

# AGROFOTOVOLTAICO TRE TORRI AGRICOLTURA 4.0

IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE FOTOVOLTAICA,  
CON PANNELLI COLLOCATI IN ALTEZZA, DI POTENZA IN GENERAZIONE  
PARI A 26,8643 MW E POTENZA IMMESSA IN RETE PARI A 25,82 MW,  
**DENOMINATO "AFV TRETORRI AGRICOLTURA 4.0"**

REGIONE PUGLIA  
PROVINCIA di BRINDISI  
COMUNI di SAN PANCRAZIO SALENTINO ed ERCHIE  
opere connesse nel COMUNE DI ERCHIE (Br) contrada "Tre Torri"  
Località ubicazione impianto AFV: Masseria Tre Torri - Erchie (Br)

PROGETTO DEFINITIVO  
Id AU 3A3A5H1



Tav.: <b>R18b</b>	Titolo: <b>RELAZIONE GEOTECNICA Area cabina di connessione SSE</b>	
Scala:	Formato Stampa:	Codice Identificatore Elaborato
n.d.	A4	3A3A5H1_RelazioneGeotecnica_18b

Progettazione:	Committente:
<b>ENERWIND s.r.l.</b> Via San Lorenzo 155 - cap 72023 MESAGNE (BR) P.IVA 02549880744 - REA BR-154453 - enerwind@pec.it <b>MSC innovative solutions s.r.l.s.</b> Via Milizia n.55 - 73100 LECCE (ITALY) P.IVA 05030190754 - msc.innovativesolutions@pec.it Ing. Santo Masilla Responsabile progetto Ing. Fabio Calcarella	<b>TRE TORRI ENERGIA s.r.l.</b> Piazza del Grano n.3 - 39100 BOLZANO (BZ) p. iva 0305799214 - REA BZ 283988 tretorrienergia@legalmail.it <b>SOCIETA' DEL GRUPPO FRI-EL GREEN POWER S.p.A.</b> Piazza della Rotonda, 2 - 00186 Roma (RM) - Italia Tel. +39 06 6880 4163 - Fax. +39 06 6821 2764 Email: Info@fri-el.it - P. IVA 01533770218

Data	Motivo della revisione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:
Luglio 2022	Prima emissione	M.S.C. S.r.l.s.	Santo Masilla	Tre Torri Energia S.r.l.

## RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI

(NTC 2018 CAP. 6 E CIRCOLARE 7/2019 PUNTO C6.2.2.5)

### GENERALITA'

<b>OGGETTO</b>	<u>PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DELLA SSE PER UN IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA DA FONTE SOLARE IN AGRO DI SAN PANCRAZIO ED ERCHIE (BR) LOCALITÀ MASSERIA TRE TORRI</u>
<b>COMUNE:</b>	<b>ERCHIE (BR)</b>
<b>ZONA SISMICA:</b>	ZONA 4
<b>ALTITUDINE:</b>	<b>60 M S.L.M.</b>
<b>TIPOLOGIA STRUTTURALE:</b>	CALCESTRUZZO ARMATO
<b>TIPOLOGIA FONDAZIONI:</b>	FONDAZIONI SUPERFICIALI
<b>NORMATIVA:</b>	<b>D. M. DELLE INFRASTRUTTURE 17/01/2018 CIRCOLARE C. S. LL. PP. N. 7 DEL 12/02/2019</b>
<b>APPROCCIO VERIFICA GEO:</b>	<b>APPROCCIO 2</b>

<b>INDICE</b>	
<b>0. PREMESSA</b>	<b>3</b>
0.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI	4
<b>1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>5</b>
1.1. PERICOLOSITÀ SISMICA	5
1.1.1. SITO DI RIFERIMENTO	5
1.1.2. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	6
1.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO	7
1.2.1. IDROGEOLOGIA	10
1.2.2. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE	10
1.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI	10
<b>2. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI</b>	<b>12</b>
2.1. VERIFICHE GEO	13
2.2. VERIFICHE STR	13
2.3. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE	15
<b>3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>19</b>

## **O. PREMESSA**

LA PRESENTE RELAZIONE È REDATTA ALLO SCOPO DI SINTETIZZARE GLI ASPETTI GEOTECNICI RELATIVI ALLE STRUTTURE DI FONDAZIONE DELLA SSE PREVISTA PER IL PROGETTO DEFINITIVO PER LO SVILUPPO DEL PARCO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE SOLARE IN AGRO DI SAN PANCRAZIO ED ERCHIE (BR). AGROFOTOVOLTAICO TRE TORRI AGRICOLTURA 4.0. LE ARE SI AFFACCIANO SULLA STRADA PROVINCIALE SP144 IN LOCALITÀ MASSERIA TRE TORRI.

LA SSE RISULTA UBICATA SULLA PROVINCIALE SP144 IN AGRO DI ERCHIE (BR).

LA PARTE INIZIALE DELLA RELAZIONE È DEDICATA AL SINTETICO INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA IN ESAME E, IN MANIERA PIÙ ESTESA, ALLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO SUL QUALE SARANNO REALIZZATE LE TORRI EOLICHE ED ALLA DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI DI FONDAZIONE.

LA PARTE SUCCESSIVA DELLA RELAZIONE È DEDICATA ALLA VERIFICA, ALLO STATO LIMITE ULTIMO, DELLA FONDAZIONE INDIRECTA QUANDO ASSOGGETTATA AD AZIONI SIA VERTICALI CHE ORIZZONTALI. LO STUDIO È STATO SVILUPPATO CONGRUENTEMENTE CON QUANTO PREVISTO DALLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI [1].



**FIGURA 1: ORTOFOTO DELL'AREA**

## 0.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI

LA SSE SARÀ REALIZZATA CON STRUTTURA IN CALCESTRUZZO ARMATO GETTATO IN OPERA, ED AVRÀ LA CONFIGURAZIONE DESCRITTA NELLA RELAZIONE GENERALE DI CALCOLO. SI RIPIERTA DI SEGUITO IL LAYOUT DELLA SSE.

