

Spett. INIZIATIVE ROMAGNA S.r.l.
Egr. Sigg. DOMENICA PONTILLO e GIORGIO BISULLI

RELAZIONE GEOLOGICA
ALLEGATA AL P.U.A. DI INIZIATIVA PRIVATA
PER AREA DENOMINATA APS N. 2.1. (EX D3 N. 2b)
PER REALIZZAZIONE DI FABBRICATO INDUSTRIALE
AD USO DEPOSITO DA ERIGERSI PRESSO VIA DEL LECCIO
ANGOLO VIA DEL SALICE (EX VIA P. TOSI),
IN COMUNE DI SANTARCANGELO - RN -.

RELAZIONE



INDICE

| | |
|--|-----------|
| 1.- PREMESSA | 4 |
| 2.- INQUADRAMENTO GENERALE DEL TERRITORIO | 5 |
| 2.1.- <i>Geologia e Geomorfologia</i> | 6 |
| 3.- IDROGRAFIA | 8 |
| 4.- CARATTERISTICHE IDROLOGICHE | 9 |
| 5.- INDAGINI ESEGUITE | 11 |
| 5.2.- <i>Prove di laboratorio</i> | 14 |
| 5.3.- <i>Prova su piastra circolare</i> | 20 |
| 6.- STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO | 27 |
| 7.- SCHEMA STRATIGRAFICO E SUCCESSIONE LITOLOGICA | 31 |
| 8.- GEOTECNICA | 31 |
| 8.1.- <i>Parametri geotecnici e modello geotecnico</i> | 31 |
| 9.- NORME SISMICHE | 34 |
| 9.1.- <i>Il quadro normativo di riferimento</i> | 34 |
| 9.2.1.- <i>Azione sismica di progetto</i> | 35 |
| 9.2.2.- <i>Stati limite e probabilità di superamento</i> | 36 |
| 9.2.3.- <i>Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche</i> | 37 |
| 9.3.- <i>Il quadro normativo di riferimento</i> | 38 |
| 10.1.- <i>Opere di fondazione</i> | 40 |
| 10.2.- <i>Coefficienti sismici</i> | 40 |
| 11.- PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO | 41 |
| 11.1.- <i>Commento sul profilo delle velocità</i> | 44 |
| 11.2.- VERIFICA A LIQUEFAZIONE | 44 |
| 12.- CONCLUSIONI | 47 |

ALLEGATI

Carta Geologica d'Italia – Stralcio –

Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico – Variante 2016. Tavola 1.

Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico – Mappa della pericolosità per il reticolo secondario di pianura. Tavola 5.1.

Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale – Tavola D (Stralcio).

Piano Strutturale Comunale – Tavola 2 B.

P.S.C. – R.U.E. – POC 1 – Tavola dei vincoli – Tav. 4.

P.S.C. – R.U.E. – POC 1 – Tavola dei vincoli – Tav. 6.

Andamento dei livelli di falda nella conoide del Parecchia nel 2021.

Atlante climatico dell'Emilia Romagna 1961 – 2015 (Stralcio).

Corografia scala 1 : 25.000

Corografia scala 1 : 5.000

Area oggetto d'intervento –da Tav. 1 Arch. S. Fabbri.

Ubicazione indagini geognostiche

Prove di carico su piastra – Dr. Geol. S. Sanchi

Ubicazione campioni prelevati – Elaborati prove di laboratorio – Dr. R. Scaparrotti

Ubicazioni indagini geognostiche – sondaggi stratigrafici- Dr. Geol. F. Battistini

Indagine geofisica HVSR – Dr. Geol. G. Ciuffoli

COMUNE DI SANTARCANGELO – Studio di Microzonazione Sismica - Stralcio

Verifiche a Liquefazione – da Boulanger & Idriss, 2014

Spett. INIZIATIVE ROMAGNA S.r.l.
Egr. Sigg. DOMENICA PONTILLO e GIORGIO BISULLI

RELAZIONE GEOLOGICA
ALLEGATA AL P.U.A. DI INIZIATIVA PRIVATA
PER AREA DENOMINATA APS N. 2.1. (EX D3 N. 2b)
PER REALIZZAZIONE DI FABBRICATO INDUSTRIALE
AD USO DEPOSITO DA ERIGERSI PRESSO VIA DEL LECCIO
ANGOLO VIA DEL SALICE (EX VIA P. TOSI),
IN COMUNE DI SANTARCANGELO - RN -.

1.- PREMESSA

L'indagine è stata condotta su incarico della Spett. INIZIATIVE ROMAGNA S.r.l. – Sigg. DOMENICA PONTILLO e GIORGIO BISULLI al fine di accertare le condizioni geologiche dei terreni interessati dal progetto di realizzazione di fabbricato industriale ad uso deposito, da realizzarsi presso Via del Leccio angolo Via del Salice (ex Via P. Tosi), in Comune di Santarcangelo (latitudine: 44.069649; longitudine: 12.463576) e di conseguenza acquisire gli elementi necessari alla redazione del progetto.

Lo studio è stato condotto sulla base dei risultati ottenuti dall' esecuzione di n° 6 prove penetrometriche statiche con punta meccanica (C.P.T.) e n° 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica (C.P.T.-E). Le indagini geognostiche sono state spinte alla profondità massima di – 12.00 mt. dall'attuale p.c. per effetto della presenza di ghiaie a notevole grado di addensamento.

Dai risultati forniti, correlabili ai valori di N_{SPT} , si sono desunti i parametri geotecnici utilizzati per la caratterizzazione dei litotipi presenti.

