.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	0	-364.00	-1889.00	
-	SLE: Combinazione QUASI PERMANENTE	NO	0	-199.00	-1102.00	
Sez. calcolo n.14 - Dis: 0.16(Monte)						
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-17.00	-633.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	410.00	3352.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-445.00	-4621.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-22.00	-822.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	406.00	3165.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-450.00	-4809.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	0	59.00	67.00	

SOLLECITAZIONI SULLA FONDAZIONE						
Approccio	Stato limite	Sisma	N	My	Tx	
			[N]	[Nm]	[N]	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	0	69.00	169.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	0	268.00	2025.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	0	-303.00	-3291.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	0	40.00	-102.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	0	-74.00	-1165.00	
-	SLE: Combinazione QUASI PERMANENTE	NO	0	-17.00	-633.00	
Sez. calcolo n.15 - Dis: 0.32(Monte)						
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	6.00	-214.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	25.00	720.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-13.00	-1153.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	8.00	-277.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	27.00	662.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLU	NO	0	-11.00	-1216.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	0	10.00	-47.00	
Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)	SLV	SI	0	10.00	-28.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	0	19.00	412.00	
-	SLE: Combinazione RARA	NO	0	-7.00	-840.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	0	9.00	-89.00	
-	SLE: Combinazione FREQUENTE	NO	0	3.00	-339.00	
-	SLE: Combinazione QUASI PERMANENTE	NO	0	6.00	-214.00	

LEGENDA Sollecitazioni sulla fondazione

Approccio	Tipo di Approccio seguito.
Stato limite	Tipo di Stato Limite.
Sisma	Sisma agente nella Combinazione.
N	Sforzo Normale [N].
My	Vettore Momento ortogonale al piano dell'elemento [Nm].
Tx	Taglio orizzontale nel piano dell'elemento [N].

6.4.9. TENSIONI SUL TERRENO

TENSIONI SUL TERRENO - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)						
Stato Limite	Sisma	Pt[i]	Pr[i]	Pt[f]	Pr[f]	
		[m]	[N/mm ²]	[m]	[N/mm ²]	
Muro di Recinzione						
SLU	NO	X: -0.40; Y: -0.30	0.026	X: 0.70; Y: -0.30	0.024	
SLU	NO	X: -0.40; Y: -0.30	0.050	X: 0.68; Y: -0.30	0.000	
SLU	NO	X: -0.40; Y: -0.30	0.001	X: 0.70; Y: -0.30	0.048	
SLU	NO	X: -0.40; Y: -0.30	0.034	X: 0.70; Y: -0.30	0.031	
SLU	NO	X: -0.40; Y: -0.30	0.058	X: 0.70; Y: -0.30	0.006	
SLU	NO	X: -0.40; Y: -0.30	0.009	X: 0.70; Y: -0.30	0.055	
SLV	SI	X: -0.40; Y: -0.30	0.031	X: 0.70; Y: -0.30	0.020	
SLV	SI	X: -0.40; Y: -0.30	0.030	X: 0.70; Y: -0.30	0.019	

LEGENDA Tensioni sul terreno

Stato limite	Stato limite di riferimento.
Sisma	Sisma agente nella Combinazione.
Pt[i]/Pt[f]	Coordinate del punto iniziale e finale del tratto di terreno di fondazione su cui sono esercitate le tensioni sul terreno [m].
Pr[i]/Pr[f]	Pressione iniziale e finale in corrispondenza dei relativi punti [N/mm ²].

6.4.10. VERIFICHE A SCORRIMENTO

VERIFICHE A SCORRIMENTO - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)				
Stato limite	Sisma	CS	FrzP	FrzR
			[N]	[N]
Muro di Recinzione				
Verifica 1				
SLU	NO	20.49	1.694	34.717

VERIFICHE A SCORRIMENTO - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)					
Stato limite	Sisma	CS	FrzP [N]	FrzR [N]	
Verifica 2					
SLU	NO	8.77	3.959		34.717
Verifica 3					
SLU	NO	-	0		34.717
Verifica 4					
SLU	NO	20.50	2.202		45.134
Verifica 5					
SLU	NO	10.10	4.467		45.134
Verifica 6					
SLU	NO	-	0		45.134
Verifica 7					
SLV	SI	10.08	3.842		38.720
Verifica 8					
SLV	SI	10.19	3.710		37.798

LEGENDA Verifiche a scorrimento

Stato limite	Tipo di Stato Limite.
Sisma	Sisma agente nella Combinazione.
CS	Coefficiente di sicurezza.
FrzP	Forza di scorrimento di Progetto [N].
FrzR	Forza Resistente a scorrimento [N].