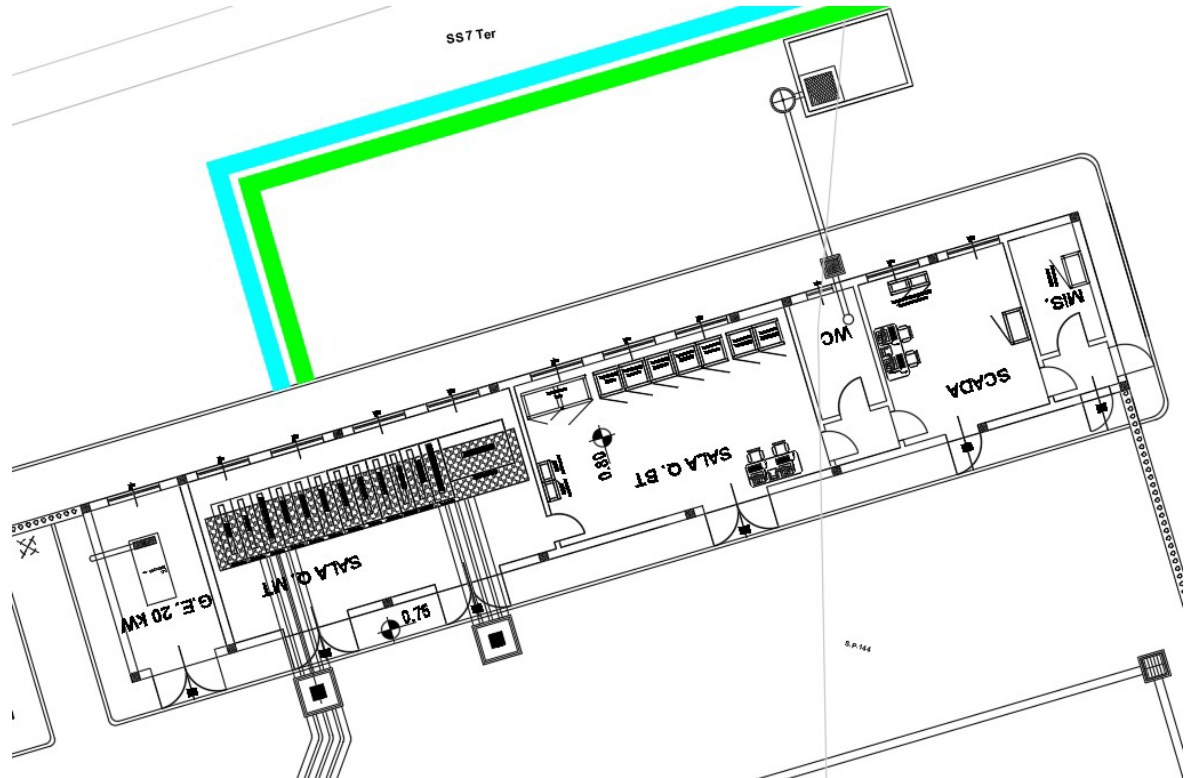


FIGURA 2: LAYOUT DELLA SSE

LE FONDAZIONI PER LA STRUTTURA IN OGGETTO SONO DEL TIPO "SUPERFICIALE" A PLATEA, PER RISOLVERE PROBLEMI DI TIPO COSTRUTTIVO E DI INFILTRAZIONE DAL BASSO DI ACQUE.

## 1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 1.1. PERICOLOSITÀ SISMICA

LA DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE SECONDO LE NTC 2018 SI DETERMINA ATTRAVERSO UNA GRIGLIA REGOLARE CHE COPRE TUTTO IL TERRITORIO NAZIONALE. NEI NODI DELLA GRIGLIA L'INGV HA CALCOLATO L'ACCELERAZIONE SISMICA MASSIMA ATTESA, IN CONFORMITÀ A QUEST'ULTIMA SONO CALCOLATI I PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.

PARAMETRI DI INGRESSO PER LE FORME SPETTRALI NELLA LOCALITÀ DI INSTALLAZIONE A GALATINA (LE))

TABELLA 1: AREA 1

LATITUDINE [ED50/WGS84]	LONGITUDINE [ED50/WGS84]
40,400891 / 40.399907	17,754691 / 17.753904
CLASSE DELL'EDIFICIO	IV
VITA NOMINALE STRUTTURA	100 ANNI

#### 1.1.1. SITO DI RIFERIMENTO

POSIZIONE DEL PUNTO (SITO DI INTERESSE) RISPETTO ALLA GRIGLIA REGOLARE CHE COPRE TUTTO IL TERRITORIO NAZIONALE (NODI IN CUI È CALCOLATA L'ACCELERAZIONE SISMICA MASSIMA ATTESA):

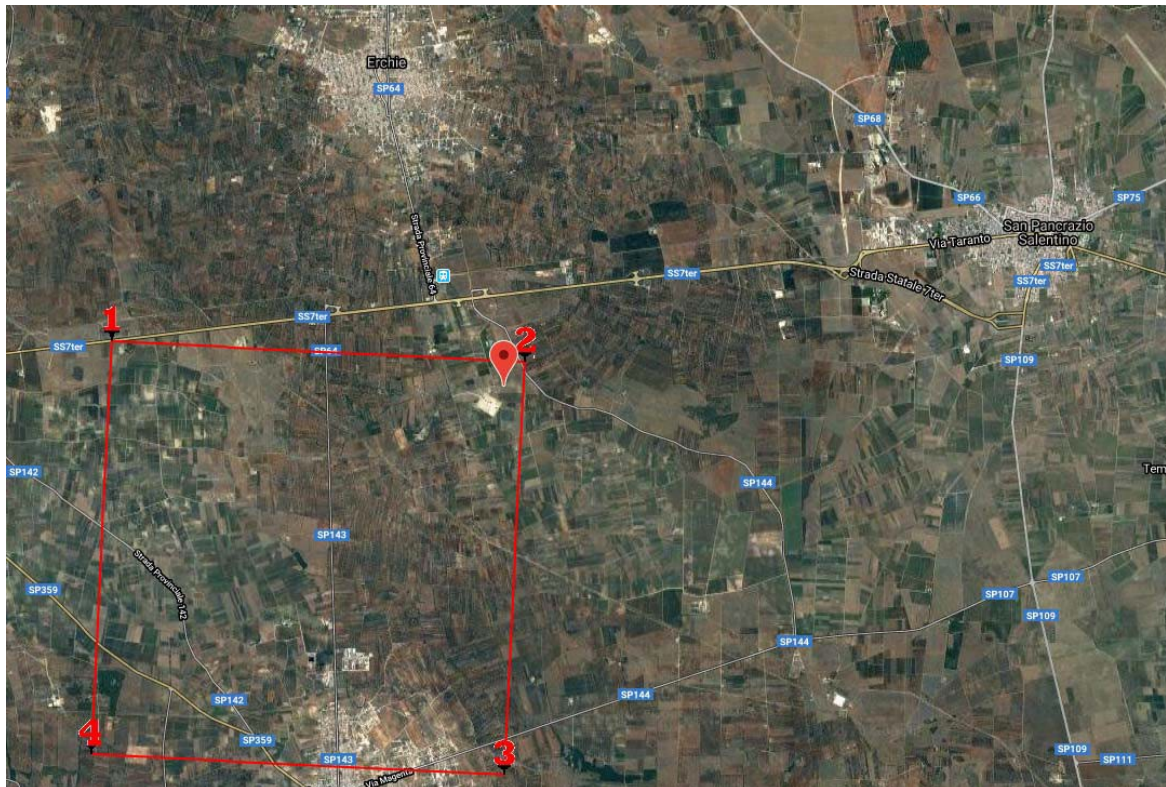


FIGURA 3: QUADRILATERI DI RIFERIMENTO

## 1.1.2. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

TABELLA 2: PARAMETRI PER TERRENO TIPO B

“STATO LIMITE”	$T_R$ [ANNI]	$A_G$ [G]	$F_0$ [-]	$T^*_c$ [s]
OPERATIVITÀ	120	0.033	2.416	0.353
DANNO	201	0.039	2.508	0.393
SALVAGUARDIA VITA	1898	<b>0.070</b>	2.992	0.525
PREVENZIONE COLLASSO	2475	0.074	2.979	0.533

