
	
A	13/12/21	Adini	Bolognesi	Brugnoli	Emissione per autorizzazione
REVISIONE	DATA	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO	DESCRIZIONE
INGEGNERIA & COSTRUZIONI					IMPIANTO
					ASCOLI 38.1
					TITOLO
					OPERE COMUNI CALCOLI PRELIMINARI STRUTTURE
SCALA	FORMATO	FOGLIO / DI		N. DOCUMENTO	
-	A4	1 / 19		1 5 3 5 6 A	

1 PREMESSA

Il progetto di cui tratta la presente relazione è relativo ad una stazione elettrica 150 kV denominata Punto di Raccolta, destinata a ricevere l'energia prodotta da 4 diversi impianti di produzione, e del collegamento in cavo AT interrato da questa stazione alla stazione denominata Camerelle, facente parte la RTN.

L'opera, nel suo complesso, è quindi funzionale a consentire l'immissione nella RTN in alta tensione dell'energia prodotta da quattro impianti di produzione energia. Tutti e quattro saranno connessi in media tensione con il Punto di Raccolta, dove avverranno le rispettive trasformazioni MT/AT. Un cavo AT interrato della sezione di 1.200 mm² conterà poi il presente punto di raccolta con la stazione elettrica della RTN Camerelle.

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

In riferimento all'Art. 29 del D.P.R. n. 207 del 05 ottobre 2010 "Regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE»", la presente relazione tecnica esplicita le assunzioni di progetto finalizzate al rispetto dei seguenti punti estratti dal sopracitato articolo 29:

- I calcoli delle strutture e degli impianti devono consentire di determinare tutti gli elementi dimensionali, dimostrandone la piena compatibilità con l'aspetto architettonico ed impiantistico e più in generale con tutti gli altri aspetti del progetto. I calcoli delle strutture comprendono i criteri di impostazione del calcolo, le azioni, i criteri di verifica e la definizione degli elementi strutturali principali che interferiscono con l'aspetto architettonico e con le altre categorie di opere.
- I calcoli degli impianti devono permettere, altresì, la definizione degli eventuali volumi tecnici necessari e, per quanto riguarda le reti e le apparecchiature degli impianti, anche la specificazione delle caratteristiche.
- I calcoli di dimensionamento e verifica delle strutture e degli impianti devono essere sviluppati ad un livello di definizione tale che nella successiva progettazione esecutiva non si abbiano significative differenze tecniche e di costo. Nel caso di calcoli elaborati con l'impiego di programmi informatizzati, la relazione di calcolo specifica le ipotesi adottate e fornisce indicazioni atte a consentirne la piena leggibilità.

La presente relazione di calcolo preliminare ha lo scopo di definire e verificare la geometria degli elementi strutturali a servizio del progetto per la connessione alla RTN degli impianti fotovoltaici in premessa.

Resta inteso che le effettive strutture saranno opportunamente verificate in sede di progettazione esecutiva e che la tipologia individuata potrà essere sostituita con altra similare.

Relativamente alle altre strutture presenti nel progetto, quali elementi prefabbricati, vani tecnici, recinzione metallica, cancelli di ingresso e sistemi di illuminazione/videosorveglianza, vengono di seguito esplicitate le modalità di verifica richiamate al punto 3 dell'art. 29 del DPR 207/2010 rinviando quindi alla fase di progettazione esecutiva il calcolo e la verifica strutturale con relativi grafici e disegni esecutivi delle opere.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il quadro normativo di riferimento per i calcoli oggetto del presente documento è il seguente:

- a) *D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".*
- b) *D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 14 Gennaio 2008 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".*
- c) *D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".*
- d) *D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".*
- e) *D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>".*
- f) *D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".*
- g) *Circolare 4/07/96, n.156AA.GG./STC. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>" di cui al D.M. 16/01/96.*
- h) *Circolare 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.*
- i) *D.M. LL.PP. 20 Novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".*
- j) *Circolare 4 Gennaio 1989 n. 30787 "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".*
- k) *D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".*

- l) *D.M. LL.PP. 3 Dicembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".*
- m) *UNI 9502 - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso - edizione maggio 2001.*
- n) *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni e integrazioni.*
- o) *Eurocodice 3 UNI ENV 1993-1-1:1994;*
- p) *Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-1:2014 Luglio 2014;*
- q) *Eurocodice 3 UNI ENV 1993-1-3:2000;*
- r) *Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-3:2007 Gennaio 2007;*
- s) *Eurocodice 3 EN 1993-1-8:2005;*
- t) *CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"»*

4 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

L'area interessata dal progetto ricade nel territorio comunale di Ascoli Satriano a una quota di circa 350 m s.l.m. Tale area risulta cartograficamente inserita nel Foglio No. 175 "CERIGNOLA" della *Carta Geologica D'Italia* in scala 1:100.000.

Lo studio geomorfologico, oltre che all'area direttamente interessata dall'opera in oggetto è stato esteso, in modo particolarmente accurato, ad un'ampia area ritenuta significativa ai fini della valutazione dei caratteri geomorfologici rilevanti per la stabilità dell'area stessa.

A scala regionale il territorio si imposta nel Tavoliere di Puglia, una pianura lievemente ondulata caratterizzata da vaste spianate che degradano debolmente verso mare a partire dalle quote più alte del margine appenninico. Esso si sviluppa in direzione NW-SE ed è compreso tra il F. Fortore a nord, i Monti della Daunia ad ovest, il Gargano e il mare Adriatico ad est, e il F. Ofanto a sud.

Alla meso-scala, sotto il profilo morfologico, si riconosce una pianura degradante debolmente verso mare. Sotto il profilo geomorfologico, l'area si imposta su una piana leggermente pendente verso il golfo di Manfredonia. Da un punto di vista litologico i terreni affioranti in sito sono rappresentati da depositi di argille e argille marnose grigio-azzurrognole riferibili al Pliocene - Calabrian. Per quel che concerne la caratterizzazione geomorfologica di dettaglio del lotto oggetto del presente studio geologico-tecnico, è possibile affermare che l'area stessa sia collocata in una zona sub-pianeggiante, caratterizzata dall'assenza di qualsiasi fenomeno di dissesto geomorfologico. Le pendenze molto esigue.

L'area oggetto di intervento, infine, rientra nelle competenze dell'Autorità Di Bacino della Regione Puglia. La cartografia PAI è allegata alla documentazione di progetto.

Per quel che concerne la caratterizzazione geomorfologica di dettaglio del lotto oggetto del presente studio geologico-tecnico, è possibile affermare che l'area stessa sia collocata in una zona pianeggiante, caratterizzata dall'assenza di qualsiasi fenomeno di dissesto geomorfologico.

Le scarse pendenze, conferiscono infatti al suolo del territorio in questione un alto indice di stabilità, precludendo così ogni possibilità ai terreni di evolvere in forme di dissesto superficiale di tipo gravitativo: il terreno interessato dal Progetto di cui in oggetto risulta quindi stabile, essendo priva di qualunque indizio di disequilibrio passato, in atto o potenziale.

