



Comune di Molfetta
Settore Territorio

Comune di Molfetta
Piano Particolareggiato
Comparto edificatorio n. 17 sub A + sub B

Responsabile Unico del Procedimento
ing. Alessandro Binetti

Progettazione Settore Territorio
geom. Luciano Mezzina

Supporto alla progettazione
geom. Alessandro de Robertis

Geologo
dott. Paolo Morelli

**relazione geologica, geomorfologica
idrogeologica e geologico-tecnica**

C

L'Assessore all'Urbanistica
Avv. Pietro Mastropasqua

Il Sindaco
Tommaso Minervini

COMUNE DI MOLFETTA

PROGETTO:

**VARIANTE AL PIANO DI ZONA EX LEGGE
167/62 COMPARTO EDILIZIO N.17 DI P.R.G.C.
SUB COMPARTO A E B**

ELABORATO:
**RELAZIONE GEOLOGICA,
GEOMORFOLOGICA, IDROGEOLOGICA E
GEOLOGICO-TECNICA**

PROGETTAZIONE:
SETTORE TERRITORIO
ING. ALESSANDRO BINETTI
GEOM. LUCIANO MEZZINA

Bari, gennaio '19

REDATA DA:
GEOLOGO PAOLO
MORELLI



INDICE

PREMESSA.....	3
1 NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO...8	
3 PLUVIOMETRIA.....	15
4 ELABORAZIONI SISMICHE	23
5 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI TERRENI, CATEGORIA SUOLO, MODELLAZIONE SISMICA	24
6 PERICOLOSITÀ GEOLOGICA LOCALE.....	29
7 CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE TERRENO DI FONDAZIONE	30
8 VALUTAZIONE DELLE RESISTENZE DI PROGETTO E TIPOLOGIE FONDAZIONALI ADOTTATE.....	32
9 CONCLUSIONI	36

PREMESSA

Facendo seguito all'incarico conferitomi dall'Amministrazione Comunale di Molfetta con Determinazione Dirigenziale del Settore Territorio n. 208 del 06/12/2018 e n. generale 1403, il tecnico scrivente riporta i risultati derivanti dai sopralluoghi per i rilievi geologici, geomeccanici e geomorfologici e dai dati pluviometrici e dall'elaborazione di dati geotecnici e la comparazione con le indagini sismiche indirette eseguite da terzi in Progetti similari a quello in epigrafe in zone limitrofe all'area in oggetto [(1) *COMUNE DI MOLFETTA PIANO DI ZONA 167/62 COMPARTO EDIFICATORIO N. 17 SUB A - Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e geologico-tecnica, datata Novembre 2015, a firma del Geologo dott.ssa Tiziana de Razza; (2) PROGETTO DI PIANO DI LOTTIZZAZIONE PRIVATA PER LA RISTRUTTURAZIONE URBANISTICA DELLE VOLUMETRIE ESISTENTI ALL'INTERNO DEL COMPARTO EDILIZIO N.17, Relazione geologica – geomorfologica idrogeologica e geotecnica, datata Novembre 2014 – a firma del Geologo Ignazio L. Mancini*] sita in agro di Molfetta, sulla quale insiste il Comparto Edificatorio N. 17 Sub Comparti A e B di PRGC, individuato alle coordinate WGS84 X: 16.5828, Y: 41.2026 [Fig. 1, 2, 3].

La variante attuale al Piano di Comparto [Fig. 1], che inizialmente prevedeva la realizzazione dello stesso Progetto più a NE di circa 220 metri, è ubicata a quote variabili da + 9.00 m. a + 15.00 m. s.l.m., nella zona di ponente del centro abitato di Molfetta, compreso tra strada vicinale Fondo Favale e via Cavalieri di Vittorio Veneto, nel Rione "Arbusto"; si precisa, inoltre, che in fase di sopralluogo si è individuato lo sviluppo della rete fognaria con andamento trasversale rispetto via Cavalieri di Vitt. Veneto e vic.le Fondo Favale (Fig. 3 – Ortofoto).

Gli studi menzionati hanno permesso di ottenere:

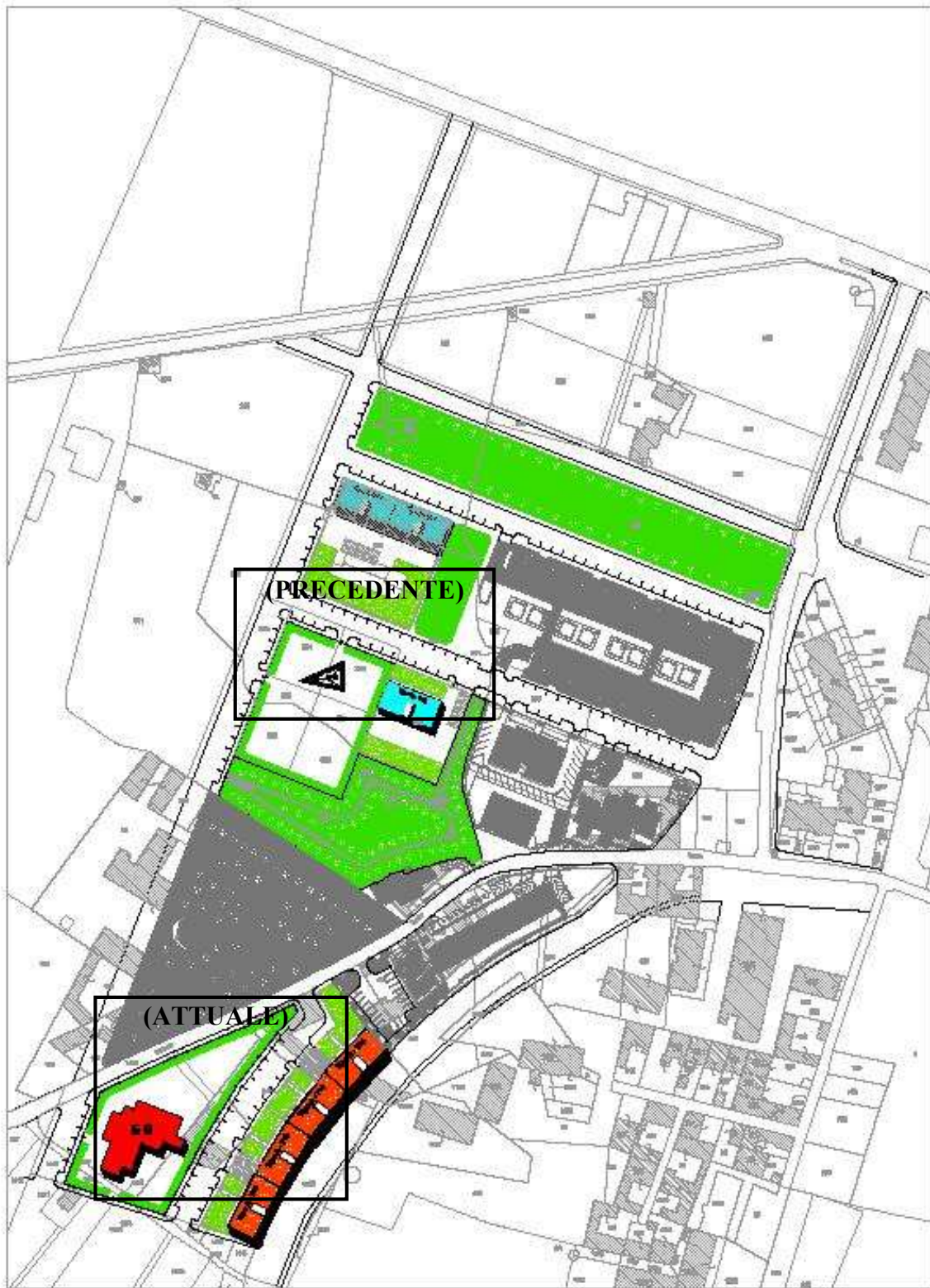
1. l'identificazione delle formazioni e dei litotipi presenti nel sito;
2. la ricostruzione stratigrafica, geomorfologica e idrogeologica dell'area;
3. la definizione della "categoria di suolo di fondazione" attraverso l'elaborazione d'indagini sismiche indirette limitrofe l'area in esame;
4. i parametri meccanici mediante criterio di resistenza di Hoek-Brown con sviluppo Mohr-Coulomb.

Si ricorda che nel caso specifico, in base all'Art.2 del DM 17 gennaio 2018, è possibile continuare ad applicare le previgenti norme tecniche (NTC 2008) perché trattasi di progetti definitivi o esecutivi già affidati prima della data di entrata in vigore delle NTC 2018.

1 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il quadro normativo di riferimento:

- Decreto Ministeriale 14.01.2008;
- Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- Circolare 2 febbraio 2009. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007;
- Presidenza del Consiglio dei Ministri, Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003;
- Decreto Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n.380;
- Decreto Presidente della Repubblica 5 Giugno 2001, n. 328;
- Piano di Assetto Idrogeologico e Norme tecniche di attuazione dell'AdB Puglia;
- Regolamento urbanistico del Comune di Molfetta (BA).