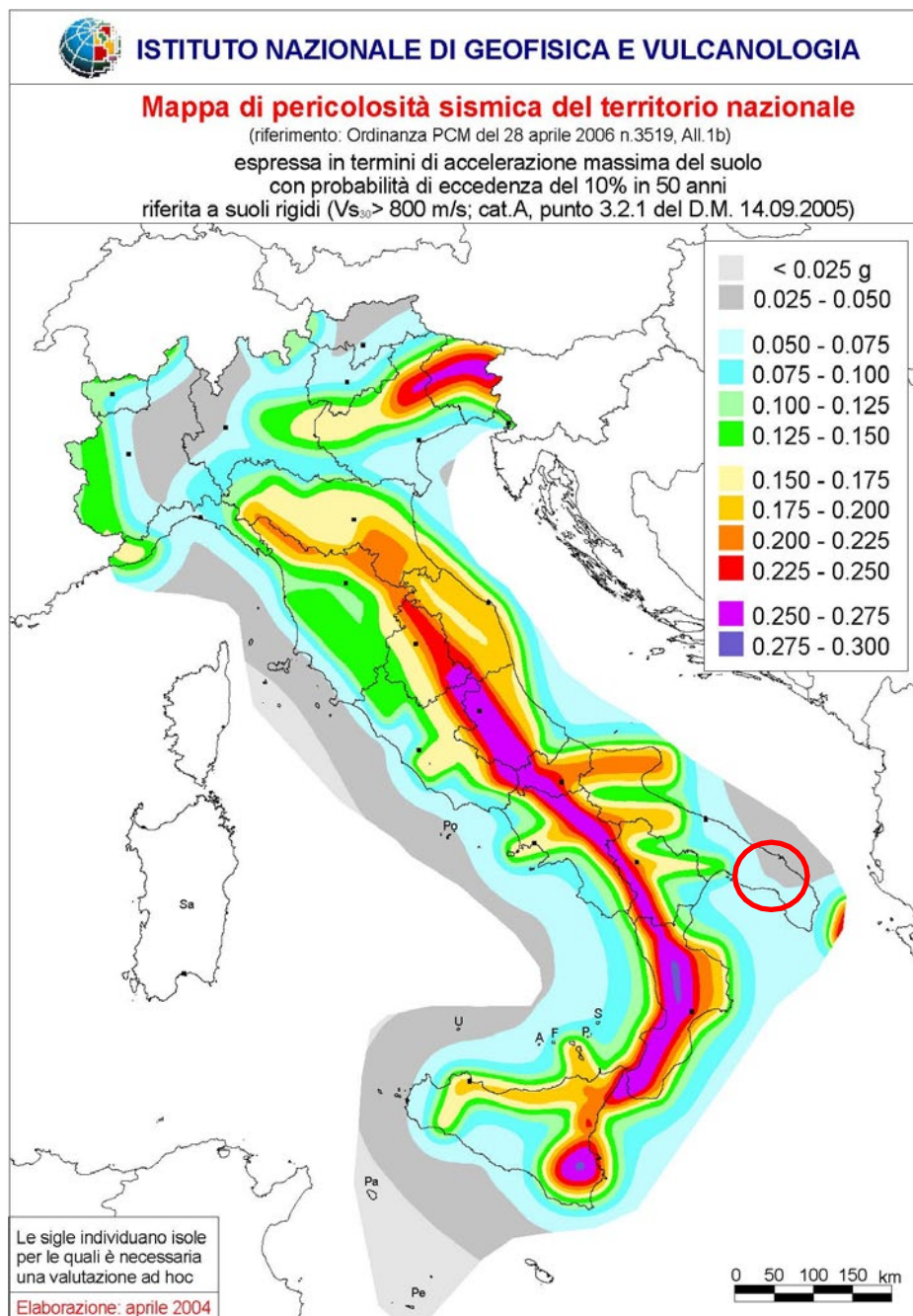


FIGURA 4: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA – APRILE 2004

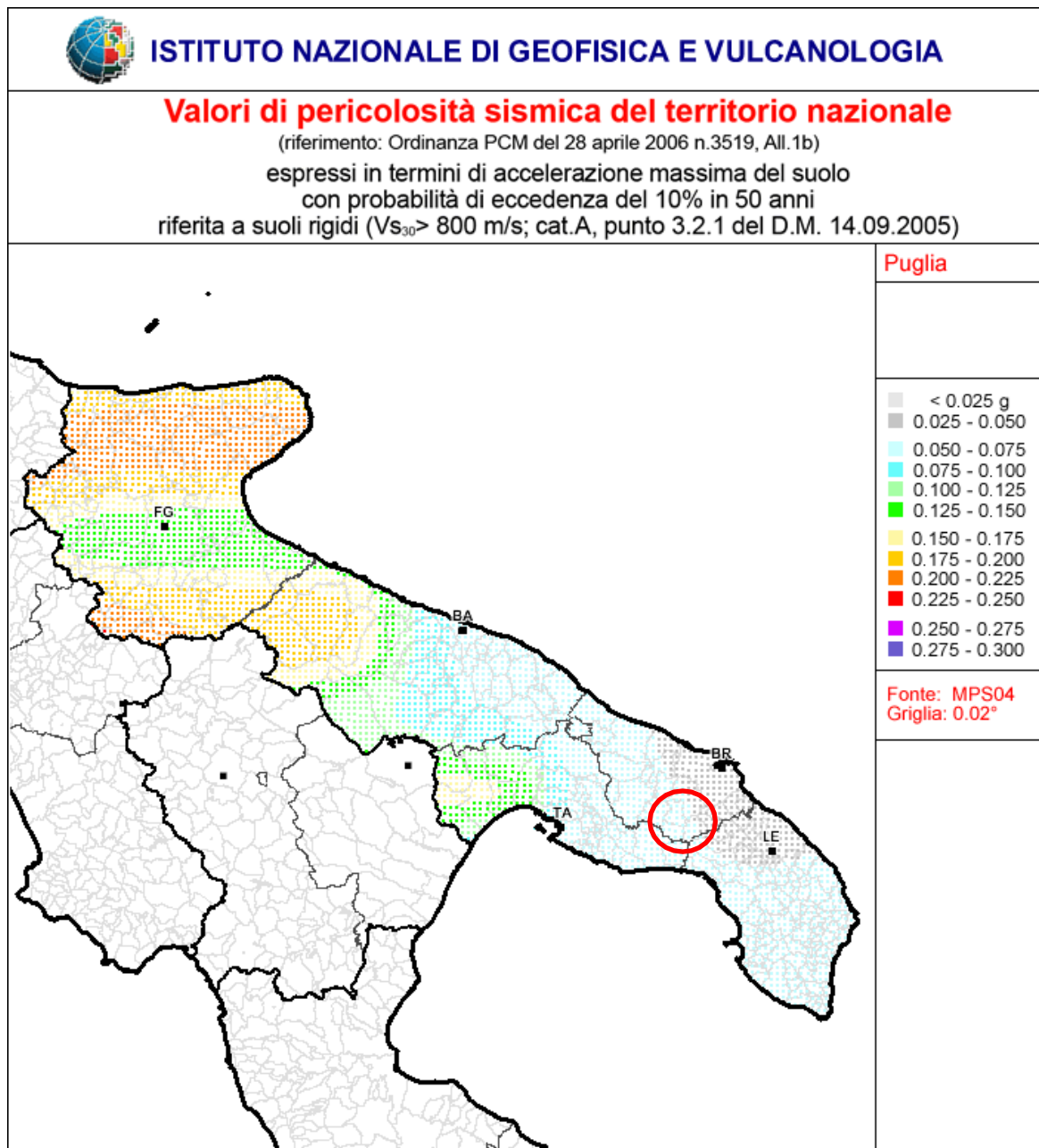


FIGURA 5: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA IN DETTAGLIO SU AREA D'INTERESSE – APRILE 2004

## 1.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.

IL TERRITORIO SI ESTENDE NELL'AREA SUD OVEST DEL CAPOLUOGO (BRINDISI), A SUD DEL CENTRO ABITATO DI ERCHIE, POSTA AD UNA QUOTA TOPOGRAFICA DI CIRCA 60 M S.L.M..



L'ASPETTO MORFOLOGICO DELL'AREA INDAGATA, RISPESCHIA IN LARGA PARTE QUELLO TIPICO DEL TERRITORIO SALENTINO: PRESENZA DI ALTI MORFOLOGICO-STRUTTURALI (HORST), ALTERNATI A DEPRESSIONI MORFOLOGICHE (GRABEN), SULLE QUALI SI IMPOSTANO I SEDIMENTI CARATTERIZZANTI LE FORMAZIONI GEOLOGICHE PIÙ RECENTI.

IL SITO D'INTERVENTO SI ESTENDE IN UN CONTESTO TERRITORIALE CARATTERIZZATO DA UNA MORFOLOGIA PIUTTOSTO DOLCE CHE SI MOVIMENTA SOLTANTO IN CORRISPONDENZA DEGLI AFFIORAMENTI CALCAREI.

L'IDROGRAFIA SUPERFICIALE È ASSENTE. LE RARE LINEE DI DEFLUSSO SUPERFICIALE SERVONO ESCLUSIVAMENTE A CONVOGLIARE LE ACQUE METEORICHE VERSO ZONE TOPOGRAFICAMENTE DEPRESSE.