Da letteratura è stato classificato il terreno del sito di indagine nella categoria di tipo B, definito come "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", secondo il D.M. 17 Gennaio 2018, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

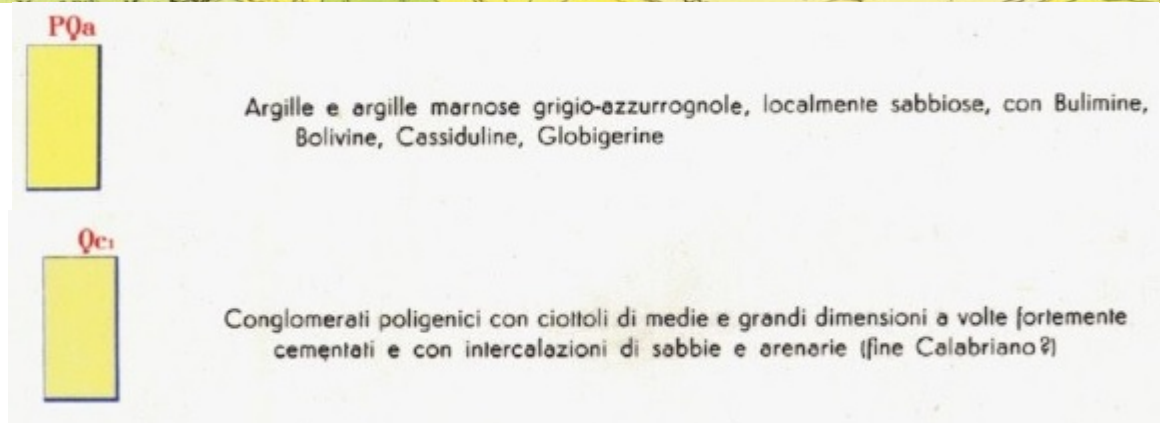


Fig. 1. Inquadramento su Carta Geologica d'Italia 1:100.000

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{1,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{1,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{1,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{1,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_1 > 800$ m/s).

Fig. 2. Classificazione sismica terreno

5 FABBRICATI IN OPERA E PREFABBRICATI

Nel Punto di Raccolta è previsto un totale di quattro fabbricati, uno per ciascuno dei produttori connessi al punto di raccolta con stallo trasformatore, uno dei quali comprenderà anche il sistema di comando e controllo dello stallo linea 150 kV in cavo dalla SE 150 kV Camerelle. Vengono di seguito descritte le caratteristiche dei fabbricati facenti parte del progetto.

5.1 Tanaga Wind

L'edificio del fabbricato comandi sarà formato da un corpo di dimensioni in pianta circa 35,3 x 6,7 m ed altezza fuori terra di circa 4,20 m. Esso sarà destinato a contenere i quadri di comando e controllo dello stallo AT/MT, gli apparati di telecontrollo sia del montante AT/MT che del parco eolico, il quadro MT per la connessione del parco eolico al trasformatore AT/MT, i servizi ausiliari dello stallo (intesi come le batterie, i quadri BT in cc ed in ca, il trasformatore servizi ausiliari), un locale dedicato al sistema di misura UTF, un locale magazzino e il locale dedicato al sistema di comando e controllo dello stallo cavo AT comune, con accesso dall'esterno.

La superficie occupata sarà di circa 237 m² con un volume di circa 994 m³.

La costruzione potrà essere di tipo tradizionale, con struttura in c.a. e tamponature in muratura di laterizio rivestite con intonaco di tipo civile, oppure di tipo prefabbricato (struttura portante costituita da pilastri prefabbricati in c.a.v., pannelli di tamponamento prefabbricati in c.a., finitura esterna con intonaci al quarzo o graniglia minerale). La copertura, a tetto piano, sarà opportunamente coibentata ed impermeabilizzata.

5.2 E-Way Finance e Utente 4

L'edificio del fabbricato comandi di questo montante sarà formato da un corpo di dimensioni in pianta circa 29,5 x 6,7 m ed altezza fuori terra di circa 4,20 m. Esso sarà destinato a contenere i quadri di comando e controllo dello stallo AT/MT, gli apparati di telecontrollo sia del montante AT/MT che del parco fotovoltaico, il quadro MT per la connessione del parco fotovoltaico al trasformatore AT/MT, i servizi ausiliari dello stallo (intesi come le batterie, i quadri BT in cc ed in ca, il trasformatore servizi ausiliari), un locale dedicato al sistema di misura UTF e un locale magazzino.

La superficie occupata sarà di circa 198 m² con un volume di circa 831 m³.

La costruzione potrà essere di tipo tradizionale, con struttura in c.a. e tamponature in muratura di laterizio rivestite con intonaco di tipo civile, oppure di tipo prefabbricato (struttura portante costituita da pilastri prefabbricati in c.a.v., pannelli di tamponamento prefabbricati in c.a., finitura esterna con intonaci al quarzo o graniglia minerale). La copertura, a tetto piano, sarà opportunamente coibentata ed impermeabilizzata.

5.3 Apollo Ascoli

L'edificio del fabbricato comandi di ciascun montante sarà formato da un corpo di dimensioni in pianta circa 27 x 5,5 m ed altezza fuori terra di circa 3,90 m. Esso sarà destinato a contenere i quadri di comando e controllo dello stallo AT/MT, gli apparati di telecontrollo sia del montante AT/MT che del parco fotovoltaico, il quadro MT per la connessione del parco fotovoltaico al trasformatore AT/MT, i servizi ausiliari dello stallo (intesi come le batterie, i quadri BT in cc ed in ca, il trasformatore servizi ausiliari ed il gruppo elettrogeno d'emergenza), un locale dedicato al sistema di misura UTF, un locale di servizio per la manutenzione ed i servizi igienici.

La superficie occupata sarà di circa 149 m² con un volume di circa 580 m³.

La costruzione potrà essere di tipo tradizionale, con struttura in c.a. e tamponature in muratura di laterizio rivestite con intonaco di tipo civile, oppure di tipo prefabbricato (struttura portante costituita da pilastri prefabbricati in c.a.v., pannelli di tamponamento prefabbricati in c.a., finitura esterna con intonaci al quarzo o graniglia minerale). La copertura, a tetto piano, sarà opportunamente coibentata ed impermeabilizzata.

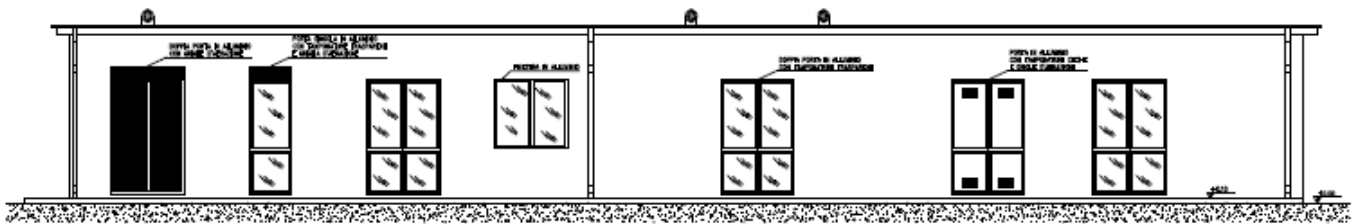


Fig.3. Prospetto tipico fabbricato

6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Le caratteristiche dei materiali impiegati nei calcoli sono le seguenti:

- Acciaio B 450 C - $f_{tk}=540 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} 450 \text{ N/mm}^2$ ($E= 200000 \text{ N/mm}^2$; peso spec.= $78,5 \text{ kN/m}^3$; $G=84000 \text{ N/mm}^2$);
- Calcestruzzo per strutture prefabbricate – C28/35, $R_{ck} = 350 \text{ N/mm}^2$ ($E= 32308.2 \text{ N/mm}^2$; $n= 0.2$; peso spec.= 25000 N/m^3);
- Calcestruzzo per sottofondi – C12/15, $R_{ck} = 150 \text{ N/mm}^2$ ($E= 27085.17 \text{ N/mm}^2$; $n= 0.2$; peso spec.= 25000 N/m^3);
- Calcestruzzo di regolarizzazione – C16/20, $R_{ck} = 250 \text{ N/mm}^2$ ($E= 28607.90 \text{ N/mm}^2$; $n= 0.2$; peso spec.= 25000 N/m^3);
- Calcestruzzo per opere in c.a. – C20/25, $R_{ck} = 250 \text{ N/mm}^2$ ($E= 29961.9 \text{ N/mm}^2$; $n= 0.2$; peso spec.= 25000 N/m^3);