Nelle verifiche di scorrimento viene trascurata l'aliquota di spinta passiva derivante dal terreno a valle che entra in gioco con il solo peso proprio.

6.4.11. VERIFICHE A RIBALTAMENTO

VERIFICHE A RIBALTAMENTO - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)					
Stato limite	Sisma	CS	Mrblt [Nm]	Mstbl [Nm]	
Muro di Recinzione					
Verifica 1					
SLU	NO	27.83	484		13.471
Verifica 2					
SLU	NO	3.98	3.748		14.906
Verifica 3					
SLU	NO	-	0		12.037
Verifica 4					
SLU	NO	27.84	629		17.513
Verifica 5					
SLU	NO	4.87	3.893		18.948
Verifica 6					
SLU	NO	-	0		16.078
Verifica 7					
SLV	SI	8.50	1.943		16.511
Verifica 8					
SLV	SI	7.92	1.888		14.947

LEGENDA Verifiche a ribaltamento

Stato limite	Tipo di Stato Limite.
Sisma	Sisma agente nella Combinazione.
CS	Coefficiente di sicurezza.
Mrblt	Momento ribaltante di Progetto [Nm].
Mstbl	Momento Stabilizzante [Nm].

Nelle verifiche a ribaltamento viene trascurata l'aliquota di spinta passiva derivante dal terreno a valle che entra in gioco con il solo peso proprio.

6.4.12. VERIFICHE A CARICO LIMITE

VERIFICHE A CARICO LIMITE - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)					
Stato limite	Sisma	CS	QMedP [N/mm ²]	QLim [N/mm ²]	
Muro di Recinzione					
Verifica 1					
SLU	NO	7.12	0.02		0.18
Verifica 2					
SLU	NO	7.25	0.02		0.18
Verifica 3					
SLU	NO	7.26	0.02		0.18
Verifica 4					
SLU	NO	5.48	0.03		0.18
Verifica 5					
SLU	NO	5.55	0.03		0.18

VERIFICHE A CARICO LIMITE - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)						
Stato limite	Sisma		CS	QMedP [N/mm ²]	QLim [N/mm ²]	
Verifica 6	SLU		NO	5.55	0.03	0.18
Verifica 7	SLV		SI	8.21	0.03	0.21
Verifica 8	SLV		SI	8.65	0.02	0.21

LEGENDA Verifiche a Carico Limite

Stato limite Tipo di Stato Limite.
Sisma Sisma agente nella Combinazione.
CS Coefficiente di sicurezza.
QMedP Tensione media di Progetto [N/mm²].
QLim Carico Limite [N/mm²].

6.4.13. VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE RETTA ALLO SLU

VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE RETTA ALLO SLU								
CS _{Sup}	CS _{Inf}	Sollecitazioni				Af _{Sup}		Af _{Inf}
		N _{Sup} [N]	My _{Sup} [Nm]	N _{Inf} [N]	My _{Inf} [Nm]	[cm ²]	[cm ²]	
Muro di Recinzione								
Paramento								
Sez. calcolo n.1 - Dis: 0.00								
15.63	15.18	9.693	4.084.00	9.693	-4.203.00	6.16	6.16	
Sez. calcolo n.2 - Dis: 0.15								
16.80	16.60	8.407	3.791.00	8.407	-3.835.00	6.16	6.16	
Sez. calcolo n.3 - Dis: 0.29								
18.26	18.24	7.249	3.480.00	7.249	-3.483.00	6.16	6.16	
Sez. calcolo n.4 - Dis: 0.44								
20.12	20.14	6.117	3.152.00	6.117	-3.149.00	6.16	6.16	
Sez. calcolo n.5 - Dis: 0.59								
22.51	22.51	6.510	2.819.00	6.510	-2.819.00	6.16	6.16	
Sez. calcolo n.6 - Dis: 0.73								
25.44	25.44	5.084	2.488.00	5.084	-2.488.00	6.16	6.16	
Sez. calcolo n.7 - Dis: 0.88								
29.10	29.10	3.658	2.169.00	3.658	-2.169.00	6.16	6.16	
Sez. calcolo n.8 - Dis: 1.02								
32.44	32.44	2.232	1.941.00	2.232	-1.941.00	6.16	6.16	
Sez. calcolo n.9 - Dis: 1.17								
36.68	36.68	806	1.712.00	806	-1.712.00	6.16	6.16	
Fondazione muro								
Sez. calcolo n.10 - Dis: 0.00(Valle)								
-	-	0	0.00	0	0.00	6.16	6.16	
Sez. calcolo n.11 - Dis: 0.16(Valle)								
NS	NS	0	285.00	0	-614.00	6.16	6.16	
Sez. calcolo n.12 - Dis: 0.32(Valle)								
81.54	34.10	0	769.00	0	-1.839.00	6.16	6.16	
Sez. calcolo n.13 - Dis: 0.00(Monte)								
60.64	42.00	0	1.034.00	0	-1.493.00	6.16	6.16	
Sez. calcolo n.14 - Dis: 0.16(Monte)								
NS	NS	0	410.00	0	-450.00	6.16	6.16	
Sez. calcolo n.15 - Dis: 0.32(Monte)								
NS	NS	0	27.00	0	-13.00	6.16	6.16	