Inoltre sono state condotte, ad Agosto 2023, n° 3 prove di carico su piastra e n° 3 prove di laboratorio tendenti a definirne le caratteristiche geomeccaniche su campioni di terreno prelevati nell'ambito della realizzazione delle trincee preposte.

In corrispondenza di quest'ultime sono stati prelevati campioni di terreno rappresentativi delle litologie attraversate su cui sono state condotte prove di laboratorio tendenti a definirne le caratteristiche geomeccaniche.

Ai fini della ricostruzione della sequenza stratigrafica dell'area, ci si è inoltre avvalsi dei risultati forniti dall'esecuzione di n° 2 sondaggi stratigrafici a carotaggio continuo spinti alla profondità massima di 35.00 mt. dall'attuale p.c. effettuati in aree prossime a quella

oggetto d'indagine, nel corso di precedenti lavori commissionato a codesto Studio (periodo: Marzo 2008 ÷ Dicembre 2018).

I relativi grafici penetrometrici, logs stratigrafici ed elaborati delle prove di laboratorio sono allegati a fine relazione.

Sono state inoltre effettuate **n° 1 indagine geofisica HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio)** e **n° 1 indagine geofisica MASW (multichannel analysis of surface waves)** per la determinazione della velocità delle onde di taglio nei primi 30 mt. di profondità (V_{s30}) e delle frequenze caratteristiche del sito.

Le considerazioni geologiche, geotecniche, idrogeologiche e geofisiche di seguito espresse saranno mirate a ricostruire le condizioni di pericolosità del territorio in funzione della prevista edificazione dell'area in ottemperanza al:

- **D.P.R. 380/2001**

- **Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003**

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

- **Eurocodice 7**

Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.

- **Eurocodice 8**

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

- **D.M. 17 Gennaio 2018**

Norme Tecniche per le costruzioni.

- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

- **L.R. 19/2008**

"Norme per la riduzione del rischio sismico"

- **L.R. 24/2017**

"Disciplina regionale sulla tutela e l'uso del territorio"

2.- INQUADRAMENTO GENERALE DEL TERRITORIO

Il territorio comunale di Santarcangelo di Romagna ha un'estensione di **45.08 Kmq.**

Si sviluppa in gran parte a Nord del corso del Fiume Marecchia (frazioni di Montalbano, Ciola Corniale, Canonica, Sant'Agata, San Vito, Centro Storico, Santa Giustina e San Michele) ed in minima parte a Sud del predetto Fiume (frazioni di San Martino dei Molini e Sant'Ermete).

La morfologia dell'area è quella tipica delle aree prospicienti il Mare Adriatico e le pianure terrazzate.

Il territorio comunale è suddiviso da una sottile dorsale collinare Poggio Torriana – Colle Giove che separa i bacini idrografici dei due maggiori corsi d'acqua incidenti la zona: Fiume Marecchia e Torrente Uso.

2.1.- GEOLOGIA e GEOMORFOLOGIA

L' area in esame e' riportata nel Foglio n° 100 - FORLI' - della Carta Geologica d' Italia ricadendo nella Tavoletta II SE, Santarcangelo di Romagna.

La geologia del territorio comunale di Santarcangelo non è particolarmente complessa. Essa comprende infatti le ultime pendici collinari di età pliocenica e le alluvioni continentali terrazzate della pianura (Pleistocene - Olocene).

Sono rappresentati quindi gli ultimi episodi di storia geologica che hanno portato alla formazione della dorsale appenninica. Tali episodi si concretizzarono verso la fine del Miocene (5 Milioni d'anni fa circa) con dei sollevamenti che fecero emergere l'ossatura della catena; su entrambi i versanti, la linea di costa era allora abbastanza vicina al limite spartiacque. Essa corrispondeva alla "linea di cerniera" tra le aree in sollevamento ed aree subsidenti e costituiva il principale elemento di riferimento tettonico e morfologico. Basti pensare che nella Regione Emilia - Romagna l'area che presenta, sia per frequenza che intensità, il maggior grado di sismicità, è quella interessata dal "Sovrascorrimento pedeappenninico" che coincide appunto con tale zona di cerniera.

La linea e conseguentemente la morfologia della costa, era rotta e frastagliata da faglie trasversali (cosiddette antiappenniniche) ancora oggi sismicamente attive (faglie trascorrenti) su cui si sono impostate le aste di erosione fluviale (torrenti appenninici primitivi).

La linea di cerniera è poi migrata verso NE negli ultimi 7 - 8 M.A.; sono così emersi, aggiungendosi all'ossatura precedente, i sedimenti che formano le fasce collinari pedeappenniniche di età sostanzialmente pliocenica e quaternaria. Ciò è dipeso dalle sedimentazione abbondante apportata dai torrenti appenninici sul margine della fossa padana, ma soprattutto dai "basculamenti" indotti da moti verticali diventati, in questo periodo, predominanti, mentre quelli orizzontali si riducevano d'importanza.

Questa attività tettonica non si è ancora esaurita, almeno nella fase avanzata dell'orogene (Pianura Padana, Adriatico) come è dimostrato dalla frequente attività sismica della regione. I terreni affioranti nel territorio del Comune di Santarcangelo di Romagna si sono costituiti in posto (a differenza ad esempio di quelli affioranti nella vicina Val Marecchia che sono migrati in senso orizzontale) e pertanto si presentano in successione stratigrafica normale, con i sedimenti più antichi in basso ed i più recenti in alto.

Essi rappresentano il cosiddetto "neoautoctono".

Vengono individuate due "serie" di sedimenti: marini e continentali.

Nella serie marina e' rappresentato tutto il Pliocene pedeappenninico cioè tutti quei depositi sedimentari formatisi successivamente alla messa in posto dei complessi liguridi (argille caotiche con lembi "esotici") della colata gravitativa della Val Marecchia, avvenuta nel Pliocene inferiore.