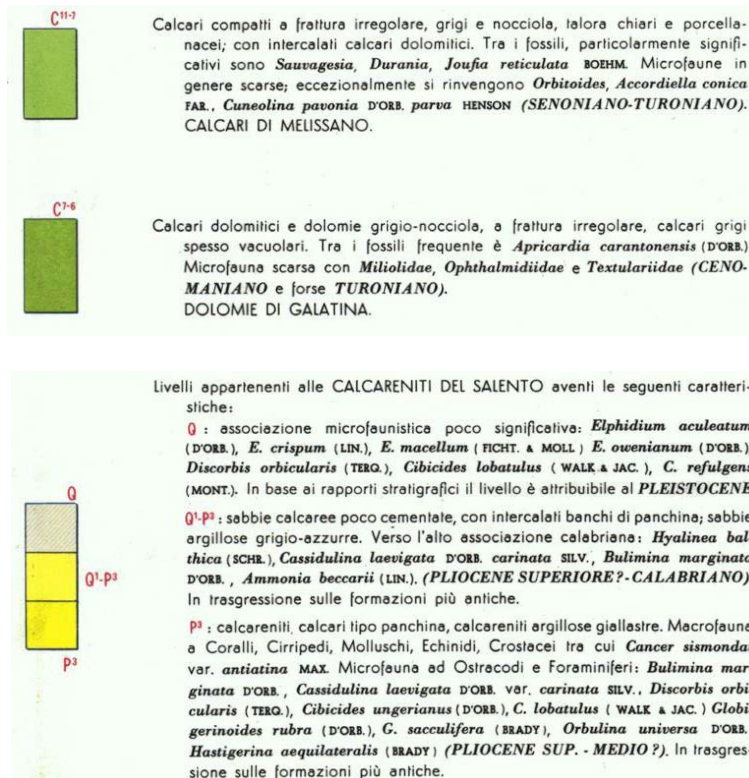
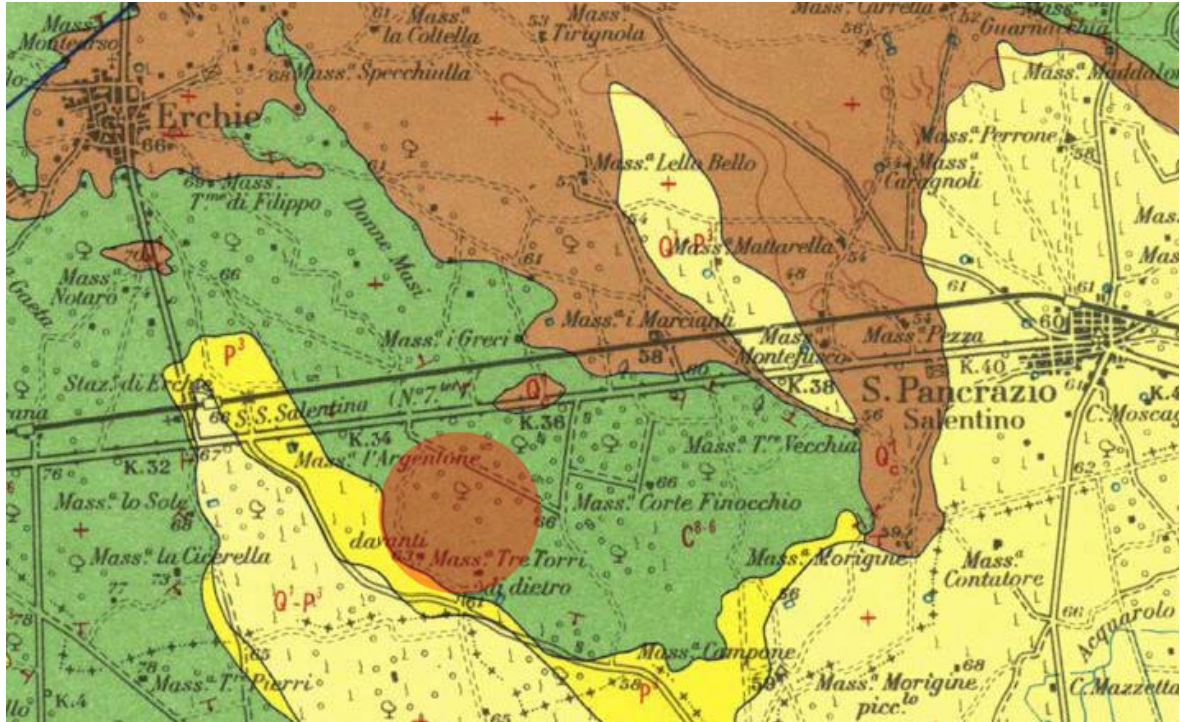
DA UN PUNTO DI VISTA GEOLOGICO, IL RILIEVO HA EVIDENZIATO NELL'AREA IN ESAME L'ESISTENZA IN AFFIORAMENTO DI UNA SOLA FORMAZIONE.

SI TRATTA DI UNA POTENTE SUCCESSIONE CARBONATICA DI PIATTAFORMA COSTITUITA DA STRATI E BANCHI DI CALCARI E CALCARI DOLOMITICI DEL CRETACEO SUPERIORE. TALE SUCCESSIONE, CHE COSTITUISCE IL DEPOSITO PIÙ ANTICO DELL'AREA, È RIPORTATA NELLA CARTOGRAFIA GEOLOGICA UFFICIALE (FOGLIO 214) NELL'UNITÀ INFORMALE DEI "CALCARI DI MELISSANO". PER LE ANALOGIE NEI CARATTERI DI LITOFACIES E IN ACCORDO CON LA BIBLIOGRAFIA GEOLOGICA PIÙ RECENTE (CIARANFI ET ALII, 1988), TALE FORMAZIONE VERRÀ INDICATA COME CALCARI DI ALTAMURA.

TALE FORMAZIONE È COSTITUITA DA CALCARI BIOCLASTICI, BIANCHI O GRIGIASTRI DI NORMA SUB-CRISTALLINI E TENACI, A LUOGHI LAMINARI, NEI QUALI SI INTERCALANO LIVELLI DI CALCARI DOLOMITICI E DOLOMIE GRIGIO-SCURE O NOCCIOLA. LA PERCENTUALE DI DOLOMIA AUMENTA IN GENERE GRADUALMENTE CON LA PROFONDITÀ. ESSA SI PRESENTA CON UN GRADO DI FRATTURAZIONE E CARSIFICAZIONE DA ELEVATO A BASSO. DA UN PUNTO DI VISTA PETROGRAFICO QUESTI CALCARI SONO COSTITUITI IN PREVALENZA DA MICRITI PIÙ O MENO FOSSILIFERE ED INTRACLASTICHE, RARAMENTE DA BIOMICRITI. IN QUESTE ULTIME IL CONTENUTO IN MACROFOSSILI È RAPPRESENTATO DA FRAMMENTI DI MOLLUSCHI E DA RUDISTE ANCHE DI NOTEVOLE DIMENSIONI. IN ALCUNI CAMPIONI NELLA MASSA DI FONDO MICRITICA SONO EVIDENTI PLAGHE CHIARE DOVUTE A CALCITE CRISTALLINA A GRANA FINE O FINISSIMA. LA STRATIFICAZIONE È SEMPRE EVIDENTE CON STRATI DI SPESSORE VARIABILE DA 20 A 50 CM, TALORA SI RINVENGONO BANCHI FINO A 1.5 METRI, MENTRE LE PENDENZE SONO ESTREMAMENTE BASSE CON ANGOLI CHE RARAMENTE SUPERANO I 10°. LO STILE È CARATTERIZZATO DA UN ANDAMENTO A PIEGHE AD AMPIO RAGGIO DI CURVATURA. IN BASE AI DATI FORNITI DALL'AGIP, IN SEGUITO ALLA PERFORAZIONE PETROLIFERA VICINO UGENTO, LO SPESSORE MASSIMO DELLA FORMAZIONE SI AGGIRA INTORNO AI 640 METRI.