7 AZIONI SULLE STRUTTURE IN C.A E PARAMETRI SIMICI DI CALCOLO

7.1 Regolarità delle strutture e fattore di struttura

Per quanto riguarda il calcolo del fattore di struttura da adottare per il calcolo si adotta un fattore di comportamento associato alle strutture intelaiate in c.a., mentre per le verifiche geotecniche delle opere di fondazioni si fa riferimento a strutture non dissipative, come previsto dalle NTC2018. Trattandosi quindi di sole fondazioni superficiali e strutture interrato con pareti in c.a. (e dunque a comportamento rigido), progettate in campo elastico, il fattore di struttura q sarà automaticamente determinato e pari a 1. Le fondazioni, dovendo essere progettate per rimanere in campo elastico, non necessiteranno quindi di specifiche armature per ottenere un comportamento duttile. Tutte le strutture sono considerate regolari così come previsto dalle regole delle NTC18.

7.2 Combinazioni delle azioni sulla costruzione

Le azioni definite come al paragrafo 2.5.1 delle NTC 2018, dovranno essere combinate in accordo a quanto definito al paragrafo 2.5.3 delle stesse NT, applicando i seguenti coefficienti di combinazione:

Categoria/Azione variabile	Y0j	Y1j	Y2j
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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso. 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0	0	0
Vento	0,6	0,2	0
Neve (a quota. 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0

Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0

Tabella 1: Valori dei coefficienti di combinazione (Tabella 2.5.I del D.M. 2018)

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} da utilizzare nelle calcolazioni sono definiti nelle NTC 2018 al paragrafo 2.6.1- Tab. 2.6.I.

Le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche dovranno essere verificate agli stati limite, sia di esercizio che ultimi individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO);
- Stato Limite di Danno (SLD).
- Gli stati limite ultimi sono:
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

Le NTC 2008 indicano che l'azione sismica sia caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, considerate tra di loro indipendenti, ed in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

In questo caso il valore del fattore S che tiene conto delle condizioni stratigrafiche e geotecniche del sito è pari a: $S = 1.00$.

L'azione in superficie dovrà essere assunta come agente su tali piani. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale saranno caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie, in assenza di documentazione potranno essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del NTC 2018 § 3.2.3. vanno definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale;
- Classe d'Uso IV
- Categoria del suolo;
- Coefficiente Topografico;
- Latitudine e longitudine del sito oggetto di edificazione;
- Fattore di struttura q .

Tali valori sono stati utilizzati da apposita procedura informatizzata che, a partire dalle coordinate del sito oggetto di intervento (sistema di coordinate UTM WGS 84 geografiche) fornisce i parametri di pericolosità sismica da considerare ai fini del calcolo strutturale.

Le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla neve, dal vento e dalla temperatura secondo quanto previsto al cap. 3 del DM 17.01.18 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile (vita di riferimento ≥ 100 anni, struttura Classe d'uso IV – Edifici strategici cfr DGR Puglia nr 1214/10).

Nel caso in specie trattandosi di opere di classe d'uso 4, gli stati limite da verificare ed il tipo di verifica da effettuare secondo norma sono i seguenti:

- Stato Limite di Operatività (SLO) con controllo degli spostamenti;
- Stato Limite di Danno (SLD) con controllo degli spostamenti;
- Stato Limite di Danno (SLD) con controllo degli spostamenti + verifiche di resistenza;
- Stato Limite di Salvaguardia (SLV) con verifica di resistenza.

7.3 Destinazione d'uso e sovraccarichi variabili dovute alle azioni antropiche

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si dovrà fare riferimento alla tabella del D.M. 14.01.2008 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- *carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]*
- *carichi verticali concentrati Q_k [kN]*
- *carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]*

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 secondo categoria di appartenenza —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

Tabella 2: Valori dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici (Tabella 3.1.II del D.M. 2008)

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1. II. delle NTC 2018. In presenza di carichi verticali concentrati Q_k essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento, in generale con forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm.

7.4 Modello Di Calcolo

I modelli di calcolo da utilizzare saranno quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 17.01.2018 ed in particolare:

- *Analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici;*

- *Analisi dinamica modale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica;*
- *Analisi degli effetti del 2° ordine quando significativi;*
- *Verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastoplastico incrudente a duttilità limitata per l'acciaio.*

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli SLU che allo SLD si farà riferimento al D.M. 17.01.18 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019, n. 67 che è stata utilizzata come norma di dettaglio.

7.5 Durabilità

Per garantire la durabilità delle strutture saranno prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui le strutture dovranno essere utilizzate limitando sia gli stati tensionali che, nel caso delle opere in calcestruzzo, l'ampiezza delle fessure.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, sarà posta adeguata cura nelle previsioni sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura prevedendo tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono stati previsti in coerenza con tali obiettivi.

7.6 Misura Della Sicurezza

Il metodo di verifica della sicurezza adottato sarà quello degli Stati Limite (SL) prevedendo due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi SLU e gli stati limite di esercizio SLE.

La sicurezza sarà quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore della corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

7.7 Schematizzazione Della Struttura

La struttura sarà modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

In particolare le travi ed i pilastri saranno schematizzate con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite, modello finito che ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriori suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Gli elementi finiti a due nodi possono essere utilizzati in analisi di tipo non lineare potendo modellare non linearità sia di tipo geometrico che meccanico con i seguenti modelli:

- *Matrice geometrica per gli effetti del II° ordine;*
- *Non linearità meccanica per comportamento assiale solo resistente a trazione o compressione;*
- *Non linearità meccanica di tipo elasto-plastica con modellazione a plasticità concentrata e duttilità limitata con controllo della capacità rotazionale ultima delle cerniere plastiche.*

Per gli elementi strutturali bidimensionali (pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche) si utilizzerà un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra). Tale elemento finito di tipo isoparametrico sarà modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM.

Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne. Le verifiche saranno effettuate sia direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche saranno effettuate sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, etc..).

Nel modello si terranno in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi. La presenza di orizzontamenti sarà tenuta in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL.

L'analisi delle sollecitazioni sarà condotta in fase elastica lineare tenendo conto eventualmente degli effetti del secondo ordine.

Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche saranno ottenute sia con da analisi statiche equivalenti che con da analisi dinamiche modali. I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno saranno modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

Il modello di calcolo terrà conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) su suolo elastico alla Winkler.

Per le verifiche sezionali saranno utilizzati i seguenti legami:

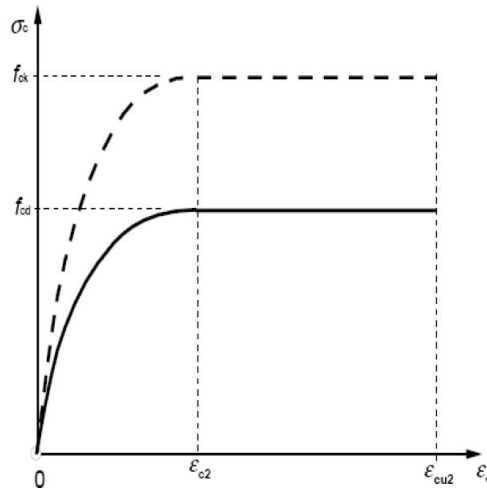


Fig. 4. Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo

Il valore ϵ_{cu2} nel caso di analisi non lineari è stato valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.