I terreni più antichi sono presenti nelle frazioni collinari di Montalbano e Ciola Corniale (Pliocene medio - inferiore); litologicamente prevale la frazione sabbiosa (molasse, sabbie grossolane con intercalazione di argille sabbiose grigie) indice di depositi di mare costiero con strati orientati generalmente in direzione NNO - SSE ed immersioni molto elevate verso NE (anche superiori a 50°).

Il Pliocene superiore e' invece rappresentato da sabbie stratificate, talora cementate ed arenarie debolmente cementate; sabbie fini argillose e limi argillosi grigi.

Costituisce le ultime pendici collinari comprese tra il Fiume Marecchia ed il Fiume Uso. Di questi litotipi prevale nettamente, per la parte su cui sorge il centro storico di Santarcangelo di Romagna, il primo (arenarie debolmente cementate, il cosiddetto "tufo") con alla base lenti di conglomerato, più o meno cementato, che marca le varie regressioni e trasgressioni marine, cui è stata soggetta la zona ed è pertanto da considerarsi legato ad un ciclo regressivo plio - pleistocenico.

I terreni alluvionali fanno parte delle alluvioni delle conoidi dei Fiumi Uso e Marecchia ascrivibili al Pliocene ed Olocene.

Di queste, la conoide di gran lunga più importante per estensione (200 Km² secondo U. Buli "Geoidrologia della conoide del Fiume Marecchia" 1935 - Bologna, e 123 Km² secondo il Consorzio di Bonifica Agro Riminese "Studi e ricerche metodologiche per il ravvenamento artificiale del conoide del Fiume Marecchia a scopo idropotabile ed irriguo" 1977 - Rimini) che per gli acquiferi contenuti, è quella del Fiume Marecchia.

Planimetricamente essa ha forma triangolare, vertici Ponte Verucchio, Bellaria e Miramare di Rimini.

Essa degrada dolcemente verso l' Adriatico con una pendenza variabile dall' 8 a meno dell' 1 per mille.

Per quanto riguarda l'alveo recente del Fiume Marecchia, a partire dagli anni '70 esso ha subito, al pari di altri fiume emiliano - romagnoli, una profonda trasformazione per effetto della canalizzazione che ha prodotto una drastica riduzione della sezione d'alveo ed una profonda incisione a valle di Ponte Verucchio (di oltre 10 metri) che ha portato in affioramento i terreni di deposito marino (peliti grigio - azzurre della successione pliocenica). La canalizzazione è stata prodotta dalle escavazioni compiute in alveo e sui terrazzi laterali del fiume, compiute negli anni '70 che hanno prodotto l'asportazione del sottile pavè ghiaioso (dello spessore di 5 - 7 metri circa) posti al tetto dei terreni di deposito marino nella zona apicale del conoide. La canalizzazione riguarda circa 7 - 8 dei 19 Km. Della lunghezza d'alveo compresa tra Ponte Verucchio e la foce.

Complessivamente i depositi marini occupano una superficie pari a 9.955 Km². (circa il 22% della superficie comunale pari a 45.08 Km².) mentre i depositi continentali alluvionali della pianura, una superficie di 35.125 Km². Pari a circa il 78 % del territorio comunale.

Nella pianura le alluvioni si presentano nettamente terrazzate. Sono stati riconosciuti V ordini di terrazzi.

Il più esteso di tali terrazzi è il III° che si immerge sotto i terreni alluvionali ghiaiosi ed argillosi non ferrettizzati a valle di Corpolo'. All' altezza di Vergiano poi tali terreni sono a loro volta ricoperti da strati alluvionali ancor più recenti, marcatamente argillosi e da terreno vegetale che si estende per tutta la restante pianura fino al mare.

La copertura alluvionale argillosa, contribuisce a rendere artesiani l' acqua contenuta in tali conglomerati.

I depositi alluvionali hanno uno spessore via via crescente man mano che dal vertice della conoide si procede verso il mare.

All' altezza del Comune di Poggio Berni lo spessore del materasso ghiaioso si aggira sui 4 mt.; più a valle, in corrispondenza di S. Martino dei Mulini aumenta fino a superare i 20 mt. di altezza: inizia allora una enorme lente permeabile estesa quasi come una fascia trasversale in seno alla conoide. Da questa lente si diramano, per successive biforcazioni, come

digitazioni o suddivisioni, i vari strati ghiaiosi che, con diversa pendenza e continuità, si espandono sotto la bassa pianura.

Questo schema si deve al già ricordato U. Buli "Geoidrologia della conoide del Fiume Marecchia" 1935 - Bologna; le prospezioni sismiche compiute nell'ambito degli studi sul ravvenamento artificiale della conoide (Consorzio di Bonifica Agro Riminese "Studi e ricerche metodologiche per il ravvenamento artificiale del conoide del Fiume Marecchia a scopo idropotabile ed irriguo" 1977 - Rimini) hanno sostanzialmente confermato tale schema.

La geologia della zona e' caratterizzata dalla presenza di depositi continentali pleistocenici, litologicamente costituiti da sabbie, ghiaie ed argille dei terrazzi.

3.- IDROGRAFIA

Nei fori di sondaggio delle prove penetrometriche, in sede di indagine geognostica (Agosto 2023), **non e' stata rinvenuta la presenza di un livello freatico.**

Occorre considerare come tale dato possieda un certo margine di incertezza trattandosi di valutazioni non suffragabili direttamente visto anche il breve periodo di osservazione entro i fori di sondaggio, unici dati a disposizione per la presente indagine, in rapporto alla velocità di filtrazione, alle oscillazioni stagionali e ai cicli meteorologici pluriennnali.

