

REGIONE PUGLIA



PROVINCIA DI FOGGIA



COMUNE DI ASCOLI SATRIANO



Denominazione impianto:

**“Santa Croce”**

Ubicazione:

**Comune di Ascoli Satriano (FG)**

Fogli: vari

**Località Santa Croce**

Particelle: varie

## PROGETTO DEFINITIVO

**di un parco eolico composto da 15 aerogeneratori per una potenza complessiva di 84,7 MW ubicato nel comune di Ascoli Satriano (FG), località Santa Croce.**

PROPONENTE

**AGRIPLUS S.R.L.**

Via Melfi KM 0,700 - 71022 Ascoli Satriano (FG)

Partita IVA: 03591180710

Indirizzo PEC: agriplus.italia@pec.it

**CODICE AUTORIZZAZIONE UNICA: AVXPO93**

ELABORATO

**RELAZIONE STRUTTURE**

Tav. n°

**1CPS**

Scala

Aggiornamenti	Numero	Data	Motivo	Eseguito	Verificato	Approvato
	Rev 0	Maggio 2024	Istanza VIA art.23 D.Lgs 152/06 – Istanza Autorizzazione Unica art.12 D.Lgs 387/03		ING. FRISOLI	ARCH. DEMAIO

PROGETTAZIONE

GRM GROUP S.R.L.  
Via Caduti di Nassiriya n. 179  
70022 Altamura (BA)  
P.IVA 07816120724  
PEC: grmgroupsrl@pec.it  
Tel.: 0804168931



**Gramegna  
Associati**

IL TECNICO

Arch. ANTONIO DEMAIO  
Via Nicola Delli Carri n. 46  
71121 Foggia (FG)  
Ordine degli Architetti di Foggia n. 492  
Cell:3296179608



Spazio riservato agli Enti

**Indice**

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2. NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI .....</b>	<b>2</b>
<b>3. UBICAZIONE E DESCRIZIONE DELL’IMPIANTO .....</b>	<b>4</b>
<b>4. CARATTERISTICHE GENERALI DELL’AEROGENERATORE .....</b>	<b>4</b>
<b>5. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE .....</b>	<b>5</b>
<b>6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>5</b>
<b>7. ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>6</b>
<b>8. AZIONE DEL VENTO SECONDO IL DM 16/01/1996.....</b>	<b>7</b>
<b>9. VERIFICHE .....</b>	<b>8</b>
<b>10. CALCOLO DEI PLINTI RETTANGOLARI .....</b>	<b>9</b>
<b>11. DESCRIZIONE DELLE ARMATURE PREVISTE NEI PLINTI.....</b>	<b>9</b>

**Elenco delle Figure**

<i>Figura 1. Definizione del sistema di coordinate secondo IEC 61400-1.....</i>	<i>6</i>
---	----------

**Elenco delle Tabelle**

<i>Tabella 1. Caratteristiche dei materiali costituenti le fondazioni in c.a.....</i>	<i>6</i>
<i>Tabella 2. Carichi estremi sulle fondazioni.....</i>	<i>7</i>
<i>Tabella 3. Fatica equivalente sui carichi di fondazione (<math>N_{eq}=10^7</math>) .....</i>	<i>7</i>

## 1. PREMESSA

La presente relazione ha carattere puramente descrittivo-illustrativo, fornendo esclusivamente, nelle linee generali, indicazioni sulle soluzioni strutturali adottate e i metodi di calcolo utilizzati.

Per una compiuta e dettagliata analisi strutturale delle opere, si rimanda pertanto alla fase di progettazione esecutiva che verrà svolta a valle dell'ottenimento delle autorizzazioni necessarie alla costruzione ed esercizio dell'impianto.

In sede di progettazione esecutiva, in seguito alle prove geotecniche sul terreno atte a definire i valori di portanza su ogni singola postazione, sarà possibile realizzare il calcolo puntuale della fondazione per l'aerogeneratore.