**FIG. 1 – PROGETTO VARIANTE (ATTUALE) E PRECEDENTE
AL PIANO DI ZONA COMPARTO EDILIZIO 17 SUB A, B.**

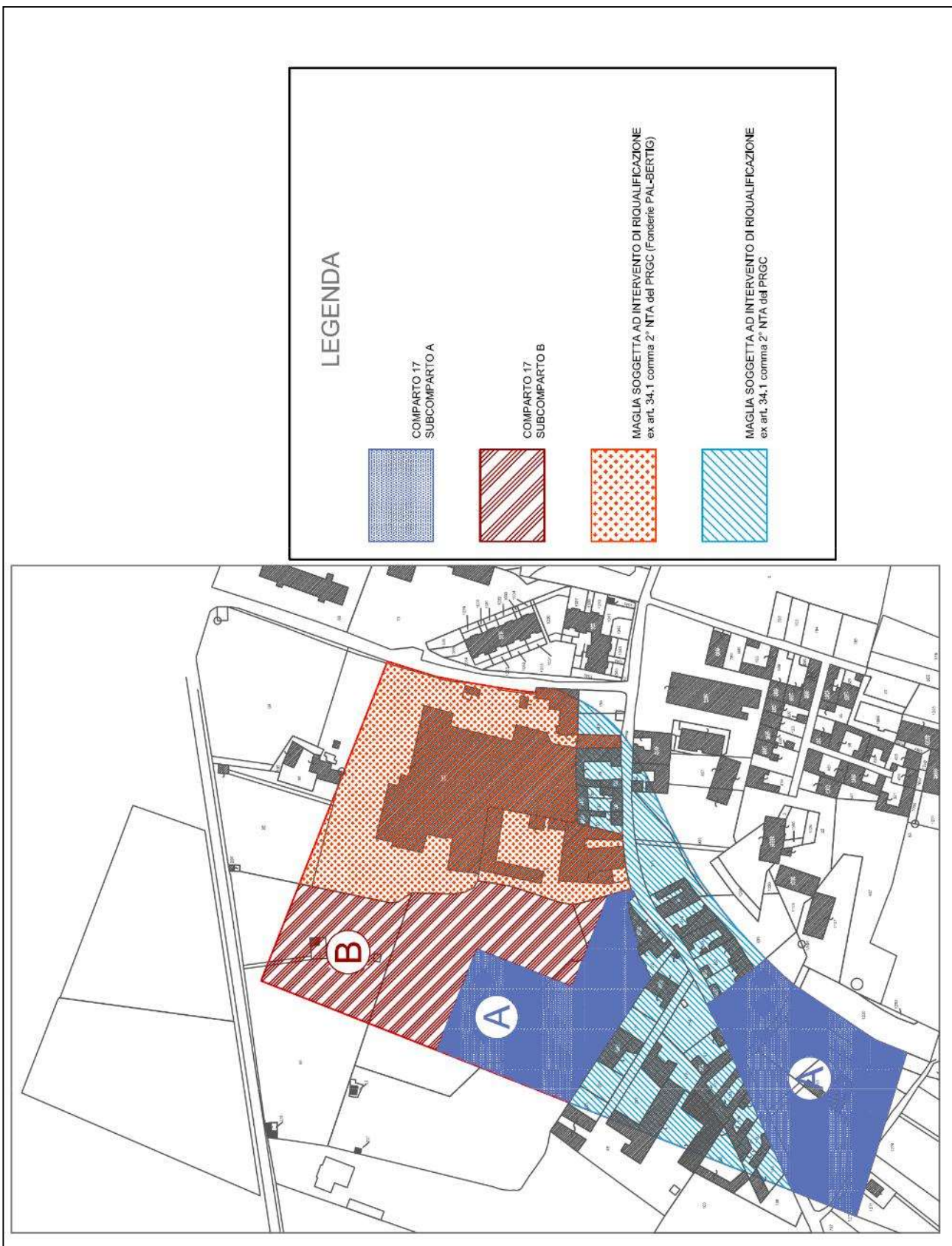


FIG. 2 - PIANO DEL COMPARTO 17.



**FIG. 3 – ORTOFOTO AREA OGGETTO D'INTERVENTO
CON IN ROSSO ANDAMENTO RETE FOGNARIA.**

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

In data 19, 20 e 28 dicembre 2018, sono stati effettuati i sopralluoghi per la definizione dell'assetto geologico, geomorfologico e idrogeologico del sito d'interesse.

L'area in oggetto, ubicata nella zona di ponente del Comune di Molfetta, è caratterizzata in affioramento da rocce carbonatiche di età Cretacea, il Calcarea di Bari. Localmente la serie calcarea è costituita da un'alternanza monotona di strati calcarei bianco-grigiastri e subordinatamente da calcari dolomitici di colore grigio-avana dello spessore variabile da qualche decimetro fino al metro, a tessitura omogenea, di norma tenaci e compatti. A tratti, nell'ambito di ciascuno strato sono evidenti veli argillosi di terra bruno-rossastra. La roccia mostra di aver subito, in passato, sollecitazioni di compressione e di trazione che hanno sconvolto l'originaria tessitura e struttura tabulare. Sono evidenti infatti delle deboli pieghe. A luoghi, sono presenti con mancanza assoluta di continuità areale, come materiale di interstrato o come riempimento di microcavità e fratture, modesti depositi di argille verdastre e sedimenti calcarenitici dotati di discreti caratteri di compressibilità.

Il sito si trova a quote variabili da + 9.00 m. a + 15.00 m. s.l.m. ed è morfologicamente caratterizzato da superfici digradanti verso la linea di costa con modificazioni generali dettate dal carsismo e forme depresse, "lame".

Nell'area vi sono anche evidenti modificazioni di tipo antropico dove la più importante è la cava posta a Nord dell'area interessata dal progetto in materiale calcareo; tale cava è stata usata in passato come cava di prestito per l'estrazione di materiale lapideo per la realizzazione del Cimitero, presente a poca distanza dal sito d'interesse.

Lo schema geologico generale [Fig. 4, 5, 6] è caratterizzato dalla presenza di un potente substrato calcareo appartenente al gruppo dei Calcari delle Murge, di età riferibile al Cretaceo, sul quale poggiano in discordanza le unità della Fossa Bradanica, rappresentate da depositi del Pleistocene inferiore (Calcarenite di Gravina e Argille subappennine) ed infine, su tutti i depositi più antichi, si rinvengono i depositi marini e continentali terrazzati del Pleistocene medio e superiore.

Il Piano di lottizzazione è caratterizzato dalla presenza di due lame: la Lama del Pulo e la Lama Sedelle rispettivamente a Ovest e Est rispetto la lottizzazione [Fig. 7A, 7B].

Nell'area in studio hanno larga diffusione rocce permeabili per fatturazione e carsismo, per cui, essendoci una più o meno agevole e completa infiltrazione delle acque meteoriche, non risulta sviluppato alcun vero e proprio reticolo idrografico. Ben sviluppata è invece l'idrografia sotterranea, soprattutto profonda.

L'acquifero profondo è costituito dalle successioni carbonatiche del Cretaceo, che contengono una cospicua falda idrica. Si tratta di un acquifero discontinuo condizionato dai sistemi fessurativi e dai condotti carsici.

Lungo la fascia costiera l'acquifero circola a pelo libero, a quote prossime al livello del mare, mentre nelle zone interne del territorio di Molfetta la circolazione è in pressione e la falda è confinata ad una profondità variabile da 40 a 64 m dal p.c.

Tettonicamente l'area è stabile, caratterizzata dalla presenza di una monoclinale direzione d'immersione NE, alcune modeste faglie dirette, rilevabili attraverso le brusche variazioni nell'assetto degli strati con rigetti di qualche decina di metri.



FIG. 4 – CARTA GEOLITOLOGICA

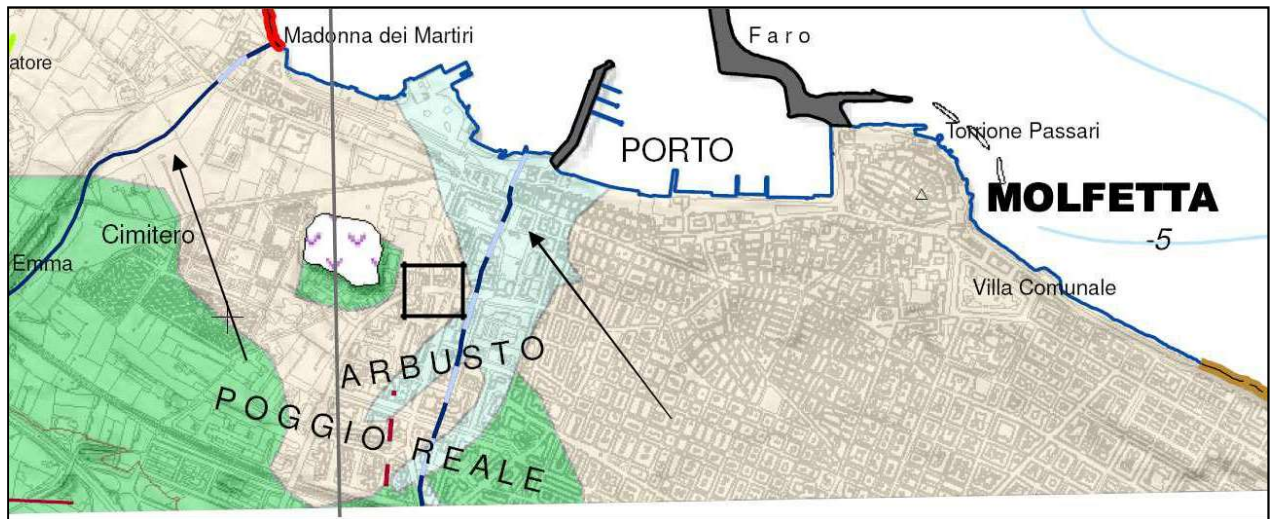


FIG. 7A - RAPPORTI TRA LA LAMA DEL PULO (AD OVEST), LAMA SEDELLE (AD EST) ED IL PIANO DI LOTTIZZAZIONE.