L'ORIGINE È BIOCHIMICA PER I CALCARI E SECONDARIA PER LE DOLOMIE.

PER QUANTO RIGUARDA IL LORO AMBIENTE DEPOSIZIONALE, ESSO È DI MARE POCO PROFONDO, DI PIATTAFORMA INTERNA; INOLTRE, DATA L'ELEVATA POTENZA DELLA SUCCESSIONE, APPARE CHIARO CHE L'AMBIENTE DI SEDIMENTAZIONE HA POTUTO MANTENERSI PRESSOCHÉ IMMUTATO PER EFFETTO DI UNA COSTANTE SUBSIDENZA.



**FIGURA 6: STRALCIO DELLA CARTA GEOLOGICA D'ITALIA – GALLIPOLI FOLGIO 214 – IN ROSSO L'AREA DI INTERESSE**

### **1.2.1. IDROGEOLOGIA**

DAL PUNTO DI VISTA IDROGEOLOGICO, SI È APPURATA LA PRESENZA DI UNA SOLA FALDA ACQUIFERA PROFONDA CONOSCIUTA COME FALDA COSTIERA O CARSICA AD UNA PROFONDITÀ DI CIRCA 50 M.

### **1.2.2. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE**

IL PROGRAMMA D'INDAGINI GEOGNOSTICHE, PER LA REDAZIONE DEL PRESENTE PROGETTO DEFINITIVO, ELABORATO DAL GEOLOGO DOTT. MARCELLO DE DONATIS, È STATA ESEGUITA IN OTTEMPERANZA AL D.M. 17/01/2018 E AL D.M. LL. PP. DEL 11/03/1988.

TALE ATTIVITÀ È STATA CONDOTTA ESEGUENDO:


- UN RILIEVO DI SUPERFICIE FINALIZZATO ALL'INQUADRAMENTO GEO-MORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO;
- DUE PROFILI SISMICI A RIFRAZIONE PER CARATTERIZZARE MECCANICAMENTE IL LITOTIPO FONDALE, ESEGUITI IL PRIMO PER UNA LUNGHEZZA DI 44 METRI, IL SECONDO DI 33 METRI;
- UN PROFILO SISMICO PASSIVO PER INDIVIDUARE LA CATEGORIA SISMICA DI SUOLO.

PER MAGGIORI DETTAGLI SUI RISULTATI SI RIMANDA ALLA RELAZIONE GEOLOGICA REDATTA DAL GEOLOGO DOTT. MARCELLO DE DONATIS, DOCUMENTO CHE COSTITUISCE PARTE INTEGRANTE DELLA PRESENTE RELAZIONE GEOTECNICA.

### **1.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI**

LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE È STATA REDATTA SULLA BASE DELL'INTERPRETAZIONE DELLE SPECIFICHE PROVE IN SITO. DAI RISULTATI DELLE INDAGINI GEOLOGICHE E DALLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA SI SONO DESUNTE LE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE PER LE UNITÀ LITOSTRATIGRAFICHE INTERESSATE DALLA COSTRUZIONE DELL'OPERA.

**TABELLA 3: CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI SUBSTRATI RINVENUTI NEL SITO DI INTERESSE**

2 calcare	
Classificazione	Roccia
Fill 	
<b>Pesi</b>	
Peso specifico del terreno naturale ( $\gamma$ )	<daN/cm <sup>3</sup> > 0.0022
<b>Parametri plastici</b>	
Angolo di attrito efficace ( $\phi'$ )	<grad> 35
Coesione efficace (c')	<daN/cm <sup>2</sup> > 0.35
<b>Caratteristiche litostatiche</b>	
Grado di sovraconsolidazione (OCR)	
Coeff. di spinta a riposo ( $\kappa_0$ )	0.43
<b>Parametri elastici</b>	
<input checked="" type="checkbox"/> Usa le impostazioni seguenti:	
Modulo elastico normale (E)	<daN/cm <sup>2</sup> > 90000
Modulo elastico tangenziale (G)	<daN/cm <sup>2</sup> > 31915
Esponente del parametro tensionale ( $I_p$ )	0
Coeff. di Poisson ( $\nu$ )	0.43
Modulo edometrico ( $E_{ed}$ )	<daN/cm <sup>2</sup> > 63830

**N.B.: CON IL PROGETTO ESECUTIVO SARANNO ESEGUITE INDAGINI GEOGNOSTICHE SU OGNI SITO DI COSTRUZIONE, CON RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI CARATTERI GEOTECNICI DEI VARI LITOTIPI RISCONTRATI IN QUESTA FASE DI INDAGINE.**

AVENDO RISCONTRATO CHE L'INDAGINE GEOFISICA DI RIFERIMENTO HA EVIDENZIATO PER L'AREA IN ESAME UNA PROFONDITÀ DEL BEDROCK RIGIDO INFERIORE A 3 M, SI RICAVA UNA ATTRIBUZIONE ALLA CATEGORIA DI SUOLO "A" DI [1]:

"AMMASSI ROCCIOSI AFFIORANTI O TERRENI MOLTO RIGIDI CARATTERIZZATI DA VALORI DI VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO SUPERIORI A 800 M/§, EVENTUALMENTE COMPREDENTI IN SUPERFICIE TERRENI DI CARATTERISTICHE MECCANICHE PIÙ SCADENTI CON SPESSORE MASSIMO PARI A 3 M"

## 2. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI

LE VERIFICHE DELLA SICUREZZA IN FONDAZIONE SONO CONDOTTE NEI RIGUARDI DELLO STATO LIMITE ULTIMO E DELLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO.

LE VERIFICHE NEI RIGUARDI DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) PREVISTE DALLA NORMATIVA SONO:

**EQU:** PERDITA DI EQUILIBRIO DELLA STRUTTURA, DEL TERRENO O DELL'INSIEME TERRENO-STRUTTURA, CONSIDERATI COME CORPI RIGIDI;

**STR:** RAGGIUNGIMENTO DELLA RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI, COMPRESI GLI ELEMENTI DI FONDAZIONE;

**GEO:** RAGGIUNGIMENTO DELLA RESISTENZA DEL TERRENO INTERAGENTE CON LA STRUTTURA CON SVILUPPO DI MECCANISMI DI COLLASSO DELL'INSIEME TERRENO-STRUTTURA;

**ULP:** PERDITA DI EQUILIBRIO DELLA STRUTTURA O DEL TERRENO, DOVUTA ALLA SOTTO-SPINTA DELL'ACQUA (GALLEGGIAMENTO);

**HYD:** EROSIONE E SIFONAMENTO DEL TERRENO DOVUTA A GRADIENTI IDRAULICI.

**VERIFICHE EQU:** L'EDIFICIO È SOGGETTO AD AZIONI DI TIPO VERTICALE E ORIZZONTALE. COME SI EVINCE DAL DIAGRAMMA DELLE PRESSIONI SUL TERRENO DI FONDAZIONE, QUESTE ULTIME SONO TUTTE DI COMPRESSIONE. PERTANTO ESSENDO LE PRESSIONI DI COMPRESSIONE, SICURAMENTE NON SI HANNO FENOMENI DI PERDITA DI EQUILIBRIO DELLA STRUTTURA.

**VERIFICHE STR:** LE VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DI FONDAZIONE SONO STATE ESEGUITE CONTESTUALMENTE ALLA VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN ELEVAZIONE. LE RELATIVE VERIFICHE SONO RIPORTATE NELLA RELAZIONE DI CALCOLO;

**VERIFICHE GEO:** LE VERIFICHE DI RESISTENZA DEL TERRENO INTERAGENTE CON LA STRUTTURA SONO CONDOTTE CONFRONTANDO I VALORI DI RESISTENZA CON QUELLI DI PROGETTO, SECONDO L'**APPROCCIO 2**, COME RIPORTATO NELLE PAGINE SEGUENTI.