## 2. NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- **Legge n. 1086 del 05.11.1971** "Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale e precompresso, ed a struttura metallica";
- **Legge n. 64 del 02.02.1974** - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- **D.M. 09.01.96** "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- **DM 16 gennaio 1996** "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- **DM 16 gennaio 1996** "Norme tecniche relative ai <Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>";
- **D.M. 11 marzo 1988** "Norme tecniche riguardanti indagini sui terreni e sulle rocce stabilite dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per progettazione, esecuzione e collaudo di opere di sostegno delle terre e opere di fondazione";
- **IEC 60400-1** "Wind Turbine safety and design";
- **Circolare Min. LL.PP. 04 luglio 1996, n. 156** "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme tecniche relative ai <Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>'";
- **Circolare Min. LL.PP. 31 luglio 1979, n. 19581 - Legge 1086, art. 7** - Collaudo statico
- **Circolare Min. LL.PP. 1 settembre 1987, n. 29010 - Legge 1086 - D.M. 27 luglio 1985**, Controllo dei materiali in genere e degli acciai per cemento armato normale in particolare
- **Circolare Min. LL.PP. 29 ottobre 1987, n. 29233 - Legge 1086, art. 20**, Autorizzazioni laboratori per prove sui materiali;

• **Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei Lavori Pubblici - Linee Guida sul calcestruzzo strutturale – Dicembre 1996;**

La citata O.P.C.M ha, fra l'altro, sancito che la potestà regionale di individuazione, formazione ed aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche ricadenti nel territorio regionale doveva essere esercitata sulla base dei criteri approvati e contenuti nell'Allegato 1 all'O.P.C.M.

La Regione Puglia, in applicazione del citato O.P.C.M. 3274, con deliberazione della G.R. n° 153 del 02/03/04 [6], stabiliva fra l'altro di "provvedere alla prima, ancorché temporanea, riclassificazione sismica del territorio regionale pugliese, così come individuata nell'Allegato 1 alla presente deliberazione per farne parte integrante, riservandosi di provvedere definitivamente alla predetta riclassificazione sismica, successivamente all'intervenuta elaborazione della nuova mappa nazionale del rischio sismico a cura della competente Amministrazione statale" e confermava la zonizzazione sismica proposta dalla citata O.P.C.M. . Secondo l'Allegato 1 citato, il territorio del Comune di Chieuti è classificato come appartenente alla zona sismica 2.

Le strutture di fondazione degli aerogeneratori sono state progettate effettuando le calcolazioni per una zona equivalente alla 1° categoria.

Inoltre, ai fini della esatta determinazione dell'azione sismica agente sulle strutture, è necessario individuare la categoria di sottosuolo, secondo la tabella di seguito riportata:

**Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo**

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{z,30}</math> superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
<b>B</b>	<i>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 <math>V_{z,30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>C</b>	<i>Depositi 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 <math>V_{z,30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{SPT,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{u,30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>D</b>	<i>Depositi 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 <math>V_{z,30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_z &gt; 800</math> m/s).</i>

Nello specifico caso, secondo indagine MASW condotta dal geologo, è stato possibile identificare una categoria di sottosuolo di tipo C: "Sabbiose - Argillose".

Infine, per tenere conto delle condizioni topografiche, è necessario individuare la categoria

topografica secondo la seguente tabella:

**Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche**

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

Sempre nella relazione geologica è dichiarato che la categoria topografica è pari a T1.

Infine, di seguito, si riporta un riepilogo dei parametri sismici locali di calcolo utilizzati per la modellazione strutturale:

Stato limite	PVr [%]	Tr [anni]	Ag [g]	Fo	Tc [s]
SLD	63	50	0,0627	2,463	0,330
SLV	10	475	0,1717	2,487	0,436

### 3. UBICAZIONE E DESCRIZIONE DELL'IMPIANTO

Il presente progetto è finalizzato alla costruzione di un impianto eolico per la produzione di energia elettrica mediante l'installazione di 15 aerogeneratori in località "Santa Croce" in agro di Ascoli Satriano (FG) e la realizzazione di un cavidotto interrato che trasferirà l'energia prodotta sul futuro ampliamento della Stazione Elettrica (SE) a 150 kV della RTN denominata "Camerelle", previa:

- realizzazione di una nuova SE RTN 380/150 kV da inserire in entra-esce all'elettrodotto 380 kV "Bisaccia – Deliceto";

- realizzazione di due nuovi elettrodotti 150 kV di collegamento tra le SE suddette..