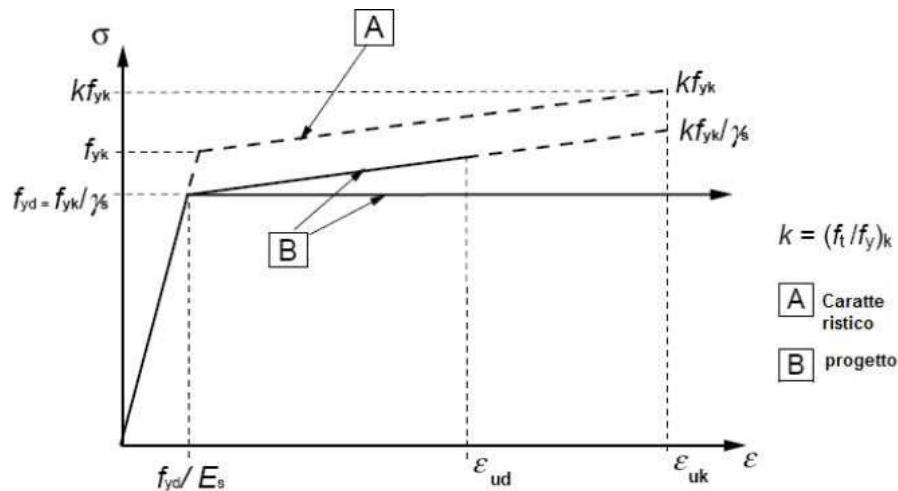


Fig. 5. Legame costitutivo di progetto dell'acciaio per c.a.

Il modello di calcolo da utilizzare è rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

7.8 Combinazione Di Calcolo

Le combinazioni di calcolo da considerare sono quelle previste dal D.M. 17.01.2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state definite le seguenti combinazioni delle azioni (Cfr. al § 2.5.3 NTC 2018):

- *Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1);*
- *Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7(2.5.2);*
- *Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili (2.5.3);*
- *Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (2.5.4);*
- *Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5);*

- *Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6).*

Nelle combinazioni per SLE, saranno omessi i carichi Qkj dal momento che hanno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G2.

Altre combinazioni saranno considerate in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.), ove nelle formule il simbolo "+" è da intendersi "combinato con".

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono stati desunti dalle norme (Cfr. § 2.6.1, Tab. 2.6.1).

Per le combinazioni sismiche:

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (Cfr. § 2.5.3 form. 3.2.16 delle NTC 2008) Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti γ_2 j saranno desunti dalle norme (Cfr. Tabella 2.5.1) La struttura sarà progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, con manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado sono stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali. La protezione contro l'eccessivo degrado si otterrà con un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'utilizzo, ove necessario, dell'applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

Per le azioni eccezionali, che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti, ove richiesto da specifiche esigenze di destinazione d'uso, saranno considerate nella progettazione, con calcolo e verifica delle suddette azioni, determinate sulla base delle indicazioni di cui al § 3.6.1 delle NTC.

7.9 Azioni Agenti Sulle Fondazioni

Per la valutazione preliminare delle azioni di progetto (Ed) in fondazione si sono utilizzate due combinazioni delle azioni:

Per quanto riguarda le azioni verticali:

- SLU (combinazione fondamentale):
- $E_d = \gamma_{G1} \cdot G_1$
- SLU + SISMA (combinazione sismica) SLV:
- $E_d = E + G_1 = G_1 \cdot k_v + G_1$

Per quanto riguarda le azioni orizzontali:

- combinazione sismica SLV (taglio sismico)
- $E_d = G_1 \cdot k_{hi}$ In cui:
- E_d azione di progetto
- G_1 peso proprio degli elementi strutturali
- γ_{G1} coefficiente parziale di sicurezza (A1, A2 - punto 2.6.1 delle NTC 2018 e tab.2.6.1)
- E azione sismica
- k_v ordinata dello spettro di progetto delle componenti verticali in corrispondenza del periodo fondamentale T_1
- k_{hi} ordinata dello spettro di progetto delle componenti orizzontali in corrispondenza del periodo fondamentale T_1

Considerando solo le fondazioni principali e di dimensioni rilevanti si ottiene la tabella 6 riportante i carichi unitari sulle fondazioni.

Per le combinazioni delle azioni E_d di cui sopra si è utilizzato l'Approccio normativo 2 (punto 2.6.1 delle NTC 2008): (A1+M1+R3) – (STR + GEO)

Con:

- A = Azioni γ_F (oppure γ_E oppure γ_G)
- M = resistenza dei materiali (terreno) γ_M
- R = resistenza globale del sistema γ_R

Inoltre per le azioni sismiche E, dagli spettri di progetto dell'allegato 2 si sono calcolati i valori di kv e khi con le seguenti assunzioni:

- Fattore di struttura $q = 1$
- Altezza media delle strutture = 3 m
- Periodo fondamentale $T1=0,17s$

7.10 Parametri sismici

Il territorio interessato dall'intervento, secondo la classificazione sismica (O.P.C.M. 20.03.2003 e s.m.i.) ricade in Zona 1, come di seguito riportato:

Codice ISTAT	Classificazione 2003
71005	Zona 1

Dove: PGA (g)=accelerazione orizzontale di picco del terreno (estimatore dello scuotimento alle alte frequenze), valore atteso con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (periodo di ritorno di 457 anni); I=intensità macrosismica (MCS) valore di intensità MCS atteso con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (periodo di ritorno di 475 anni); $g=981 \text{ cm/sec}^2$ (accelerazione di gravità).

Inoltre con il metodo MASW (basato sulla relazione geologica) è stata parametrizzata la velocità delle onde Vs in profondità ricavando un "modello di velocità del sottosuolo" correlabile con i diversi litotipi presenti in profondità.