**VERIFICHE UPL E HYD :** POICHÉ NEL TERRENO DI FONDAZIONE RISCOSTRATO IN SITO NON VI È LA PRESENZA DI FALDA AFFIORANTE E/O SUPERFICIALE, NON SI HANNO FENOMENI DI GALLEGGIAMENTO O DI SIFONAMENTO.

## 2.1. VERIFICHE GEO

LA VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO INTERAGENTE CON LA STRUTTURA È CONDOTTA CON L'APPROCCIO 1 CON LA COMBINAZIONE (A2 + M2 + R2). MEDIANTE TALE APPROCCIO I PARAMETRI DI RESISTENZA DEL TERRENO SONO RIDOTTI TRAMITE I COEFFICIENTI DEL GRUPPO M2 E LA RESISTENZA GLOBALE DEL SISTEMA TRAMITE I COEFFICIENTI  $\gamma_R$  DEL GRUPPO R2; NELL'USO DI QUESTA COMBINAZIONE, LE AZIONI DI PROGETTO IN FONDAZIONE DERIVANO DA ANALISI STRUTTURALI CHE DEVONO ESSERE SVOLTE IMPIEGANDO I COEFFICIENTI PARZIALI DEL GRUPPO A2. PER LA VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE RISULTA ESSERE:

$$\gamma_R = 1.80$$

**Tabella 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.4.I** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

## 2.2. VERIFICHE STR

LA VERIFICA DI RESISTENZA DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE È CONDOTTA CON L'APPROCCIO 1 IN COMBINAZIONE 1 (A1 + M1 + R1) CONSIDERANDO TUTTE LE VARIE COMBINAZIONI DI CARICO AGENTI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE, COMPRESSE LE COMBINAZIONI DI CARICO DERIVANTI DALLA PRESENZA DELL'AZIONE SISMICA. MEDIANTE TALE APPROCCIO I PARAMETRI DI RESISTENZA DEL TERRENO SONO RIDOTTI TRAMITE I COEFFICIENTI DEL GRUPPO M1 E LA RESISTENZA GLOBALE DEL SISTEMA TRAMITE I COEFFICIENTI  $\gamma_R$  DEL GRUPPO R1; NELL'USO DI QUESTA COMBINAZIONE, LE AZIONI DI

PROGETTO IN FONDAZIONE DERIVANO DA ANALISI STRUTTURALI CHE DEVONO ESSERE SVOLTE IMPIEGANDO I COEFFICIENTI PARZIALI DEL GRUPPO **A1**. È UTILE PRECISARE CHE IL COEFFICIENTE **A1**, IN CAMPO SISMICO, ASSUME VALORE UNITARIO.

PER LA VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE RISULTA ESSERE:

$$\gamma_R = 1.00$$

**Tabella 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.4.I** – Coefficienti parziali  $\gamma_s$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

L'AZIONE DEL SISMA SI TRADUCE IN ACCELERAZIONI NEL SOTTOSUOLO (EFFETTO CINEMATICO) E NELLA FONDAZIONE, PER L'AZIONE DELLE FORZE D'INERZIA GENERATE NELLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE (EFFETTO INERZIALE). NELL'ANALISI PSEUDO-STATICA, MODELLANDO L'AZIONE SISMICA ATTRAVERSO LA SOLA COMPONENTE ORIZZONTALE, TALI EFFETTI POSSONO ESSERE PORTATI IN CONTO MEDIANTE L'INTRODUZIONE DI COEFFICIENTI SISMICI RISPETTIVAMENTE DENOMINATI  $K_{HI}$  E  $K_{HK}$ , IL PRIMO DEFINITO DAL RAPPORTO TRA LE COMPONENTI ORIZZONTALE E VERTICALE DEI CARICHI TRASMESSI IN FONDAZIONE ED IL SECONDO FUNZIONE DELL'ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA AL SITO. I COEFFICIENTI SISMICI DEFINISCONO, QUINDI, L'ALIUOTA DI PESO ECCITATO DAL SISMA. NEL CASO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI È LECITO, IN ACCORDO ALLE PRESCRIZIONI DEL D.M. 17/01/2018 E DELLA CIRCOLARE N.7 DEL 12/02/2019, CONSIDERARE UNA RIDUZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI. TALE AFFERMAZIONE È GIUSTIFICATA DAL FATTO CHE LE FONDAZIONI SUPERFICIALI, DOTATE DI INERZIA, SONO SOGGETTE NON ALLA TOTALITÀ DELL'AZIONE SISMICA MA SOLO AD UNA SUA FRAZIONE. TALE FRAZIONE È DEFINITA DA UN COEFFICIENTE RIDUTTIVO BS (SEMPRE MINORE DI 0,30) CHE TIENE IN

CONTO I POTENZIALI MECCANISMI DUTTILI IN GRADO DI SVILUPParsi ALL'INTERFACCIA TERRENO-FONDAZIONE.

### 2.3. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

LA TIPOLOGIA DI FONDAZIONE PRESCELTA È LA PLATEA CONTINUA SU CUI SI ATTESTANO LE PARERTI CONTROTERRA E I PILASTRI.

LA VERIFICA DI STABILITÀ DELL'INSIEME TERRENO-FONDAZIONE AVVIENE MEDIANTE LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE  $Q_{LIM}$ , LA QUALE RAPPRESENTA LA PRESSIONE MASSIMA CHE UNA FONDAZIONE PUÒ TRASMETTERE AL TERRENO IN RELAZIONE AI TRE MECCANISMI DI ROTTURA FONDAMENTALI: ROTTURA GENERALE, ROTTURA LOCALE E PUNZONAMENTO.

PER QUANTO RIGUARDA I TRE MECCANISMI DI ROTTURA SOPRA MENZIONATI, È POSSIBILE OSSERVARE CHE NEL CASO DI TERRENO DENSO (O COMPATTO) I PIANI DI ROTTURA SI ESTENDONO FINO A RAGGIUNGERE LA SUPERFICIE DEL PIANO CAMPAGNA (ROTTURA GENERALE), NEL CASO DI MATERIALE SCIOLTO (O POCO CONSISTENTE) LE SUPERFICI DI ROTTURA INTERESSANO SOLO LA ZONA IN PROSSIMITÀ DEL CUNEO SOTTOSTANTE LA FONDAZIONE E NON SI ESTENDONO LATERALMENTE (ROTTURA LOCALE); NEL CASO DI MATERIALE MOLTO SCIOLTO (O MOLLE) LE SUPERFICI DI ROTTURA COINCIDONO PRATICAMENTE CON LE FACCE LATERALI DEL CUNEO (PUNZONAMENTO). ATTUALMENTE NON SI DISPONE DI CRITERI QUANTITATIVI PER INDIVIDUARE A PRIORI IL TIPO DI MECCANISMO DI ROTTURA, ANCHE SE ESISTONO INDICAZIONI A LIVELLO QUALITATIVO PER IDENTIFICARE IL TIPO DI ROTTURA PIÙ PROBABILE. AD OGGI, NON SONO REPERIBILI IN LETTERATURA SOLUZIONI ANALITICHE PER LO STUDIO DEL MECCANISMO DI ROTTURA LOCALE, MENTRE ESISTONO NUMEROSE SOLUZIONI ANALITICHE PER LA STIMA DEL CARICO LIMITE PER LO SCHEMA DI ROTTURA GENERALE.