### 4. CARATTERISTICHE GENERALI DELL'AEROGENERATORE

La torre di sostegno, che porta l'asse dell'elica ad una altezza di 80 m dal suolo, e del tipo tubolare rastremato, con un diametro di 5 m alla base e di 3 m in sommità.

Le principali caratteristiche dell'aerogeneratore sono:

- Potenza: 7200 kW depotenziata;
- Frequenza: 50/60 Hz;
- Giri del rotore: 12,1 giri/minuto;
- Senso di rotazione: orario;
- Numero delle pale: 3;
- Freni: Aerodinamici;
- Peso torre tubolare: 180 t;
- Peso navicella: 90 t;

- Peso rotore: 30 t.

## 5. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Per la completa caratterizzazione del terreno di fondazione si rimanda alla relazione geologica, nonché alla relazione geotecnica.

Il terreno di sedime si presenta costituito prevalentemente da argilla e marne argillose. I parametri geotecnici utilizzati sono richiamati nella relazione geotecnica. Sempre nella relazione geologica è stata valutata la tensione massima di lavoro (in condizioni di SLU) del terreno di fondazione superficiale, assunta pari a  $q_{max} = 2 \text{ daN/cm}^2$ .

Benché tale valore sia sufficiente in relazione alla realizzazione di fondazioni superficiali, al fine di limitare i cedimenti differenziali delle strutture di fondazione, si è scelto di fondare le strutture su pali trivellati in c.a. Le verifiche puntuali della portanza dei pali di fondazione sono riportate nei successivi paragrafi.

## 6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nella realizzazione dei manufatti in c.a. si utilizzerà acciaio tipo Fe B 44 k con tensione caratteristica di snervamento  $\geq 430 \text{ N/mm}^2$  e tensione ammissibile di  $260 \text{ N/mm}^2$  controllato in stabilimento.

Il calcestruzzo viene specificato come “miscela progettata” con riferimento alle proprietà richieste (calcestruzzo a prestazione).

Con “calcestruzzo a prestazione”, secondo le Linee Guida e la norma UNI 9858, si intende un calcestruzzo per il quale il progettista ha la responsabilità di specificare le prestazioni richieste ed eventuali ulteriori caratteristiche e per il quale l'appaltatore è responsabile della fornitura di una miscela conforme alle prestazioni richieste e alle eventuali ulteriori caratteristiche.

I dati fondamentali per i calcestruzzi a prestazione, specificati nel seguito, comprendono:

- classe di resistenza;
- dimensione massima nominale degli aggregati;
- classe di esposizione ambientale;
- classe di consistenza;
- tipologia strutturale (calcestruzzo non armato, armato o precompresso).

Il calcestruzzo dovrà essere confezionato conformemente alle norme di C.S.A. e nel rispetto delle norme UNI di riferimento (UNI 9858 – UNI 8981 – UNI 9917 – UNI 9420 – etc.).

Si riporta, di seguito, una tabella riassuntiva delle caratteristiche dei materiali impiegati.

**MATERIALI**

<b>Calcestruzzo</b>	
Classe di resistenza	C 25/30
Classe di esposizione ambientale	2a, XC2
Classe di consistenza	S4
Tipologia strutturale	Cemento Armato
Resistenza caratteristica	30 N/mm <sup>2</sup>
Copriferro	40 mm
Dimensione massima nominale degli aggregati	≤ 30 mm
<b>Acciaio</b>	
Tipo di acciaio	Fe 44 K
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{vk} \geq 430$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile	$\sigma_{amm} = 260$ N/mm <sup>2</sup>

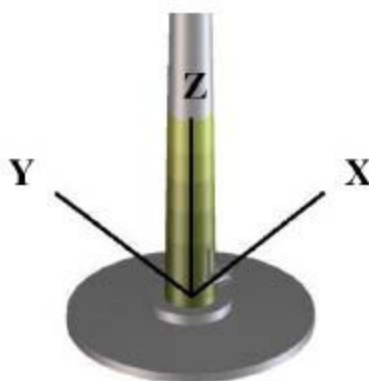
*Tabella 1. Caratteristiche dei materiali costituenti le fondazioni in c.a.*

**7. ANALISI DEI CARICHI**

Il calcolo di progetto della torre di sostegno dell'aerogeneratore è stato eseguito dal produttore sulla base delle sollecitazioni massime previste dalle norme IEC 61400-1 per le aree di classe IEC Ia.