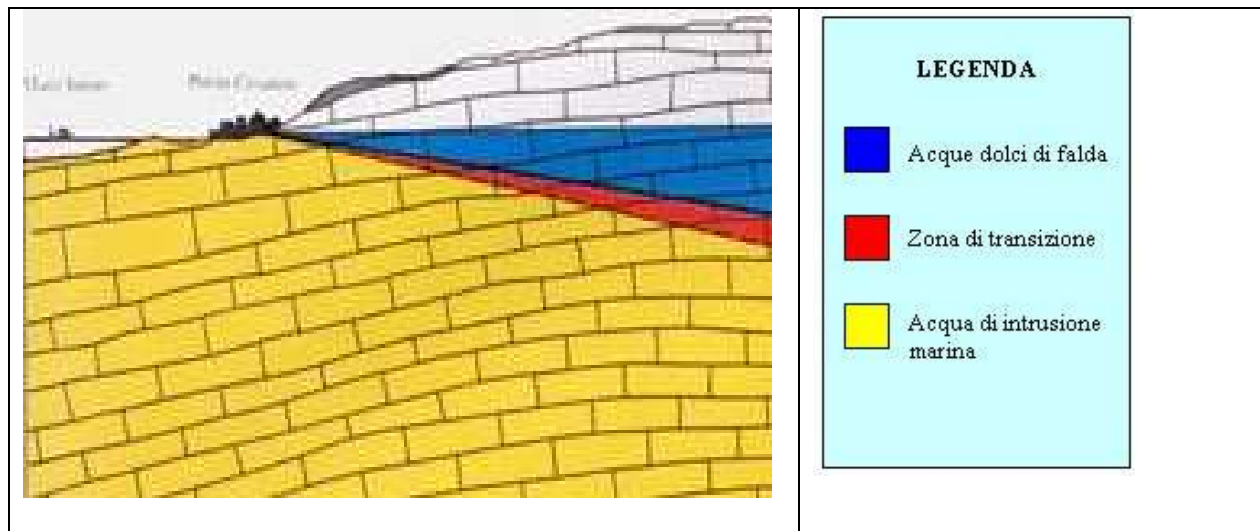


FIG. 7B – SEZIONE IDROGEOLOGICA SCHEMATICA RELATIVA AI RAPPORTI TRA LA FALDA PROFONDA E LE ACQUE DI INGRESSIONE MARINA.

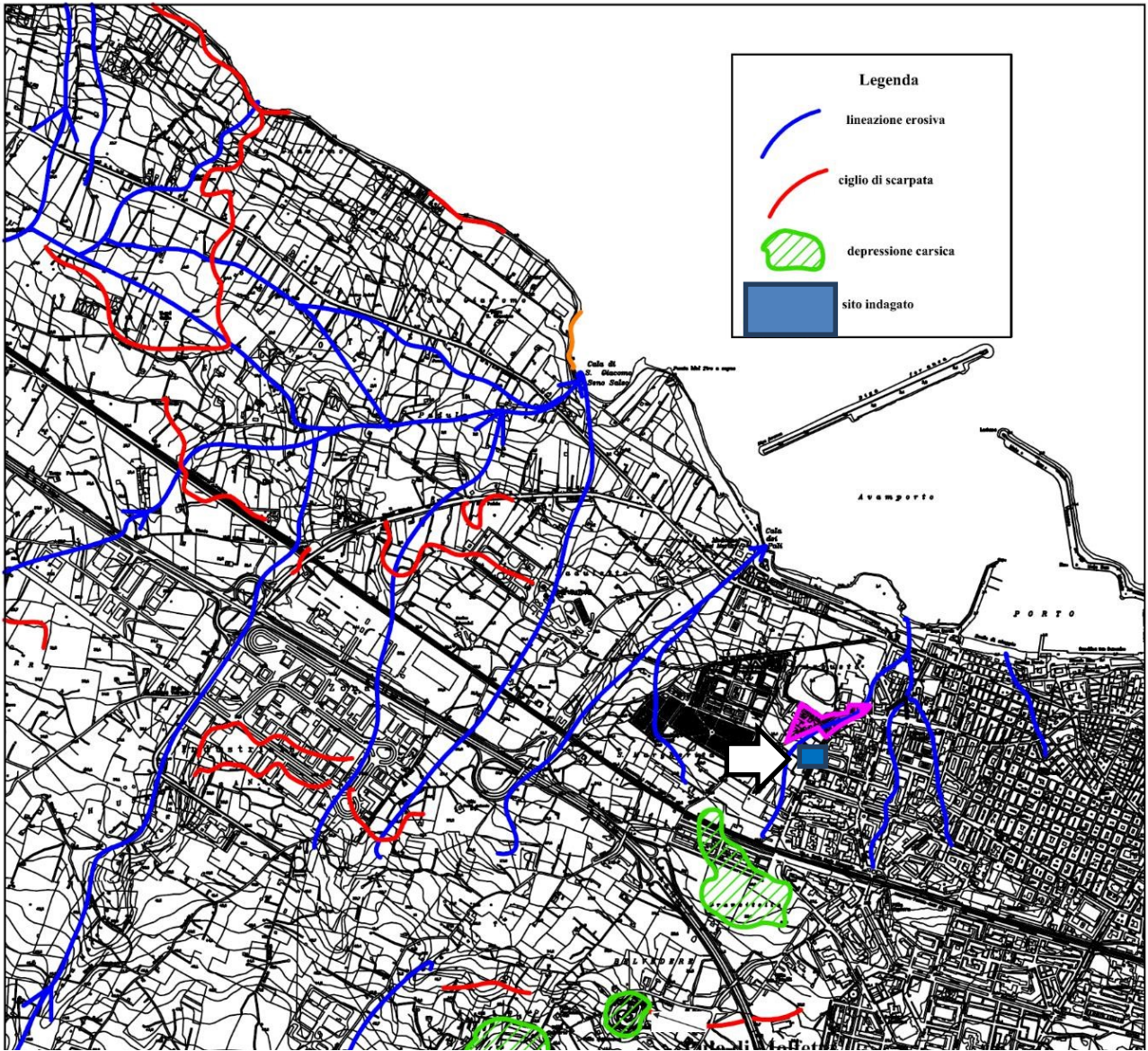


FIG. 8 – CARTA GEOMORFOLOGICA

Per quel che riguarda il Piano di Bacino Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, adottato in data 15.12.2004 dalla Regione Puglia e regolarmente approvato, il Piano di Lottizzazione non rientrava in ambiti perimetrati come zone a rischio di alluvionamento.

L'area in esame, infatti, è situata tra due lineazioni erosive: la *lama del Pulo* (modesta lineazione erosiva che nasce in prossimità del quadrivio Favale a sud - ovest del Gurgo, attraversa la Ss 16 bis, il cimitero e la ex SS 16, per sfociare nei pressi della Basilica della Madonna dei Martiri) posta nella zona occidentale, e la *lama Sedelle* (più importante lama che nasce con due rami distinti nel territorio di Terlizzi in loc. Contrada Piscina e si dirige verso Molfetta, muovendosi parallelamente alla SP per Terlizzi. Attraversa l'autostrada A14 e la SS 16 bis e quindi si dirige verso la ex 167 ed il lotto 2, dove se ne perdono le tracce divenendo un "corso d'acqua obliterato", passa sotto il tombino ferroviario scorrendo secondo NE fino a sfociare nei pressi dell'ex Mattatoio Comunale in loc. tà Pennello) ed è esterna dalle zone a rischio di allagamento così come si rileva dallo stralcio cartografia PAI Puglia [Fig. 9].



FIG. 9 – STRALCIO CARTOGRAFIA PAI PUGLIA

3 PLUVIOMETRIA

I dati delle precipitazioni medie disponibili coprono un periodo di osservazione che va dal 1921 al 2007 e nella tabella 1 e nella figura 10 si riportano le medie mensili ed annuali delle precipitazioni relative alle stazioni di osservazione di Bisceglie (16 m. s.l.m.) e di Giovinazzo (13 m. s.l.m.) essendone Molfetta priva.

I valori riscontrati sono del tutto confrontabili (vedi figura 6); il valore medio delle precipitazioni annue è rispettivamente di 574 mm e di 556 mm per Bisceglie e Giovinazzo.

I massimi delle precipitazioni mensili sono concentrati nel quadrimestre Ott. – Gen., mentre i minimi nel mese di luglio.

stazione	Gen	Feb	Mar	Apr	Mag	Giu	Lug	Ago	Set	Ott	Nov	Dic	Anno
Bisceglie	60,5	54,4	49,2	43,1	34,0	26,3	18,9	31,5	52,0	65,5	67,7	72,7	573,9
Giovinazzo	61,3	53,5	51,4	41,3	34,4	26,4	15,8	28,0	50,8	62,6	71,7	73,4	555,9

Tab. 1: Medie Mensili e annuali delle precipitazioni (anni di osservaz.1921-1980)