I DUE PRINCIPALI STUDI TEORICI PER IL CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE, DAI QUALI DERIVA LA MAGGIOR PARTE DELLE SOLUZIONI PROPOSTE SUCCESSIVAMENTE, SONO STATI CONDOTTI DA PRANDTL (1920) E TERZAGHI (1943), PER FONDAZIONE NASTRIFORME (PROBLEMA PIANO) UTILIZZANDO IL METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE (SOLUZIONE A VANTAGGIO DI SICUREZZA). ENTRAMBI SCHEMATIZZANO IL TERRENO COME UN MEZZO CONTINUO, OMOGENEO E ISOTROPO, A COMPORTAMENTO RIGIDO PLASTICO E PER IL QUALE VALE IL CRITERIO DI ROTTURA DI MOHR-COULOMB.

NON ESISTE, ATTUALMENTE ALCUN METODO PER DETERMINARE, SE NON QUALITATIVAMENTE, LA CAPACITÀ PORTANTE DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE; OGNI METODO PROPOSTO IN LETTERATURA È CARATTERIZZATO DA VALIDAZIONE SPERIMENTALE E SI RIFERISCE A PARTICOLARI MODELLI DI FONDAZIONE. NE CONSEGUE CHE NON ESISTE UN METODO ESATTO PER LA DETERMINAZIONE DELLA SU UN TERRENO REALE, MA SOLO UNA FAMIGLIA DI FORMULE APPROSSIMATE TRINOMIE. IN PARTICOLARE LA FORMULAZIONE GENERALE, PROPOSTA DA VESIC NEL 1975 E DI SEGUITO RIPROPOSTA, È UNA FORMULA TRINOMIA OTTENUTA, PER SOVRAPPOSIZIONE DI EFFETTI, DALLA SOMMA DI TRE COMPONENTI, CHE RAPPRESENTANO RISPETTIVAMENTE I CONTRIBUTI DI: COESIONE E ATTRITO INTERNO DI UN TERRENO PRIVO DI PESO E DI SOVRACCARICHI; ATTRITO INTERNO DI UN TERRENO PRIVO DI PESO MA SOTTOPOSTO ALL'AZIONE DI UN SOVRACCARICO  $Q$ ; ATTRITO INTERNO DI UN TERRENO DOTATO DI PESO E PRIVO DI SOVRACCARICO. OGNI COMPONENTE VIENE CALCOLATA IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AL CONTORNO MEDIANTE L'APPLICAZIONE FATTORI CORRETTIVI COSÌ DENOMINATI: FATTORE DI FORMA, FATTORE DI CAPACITÀ PORTANTE, FATTORE DI PROFONDITÀ, FATTORE DI INCLINAZIONE DEL CARICO, FATTORE DI INCLINAZIONE DELLA BASE, FATTORE DI INCLINAZIONE DEL PIANO CAMPAGNA.



SI RIPORTA DI SEGUITO LA FORMULAZIONE GENERALE PER LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI PROPOSTA DA VESIC NEL 1975.

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

DOVE:

$N_c, N_q, N_\gamma$	fattore di capacità portante
$s_c, s_q, s_\gamma$	fattore di forma
$d_c, d_q, d_\gamma$	fattore di profondità
$g_c, g_q, g_\gamma$	fattore di inclinazione del pino campagna
$b_c, b_q, b_\gamma$	fattore di inclinazione della base
$i_c, i_q, i_\gamma$	fattore di inclinazione del carico

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi} \cdot \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi$$

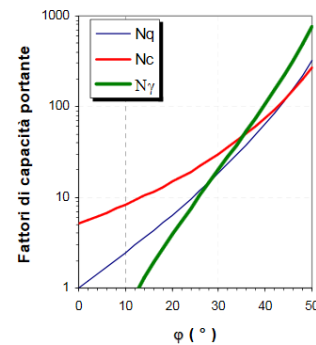


FIGURA 7 – FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE, TERZAGHI 1943

Valore di $\phi$	$d_c$	$d_q$	$d_\gamma$
$\phi = 0$	$\frac{D}{B'} \leq 1$	$1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B'}$	
argilla saturata in condizioni non drenate	$\frac{D}{B'} > 1$	$1 + 0,4 \cdot \arctan \left( \frac{D}{B'} \right)$	1
$\phi > 0$		$\frac{D}{B'} \leq 1$	$1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot \frac{D}{B'}$
sabbia e argilla in condizioni drenate	$d_q = \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\frac{D}{B'} > 1$	$1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot \arctan \left( \frac{D}{B'} \right)$

FIGURA 8 – FATTORI DI PROFONDITÀ, VESIC 1975

Terreno	$i_e$	$i_q$	$i_r$
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$1 - \frac{m \cdot H}{B' \cdot L \cdot c' \cdot N_c}$	1	1
$c > 0, \phi > 0$ argilla in condi- zioni drenate	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\left[ 1 - \frac{H}{V + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right]^{m+1}$	$\left[ 1 - \frac{H}{V + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right]^{m+1}$
$c = 0$ sabbia	-	$\left( 1 - \frac{H}{V} \right)^m$	$\left( 1 - \frac{H}{V} \right)^{m+1}$
$m = m_L \cdot \cos^2 \vartheta$ $+ m_B \cdot \sin^2 \vartheta$	$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$	$m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$	$\vartheta$ è l'angolo fra la direzione del carico proiettata sul piano di fon- dazione e la direzione di L

**FIGURA 9 – FATTORI DI INCLINAZIONE CARICO, VESIC 1975**

$b_e$	$b_q$	$b_r$
$b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$

**FIGURA 10 – FATTORI DI INCLINAZIONE DELLA BASE, HANSEN 1970**

LA VERIFICA DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI IN CAMPO SISMICO SI SVOLGE, IN ACCORDO ALLE PRESCRIZIONI DEL D.M. 17/01/2018 E DELLA CIRCOLARE N. 7 DEL 12/02/2019, CONSIDERANDO CHE L'AZIONE SISMICA VIENE EQUIPARATA AD UNA FORZA DI INTENSITÀ COSTANTE NEL TEMPO, CALCOLATA USUALMENTE COME FRAZIONE DEL PESO DELL'OPERA. GLI EFFETTI INERZIALI E CINEMATICI VENGONO INGLOBATI ALL'INTERNO DEI COEFFICIENTI SISMICI  $K_{HI}$  E  $K_{HK}$  E DEL COEFFICIENTE RIDUTTIVO BS. IN PARTICOLARE L'EFFETTO INERZIALE PRODUCE VARIAZIONI DI TUTTI I COEFFICIENTI DI CAPACITÀ PORTANTE DEL CARICO LIMITE IN FUNZIONE DEL COEFFICIENTE SISMICO  $K_{HI}$  E VIENE PORTATO IN CONTO IMPIEGANDO LE FORMULE COMUNEMENTE ADOTTATE PER CALCOLARE I COEFFICIENTI CORRETTIVI DEL CARICO LIMITE IN FUNZIONE DELL'INCLINAZIONE, RISPETTO ALLA VERTICALE, DEL CARICO AGENTE SUL PIANO DI POSA. L'EFFETTO CINEMATICO MODIFICA IL SOLO COEFFICIENTE  $N_c$  IN FUNZIONE DEL COEFFICIENTE SISMICO  $K_{HK}$ ; IL FATTORE  $N_c$  VIENE QUINDI MOLTIPLICATO SIA PER IL COEFFICIENTE CORRETTIVO DELL'EFFETTO INERZIALE, SIA PER IL COEFFICIENTE CORRETTIVO PER L'EFFETTO CINEMATICO.