I carichi agenti sui plinti di fondazione sono essenzialmente quelli scaricati dalle torri. Oltre ai pesi propri delle membrature ed ai carichi permanenti delle apparecchiature il calcolo tiene conto anche delle azioni del vento e delle azioni sismiche.

In Figura 1 si riporta il sistema di riferimento adottato per la rappresentazione dei carichi.



*Figura 1. Definizione del sistema di coordinate secondo IEC 61400-1*

Le tabelle riportate di seguito, estrapolate dalla documentazione tecnica fornitaci dal costruttore delle turbine, riassumono i carichi a cui sono sottoposte le fondazioni.

**Extreme load**

The extreme loads for the design of the SG 6.0-170 T115-50A foundations are shown in Table 3.

Load case	Load factor	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	F <sub>xy</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>z</sub> (kNm)	M <sub>xy</sub> (kNm)
Dlc22_3bn_V11.0_n_s7	1,1	1688,55	55,55	-7508,71	1689,47	4580,25	196184,46	412,39	<b>196237,91</b>
Dlc22_3bn_V11.0_n_s7	1.0	1535,05	50,5	-6826,1	1535,88	4163,87	178349,5	374,9	<b>178398,1</b>

Tabella 2. Carichi estremi sulle fondazioni

**Fatigue load**

The equivalent fatigue loads are provided for the design foundations in Table 6, calculated for 10<sup>7</sup> cycles:

	Load factor	m	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>z</sub> (kNm)
Tower Bottom	1	4	563,31	361,63	177,3	22054,68	<b>39810,03</b>	10283,41
Tower Bottom	1	7	558,57	361,77	174,53	26918,71	<b>50074,58</b>	10803,68

Tabella 3. Fatica equivalente sui carichi di fondazione (N<sub>eq</sub>=10<sup>7</sup>)

Al fine di confrontare i valori delle sollecitazioni calcolati secondo la IEC 61400-1 con la normativa italiana, verrà riportato nel prossimo paragrafo il calcolo delle azioni del vento secondo il D.M. del 16 gennaio 1996 "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

**8. AZIONE DEL VENTO SECONDO IL DM 16/01/1996**

Le azioni del vento sulle strutture si possono, nei casi usuali, ricondurre ad azioni statiche equivalenti.

Normalmente la direzione del vento si considera orizzontale e proveniente da qualsiasi direttrice.

Le azioni statiche del vento si traducono in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

Secondo il D.M. 16/01/1996 la pressione del vento P è data dall'espressione:

$$P = q_{ref} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove

- q<sub>ref</sub> è la pressione cinetica di riferimento di cui al punto 7.4. del D.M.;
- C<sub>e</sub> è il coefficiente di esposizione di cui al punto 7.5. del D.M.;
- C<sub>p</sub> è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;



- $c_d$  e il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali”.

La pressione di riferimento  $q_{ref}$  è calcolata come segue:

$$q_{ref} = \frac{v_{ref}^2}{1,6}$$

con  $v_{ref}$  che rappresenta la velocità di riferimento del vento misurata in m/s, cioè il valore massimo, riferito ad un intervallo di ritorno di 50 anni, della velocità del vento misurata a 10 m dal suolo su un terreno di II categoria e mediata su 10 minuti.

Il valore della velocità di riferimento può essere assunto pari a quello riportato nella tabella 7.1 dello stesso decreto. Nel caso della regione Puglia la velocità di riferimento risulta essere pari a 27 m/s e la relativa pressione di riferimento  $q_{ref}$  sarà quindi pari a 455,625 N/m<sup>2</sup>.