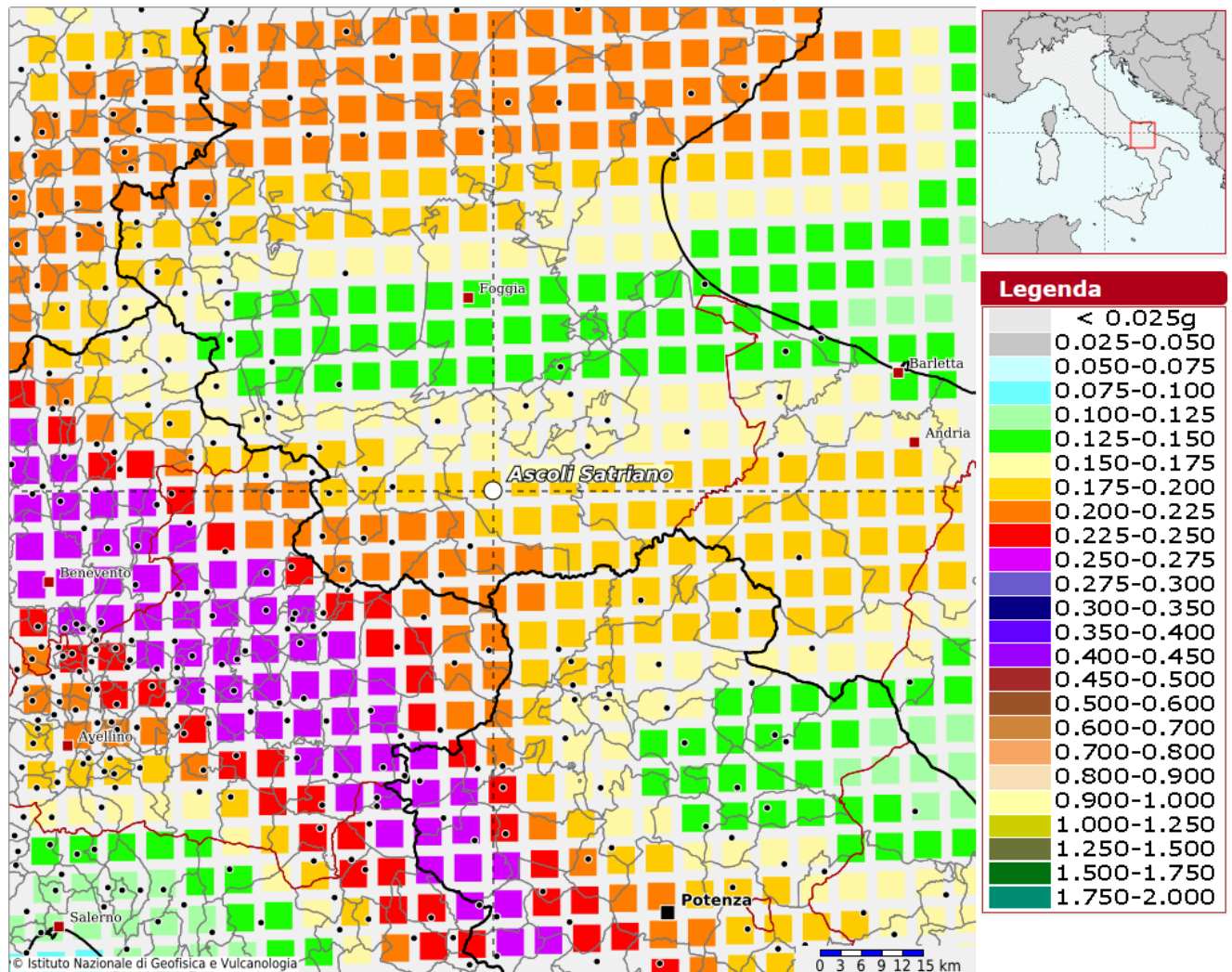


Fig. 6. Parametri di pericolosità sismica del sito di intervento

8 PALI DI ILLUMINAZIONE

La verifica strutturale degli elementi lineari in progetto, necessari per la realizzazione del sistema di illuminazione delle aree, consiste nel determinare la profondità di infissione nel terreno tale da soddisfare i requisiti di sicurezza strutturale delle parti in elevazione nei confronti delle azioni dinamiche indotte dal vento. Si ha stabilità quando il volume del terreno intorno alla base del palo è in grado di contrastare il momento di abbattimento generato dalle azioni del vento $Q=(h+c/2)$ con h altezza fuori terra del palo e c profondità di infissione.

Definendo k = pressione sul terreno limite con valori tipici di circa 3,9 daN/cm² per ghiaie, sabbia asciutta compatta; 2,0 daN/cm² per terreno vegetale consistente e 1,0 daN/cm² per terreno di riporto e argilla umida sabbiosa, la verifica è soddisfatta quando:

$$\sigma_c \leq k l$$

Il valore di σ_c è calcolabile mediante la relazione:

$$\sigma_c = \frac{(h + \frac{c}{2})}{\pi \cdot \frac{D}{48} \cdot c^2} \leq k$$

Indicando con D il diametro del palo in prossimità del terreno. Con la soprariportata relazione empirica è possibile determinare la profondità di infissione minima che garantisce l'equilibrio del sistema. È rinviata alla fase di progettazione esecutiva l'effettivo dimensionamento in ragione delle sezioni definitive dei lampioni e delle relative caratteristiche meccaniche dei materiali. Per le caratteristiche geometriche si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

9 RECINZIONI E CANCELLI

Assimilando recinzioni e cancelli a strutture a mensole incastrate al terreno (per i cancelli lo schema vale per i pilastri terminali), si considera che le tensioni sulla mensola vengono determinate dalla spinta orizzontale con conseguente generazione di una matrice di sollecitazione alla base. Con tale schema statico è possibile stimare i momenti di ribaltamento dei montanti e conseguentemente determinare la profondità di infissione della recinzione in ragione dell'effettiva modalità di posa. Per i cancelli allo stesso modo si dimensiona il basamento in calcestruzzo delle colonne. Il calcolo esatto è rinviato alla fase esecutiva di progettazione con riferimento alle definitive caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati. Per le caratteristiche geometriche si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

10 OPERE STRUTTURALI SE AT

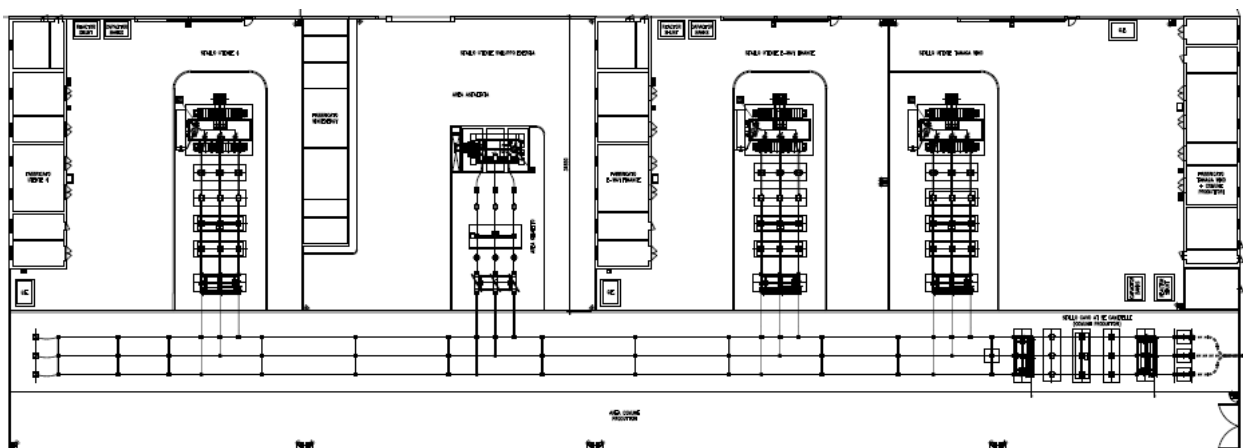


Fig. 7. Stralcio planimetrico Punto di Raccolta 150kV

Come si evince dalla figura precedente, nell'area del Punto di Raccolta AT si possono individuare le seguenti sezioni d'impianto:

- Stallo arrivo linea AT da SE Terna;
- Sbarra AT 150 kV;
- Stalli utente con trasformazione AT/MT;

- Locali tecnici dedicati ai vari stalli dove saranno ubicate le apparecchiature MT/BT;

Nella relativa tavola grafica di progetto, è riportato in dettaglio il layout della cabina primaria dal quale è possibile individuare le sezioni di impianto sopra richiamate.