Tuttavia, onde verificare in modo più compiuto la quota della superficie freatica, si sono consultati i "**Rapporti tecnici - Area Geologia, Sismica e Suoli, annualità 2014 ÷ 2022 - Andamento dei livelli di falda nella conoide del Marecchia nel 2021**, a cura di Paolo Severi - Area Geologia, Sismica e Suoli - Regione Emilia Romagna, Andrea Chahoud e Luca Gelati - Direzione tecnica ARPAE Emilia-Romagna

Il punto di controllo più prossimo all'area in esame risulta essere il pozzo contraddistinto dalla sigla "**a 15_1_1**" con coordinate UTM 32a (777305.2780; 885646.8210), sito a confine (lato Ovest), del lotto oggetto d'intervento.

La quota del livello freatico nell'intervallo temporale registrato (2014 ÷ 2022), risultava **più prossima a - 20.00 mt. dal p.c. attuale** (valore mediato), pur tenendo conto che i livelli di falda hanno un andamento più o meno sinusoidale in linea con l'andamento stagionale, con i massimi primaverili e i minimi tardo estivi ed autunnali (max. innalzamento registrato: 12.07 mt. dal p.c. ÷ minimo registrato: - 26.70 mt. dal p.c.).

Per quanto riguarda l'**idrografia di superficie** l'area è posta a Nord rispetto all'asse di deflusso del Fiume Marecchia.

Il reticolo idrografico superficiale risulta molto localizzato causa la presenza di estesi affioramenti di terreni ghiaiosi e sabbiosi a differenza di quanto avviene nel bacino del Fiume Uso per via della minore infiltrabilità dei terreni di superficie (prevalentemente argilloso - limosi).

4.- CARATTERISTICHE IDROLOGICHE

La zona in esame è posta ad alcune centinaia di metri dell'asta fluviale del Fiume Marecchia.

L'idrologia della zona è costituita esclusivamente da fossi d'irrigazione e di scolo. I terreni coltivati vengono irrigati con acqua prelevata dai pozzi che pescano ad una profondità di circa 15 mt. dal p.c. Lo strato superficiale degradato è sede di una falda freatica prevalentemente stagionale, collegata in maniera diretta alla piovosità della zona. Come in precedenza ricordato, durante l'esecuzione delle prove penetrometriche non è stata rilevata la presenza di un livello freatico.

Tuttavia occorre considerare come tale dato possieda un certo margine di incertezza trattandosi di valutazioni non suffragabili direttamente visto anche il breve periodo di osservazione entro il foro di sondaggio, unico dato a disposizione per la presente indagine, in rapporto alla velocità di filtrazione, alle oscillazioni stagionali e ai cicli meteorologici pluriennali.

Infatti, da pozzo presente sul lotto limitrofo "a 15_1_1" con coordinate UTM 32a (777305.2780; 885646.8210), si è registrato un livello freatico posto a quota di circa - 20.00 mt. dal p.c. (valore mediato annualità 2014 ÷ 2022).

Le valutazioni idrologiche necessarie al dimensionamento delle opere di scolo possono essere effettuate mediante i dati pluviometrici desunti dall'Atlante Idroclimatico - ERMES Regione Emilia Romagna -, che, in relazione al periodo 1961 - 2008, fornisce i seguenti valori:

| Comune | Superficie Kmq. | Temp. Media (°C) 1961-1990 | Temp. Media (°C) 1991-2015 | Differenza (°C) | Precipiaz. (mm) 1961 - 1990 | Precipiaz. (mm) 1991 - 2015 | Differenza (mm) |
|---------------|-----------------|----------------------------|----------------------------|-----------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------|
| BOLOGNA | 141 | 14.0 | 15.1 | +1.1 | 760 | 777 | +17 |
| CESENA | 250 | 13.3 | 14.8 | +1.5 | 815 | 765 | -50 |
| FERRARA | 405 | 13.4 | 15.4 | +2.0 | 629 | 662 | +32 |
| FORLI' | 228 | 13.9 | 15.0 | +1.2 | 752 | 787 | +35 |
| MODENA | 183 | 13.3 | 14.6 | +1.3 | 656 | 743 | +87 |
| PARMA | 261 | 13.4 | 14.6 | +1.2 | 821 | 792 | -28 |
| PIACENZA | 118 | 12.1 | 13.6 | +1.5 | 831 | 782 | -49 |
| RAVENNA | 658 | 13.2 | 14.1 | +1.0 | 650 | 706 | +56 |
| REGGIO E. | 230 | 13 | 14.5 | +1.5 | 774 | 730 | -44 |
| RIMINI | 135 | 12.9 | 13.9 | +1.0 | 901 | 808 | -93 |

Come si evince dalla tabella sopra riportata, aumento generalizzato delle temperature e concentrazione delle piogge sono le principali tendenze rilevabili nell'intervallo temporale considerato.

Le tendenze climatiche regionali mostrano un aumento generalizzato delle temperature: confrontando il trentennio 1961 - 1990 con il periodo 1991 - 2008, esse risultano cresciute

mediamente di circa un grado (1.1°), con punte fino a due gradi a Ferrara e 1,5° a Reggio Emilia, Piacenza e Cesena.

Le precipitazioni espresse come totali annui medi territoriali mostrano invece variazioni modeste nella quantità totale, calata in media del 5% circa (da 890 a 850 mm.).

Le variazioni in questo caso sono soprattutto territoriali, dato che le precipitazioni appaiono diminuite sostanzialmente in montagna e leggermente aumentate nelle pianure centro – orientali. I cambiamenti riguardano anche la distribuzione nel tempo delle piogge con una tendenza alla diminuzione dell'ordine di 2 – 4 giorni di pioggia annuali in meno ogni decennio.