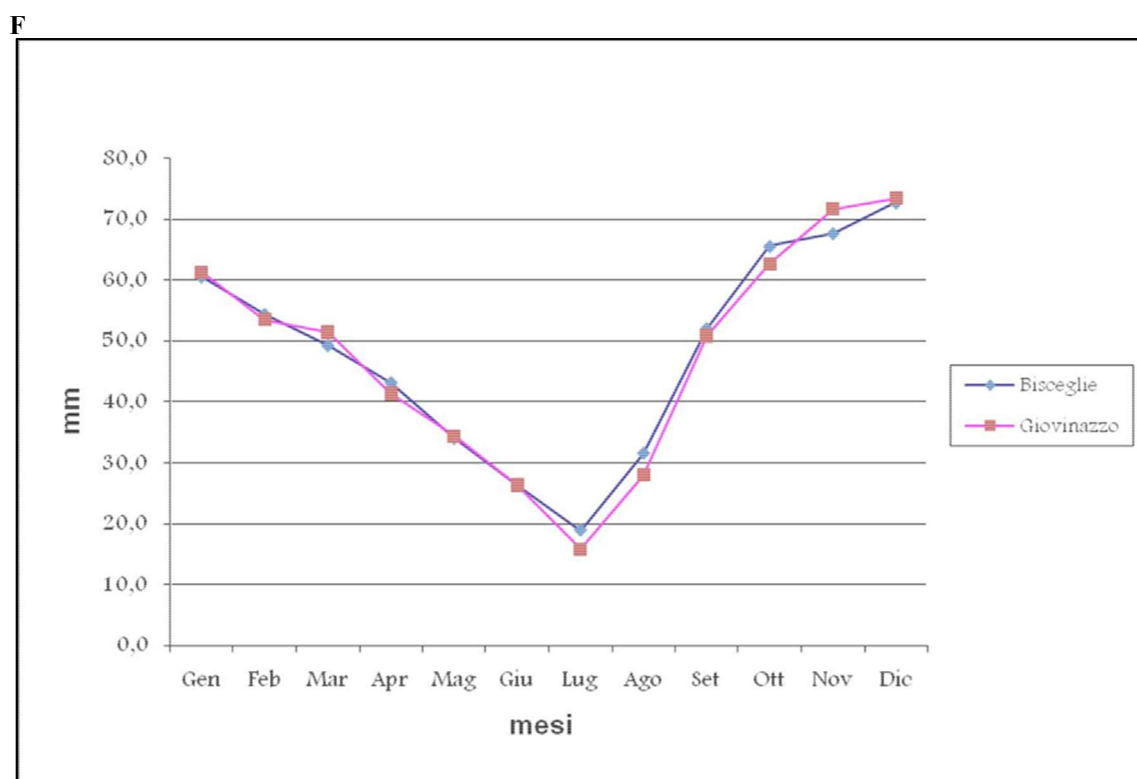


FIG. 10 - MEDIE MENSILI ED ANNUALI DELLE PRECIPITAZIONI

Nella tabella 2 e nella figura 11, invece, si riportano le medie mensili ed annuali dei giorni piovosi relative alle stesse stazioni di osservazione. La media annua dei giorni piovosi varia da 65,8 per la stazione di Bisceglie a 67,2 gg. per quella di Giovinazzo (il 18 % riferito all'intero anno). Nel mese di luglio si hanno i valori minimi (2,0 e 1,7); il regime di tali piogge riveste un carattere temporalesco (per ciascun evento cadono dagli 8,0 ai 9,0 mm. di acqua). I valori massimi si hanno nel mese di dicembre per entrambe le stazioni.

Tab. 2: Medie Mensili e annuali dei giorni piovosi (anni di osservaz.1921-2007)

Stazione	Gen	Feb	Mar	Apr	Mag	Giu	Lug	Ago	Set	Ott	Nov	Dic
Bisceglie	7,5	6,2	6,8	5,7	4,8	3,4	2,2	2,7	4,9	6,3	7,3	7,9
Giovinazzo	7,7	6,7	6,9	5,7	4,7	3,3	1,9	2,6	4,7	6,3	7,8	8,5

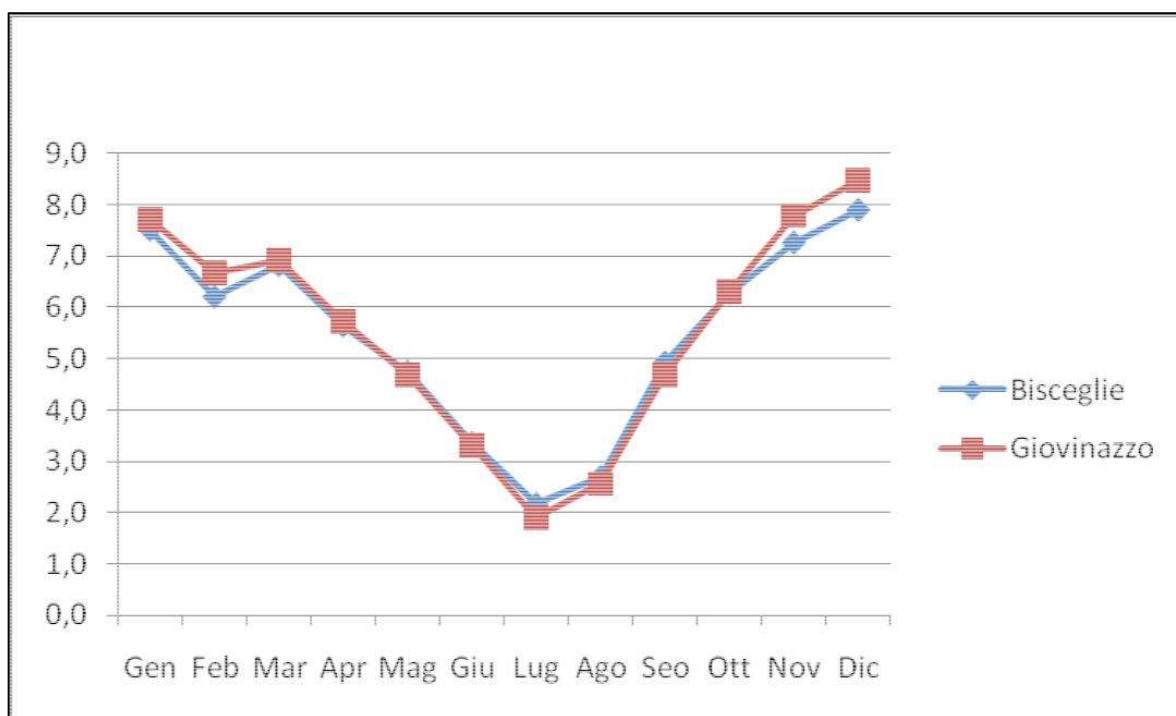


FIG. 11- MEDIE MENSILI ED ANNUALI DEI GIORNI DI PIOGGIA

Per la ricerca della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica, sono stati presi in considerazione i dati della pioggia relativi alla stazione pluviometrica di Giovinazzo, la più vicina di quelle prese in considerazione dal servizio idrografico del Genio Civile. Tenuto conto che dopo l'intervento la zona sarà costituita in gran parte da rivestimento impermeabile (strade, parcheggi, marciapiedi e coperture di fabbricati) e parte di superfici parzialmente permeabili (zone a verde), si dovranno considerare le piogge di massima intensità che si sono verificate nel corso degli anni.

Per tale scopo sono stati elaborati i dati pluviometrici di massima intensità per 1, 3, 6, 12 e 24 ore dal 1960 al 2009 (anni 46 poichè mancano i dati per 4 anni), con il metodo di Gumbel (**Tab. 3**). Tali dati sono stati suddivisi a seconda della durata di pioggia di 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Stazione di :		Giovinazzo			Numero di osservazioni :	
Quota (m s.l.m.) :		13			N = 46	
Anno	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore	
	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	
1960	19,0	32,2	36,0	44,8	47,8	
1961	24,4	33,0	46,2	48,2	66,8	
1962	26,0	27,8	28,4	40,6	56,4	
1963	24,4	25,0	28,4	35,2	48,6	
1964	58,8	64,4	64,4	64,4	68,8	
1965	26,2	34,4	36,8	44,2	58,2	
1966	28,0	31,6	36,2	36,8	38,4	
1967	13,6	19,8	22,4	27,2	44,8	
1968	76,6	77,8	77,8	86,0	96,4	
1969	38,4	45,8	45,8	53,6	53,6	
1970	18,4	23,8	28,6	34,0	40,0	
1971	49,6	49,8	49,8	74,8	84,0	
1972	32,0	39,0	65,0	98,0	108,4	
1973	22,8	27,4	34,6	37,2	61,4	
1974	16,0	20,2	34,2	38,4	38,4	
1975	17,0	20,8	31,0	35,2	51,2	
1976	15,0	30,4	39,8	42,0	51,8	
1977	13,0	17,0	26,8	43,6	44,0	
1978	15,2	26,4	30,6	34,4	39,2	
1979	15,2	22,8	26,8	30,0	42,2	
1980	17,2	24,2	32,4	42,4	57,6	
1981	35,4	36,6	36,6	43,0	67,2	
1982	22,4	33,4	38,0	43,4	48,2	
1983	29,2	41,6	44,4	45,2	54,2	
1984	28,4	39,6	43,2	46,2	62,2	
1985	26,2	34,8	48,4	57,2	69,2	
1986	16,6	22,0	23,6	30,0	32,4	
1987	22,6	25,6	34,0	38,0	50,8	
1988	19,0	24,0	36,2	36,8	43,0	
1989	24,6	24,6	24,6	24,6	31,6	
1990	19,2	30,2	53,0	67,6	74,0	
1991	26,2	33,4	40,2	53,0	64,0	
1992	19,4	25,0	35,2	51,0	61,2	
1993	18,4	19,0	24,6	28,0	35,0	
1994	31,0	46,4	46,4	46,4	54,0	
1995	24,2	27,0	31,8	56,0	78,6	
1996	35,8	38,2	48,0	58,8	69,2	
1997	27,6	67,0	108,0	127,6	131,8	
1998	27,4	28,0	31,8	47,6	72,2	
1999	24,2	33,8	35,8	62,6	65,0	
2000	21,0	25,2	31,0	40,4	49,8	
2001	16,6	28,4	34,2	40,8	46,0	
2002	20,4	40,2	62,0	74,6	94,6	
2003	16,2	27,8	32,8	42,2	53,6	
2008	13,2	27,2	39,0	53,0	53,0	
2009	18,6	27,8	39,4	62,6	72,8	

TAB. 3 – DATI DI PIOGGIA

N =	46	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
$\mu(h_t)$		25,01	32,62	40,09	49,30	59,38
$\sigma(h_t)$		11,93	12,50	15,52	19,28	20,03
$\alpha_t = 1,283/\sigma(h_t)$		0,11	0,10	0,08	0,07	0,06
$U_t = \mu(h_t) - 0,45\sigma(h_t)$		19,64	26,99	33,11	40,62	50,37

TAB.4: VALORI PER CIASCUNA DURATA T, DELLA MEDIA $\mu(H_T)$, DELLO SCARTO QUADRATICO MEDIO $\sigma(H_T)$ E DEI DUE PARAMETRI α_T E U_T DELLA LEGGE GUMBEL (PRIMA LEGGE DEL VALORE ESTREMO "EV1")

Il metodo consiste nel determinare in maniera probabilistica un evento di pioggia che si suppone possa essere superato o al limite eguagliato solo per un certo arco di tempo. Tale intervallo è chiamato "tempo di ritorno Tr " del massimo valore dell'evento preso in considerazione.