LEGENDA Verifiche a pressoflessione retta allo SLU

CS Coefficiente di sicurezza per l'armatura superiore ed inferiore.
N Sforzo normale per l'armatura superiore ed inferiore [N].
My Vettore Momento intorno a Y per l'armatura superiore ed inferiore [Nm].
Af_{Sup} Armatura Superiore Esecutiva [cm²].
Af_{Inf} Armatura Inferiore Esecutiva [cm²].
NOTE Per il paramento: sup=armatura a valle; inf=armatura a monte
 Per la fondazione: sup=armatura superiore; inf=armatura inferiore

6.4.14. VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE RETTA ALLO SLE

VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE RETTA ALLO SLE								
Trazione calcestruzzo			Compressione calcestruzzo			Trazione acciaio		
σ _{ct} [N/mm ²]	N [N]	My [N-m]	σ _{cc} [N/mm ²]	N [N]	My [N-m]	σ _{at} [N/mm ²]	N [N]	My [N-m]
Muro di Recinzione								
Paramento								
Sez. calcolo n.1 - Dis: 0.00								
AA= PCA 0.135	CA=FQR ε sm=0.00000 9.693	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm -2.822	sm=0 mm -0.196	wk=0.00 mm 9.693	CA=QPR ε sm=0.00000 -2.822	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm 1.691	wk=0.00 mm 9.693	-2.822
Sez. calcolo n.2 - Dis: 0.15								
AA= PCA 0.124	CA=FQR ε sm=0.00000 8.407	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm -2.564	sm=0 mm -0.177	wk=0.00 mm 8.407	CA=QPR ε sm=0.00000 -2.564	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm 1.555	wk=0.00 mm 8.407	-2.564
Sez. calcolo n.3 - Dis: 0.29								
AA= PCA	CA=FQR ε sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	sm=0 mm	wk=0.00 mm	CA=QPR ε sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm	

VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE RETTA ALLO SLE

Trazione calcestruzzo			Compressione calcestruzzo			Trazione acciaio		
σ_{ct}	N	My	σ_{cc}	N	My	σ_{at}	N	My
[N/mm ²]	[N]	[N-m]	[N/mm ²]	[N]	[N-m]	[N/mm ²]	[N]	[N-m]
0.113	7.249	-2.323	-0.159	7.249	-2.323	1.427	7.249	-2.323
Sez. calcolo n.4 - Dis: 0.44								
AA= PCA	CA=FQR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm	CA=QPR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm		
0.104	6.117	2.102	-0.142	6.117	2.102	1.312	6.117	2.102
Sez. calcolo n.5 - Dis: 0.59								
AA= PCA	CA=FQR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm	CA=QPR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm		
0.094	5.008	-1.879	-0.126	5.008	1.879	1.194	5.008	1.879
Sez. calcolo n.6 - Dis: 0.73								
AA= PCA	CA=FQR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm	CA=QPR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm		
0.085	3.911	-1.658	-0.109	3.911	1.658	1.078	3.911	1.658
Sez. calcolo n.7 - Dis: 0.88								
AA= PCA	CA=FQR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm	CA=QPR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm		
0.076	2.814	-1.446	-0.093	2.814	1.446	0.968	2.814	1.446
Sez. calcolo n.8 - Dis: 1.02								
AA= PCA	CA=FQR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm	CA=QPR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm		
0.070	1.717	-1.294	-0.081	1.717	1.294	0.904	1.717	-1.294
Sez. calcolo n.9 - Dis: 1.17								
AA= PCA	CA=FQR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm	CA=QPR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm		
0.065	620	1.142	-0.069	620	-1.142	0.840	620	-1.142
Fondazione muro								
Sez. calcolo n.10 - Dis: 0.00(Valle)								
AA= PCA	CA=FQR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm	CA=QPR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm		
0.002	0	-27	-0.002	0	-27	0.021	0	-27
Sez. calcolo n.11 - Dis: 0.16(Valle)								
AA= PCA	CA=FQR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm	CA=QPR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm		
0.025	0	-428	-0.025	0	-428	0.326	0	-428
Sez. calcolo n.12 - Dis: 0.32(Valle)								
AA= PCA	CA=FQR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm	CA=QPR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm		
0.075	0	-1.288	-0.075	0	-1.288	0.980	0	-1.288
Sez. calcolo n.13 - Dis: 0.00(Monte)								
AA= PCA	CA=FQR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm	CA=QPR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm		
0.060	0	-1.022	-0.060	0	-1.022	0.778	0	-1.022
Sez. calcolo n.14 - Dis: 0.16(Monte)								
AA= PCA	CA=FQR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm	CA=QPR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm		
0.018	0	-303	-0.018	0	-303	0.231	0	-303
Sez. calcolo n.15 - Dis: 0.32(Monte)								
AA= PCA	CA=FQR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm	CA=QPR ϵ sm=0.00000	Ae=0.0 cm ² sm=0 mm	wk=0.00 mm		
0.001	0	19	-0.001	0	19	0.014	0	19

LEGENDA Verifiche a pressoflessione retta allo SLE

AA	Identificativo dell'aggressività dell'ambiente: [PCA] = Poco aggressivo - [MDA] = Moderatamente aggressivo - [MLA] = Molto aggressivo.
CA	Identificativo della Combinazione di Azione: [QPR] = Quasi Permanente - [FQR] = Frequente - [RAR] = Rara.
ϵ sm	Deformazione media nel calcestruzzo.
Ae	Area efficace del calcestruzzo teso.
sm	Distanza media tra le fessure.
wk	Apertura massima delle fessure.
σ_{ct}, N, My	Valori, rispettivamente della tensione massima di trazione nel calcestruzzo e delle componenti della sollecitazione agenti che l'hanno generata, riferite all'asse baricentrico della sezione trasversale(N) ed al sistema baricentrico x, y della sezione trasversale.
σ_{cc}, N, My	Valori, rispettivamente della tensione massima di compressione nel calcestruzzo e delle componenti della sollecitazione agenti che l'hanno generata, riferite all'asse baricentrico della sezione trasversale(N) ed al sistema baricentrico x, y della sezione trasversale.
σ_{at}, N, My	Valori, rispettivamente della tensione massima di trazione nell'acciaio e delle componenti della sollecitazione agenti che l'hanno generata, riferite all'asse baricentrico della sezione trasversale(N) ed al sistema baricentrico x, y della sezione trasversale.

6.4.15. VERIFICHE A TAGLIO PER PRESSOFLESSIONE RETTA ALLO SLU

VERIFICHE A TAGLIO PER PRESSOFLESSIONE RETTA ALLO SLU															
CS+	CS-	Tx+	Tx-	Vcc+	Vcc-	Vwd+	Vwd-	Nd+	Nd-	Vwp+	Vwp-	ctg@+	ctg@	AfTe+	AfTe-
		[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]			[cm ² /cm]	[cm ² /cm]
Muro di Recinzione															
Paramento															
Sez. calcolo n.1 - Dis: 0.00															
75.86	37.16	1.556	-3.187	118.037	118.415	0	0	9.693	12.599	0	0	0.00	0.00	0.0000	0.0000
Sez. calcolo n.2 - Dis: 0.15															
58.64	45.51	2.010	-2.597	117.870	118.197	0	0	8.407	10.926	0	0	0.00	0.00	0.0000	0.0000
Sez. calcolo n.3 - Dis: 0.29															
54.70	48.90	2.152	-2.413	117.719	118.002	0	0	7.249	9.423	0	0	0.00	0.00	0.0000	0.0000
Sez. calcolo n.4 - Dis: 0.44															
52.56	51.18	2.237	-2.302	117.572	117.811	0	0	6.117	7.951	0	0	0.00	0.00	0.0000	0.0000
Sez. calcolo n.5 - Dis: 0.59															
51.84	51.84	2.265	-2.265	117.428	117.428	0	0	5.008	5.008	0	0	0.00	0.00	0.0000	0.0000
Sez. calcolo n.6 - Dis: 0.73															
51.78	51.78	2.265	-2.265	117.286	117.286	0	0	3.911	3.911	0	0	0.00	0.00	0.0000	0.0000
Sez. calcolo n.7 - Dis: 0.88															
75.09	75.09	1.560	-1.560	117.143	117.143	0	0	2.814	2.814	0	0	0.00	0.00	0.0000	0.0000
Sez. calcolo n.8 - Dis: 1.02															