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza della costruzione  $z$  sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione. Tale coefficiente risulta dato dalla formula:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] && \text{per } z \geq z_{min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{min}) && \text{per } z < z_{min} \end{aligned}$$

dove

- $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{min}$  sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- $c_t$  e il coefficiente di topografia e può essere considerato pari a 1.

Per la verifica dei plinti di fondazione che si effettuerà nella progettazione esecutiva, per una progettazione cautelativa, verrà utilizzato il valore di forza in direzione dell'asse  $y$  più elevato tra quello calcolato secondo la normativa italiana e quello fornito dal costruttore delle turbine.

## 9. VERIFICHE

Le verifiche, svolte secondo il metodo delle tensioni ammissibili, si ottengono involupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

Le verifiche sono state effettuate in corrispondenza delle condizioni maggiormente gravose per la struttura di fondazione, sommando ai pesi propri e alle azioni del vento, i carichi sismici.

Sono state effettuate le seguenti verifiche:

- verifica del terreno di fondazione;

- verifica della tensione di lavoro delle armature della fondazione;
- verifica della tensione di lavoro del calcestruzzo della fondazione;
- verifica a taglio della fondazione;
- verifica a punzonamento della fondazione;
- verifica allo slittamento;
- verifica al ribaltamento;
- verifica della portanza dei pali di fondazione.

## 10. CALCOLO DEI PLINTI RETTANGOLARI

Il calcolo dell'armatura del plinto di fondazione può essere ricondotto da quello di una piastra a quello di quattro mensole incastrate al piede del pilastro, essendo tale schema in vantaggio di sicurezza rispetto a quello più esatto di piastra.

L'armatura del grigliato di base è ottenuta dal calcolo a flessione semplice schematizzando l'intero plinto come quattro mensole incastrate al piede del pilastro.

La verifica a taglio viene effettuata sempre sulle stesse mensole, su una sezione di riferimento distante dal filo del pilastro di un tratto pari alla metà dell'altezza massima del plinto. Il passaggio di questa verifica implica automaticamente il passaggio della verifica a punzonamento per lo sforzo normale del pilastro.

Se la lunghezza della mensola di verifica, misurata da filo del pilastro al bordo più lontano, è inferiore all'altezza massima del plinto, essa si suppone sufficientemente tozza da non richiedere alcuna verifica a taglio e la verifica dell'armatura di base viene effettuata secondo lo schema semplificato di puntone e tirante.

Il progetto delle armature viene effettuato nella condizione che gli elementi bidimensionali siano soggetti contemporaneamente a sforzi membranali e flessionali.

## 11. DESCRIZIONE DELLE ARMATURE PREVISTE NEI PLINTI

Le armature di seguito riportate sono state dedotte dal calcolo preliminare effettuato per gli aerogeneratori della centrale eolica. Per il calcolo puntuale delle armature e le verifiche delle opere in c.a., si rimanda alla successiva progettazione esecutiva delle opere.

L'armatura inferiore del plinto tipo è costituita da una maglia principale di ferri o 20/25; L'armatura superiore è costituita da una maglia di ferri o 20/25, in cui i ferri centrali sono interrotti in corrispondenza del concio di fondazione della torre. In sovrapposizione rispetto alla maglia principale sono previsti i raffittimenti composti da 60 ferri radiali o 20 passanti all'interno del concio, 3 ferri circolari o 20 di diametro di 100, 180 e 240 cm posizionati all'interno del concio e 60 ferri ad U o 26 posti appena al di sotto del concio di fondazione.

L'armatura laterale del plinto consta di ferri o 16/25 posati sia in verticale che in orizzontale.

**Come già più volte specificato in precedenza, i calcoli sopraindicati servono solo a mettere in evidenza le volumetrie delle fondazioni e i relativi spazi di occupazione, nonché il sistema di armatura che verrà presumibilmente applicato. Solo in seguito alle analisi geotecniche sulla portanza del terreno ed alla analisi geologica di ogni singola postazione, sarà possibile eseguire dei calcoli esecutivi, che vengono quindi rimandati alla successiva fase di progettazione esecutiva.**

Altamura, Giugno 2024

Il tecnico

Arch. Antonio Demaio