Dal sito <https://www.arpae.it/cartografia/> per la Stazione di Santarcangelo, si evince inoltre:

Stazione: **Santarcangelo di Romagna**

Codice: **ER2424**

Comune: **SANTARCANGELO DI ROMAGNA (RN)**

Dati climatici comunali

Comune: **SANTARCANGELO DI ROMAGNA (RIMINI)**

Temperature 61-90: **12,9 °C**

Temperature 91-15: **13,9 °C**

Precipitazioni 61-90: **901 mm**

Precipitazioni 91-15: **808 mm**

Prec. medie - Totale annuo - Periodo 1961- 1990 (mm)

Classe: **800 - 900 mm**

Prec. medie - Totale annuo - Periodo 1991- 2015 (mm)

Classe: **700 - 800 mm**

Temperatura media annua - Periodo 1991- 2015 (°C)

Classe: **13 - 14 °C**

ETP annua - Periodo 1991-2015

Classe: **950 - 1000 mm**

Si è inoltre fatto riferimento alle massime altezze di pioggia registrate nelle stazioni pluviometriche Rimini Lido e S. Marino negli anni 1935 – 1970; sono state elaborate con il sistema statistico di probabilità climatica di Gumbel.

I valori ottenuti sono stati considerati in media per ottenere il valore più probabile per l'area in oggetto.

Questo risulta pari a:

- **79 mm.** per un tempo di ritorno di **25 anni.**

- **98 mm.** per un tempo di ritorno di **100 anni.**

Il **coefficiente di deflusso** per l'area in oggetto può essere assunto pari a **0.5.**

Tale valore risulta (per adottare un valore sufficientemente cautelativo) superiore a quello ottenuto dal calcolo teorico dell'evapotraspirazione eseguito con la formula di **Turc** e con la metodologia proposta da **Thornthwaite** in base alle quali l'evapotraspirazione risulta superiore al 50 % delle precipitazioni.

Formula di Turc:

$$Er = P / \sqrt{0.9 + Pe^2 / Le^2}$$

Con:

Er = evapotraspirazione reale annuale in mm.;

P = precipitazioni annuali pari a **815 mm.** (media dei dati pluviometrici registrati alla stazione pluviometrica di Cesena in media trentennale);

L = $300 + 25 t + 0.05 Te^3$;

T = temperatura media annuale pari a 13.3 gradi Celsius da cui **Er** = 542 mm. pari al 67 % delle precipitazioni.

In pratica, considerando una evapotraspirazione pari al 50 % delle precipitazioni, in considerazione della natura litologica dei terreni il rimanente 50% si può ritenere completamente coinvolto nel fenomeno di ruscellamento superficiale.

Non va altresì dimenticato il quantitativo d'acqua derivante dalla mancata infiltrazione nella porzione di aree impermeabilizzate successivamente alla realizzazione di piazzali, parcheggi, ecc....

5.- INDAGINI ESEGUITE

Nella zona oggetto di indagine, sono state eseguite ad Agosto 2023 n° 6 prove penetrometriche statiche con punta meccanica (C.P.T.) e n° 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica (C.P.T.-E) spinte alla profondità massima di - 12.00 mt. dall'attuale p.c. per effetto della presenza di ghiaie a notevole grado di addensamento.

Inoltre sono state condotte n° 3 prove di carico su piastra e n° 3 prove di laboratorio tendenti a definirne le caratteristiche geomeccaniche su campioni di terreno prelevati nell'ambito della realizzazione delle trincee preposte.

Per la determinazione della velocità delle onde di taglio nei primi 30 mt. di profondità (V_{S30}) e delle frequenze caratteristiche del sito sono state eseguite n° 1 indagine geofisica HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio) e n° 1 indagine geofisica MASW (multichannel analysis of surface waves).

Di seguito vengono riassunte brevemente le caratteristiche tecniche delle prove penetrometriche statiche C.P.T.

Le prove penetrometriche statiche CPT sono state eseguite mediante penetrometro tipo PAGANI 73-200 kN, semovente, con spinta max. di 20 Tons, con ancoraggi tramite viti elicoidali e punta meccanica Begemann.

La prova consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa a velocità costante nel terreno.

La penetrazione della batteria deve avvenire ad una velocità costante pari a 2 cm./sec. (± 0.5 cm./sec.), indipendentemente dalla resistenza opposta dal terreno.

Il dispositivo di spinta deve essere ancorato in modo da non muoversi rispetto al piano di lavoro durante l'infissione.

Deve essere posizionato in modo da garantire la verticalità iniziale della spinta delle aste cave (deviazione dalla verticale: 2%).

L'attrezzatura è costituita da un dispositivo idraulico di spinta (20 Ton.), che agisce alternativamente sulla batteria di aste interne alla cui estremità è collegata la punta e su quella di aste cave esterne.

La prova è quindi generalmente "discontinua" e le misure di resistenza vengono di norma eseguite ed annotate ogni 20 cm. di penetrazione.

Il penetrometro utilizzato è fornito di punta telescopica con manicotto (detta anche punta Begemann).

Il dispositivo di misura è costituito da una cella di carico con display analogico.

Sopra la punta è posto un manicotto per la misura dell'attrito laterale. Le dimensioni della punta e del manicotto sono standardizzate e precisamente:

- diametro di base del cono: 37.5 cm.;

- angolo di apertura del cono: 60°.

Il manicotto ha una superficie laterale compresa tra 150 e 200 cmq.

Le aste cave hanno il diametro esterno di 36 mm.