10.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

I diversi supporti in oggetto sono definiti dalla seguente tipologia strutturale (p.to 2.4 delle NT):

Vita della struttura	
Tipo	Opere ordinarie (50-100) 50 - 100 anni
Vita nominale(anni)	50.0
Classe d'uso	Classe II
Coefficiente d'uso	1.000
Periodo di riferimento(anni)	50.000
Stato limite di esercizio - SLD	PVR=63.0%
Stato limite ultimo - SLV	PVR=10.0%
Periodo di ritorno SLD (anni)	TR=50.3
Periodo di ritorno SLV (anni)	TR=474.6

10.2 Materiali impiegati e resistenze di calcolo

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali, di cui si riportano nell'ordine le proprietà meccaniche adottate nel calcolo elastico e le resistenze di calcolo per le verifiche di sicurezza:

Materiale: Acciaio		
Peso specifico	kg/mc	7850
Modulo di Young E	kg/cmq	2E06
Modulo di Poisson		0.30
Coefficiente di dilatazione termica	1/°C	1.2e-005
Parti in acciaio		
Classe acciaio		S275
f_{yd} (t<40mm)	kg/cmq	2750
f_{yd} (t>40mm)	kg/cmq	2550
f_t (t<40mm)	kg/cmq	4300
f_t (t>40mm)	kg/cmq	4100

I diagrammi costitutivi dell'acciaio per calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche delle sezioni in calcestruzzo armato è stato adottato il modello di calcestruzzo riportato in a) della figura seguente

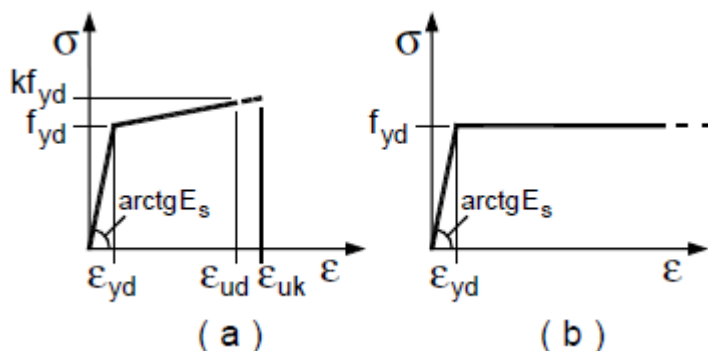


Fig. 8. Diagrammi di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio per calcestruzzo.

La resistenza di calcolo è data da f_{yk} / γ_f . Il coefficiente di sicurezza è γ_f .

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa. Riguardo ai coefficienti di sicurezza parziali, alle deformazioni del calcestruzzo

e dell'acciaio per modello incrudente si faccia riferimento ai criteri di verifica nella sezione "Verifica Elementi Strutturali"

10.3 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni", tutte le specifiche sono contenute nell'allegato B "Azioni sulla struttura"

10.4 Metodo di analisi e criteri di verifica

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare. Le masse sono applicate nei nodi del modello queste vengono generate attraverso i carichi agenti sulle membrature che collegano i nodi come la massa relativa alla azione di incastro perfetto del carico considerato. La risposta massima di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, è valutata con la tecnica della combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

Con:

$$\rho_{ij} = \frac{8\zeta^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\zeta^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

Dove:

n è il numero di modi di vibrazione considerati

x è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;

bij è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia *i-j* di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state calcolate per varie posizioni dei baricentri delle masse e composte secondo combinazioni di posizioni prestabilite, come riportato in seguito, il risultato di tali combinazioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Per tener conto della eccentricità accidentale delle masse si sono considerate varie posizioni delle masse ad ogni impalcato modificando la posizione del baricentro di una distanza, rispetto alla posizione originaria, come percentuale della dimensione della struttura nella direzione considerata.

Le azioni risultanti dai calcoli per le varie posizioni delle masse, in fase di verifica vengono combinati al fine di ottenere le azioni piu' sfavorevoli; di seguito vengono riportate sia le posizioni che le combinazioni delle masse, le due tabelle vanno lette nel seguente modo:

la prima indica la percentuale delle dimensione della struttura secondo cui viene spostato il baricentro ad ogni impalcato la percentuale è assegnata nelle due direzioni ortogonali secondo cui agisce il sisma, per ognuna di tali posizioni è eseguito un calcolo modale della struttura

la seconda tabella è usata in fase di verifica per la valutazione dell'azione sismica nel seguente modo l'effetto del sisma in una direzione è combinato con quello ortogonale di un'altra posizione con i fattori specificati nelle due colonne:

Percentuali Spostamento masse impalcati				
Posizione	% Spostamento direzione X		% Spostamento direzione Y	
1	5		5	
Combinazioni del Sisma in X e Y				
Comb	Pos. SismaX	Pos. SismaY	Fx	Fy
1	1	1	1	0
2	1	1	0	1

Comb. = Numero di combinazione dei sismi

Pos. SismaX = Posizione in cui viene scelto il sisma in direzione X

Pos. SismaY = Posizione in cui viene scelto il sisma in direzione Y

F_x = Fattore con cui il sisma X partecipa

F_y = Fattore con cui il sisma Y partecipa

Ogni combinazione genera 4 sotto-combinazioni in base a tutte le combinazioni possibili dei segni di F_x ed F_y

10.5 Azioni sulla struttura

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono assegnati alle aste in modo automatico in relazione all'influenza delle diverse aree di carico. I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste. In presenza di platee il tamponamento è inserito considerando delle speciali aste (aste a sezione nulla) che hanno la sola funzione di riportare il carico su di esse agente nei nodi degli elementi della platea ad esse collegati. Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite. 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.

I solai, oltre a generare le condizioni di carico per carichi fissi e variabili, generano anche altre condizioni di carico che derivano dal carico accidentale moltiplicati per i coefficienti ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 da utilizzare per le varie combinazioni di carico e per la determinazione delle masse sismiche.

Le azioni sono state assegnate su aste e piastre, definendo le seguenti condizioni di carico:

Descrizione	Tipo
Peso Proprio	Automatica
Neve	Utente
Vento X	Utente
Vento Y	Utente
Apparecchiatura	Utente
Manutenzione X	Utente
Manutenzione Y	Utente
C.C. 40 kA	Utente
Azioni Dinam. Manov.	Utente
Sisma Eq. X	Utente
Sisma Eq. Y	Utente

In fase di combinazione delle condizioni di carico si è agito su coefficienti moltiplicatori delle condizioni per definirne l'esatto contributo sia in termini di carico che di massa, e sono stati infine definiti gli scenari di calcolo come gruppi omogenei di combinazioni di carico. Di seguito vengono riportate le combinazioni di carico usate per lo Stato Limite Ultimo e per lo Stato Limite di Esercizio. Le verifiche sono riportate nel fascicolo dei calcoli.

Le tabelle riportano nell'ordine:

- il nome della combinazione di carico
- il tipo di analisi svolta
- lo spettro usato, se sismica
- il fattore amplificativo del sisma
- l'angolo di ingresso del sisma, se trattasi di analisi sismica
- il nome della condizione di carico e per ogni condizione di carico
- il fattore di combinazione per i carichi verticali
- se la condizione (con il suo coefficiente di peso) è inclusa nella combinazione (colonna Attiva)
- se la condizione partecipa alla formazione della massa (colonna Massa)
- il fattore con cui partecipa alla formazione della massa (se non è esclusa dalla formazione della massa)

10.6 Verifica degli elementi strutturali

La verifica di resistenza degli elementi è condotta considerando le sollecitazioni di calcolo ed imponendo che le resistenze siano superiori alle azioni. Gli elementi sono verificati e/o progettati applicando la gerarchia delle resistenze in particolare la gerarchia flessione-taglio per la verifica/progetto dell'elemento e la gerarchia pilastro-trave per la determinazione delle resistenze del pilastro. Le verifiche sono condotte secondo i seguenti criteri di verifica validi sia per lo SLU che per lo SLD, i criteri di verifica sono una raccolta di parametri che vengono usati in fase di verifica secondo le esigenze strutturali, ognuno di essi contiene i dati per tutti gli elementi, è sottinteso che nella

verifica di un elemento (es. trave) non sono presi in considerazione i dati relativi agli altri elementi (ad es. se si verifica una trave non sono presi in considerazione i dati relativi a pilastri e shell, così come se si esegue una verifica agli SLU non sono presi in considerazione i dati relativi agli SLE). Ognuno di essi è identificato da un nome a scelta dell'operatore, per cui nei tabulati di verifica il nome del criterio ne identifica i parametri usati. Riguardo alle verifiche agli SLU le resistenze sono determinate in base a quanto specificato dalla norma attraverso il modello plastico-incrudente o elastico-perfettamente plastico, la verifica consiste nel verificare che assegnate le sollecitazioni di verifica le deformazioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio siano inferiori a quelle ultime ciò equivale ad affermare che nello spazio tridimensionale N, M_y, M_z il punto rappresentativo delle sollecitazioni è interno al dominio di resistenza della sezione.