VERIFICHE A TAGLIO PER PRESSOFLESSIONE RETTA ALLO SLU															
CS+	CS-	Tx+	Tx-	Vcc+	Vcc-	Vwd+	Vwd-	Nd+	Nd-	Vwp+	Vwp-	ctg@+	ctg@	AfTe+	AfTe-
		[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[cm ² /cm]	[cm ² /cm]
75.00	75.00	1.560	-1.560	117.000	117.000	0	0	1.717	1.717	0	0	0.00	0.00	0.0000	0.0000
Sez. calcolo n.9 - Dis: 1.17															
74.91	74.91	1.560	-1.560	116.858	116.858	0	0	620	620	0	0	0.00	0.00	0.0000	0.0000
Fondazione muro															
Sez. calcolo n.10 - Dis: 0.00(Valle)															
NS	61.89	210	-1.887	116.777	116.777	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0.0000	0.0000
Sez. calcolo n.11 - Dis: 0.16(Valle)															
45.42	20.04	2.571	-5.828	116.777	116.777	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0.0000	0.0000
Sez. calcolo n.12 - Dis: 0.32(Valle)															
30.35	13.63	3.848	-8.570	116.777	116.777	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0.0000	0.0000
Sez. calcolo n.13 - Dis: 0.00(Monte)															
24.33	15.92	4.799	-7.333	116.777	116.777	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0.0000	0.0000
Sez. calcolo n.14 - Dis: 0.16(Monte)															
34.84	24.28	3.352	-4.809	116.777	116.777	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0.0000	0.0000
Sez. calcolo n.15 - Dis: 0.32(Monte)															
NS	96.03	720	-1.216	116.777	116.777	0	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0.0000	0.0000

LEGENDA Verifiche a taglio per pressoflessione retta allo SLU

CS+, CS- Coefficienti di sicurezza relativi alle sollecitazioni "Tx+" e "Tx-" : [NS] = Non Significativo - Per valori di CS maggiori o uguali a 100.
Tx+, Tx- Valori massimo e minimo della sollecitazione di taglio.
Vcc+, Vcc- Valori massimo e minimo del taglio ultimo, per conglomerato compresso.
Vwd+, Vwd- Contributi dell'acciaio al taglio ultimo dovuto alle staffe, relativi alle sollecitazioni "Tx+" e "Tx-".
Nd+, Nd- Sforzo normale.
Vwp+, Vwp- Contributo acciaio al Taglio ultimo dovuto ai ferri piegati, relativi alle sollecitazioni "Tx+" e "Tx-".
ctg@+, ctg@ ctg(θ) utilizzato nel calcolo di Vcc, Vwd e Vwp.
AfTe+, AfTe- Aree di ferro per il taglio in un centimetro, relativi alle sollecitazioni "Tx+" e "Tx-".

6.4.16. VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI

VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA TESTA DEL MURO						
SL	Cmb	CS	δ _{cd}	δ _{ed}		
			[cm]	[cm]		
Muro di Recinzione						
SLE		RAR	30.74	1.0000		0.0325
SLE		FRQ	NS	1.0000		0.0081
SLE		QPR	NS	1.0000		0.0020
SLD		-	NS	2.0000		0.0069

LEGENDA Verifiche degli spostamenti della testa del muro

SL Stato Limite considerato: [SLE] = Stato Limite di Esercizio; [SLD] = Stato Limite di Danno.
Cmb Identificativo della Combinazione di Carico: [QPR] = Quasi Permanente - [FRQ] = Frequente - [RAR] = Rara.
CS Coefficiente di sicurezza.
δ_{cd} Spostamento limite di progetto della testa del muro [cm].
δ_{ed} Spostamento di progetto della testa del muro [cm].