Sulle aste cave può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito del terreno lungo la batteria e facilitare l'infissione a parità di spinta disponibile.

L'anello allargatore, quando usato, deve essere posto almeno ad 1.0 mt. sopra la punta.

Le aste interne, a sezione piena, devono avere un diametro di 0.5 ÷ 1.0 mm. minore di quello interno delle aste cave e devono scorrere senza attriti all'interno delle aste cave; Le estremità delle aste interne devono essere ortogonali all'asse dell'asta stessa.

Con la punta Begemann vengono rilevate ogni 20 cm.:

- la resistenza all'avanzamento della sola punta - **R_p** -;
- La resistenza alla punta più resistenza per attrito locale sul manicotto - **R_p + R_l** -;
- La resistenza totale all'avanzamento delle aste cave e della punta - **R_t** -.

La documentazione comprende in questo caso copia delle letture alla cella di carico delle tre grandezze sopra menzionate ed i grafici:

R_p / profondità;

R_l / profondità;

R_p+R_l / profondità.

Le prove non vengono di norma spinte oltre la profondità di 50 metri dal piano campagna.

La prova deve essere sospesa e la batteria di aste estratta se la resistenza totale, od alla punta o al manicotto è tale da non consentire un ulteriore avanzamento.

Nel caso specifico, le prove penetrometriche statiche hanno raggiunto la profondità massima di 12.00 mt. dal piano campagna attuale.

Le prove penetrometriche statiche elettriche tipo CPT-E sono state eseguite con penetrometro Pagani 73-200, autoancorante e semovente, con motore 36 HP, tiro in estrazione pari a 30.000 Kg e spinta in infissione pari a 20.000 Kg. Tale penetrometro permette l'esecuzione di prove statiche infiggendo una punta elettrica conica spinta a velocità costante e standardizzata a 2.0 cm/sec. nel terreno mediante la pressione del gruppo di spinta idraulica che agisce su una batteria di aste cave alla cui estremità inferiore è situata la punta.

Tale punta è dotata di due trasduttori che sono posti all'interno della sonda; una cella di carico è montata subito a tergo della punta conica ed una all'interno del manicotto laterale.

Le misure della resistenza alla penetrazione alla punta q_c ed alla resistenza per attrito laterale f_s sono effettuate direttamente alla profondità della sonda e sono:

- continue e puntuali;*
- indipendenti tra loro;*
- relative alla stessa profondità;*
- accurate ed estremamente ripetibili.*

All'interno delle aste cave è alloggiato un cavo elettrico di trasmissione dei segnali che vengono raccolti ed elaborati in superficie mediante una centralina elettronica digitale.

Le caratteristiche geometriche e le modalità di esecuzione della prova sono in accordo con le normative europee di standardizzazione ed in particolare con le normative ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing (1988) – Cone Penetration Test (C.P.T.): International Reference Test Procedure.

Il dispositivo di spinta è costituito da un martinetto idraulico che esercita sulla batteria di aste del diametro esterno di 36 mm. e lunghezza 1000 mm. cadauna, un carico di 20 Tons.

Il corretto posizionamento dell'attrezzatura all'inizio delle prove e durante l'esecuzione delle stesse, è stato controllato mediante sensore inclinometrico e la deviazione dalla verticale di spinta è stata generalmente inferiore al 2%.

Per la misura dei due parametri (q_c e f_s), la punta elettrica è dotata di una cella di carico con trasduttore estensimetrico in grado di convertire lo sforzo di spinta in un segnale elettrico, con fondo scala di 50 Mpa per la resistenza alla punta e 0.5 MPa per la resistenza laterale. Inoltre la punta è dotata di sensore inclinometrico per la valutazione della deviazione dalla verticale.

Il dispositivo di misura oltre alle celle di carico della punta comprende anche una centralina elettronica che riceve, amplifica e decodifica i segnali ed un computer per la registrazione dei dati, la elaborazione e la restituzione grafica.

Le prove statiche con punta elettrica hanno raggiunto la profondità massima rispettivamente di – 11.55 (C.P.T.-E n° 1) e – 11.93 (C.P.T.-E n° 2) mt. dall'attuale p.c.

I risultati dei logs penetrometrici sono allegati a fine relazione.

5.2.- Prove di laboratorio

Nel corso delle **trincee esplorative n° 1, 2 e 3** ubicate come da planimetria allegata (stralcio da Google Earth), sono stati prelevati complessivamente **n° 3 campioni (n° 1 per ciascuna verticale di sondaggio)** poi sottoposti a prove di laboratorio per la determinazione delle caratteristiche fisiche (**analisi granulometrica per sedimentazione, Limiti di Atterberg, prova di taglio CD in Scatola di Casagrande**).

La finalità di tali analisi è quella di caratterizzare il terreno allo stato naturale tramite la definizione delle proprietà indici.

Nei terreni argillosi si osserva una variazione dello stato fisico al variare del contenuto d'acqua. Nello specifico se il contenuto d'acqua di una sospensione argillosa densa è ridotto gradualmente la miscela acqua – argilla passa dallo stato liquido ad uno stato plastico (dove il materiale acquisisce sufficiente rigidità da deformarsi in maniera continua), ad uno stato semisolido (in cui il materiale comincia a presentare fessurazioni) ed infine ad uno stato solido (in cui il terreno non subisce ulteriori diminuzioni di volume al diminuire del contenuto d'acqua).

Il passaggio da uno stato all'altro non è istantaneo ma avviene gradualmente all'interno di un range di valori del contenuto d'acqua .

Sono stati perciò stabiliti dei criteri convenzionali (Atterberg, 1911) per individuare le varie fasi di passaggio tra i vari stati di consistenza.