Le verifiche agli SLE riguardano le verifiche di:

- deformabilità degli impalcati con $d \leq 0.005 \cdot h$
- fessurazione
- tensioni in esercizio

Si riportano di seguito alcuni esempi delle modellizzazioni eseguite fondazioni del tutto simili a quelle previste in progetto, con le dimensioni calcolate.

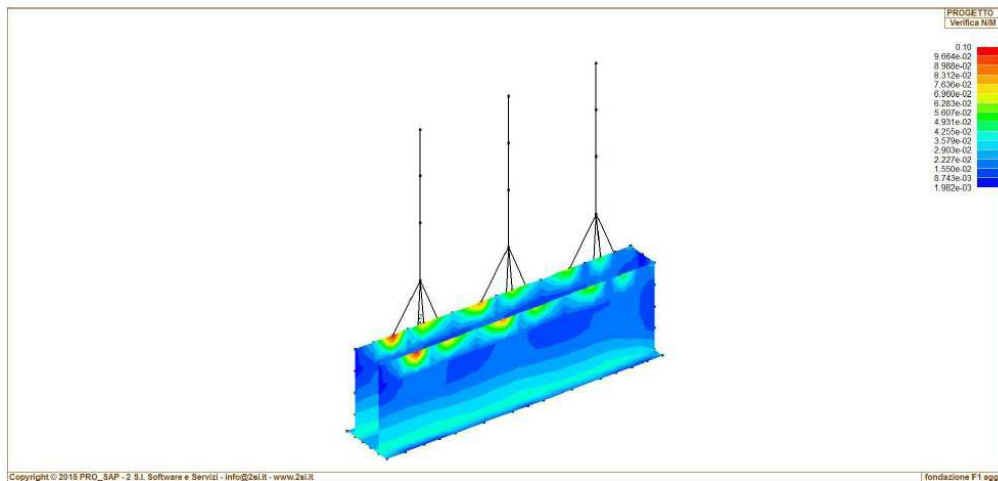


Fig. 9. Modellazione Fondazione Terminale Cavo in area Punto di Raccolta ed in area SE TERNA

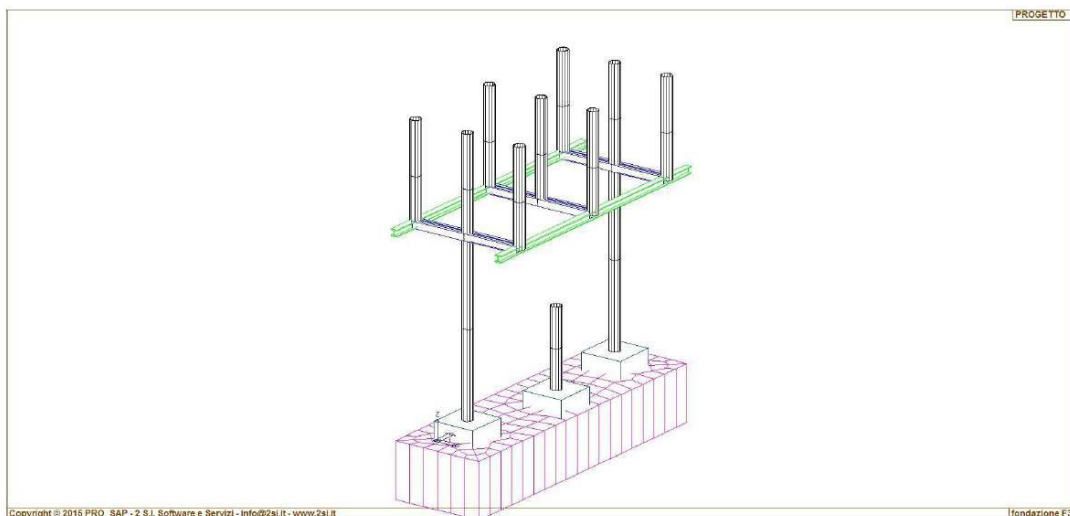


Fig. 10. Modellazione Fondazione Terminale Cavo in area Punto di Raccolta ed in area SE TERNA