Tr		$t = 1$ ora	$t = 3$ ore	$t = 6$ ore	$t = 12$ ore	$t = 24$ ore
10 anni	$h_{max} =$	40,57	48,92	60,33	74,44	85,50
30 anni	$h_{max} =$	51,12	59,96	74,05	91,48	103,20
50 anni	$h_{max} =$	55,93	65,00	80,31	99,26	111,28
100 anni	$h_{max} =$	62,43	71,81	88,75	109,75	122,18
200 anni	$h_{max} =$	68,90	78,58	97,17	120,21	133,04

TAB. 5 - ELABORAZIONE PARAMETRI PER LE DIFFERENTI DURATE DI PIOGGIA

Tr		LEGGE DI PIOGGIA	$h = a \times t^n$
10 anni	→	$h=39,336 t^{0,2444}$	
30 anni	→	$h=49,302 t^{0,2333}$	
50 anni	→	$h=53,853 t^{0,2295}$	
100 anni	→	$h=59,99 t^{0,2252}$	
200 anni	→	$h=66,106 t^{0,2218}$	

TAB. 6 – LEGGE DI PIOGGIA PER DIVERSI TEMPI DI RITORNO

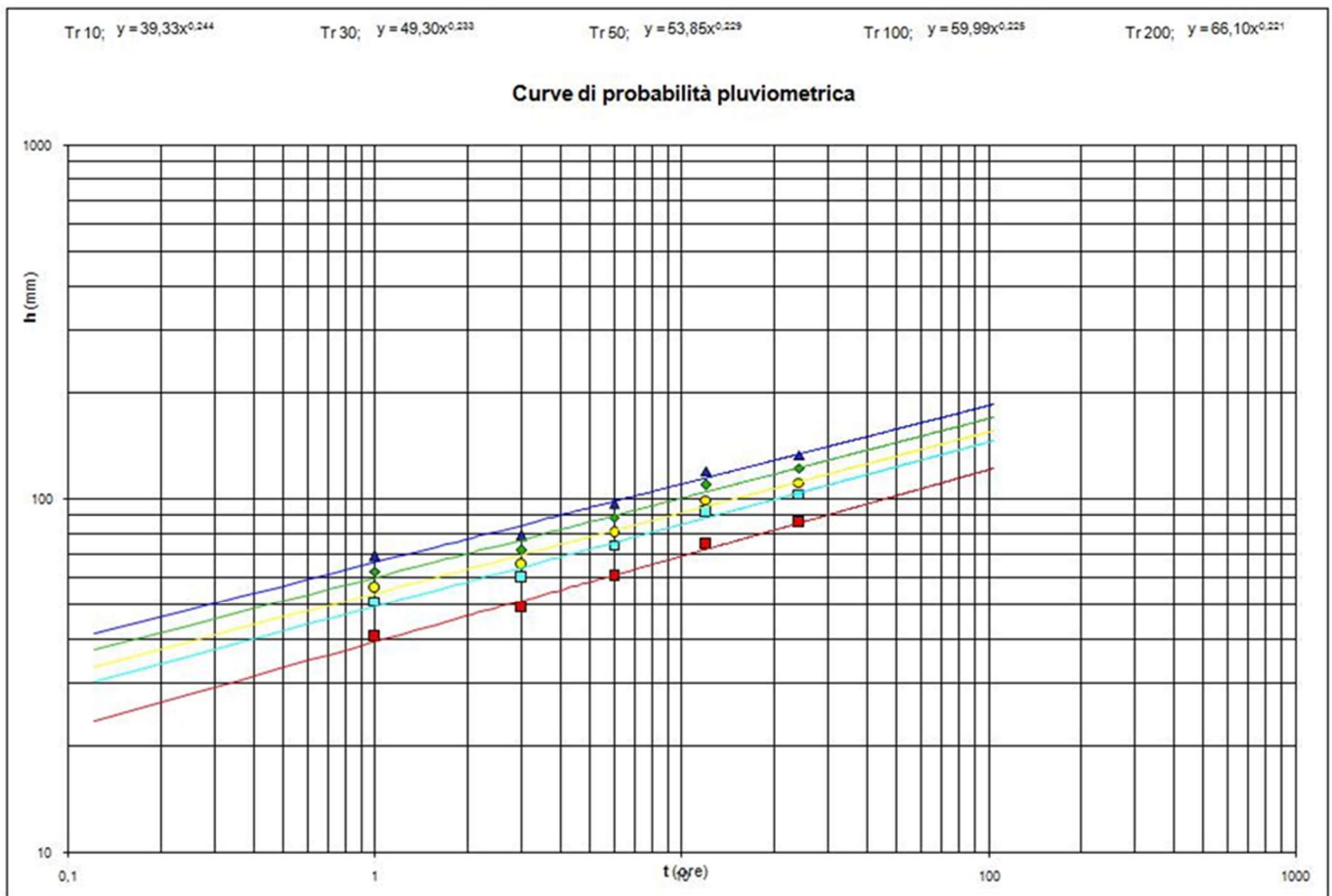


FIG. 12 – CURVA PROBABILITA' PLUVIOMETRICA

t (ore)	1	3	6	12	24
x = log t	0,000	0,477	0,778	1,079	1,380
g = sommatoria x	3,714				
k= logt ²	0,000	0,228	0,605	1,164	1,904
r = sommatoria k	3,901				
y = log h	1,526279	1,619167	1,709729	1,800468	1,867981
z = x * y	0	0,772504	1,330169	1,942705	2,577814
p = sommatoria z	6,623193				
q = sommatoria y	8,523624				
q * g	31,65674				
m*p = 5 * p	33,11596				
A = q*g - 5*p =	-1,45923				
g ²	13,794				
m*r = 5*r	19,505				
B = g ² - 5r	-5,7112				
n = A/B	0,255502				
n * r	0,996714				
C = p-nr	5,626479				
loga = C/g	1,514938				
a	32,72937				
h = a tⁿ					
h = 32,73 t^{0,255}					
per cui si ha:					
Tc = 1h	h=	32,72937	mm		
Tc = 2h	h=	39,07073	mm		
Tc = 3h	h=	43,33545	mm		

FIG. 13 - ELABORAZIONE DATI CON UN TEMPO DI RITORNO A 5 ANNI

La relativa equazione di possibilità pluviometrica per un tempo di ritorno pari a 5 anni è la seguente:

$$h=32,73t^{0.255}$$

Per quanto riguarda le altre acque successive a quelle di prima pioggia, le volumetrie di acqua relative alla portata di piena devono essere calcolate con un tempo di ritorno non inferiore a 5 anni. Riferendosi al tempo di ritorno di 5 anni, i dati afferenti all'elaborazione dati (Fig. 13) e alla curva di pioggia sono:

$$a = 32,73 \text{ mm} = 0,0327 \text{ m}; n = 0,255.$$

I valori del coefficiente di afflusso sono punto di grande incertezza di calcolo. Variano con il clima, in funzione dell'evaporazione, con la natura del sottosuolo, con la pendenza dei terreni, con il loro grado di saturazione per precedenti piogge ecc. In pratica però si tiene conto solo della superficie, trascurando gli altri fattori. I valori, secondo lo schema analitico adoperato, sono quelli riportati nella seguente tabella 7.

Superfici	valori di ϕ
Tetti, terrazze, pavimentazioni in asfalto	0,9 – 0,8
Lastricati ben connessi	0,8 – 0,7
Lastricati ordinari	0,7 – 0,5
Macadam e selciati	0,6 – 0,4
Superfici battute	0,3 – 0,15
Superfici non battute	0,2 – 0,1
Parchi, boschi, giardini, terre coltivate	0,1 - 0

TAB. 7 – VALORI COEFFICIENTE D'AFFLUSSO

Quindi si ha che il coefficiente di afflusso, commisurato ad un bacino di area $S = \sum S_i$, è uguale a: $f = \sum (f_i * S_i) / \sum S_i$

Per il calcolo del volume d'invaso superficiale determinato dalle acque di pioggia si fa riferimento alla formula di Turazza:

$$u = 0,1157 (f * h) / t_c$$

con:

h = altezza di pioggia calcolata per $t_p = t_c$ (tempo di pioggia = tempo di corrivazione) in mm,

f = coefficiente di afflusso medio;

t_c = tempo di corrivazione espresso in giorni.

Per zone e situazioni analoghe è stato utilizzato con successo un tempo di corrivazione pari a: $t_c = 1 \text{ h.} = 1/24 = 0,0417 \text{ giorni.}$

La portata di massima piena, espressa in l/s, sarà quindi:

$$Q_{\max} = u * S$$

con S = superficie del bacino, espresso in Ha.

4 ELABORAZIONI SISMICHE

Facendo riferimento agli esiti dei sopralluoghi geologici e geomeccanici nell'area in esame correlate ad indagini indirette, profili di sismica a rifrazione e MASW, eseguite da terzi in zone limitrofe [(1) COMUNE DI MOLFETTA PIANO DI ZONA 167/62 COMPARTO EDIFICATORIO N. 17 SUB A - Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e geologico-tecnica, datata Novembre 2015, a firma del Geologo dott.ssa Tiziana de Razza; (2) PROGETTO DI PIANO DI LOTTIZZAZIONE PRIVATA PER LA RISTRUTTURAZIONE URBANISTICA DELLE VOLUMETRIE ESISTENTI ALL'INTERNO DEL COMPARTO EDILIZIO N.17, Relazione geologica – geomorfologica idrogeologica e geotecnica, datata Novembre 2014 – a firma del Geologo Ignazio L. Mancini] è stato possibile ricostruire la stratigrafia del terreno come di seguito esposto.