I **limiti di Atterberg** sono dei parametri che si ottengono in laboratorio geotecnico con procedure standardizzate che rappresentano pertanto passaggi critici del comportamento del terreno.

Vengono determinati sulla frazione di terra che passa dal setaccio (ASTM 40) (0.420mm).

Sono molto utili per la classificazione del terreno, e sono strettamente legati ad un'altra prova geotecnica di laboratorio molto importante: l'**analisi granulometrica**.

Si possono distinguere quattro possibili stati fisici in funzione della consistenza, in ordine crescente del contenuto di acqua essi sono:

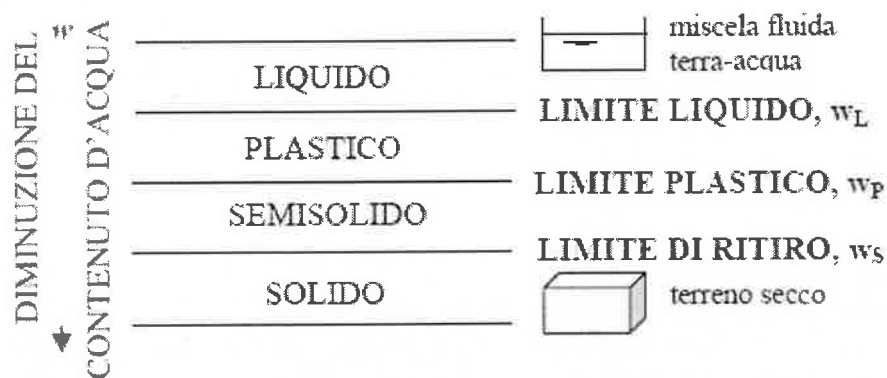


Fig. 1.- Stati fisici del terreno e limiti di Atterberg

*Il **limite liquido (WL)** è il valore del contenuto d'acqua per il quale un solco eseguito con un utensile di dimensioni normalizzate su un campione contenuto nella Coppella di Casagrande, equivalente alla chiusura del solco (per una lunghezza di 13 mm) dopo 25 colpi.*

Indica il passaggio dallo stato plastico a quello liquido. Ne consegue che per un contenuto d'acqua pari al WL tutti i terreni hanno uguale (ma molto piccola) resistenza alle sollecitazioni esterne.

*Il **limite di plasticità WP** indica il passaggio dallo stato plastico a quello semisolido.*

Corrisponde al valore del contenuto d'acqua minimo con cui un materiale si può modellare a mano in bastoncini di circa 3.0 mm di diametro senza sgretolarsi o screpolarsi (Colombo & Colleselli, 2004; Lancellotta, 2004).

*Il **limite di ritiro WS** è il valore del contenuto al di sotto del quale una perdita d'acqua non comporta più alcuna riduzione di volume.*

Utilizzando i limiti di Atterberg si possono ottenere degli indici rappresentativi della consistenza dei terreni coesivi.

***Indice di Plasticità IP:** indica il campo di variazione del contenuto d'acqua all'interno del quale il terreno ha un comportamento plastico, cioè può essere deformato o rimaneggiato senza cambio di volume e senza fessurarsi.*

$$I_p = WL - WP$$

| TERRENO | I_p |
|----------------|---------|
| NON PLASTICO | 0 - 5 |
| POCO PLASTICO | 5 - 15 |
| PLASTICO | 15 - 40 |
| MOLTO PLASTICO | > 40 |

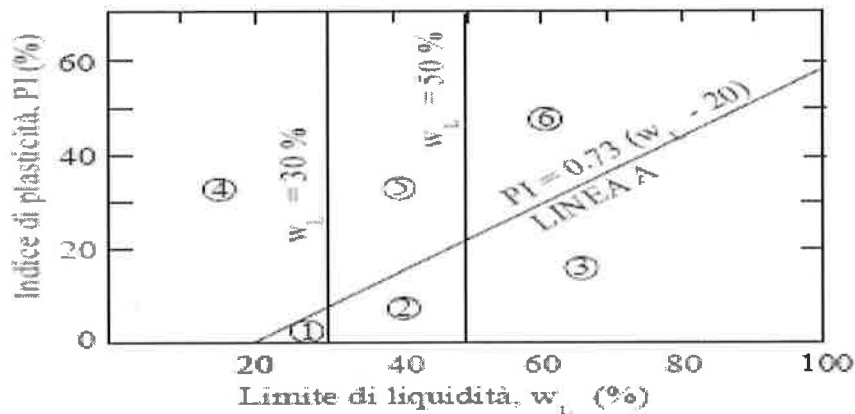
Suddivisione dei terreni basata sui valori dell'Indice di plasticità.

*Infine, la consistenza di un terreno dotato di contenuto d'acqua W_n è misurata dall' **Indice di consistenza $I_c = (WL - W_n) / I_p$***

e

Indice di liquidità $I_L = (W_n - WP) / I_p$

Nel 1948, Casagrande ha approntato un sistema di classificazione basato sui limiti di Atterberg noto come "Carta di Plasticità di Casagrande nella quale si individuano sei zone in funzione del limite liquido e dell'indice di plasticità I_p .