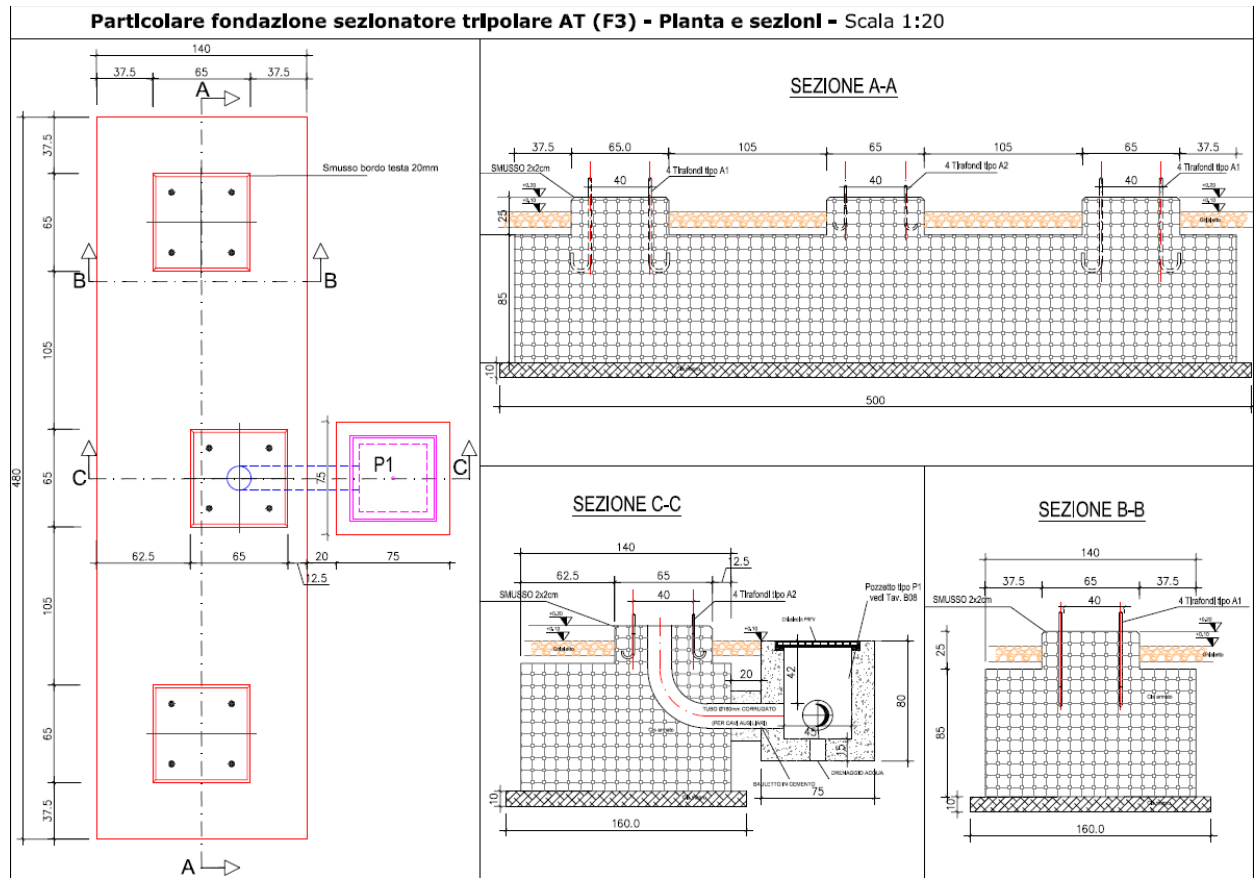


Fig. 11. Particolari costruttivi Fondazione Sezionatore Tripolare

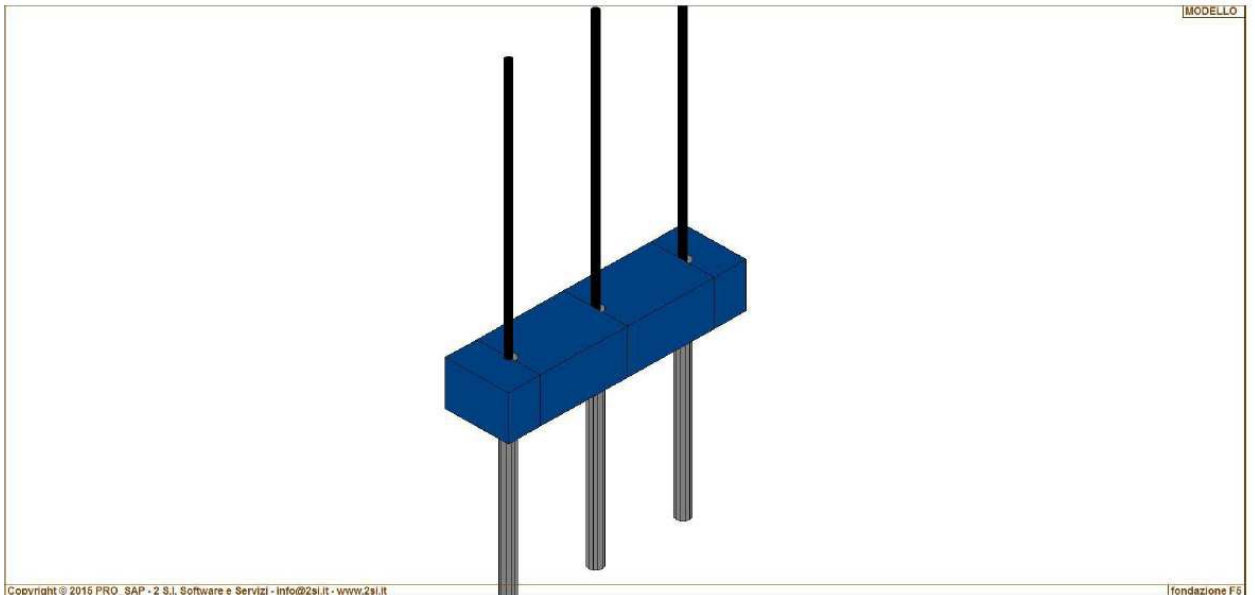


Fig. 12. Modellazione Fondazione Interruttore

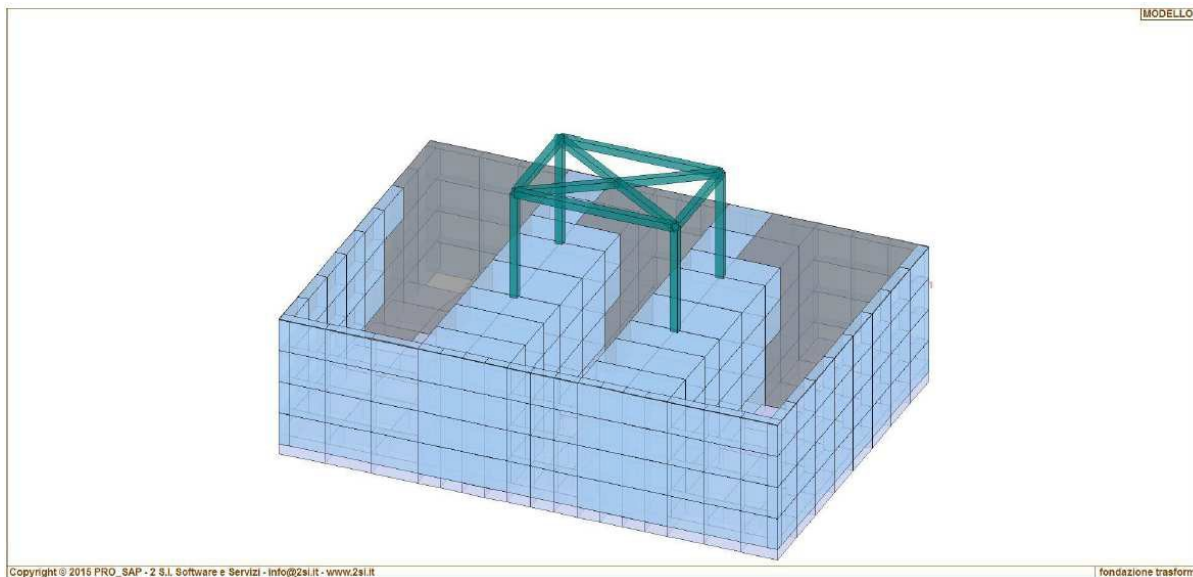


Fig. 13. Modellazione Fondazione Vasca Trafo

Si precisa che i disegni sopra riportati rappresentano strutture tipologiche delle apparecchiature elettromeccaniche, ottenute attraversamento un dimensionamento di massima, per la cui precisa determinazione si rimanda alla fase esecutiva, in base agli esiti della relazione geologica, in sede di deposito sismico.

11 CONCLUSIONI

Vista la natura dell'opera le azioni significative per il pre-dimensionamento delle strutture di sostegno degli inseguitori solari sono rappresentate dalla distribuzione dei carichi derivanti dalle azioni del vento. Altre azioni minori e certamente non dimensionanti, sono rappresentate dal peso proprio delle strutture, dal carico da neve e dalle azioni dinamiche indotte dalle sollecitazioni sismiche.

Le sollecitazioni derivanti da dette azioni risultano secondarie all'analisi strutturale rispetto alle azioni dinamiche indotte dal vento, visto soprattutto la trascurabile massa dei moduli che ricopre un ruolo determinante nelle verifiche statiche e dinamiche da sisma. Inoltre, vista la posizione dell'area di intervento i carichi da neve risultano marginali. Per ciò che riguarda le restanti componenti minori quali container, cabinet, recinzioni, cancelli e pali di illuminazione, trattandosi di elementi standard si rimanda alla fase di progettazione esecutiva per le specifiche verifiche della sicurezza strutturale essendo comunque valutata, in via preliminare, la compatibilità strutturale delle opere in progetto.

Rinviando alla progettazione esecutiva la verifica strutturale delle opere secondo i dettami delle NTC2018, considerando quindi l'analisi dei carichi rigorosa e la combinazione delle azioni sui vari elementi strutturali, dalle verifiche svolte è evidente la piena compatibilità dell'opera per come pre-dimensionata, sotto l'aspetto statico e dinamico.

Il tecnico
Ing. Gianluca Brugnoli