STRATIGRAFIA:

In zona è possibile distinguere **2 unità litologiche**: la prima è rappresentativa della copertura vegetale (**UC**- divisa in sottunità UC1 e UC2) la seconda unità del bedrock (**UB** – divisa nelle sottunità UB1, UB2, UB3).

La subunità UC1, presente nelle indagini risulta associabile a terreno vegetale. La subunità UC2 risulta associabile a materiali di riporto inconsistenti caratterizzati da zone a maggiormente areate (Vp basse) e da zone a maggiore presenza di clasti/maggiore consistenza (Vp relativamente elevate).

La subunità UB1 presenta Vp caratteristiche di un litotipo calcareo ad alto grado di alterazione/fatturazione, con una distribuzione di Vp piuttosto uniforme e spessore regolare in cui si assiste ad un approfondimento di tale subunità. All'interno di tale sismostrato vi è la presenza di zone anomale con Vp che rasentano i 1200 m/s e che possono essere associabili a riempimenti di cavità con materiale di riporto o a zone costituite da calcare estremamente fratturate/alterate.

La subunità UB2 presenta velocità sismiche proprie di un litotipo calcareo con un grado di fatturazione/alterazione medio cui segue, chiudendo la sequenza sismostratigrafica rilevata, l'unità UB3, assimilabile ad un litotipo calcareo con grado di fatturazione/alterazione medio-basso.

Pei i litotipi sono stati trovati i valori delle onde P, S e i relativi valori di moduli dinamici (**Tab. 8,9**).

Sismostrato	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Litotipo di riferimento
UC2	600-1100	350-500	Materiale di riporto
UB1	1400-2100	640-710	Calcere ad alto grado di fatturazione/alterazione
UB2	2200-2600	980-1110	Calcere a medio grado di fatturazione/alterazione
UB3	>2700	1450-1500	Calcere a basso grado di fatturazione/alterazione

TAB. 8 - VALORI VELOCITÀ ONDE P,S PER OGNI LITOTIPO

Strato	Vp (m/s)	Vs (m/s)	v -Poisson	E - Young (MPa)	G- Shear (MPa)	K-Bulk (MPa)
UC2	600-1100	350-490	0.39	948.60	342.07	1393.91
UB1	1400-2100	640	0.37	2162.73	790.53	2728.76
UB2	2200-2600	980	0.35	5413.49	2000.00	6153.33
UB2	>2700	1500	0.28	12180.54	4770.00	9094.80

TAB. 9 – MODULI DINAMICI E VELOCITÀ ONDE P,S

5 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI TERRENI, CATEGORIA SUOLO, MODELLAZIONE SISMICA

Trattandosi di progetto definitivo o esecutivo già affidato prima della data di entrata in vigore delle NTC 2018, ai sensi dell'Art.2 del DM 17 gennaio 2018, sono state applicate le previgenti norme tecniche (NTC 2008) per la caratterizzazione sismica dei terreni basata sui valori della velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse.

La velocità equivalente delle onde di taglio $V_s 30$ è definita dall'espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{V_{s_i}}}$$

dove:

h_i è lo spessore (in metri) dell' i -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;

V_{si} velocità (in m/s) delle onde di taglio nell' i -esimo strato.

Pertanto se si considerano i valori della velocità di propagazione delle onde “S”, misurata da piano campagna è possibile evidenziare che il valore V_{s30} è risultato essere pari a circa 942,00 m/s consentendo, per l’area in esame la definizione di un suolo appartenente alla categoria “A” (Tab. 10).

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
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 $V_{s,30}$ 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).</i>
C	<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 $V_{s,30}$ 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).</i>
D	<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 $V_{s,30}$ 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).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

TAB. 10 – CATEGORIE SUOLO DI FONDAZIONE

Dalla classificazione sismica del territorio italiano, risulta che il comune in esame ricade in zona sismica di categoria “3”, così come stabilito dall’O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 “Norme Tecniche per le costruzioni in zone Sismiche”, con ag accelerazione al suolo massima attesa $0,05 < a_g \leq 0,15$ (Fig. 13,14).

Il D.M. 14 gennaio 2008, definisce invece la stima della pericolosità sismica mediante un approccio “sito dipendente” e non più tramite un criterio “zona dipendente”.

L’azione sismica di progetto, in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite è definita partendo dalla “pericolosità di base “ del sito di costruzione, che è l’elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell’azione sismica.

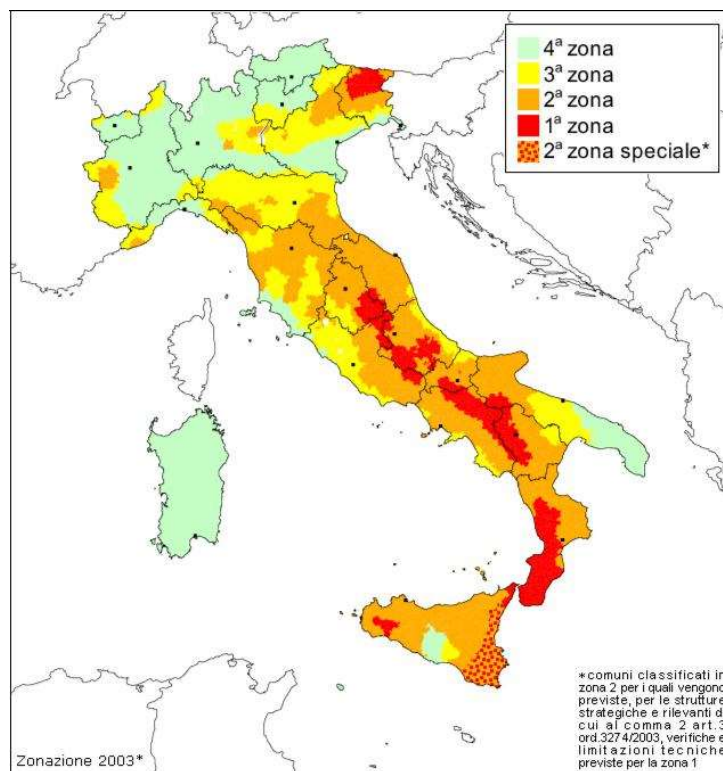


FIG. 13 - ZONAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE

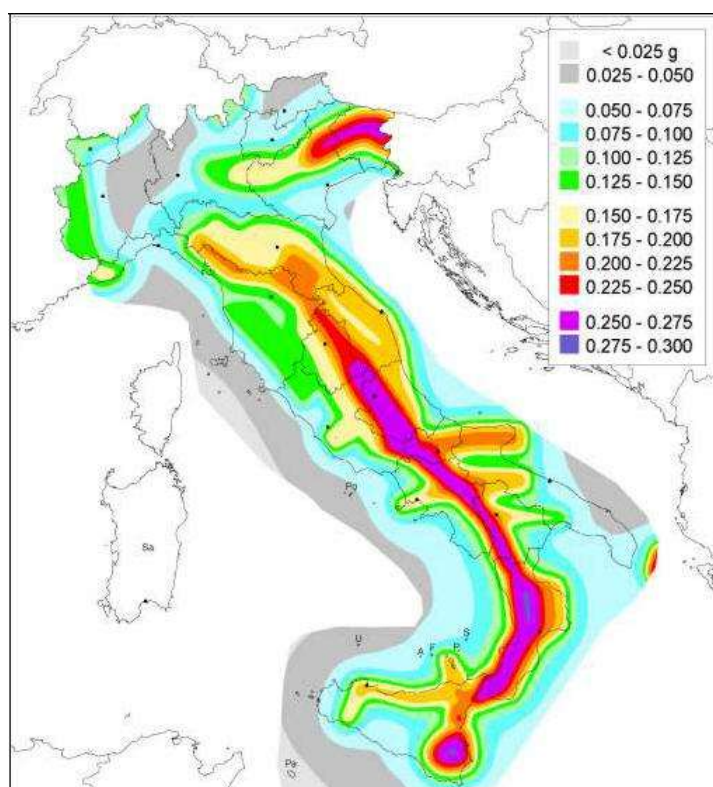


FIG. 14 - CARTA DELLE ACCELERAZIONI SISMICHE LOCALI

La modellazione sismica del sito di costruzione è regolamentata dal paragrafo 6.2.2 delle NTC (DM 14.01.08) e dal paragrafo 6.2 della Circolare del 02.02.09 n. 617.