SI È RILEVATO CHE LE FORZE D'INERZIA GENERATE DALL'EVENTO SISMICO, CHE INTERESSANO LE MASSE DELLA SOVRASTRUTTURA E DEL TERRENO, IN PRESENZA DI LITOLOGIA SABBIOSA MODIFICANO SENSIBILMENTE QUELLA CHE È LA PORTATA DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE RISPETTO ALLA SUA NORMALE CONDIZIONE DI SOLLECITAZIONE STATICA. SONO PERTANTO STATI SVILUPPATI METODI SPECIFICI PER TENERE CONTO DI QUESTA SITUAZIONE; ALCUNI DI ESSI SI PROPONGONO DI VALUTARE LA PORTATA IN CONDIZIONI SISMICHE MANTENENDO LA STRUTTURA TRINOMIA MODIFICANDO I FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE RISPETTO AL CASO STATICO, MENTRE ALTRI CRITERI SONO STATI ELABORATI A PARTIRE DA APPROCCI DIVERSI. IL CRITERIO DI VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE IN ZONA SISMICA, UTILIZZATO NEL PRESENTE PROGETTO, È QUELLO DI PAOLUCCI E PECKER (1997), OVE SI AFFERMA CHE IL RUOLO GIOCATO DALL'INERZIA DEL TERRENO È PIUTTOSTO TRASCURABILE RISPETTO A QUELLO SVOLTO DALLE FORZE

SISMICHE TRASMESSE ALLA FONDAZIONE DALLA SOVRASTRUTTURA.

PAOLUCCI E PECKER (1997) BASANO LE LORO CONSIDERAZIONI SU UNA FONDAZIONE SOGGETTA A SFORZO NORMALE, TAGLIO ORIZZONTALE E MOMENTO TRASMESSO DALLA SOVRASTRUTTURA, OLTRE AI SOVRACCARICHI LATERALI Q ED ALLE FORZE D'INERZIA VERTICALI E ORIZZONTALI CHE NASCONO PER EFFETTO DEL SISMA SULLA MASSA DEL TERRENO. I RISULTATI OTTENUTI, SULLA BASE DELLA CLASSICA STRUTTURA TRINOMIA DI CAPACITÀ PORTANTE ALLA TERZAGHI (1943), FORNISCONO DEI COEFFICIENTI IN GRADO DI TENERE CONTO DEL CARICO ORIZZONTALE, DELL'INERZIA DEL SUOLO E DELL'ECCENTRICITÀ, MODIFICANDO IN TAL MODO LA CAPACITÀ PORTANTE STATICA DEL TERRENO. LA FORMULAZIONE DEFINITIVA RISULTA ESSERE LA SEGUENTE:

$$q_{lim,e} = q_{lim,s} \cdot v_h \cdot v_e \cdot v_i$$

CON I SEGUENTI COEFFICIENTI CORRETTIVI:

FORZA ORIZZONTALE:

$$v_h = \left(1 - \frac{T}{0,85 \cdot N}\right)^3$$

ECCENTRICITÀ DEL CARICO

$$v_e = \left(1 - \frac{e}{0,70 \cdot B}\right)^{1,8}$$

PER  $e/B \leq 0,30$

INERZIA DEL TERRENO

$$v_i = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0,35}$$

### 3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

NEL CORSO DELLA RELAZIONE SI È FATTO RIFERIMENTO A VARIE NORME E PUBBLICAZIONI TECNICHE ELENcate QUI DI SEGUITO. SI PRECISA CHE I NUMERI MANCANTI RIGUARDANO RIFERIMENTI CONTENUTI IN ARCHIVIO, NON UTILIZZATI NELLA PRESENTE RELAZIONE.

- [1] D.M. 17.01.2018 – AGGIORNAMENTO DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
- [2] CIRCOLARE N. 7/C.S.LL.PP. DEL 12/02/2019
- [3] LEGGE 5 NOVEMBRE 1971 N. 1086 - NORME PER LA DISCIPLINA DELLE OPERE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO ED A STRUTTURA METALLICA.
- [4] CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 14 FEBBRAIO 1974, N.11951 - “APPLICAZIONE DELLE NORME SUL CEMENTO ARMATO”.
- [5] CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 25 GENNAIO 1975, N.13229 - “L’IMPIEGO DI MATERIALI CON ELEVATE CARATTERISTICHE DI RESISTENZA PER CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO.
- [6] • C.N.R. - UNI 10011-97 - “COSTRUZIONI DI ACCIAIO: ISTRUZIONI PER IL CALCOLO, L’ESECUZIONE, IL COLLAUDO E LA MANUTENZIONE”.
- [7] • OPCM 3274 D.D. 20/03/2003 S.M.I. – “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 MODIFICHE E INTEGRAZIONI (OPCM 3431 03/05/05).
- [8] D.M.LL.PP. 20 NOVEMBRE 1987 – “NORME TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE, ESECUZIONE E COLLAUDO DEGLI EDIFICI IN MURATURA E PER IL LORO CONSOLIDAMENTO”.
- [9] CIRC. MIN.LL.PP. N.11951 DEL 14 FEBBRAIO 1992 - CIRCOLARE ILLUSTRATIVA DELLA LEGGE N. 1086.
- [10] D.M. 14 FEBBRAIO 1992 - NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN CEMENTO ARMATO NORMALE, PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE.
- [11] CIRC. MIN.LL.PP. N.37406 DEL 24 GIUGNO 1993 – ISTRUZIONI RELATIVE ALLE NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN C.A. NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE DI CUI AL D.M. 14 FEBBRAIO 1992.
- [12] D.M. 9 GENNAIO 1996 – NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE.
- [13] CIRC. MIN. LL.PP. 15.10.1996 n.252 AA.GG./S.T.C. - ISTRUZIONI PER L’APPLICAZIONE DELLE «NORME TECNICHE PER IL CALCOLO E L’ESECUZIONE ED IL COLLAUDO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE» DI CUI AL D.M. 09.01.1996.
- [14] D.M. 16 GENNAIO 1996 – NORME TECNICHE RELATIVE AI CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI E DEI CARICHI E SOVRACCARICHI
- [15] CIRC. MIN.LL.PP. N.156AA.GG./S.T.C. DEL 4 LUGLIO 1996 – 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 GENNAIO 1996.
- [16] D.M. 16.1.1996 - NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE
- [17] CIRC. MIN. LL.PP. 10.4.1997, n. 65 - ISTRUZIONI PER L’APPLICAZIONE DELLE "NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE" DI CUI AL D.M. 16 GENNAIO 1996
- [18] EUROCODICE 1 - BASI DI CALCOLO ED AZIONI SULLE STRUTTURE
- [19] EUROCODICE 2 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI CALCESTRUZZO
- [20] EUROCODICE 3 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI ACCIAIO



D. E. A.  
ING. GIOVANNI LUCA D'AMATO

VIA BENEDETTO CROCE, 23 – 73100 – LECCE  
TEL. 0832 194 07 01 – FAX 0832 194 07 02

Email: gl.damato@associatidea.com  
PEC: giovanniluca.damato@ingpec.eu



**S.T.C. s.r.l.**  
Via Vito Mario Stampacchia, 48 – 73100 Lecce  
Direttore Tecnico: Ing. Fabio Calcarella

---

[21] EUROCODICE 4 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO



D. E. A.  
ING. GIOVANNI LUCA D'AMATO

VIA BENEDETTO CROCE, 23 – 73100 – LECCE  
TEL. 0832 194 07 01 – FAX 0832 194 07 02

Email: gl.damato@associatidea.com  
PEC: giovanniluca.damato@ingpec.eu



S.T.C. s.r.l.  
Via Vito Mario Stampacchia, 48 – 73100 Lecce  
Direttore Tecnico: Ing. Fabio Calcarella

- [22] EUROCODICE 5 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI LEGNO
- [23] EUROCODICE 6 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI MURATURA
- [24] EUROCODICE 7 - PROGETTAZIONE GEOTECNICA
- [25] EUROCODICE 8 -INDICAZIONI PROGETTUALI PER LA RESISTENZA SISMICA DELLE STRUTTURE

LECCE, APRILE 2020

ING, GIOVANNI LUCA D'AMATO

---

**ALLEGATI ALLA RELAZIONE GEOTECNICA:**

RELAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI INDIRETTE PROFONDE ESEGUITE CON IL SOFTWARE MODEST  
VER. 8.22.