Come riportato dalla suddetta normativa, la pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di cat. A) nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento VR.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il calcolo dei coefficienti sismici è stato eseguito considerando:

- superficie topografica pianeggiante: T1
- categoria sottosuolo: A
- classe dell'edificio: II, $C_U=1$
- vita nominale: $V_N \geq 50$ anni
- periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \cdot C_U \geq 50$ anni

Attraverso il software free Geostru, è stato possibile determinare i parametri sismici:

Sito in esame:

latitudine: 41,20375
longitudine: 16,599541
Classe: 2
Vita nomin.: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 31459	Lat: 41,1939	Lon: 16,5470	Distanza: 4529,762
Sito 2	ID: 31460	Lat: 41,1921	Lon: 16,6134	Distanza: 1736,078
Sito 3	ID: 31238	Lat: 41,2421	Lon: 16,6158	Distanza: 4473,773
Sito 4	ID: 31237	Lat: 41,2439	Lon: 16,5494	Distanza: 6126,596

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T1
Periodo di riferimento:	50anni
Coefficiente c_u :	1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,031 g
Fo: 2,464
Tc*: 0,246 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,038 g
Fo: 2,509
Tc*: 0,289 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,109 g
Fo: 2,490
Tc*: 0,426 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,150 g
Fo: 2,560
Tc*: 0,424 [s]

SLO:

Ss: 1,000
Cc: 1,000
St: 1,000
Kh: 0,006
Kv: 0,003
Amax: 0,305
Beta: 0,200

Cc: 1,000
St: 1,000
Kh: 0,044
Kv: 0,022
Amax: 1,474
Beta: 0,290

SLD:

Ss: 1,000
Cc: 1,000
St: 1,000
Kh: 0,008
Kv: 0,004
Amax: 0,377
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,000
Cc: 1,000
St: 1,000
Kh: 0,032
Kv: 0,016
Amax: 1,073
Beta: 0,290

SLC:

Ss: 1,000

6 PERICOLOSITÀ GEOLOGICA LOCALE

Relativamente al substrato calcareo, le problematiche geologiche sono quelle derivanti dalla presenza di discontinuità, stratificazioni e fratture, che orientano tra l'altro la permeabilità e lo sviluppo del carsismo con la conseguente formazione di cavità. Fenomeni di subsidenza e di sinkholes, legati all'evoluzione di forme carsiche, possono avvenire essenzialmente a causa di tre tipi di fenomeni:

- collassi della volta di grotte preesistenti;
- crolli graduali delle pareti di doline in evoluzione morfologica;
- cedimenti dei depositi di riempimento delle doline.

Tali fenomeni si manifestano in altrettante fasi di evoluzione dei sistemi carsici, successive allo sviluppo delle cavità per dissoluzione delle rocce ad opera di acque sotterranee. L'ulteriore ampliamento degli ambienti ipogei avviene, infatti, principalmente a causa di fenomeni gravitativi (crolli dalle pareti e dalle volte). Tali processi si manifestano sino al raggiungimento di una configurazione stabile dell'ipogeo, oppure sino al collasso - in genere parziale - della volta in corrispondenza della superficie topografica, con relativa formazione di una dolina. Quest'ultima, in genere, non possiede pareti stabili ed evolve ulteriormente, per mezzo di progressivi crolli lungo i margini. Infine, essa viene riempita da terre rosse residuali e da altri depositi continentali che, a loro volta, possono dar luogo a cedimenti per erosione sotterranea e fenomeni di costipamento.

Ciò nonostante, nell'area di indagine sono sostanzialmente trascurabili le segnalazioni di instabilità associate a processi carsici nell'area. Per quanto riguarda le terre rosse, le problematiche specifiche derivano dalla loro certa associazione a problematiche di tipo carsico, e dalle numerose tipologie del deposito, cui corrispondono assortimenti granulometrici e condizioni di consolidazione molto variabili. In linea di massima, a meno dei depositi sotterranei di decantazione recente, si tratta di terreni che possono avere livelli elevati di consolidazione e non richiedere quindi necessità di bonifiche o di fondazioni speciali, salvo che le fondazioni non interessino contemporaneamente anche l'ammasso calcareo, che è uno o due ordini di grandezza più rigido.

Per quanto riguarda le rocce calcarenitiche, il loro prevalente ruolo di roccia di copertura comporta variazioni di tessitura e cementazione sensibili da punto a punto ed anche sulla stessa verticale: variazioni della cementazione possono determinare pericolose concentrazioni di tensioni nel sottosuolo, con possibilità di punzonamenti. Inoltre, le proprietà tecniche di questa roccia possono variare in meglio o in peggio nel tempo, in funzione della persistenza di specifiche condizioni ambientali al contorno. In definitiva, mentre sotto l'aspetto delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità le rocce calcarenitiche sono da considerarsi preliminarmente discrete, la loro disomogeneità e anisotropia pone problemi di

diagnostica preventiva piuttosto complessi. Nell'area di indagine non sono state riconosciuti litotipi riconducibili alla formazione della Calcarenite di Gravina.

7 CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE TERRENO DI FONDAZIONE

Ai fini della definizione dell'assetto geologico, geomorfologico e idrogeologico del sito d'interesse, in data 19, 20 e 28 dicembre 2018 sono stati effettuati sopralluoghi esplorativi dell'area.

Per la determinazione dei parametri meccanici dell'ammasso roccioso affiorante è stato applicato il criterio di resistenza di Hoek-Brown con involucro Mohr-Coulomb [Fig. 15].

La resistenza al taglio complessiva di un ammasso roccioso viene tradizionalmente attribuita in parte ad una componente coesiva ed in parte ad una componente attritiva. Tale suddivisione trova una diretta corrispondenza con il criterio di Mohr - Coulomb, il quale è in genere più adatto per alte pressioni di confinamento, quando, in effetti, la rottura si sviluppa su piani di rottura per taglio. In condizioni monoassiali o comunque in corrispondenza di limitate pressioni di confinamento, ossia per opere ingegneristiche piuttosto superficiali, si osserva per sovraccarico, generalmente, lo sviluppo di piani di rottura nella direzione sub-parallela a quella della tensione principale maggiore. In tali condizioni un criterio quale quello di Mohr-Colulomb risulta scarsamente applicabile.

Il criterio empirico di Hoek Brown, ampiamente utilizzato nella meccanica delle rocce, per gli ammassi rocciosi fratturati è definito da:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

dove σ_1 e σ_3 sono rispettivamente la tensione principale massima e minima a rottura, m_b è il valore analogo della costante m di Hoek-Brown per l'ammasso roccioso, s ed a sono delle costanti che dipendono dalle caratteristiche dell'ammasso. I valori delle suddette costanti possono essere ottenuti sfruttando la classificazione degli ammassi rocciosi basata sull'indice GSI (Geological Strength Index).

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$$

$$a = 0.5 + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

Per valori del parametro GSI maggiori di 25 (Hoek, Brown,1997), il criterio di Hoek-Brown può essere applicato considerando:

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9}\right)$$

$$a = 0.5$$

Le costanti empiriche m ed s sono rispettivamente connesse all'angolo di resistenza al taglio ed alla coesione dell'ammasso. Sia per quanto riguarda il criterio di Mohr-Coulomb che quello di Hoek-Brown, si assume implicitamente che la componente coesiva (rappresentata rispettivamente dai parametri c e s) e quella attritiva (ϕ e m) vengano mobilitate contemporaneamente.

Hoek ha discusso la derivazione di angoli di attrito equivalenti e forze coesive per varie situazioni pratiche. Queste derivazioni si basavano sulle tangenti all'involuppo di Mohr ottenuto da Bray. Hoek ha suggerito che la forza coesiva determinata inserendo una tangente all'involuppo curvilineo di Mohr è un valore limite superiore e può dare risultati ottimistici nei calcoli di stabilità. Di conseguenza, un valore medio, determinato dall'inserimento di una relazione lineare di Mohr-Coulomb con il metodo dei minimi quadrati, potrebbe essere più appropriato.

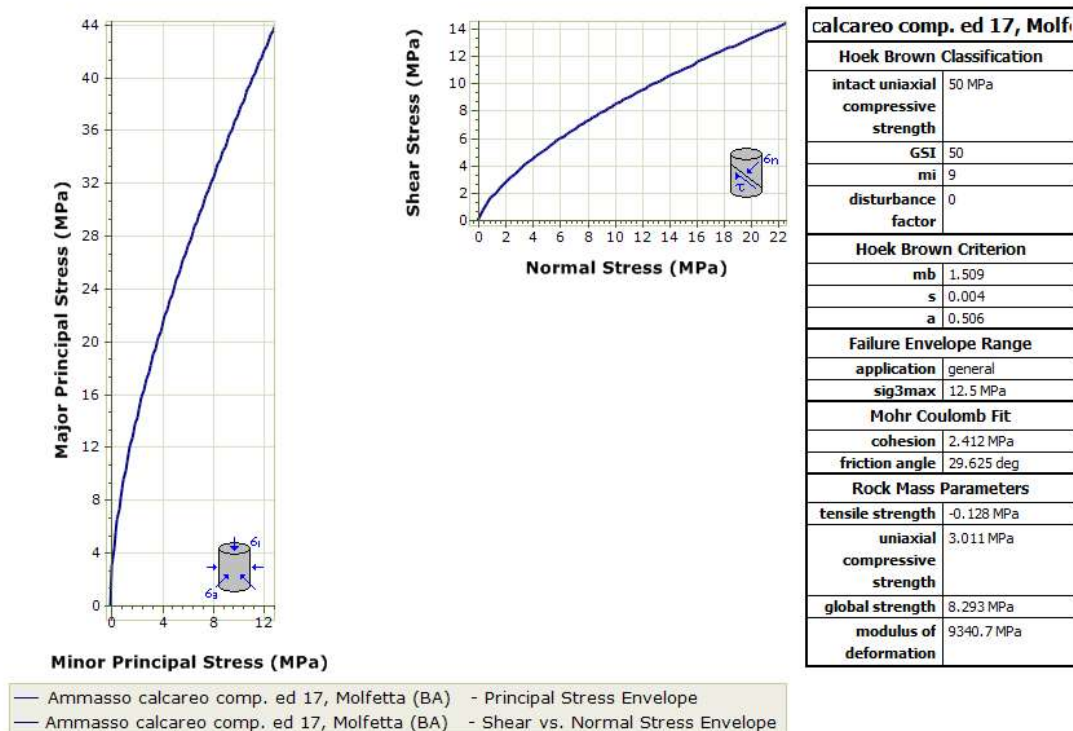


FIG. 15 – INVILUPPO DI HOEK BROWN E PARAMETRIZZAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

8 VALUTAZIONE DELLE RESISTENZE DI PROGETTO E TIPOLOGIE FONDAZIONALI ADOTTATE

Secondo quanto riportato nelle NTC 2008, nel metodo semi-probabilistico agli stati limite, per tenere conto di eventuali altre cause di indeterminazione si dividono i valori caratteristici dei parametri geotecnici, per coefficienti parziali γ_m indicati nella Tab. 6.2.II allegata al paragrafo 6.2.3.1.2 dello stesso decreto.

Tab.6.2.II del D.M. 14 gennaio 2008

PARAMETRO	PARAMETRO AL QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFF. PARZIALE	
		ϕ_m	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'} = 1,00$	$\gamma_{\phi'} = 1,25$
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'} = 1,00$	$\gamma_{c'} = 1,25$
Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma_{cu} = 1,00$	$\gamma_{cu} = 1,40$
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma_\gamma = 1,00$	$\gamma_\gamma = 1,00$

Per i terreni e per le rocce a struttura complessa (ad esempio calcari estremamente fratturati con terra rossa, formazioni flyscioidi, etc.) è necessario verificare le resistenze del terreno R_d nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU) applicando ai valori caratteristici dei parametri geotecnici sia i coefficienti parziali della colonna M1 sia quelli della colonna M2 della tabella sopra riportata.

Solo per le rocce ed i materiali lapidei non fratturati (ad esempio calcari compatti o ammassi calcarenitici omogenei) la resistenza R_d può essere rappresentata da valore caratteristico della resistenza alla compressione uniassiale q_u , diviso per un coefficiente parziale $\gamma_{qu} = 1,6$.

Pertanto nel caso in esame applicando i coefficienti di sicurezza parziali previsti nelle colonne M1 ed M2 del T.U. si ha:

	VALORI CARATTERISTICI ORIGINARI	COLONNA M1	COLONNA M2
Peso di volume	20,00 kN/m ³	20,00 kN/m ³	20,00 kN/m³
Angolo di attrito efficace (ϕ')	35°	35°	$\text{tg}35^\circ = 0,7/1,25 = 0,56$ $\text{arctg } 0,56 = \mathbf{29^\circ}$
Coesione efficace (c')	0,10N/mm ²	0,10N/mm ²	$0,1/1,25 = \mathbf{0,08 N/mm^2}$

Tab. 11

Il terreno di sedime è costituito essenzialmente da sedimenti calcarei per cui non si pone il problema della resistenza almeno secondo il concetto della capacità portante. Infatti, la rottura del terreno può avvenire, ma per altre cause che non il superamento della resistenza a taglio della roccia stessa. In tal caso, l'instabilità può manifestarsi per la presenza di cavità o fessure occupate da materiale di alterazione a comportamento argilloso e dalla presenza sotto il piano di sedime, della terra rossa. Nella teoria precedentemente esposta vengono prese in considerazione tali eventualità e pertanto si spiega il notevole abbattimento subito dai parametri fisico-meccanici e soprattutto dalla resistenza a compressione.

Per la determinazione della resistenza di progetto si ipotizzano fondazioni superficiali a travi di larghezza unitaria pari a $B = 1,0$ m e sufficientemente alte da considerarle rigide. Date queste ipotesi, utilizzando le varie formule riportate in letteratura per il calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali (formula trinomia di Terzaghi e altre), assumendo un F.S. pari ad 1 in quanto l'analisi è svolta con il metodo semiprobabilistico agli stati limite e non più alle tensioni ammissibili, tenendo conto della qualità del materiale attraverso l'RQD (prendendo come valore di riferimento quello medio pari al 40%), calcolando prima con i valori della colonna M1 (di fatto coincidenti con quelli originari) e poi con quelli della colonna M2 si ottengono i seguenti valori di resistenza ultima del terreno, così come riportato nella tabelle che seguono.

CAPACITÀ PORTANTE DELLE ROCCE

per fondazioni nastriformi

Criterio di calcolo: Terzaghi

Tabella 4.1 di J.E. Bowles (1991) "Fondazioni" ed.

McGraw-Hill

PARAMETRI DELL'AMMASSO ROCCIOSO

angolo d'attrito dell'ammasso=	35	gradi
coesione dell'ammasso=	100	kPa
Peso di volume roccia =	20	kN/mc
R.Q.D.=	40	%

COEFFICIENTI DI FONDAZIONE

fattore Nc=	68,1
fattore Nq=	50,3
fattore Ng=	51,3

FATTORI DI FORMA

fattore di forma Sc=	1,0
fattore di forma Sg=	1,0
coefficiente di sicurezza=	1

Larghezza	Profondità	Sigma n	Qr	Q'r	qamm	qamm
B (m)	D (m)	kPa	kPa	kPa	kPa	kg/cmq
0,20	0,0	0	6.911	1.106	1.106	10,84
0,30	0,0	0	6.962	1.114	1.114	10,92
0,50	0,0	0	7.065	1.130	1.130	11,09
0,70	0,0	0	7.167	1.147	1.147	11,25
0,90	0,0	0	7.270	1.163	1.163	11,41
1,00	0,0	0	7.321	1.171	1.171	11,49
1,20	0,0	0	7.424	1.188	1.188	11,65
1,50	0,0	0	7.577	1.212	1.212	11,89
1,80	0,0	0	7.731	1.237	1.237	12,13
2,00	0,0	0	7.834	1.253	1.253	12,29

Quindi i valori di resistenza ultima del terreno sono rispettivamente:

$$R_d (M1) = 1,149 \text{ N/mm}^2$$

$$R_d (M2) = 0,560 \text{ N/mm}^2$$

Sulla base di quanto detto i valori caratteristici del terreno oggetto di analisi sono i seguenti:

Parametro	Unità di misura	valore
γ_v peso di volume materiale	kN/m ³	20,00
ϕ angolo di attrito intergranulare	gradi	35
Cm valore medio coesione	N/mm ²	0,1
Ed modulo elastico	N/mm ²	300
Kv costante sottofondo	N/ cm ³	30
σ_t SLU tensione allo stato limite ultimo	N/mm ²	0,560
σ_{amm} tensione ammissibile	N/mm ²	0,375

Come strutture fondazionali saranno realizzate travi di larghezza variabile. Nel caso in esame, nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali e geotecnici si è fatto riferimento all'Approccio Progettuale 2 di cui alle Norme Tecniche. Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale (R). In particolare, per la verifica agli SLU nel caso di fondazioni superficiali, si fa riferimento ai coefficienti parziali

$$(A1 + M1 + R3)$$

Quindi, per le azioni si adopereranno i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I delle NTC; per i parametri geotecnici si adopereranno i valori della colonna M1 della Tabella 6.2.II delle NTC; per la capacità portante si adopereranno i valori della colonna R3 della Tabella 6.4.I delle NTC.

Nel nostro caso, per questo motivo, il valore della resistenza ultima del terreno da adottare è $R_d (M1)$, da dividersi per il coefficiente parziale $\gamma_R = 2,3$, ossia

$$R_d = 0,500 \text{ N/mm}^2$$

Le combinazioni di carico di progetto assunte per gli SLU sono proprio quelle che fanno capo all'Approccio 2 (A1).

Si osservi che nelle verifiche finalizzate al dimensionamento strutturale della stessa fondazione, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

A favore della sicurezza non è stato valutato lo scarico che verrà operato sul piano di sedime a causa della realizzazione del doppio piano interrato, posto a quota di circa - 6,0 m dall'attuale p.c. pertanto lo scarico tensionale è pari a :

$$\sigma_{sc} = \gamma_v \times h = 2 \times 6,0 = 12 \text{ t/mq}$$

pari a circa il 32% delle sollecitazioni massime; in questo caso la tensione sul terreno sarebbe pari a 2.5 kg/cmq valore assolutamente compatibile con i terreni presenti in affioramento.

9 CONCLUSIONI

Attraverso lo studio e le indagini condotte, è stato possibile acquisire un grado di conoscenza sufficientemente chiaro dell'area ricavando quanto segue:

- 1) il sottosuolo dell'area si suddivide in due unità litologiche ben distinte: la prima è costituita dalla copertura vegetale (UC- divisa in sottounità UC1 e UC2) con spessore di circa 1,0/1,5 metri, la seconda unità è costituita dal bedrock (UB – divisa nelle sottounità UB1, UB2, UB3) che si sviluppa da una profondità di 1,5 metri con grado di fatturazione variabile con la profondità, da alto, medio a medio-basso;
- 2) la morfologia superficiale dell'area è caratterizzata da tassi di acclività scarsi, che riflettono le caratteristiche di terreni affioranti sintomatiche di equilibrio geostatica;
- 3) il suolo di fondazione è risultato di **categoria "A"** ($V_{s30} > 800,00 \text{m/s}$);
- 4) **non sono state evidenziate situazioni locali associabili a fenomeni o processi di pericolosità geologica;**
- 5) le strutture **prospicienti esistenti non subiranno significativa interferenza** con la realizzazione della nuova struttura;
- 6) per ciò che riguarda il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, **l'area oggetto di studio non è sottoposta ad alcun vincolo idrogeologico**, ed in particolare non ricade in alcuna zona classificata a rischio.

Quanto descritto nel presente elaborato tecnico dovrà essere verificato in sede di esecuzione dei lavori a causa della estrema variabilità dei caratteri strutturali dell'ammasso roccioso affiorante. Con riferimento ad altre esperienze nella zona e sulla scorta di quanto su esposto, si suggerisce, sul piano di sbancamento, di verificare la continuità dell'ammasso roccioso carbonatico. Congiuntamente, una corretta pulizia del fondo scavo, soprattutto laddove saranno incassate le strutture fondali, consentirebbe di accertare direttamente, sul piano di appoggio delle fondazioni, l'eventuale presenza di cavità e/o di sacche di terre rosse ed intervenire con la bonifica dei terreni tramite asportazione del materiale residuale ed iniezioni di calcestruzzo magro.

Tanto in ottemperanza all'incarico conferitomi

Bari, gennaio '19



IL GEOLOGO