- ① Limi inorganici di bassa compressibilità
- ② Limi inorganici di media compressibilità e limi organici
- ③ Limi inorganici di alta compressibilità e argille organiche
- ④ Argille inorganiche di bassa plasticità
- ⑤ Argille inorganiche di media plasticità
- ⑥ Argille inorganiche di alta plasticità

Fig. 2 – Sistemi di Classificazione – Sistema USCS

Analisi Granulometrica è una operazione di scomposizione di un campione di terreno in una serie di classi, in ciascuna delle quali ricadono grani con dimensioni comprese in determinati intervalli. Serve a determinare la distribuzione delle dimensioni delle particelle che compongono un dato terreno. Si rappresenta a mezzo di scala semilogaritmica.

| N. ASTM | Apertura delle maglie, D [mm] |
|---------|-------------------------------|
| 4 | 4.76 |
| 6 | 3.36 |
| 8 | 2.38 |
| 10 | 2.00 |
| 12 | 1.68 |
| 16 | 1.19 |
| 20 | 0.840 |
| 30 | 0.590 |
| 40 | 0.420 |
| 50 | 0.297 |
| 60 | 0.250 |
| 70 | 0.210 |
| 100 | 0.149 |
| 140 | 0.105 |
| 200 | 0.074 |

• Sigle ASTM (American Society Standard Material): sigla dei setacci e diametri equivalenti dei setacci impiegati per l'analisi granulometrica. Il setaccio più piccolo utilizzato è il setaccio n°200 corrispondente ad un'apertura delle maglie di 0,074 mm.

Fig. 3 – Setacci ASTM e diametri equivalenti - da A. Nocilla – Geotecnica – Classificazione delle terre.

Il sistema ASSHTO è un sistema di classificazione che viene utilizzato principalmente nel campo delle **costruzioni stradali**, o comunque per terreni utilizzati come **materiali da costruzione**. In base alla granulometria e alle caratteristiche di plasticità i terreni vengono suddivisi in **otto gruppi**, indicati con le sigle da A-1 ad A-8, alcuni dei quali (A-1, A-2 e A-7) suddivisi a loro volta in sottogruppi.

I materiali granulari sono inclusi nelle classi da A-1 ad A-3 (con percentuale passante al setaccio 200 minore o uguale al 35%), **i limi e le argille** nelle classi da A-4 ad A-7 (con percentuale passante al setaccio 200 maggiore del 35%), mentre la classe A-8 comprende i terreni altamente **organici**. Per i terreni granulari si considera nell'ordine:

- la percentuale passante al setaccio N.10;
- la percentuale passante al setaccio N.40;
- la percentuale passante al setaccio N.200

E, quando disponibili, si considerano anche i valori del limite liquido e dell'indice di plasticità determinato sul passante al setaccio N.40.

Per i limi e le argille la classificazione viene fatta solo sulla base dei valori misurati del limite liquido e dell'indice di plasticità.

Sistema di Classificazione AASHO e CNR - UNI 1006

| Classificazione generale: | Materiali granulari (passante al setaccio N.200 ≤ 35%) | | | | | | Limi-Argille (passante al setaccio N.200 ≥ 35%) | | | | |
|---|---|-------|-----------------|---------------------------------------|-------|-------|--|-------------------|------|---------|-------|
| | A-1 | | A-3 | A-2 | | | A-4 | A-5 | A-6 | A-7 | |
| Classificazione di gruppo: | A-1-a | A-1-b | | A-2-4 | A-2-5 | A-2-6 | A-2-7 | | | A-7-5* | A-7-6 |
| Analisi granulometrica: | | | | | | | | | | | |
| % passante al setaccio: | | | | | | | | | | | |
| - N.10 (2mm) | ≤ 50 | | | | | | | | | | |
| - N.40 (0.42 mm) | ≤ 30 | ≤ 50 | ≥ 51 | | | | | | | | |
| - N.200 (0.074 mm) | ≤ 15 | ≤ 25 | ≤ 10 | ≤ 35 | ≤ 35 | ≤ 35 | ≤ 35 | ≥ 36 | ≥ 36 | ≥ 36 | ≥ 36 |
| Limiti di Atterberg determinati sul passante al setaccio N.40 (0.42 mm): | | | | | | | | | | | |
| - w _L (%) | | | Non plastico | ≤ 40 | ≥ 41 | ≤ 40 | ≥ 41 | ≤ 40 | ≥ 41 | ≤ 40 | ≥ 41 |
| - I _p (%) | ≤ 6 | | | ≤ 10 | ≤ 10 | ≥ 11 | ≥ 11 | ≤ 10 | ≤ 10 | ≥ 11 | ≥ 11 |
| Indice di gruppo (I): | 0 | 0 | 0 | | | ≤ 4 | | ≤ 8 | ≤ 12 | ≤ 16 | ≤ 20 |
| Materiale costituente: | Ghiaia (pietrame) con sabbia | | Sabbia | Ghiaia e sabbia limosa o argillosa | | | | Limi | | Argille | |
| Materiale come sottofondo: | Da eccellente a buono | | | | | | | Da buono a scarso | | | |

*Note: Se $I_p \leq w_L - 30 \rightarrow$ A-7-5; Se $I_p \geq w_L - 30 \rightarrow$ A-7-6

In relazione alle risultanze delle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati, si evince che i campioni C. 1 - S 1; C. 1 - S 2 e C. 1 - S 3 sulla base della classificazione granulometrica e dell'indice di gruppo sono ascrivibile alla categoria A 7-6.

La resistenza di un materiale è definita dallo stato tensionale ultimo che esso può sopportare prima della “rottura”. Sebbene si parli spesso di resistenza a trazione, di resistenza a compressione, di resistenza a taglio e così via, come se si trattasse di cose distinte in quanto definite da valori diversi, in realtà tutte queste proprietà possono essere poste in relazione fra di loro con un criterio di resistenza generale. Il legame infatti fra queste resistenze è fornito dall’osservazione che un materiale può sopportare solo stati tensionali in cui il massimo sforzo di taglio (tangenziale), cioè la dimensione del cerchio di Mohr massimo, non eccede un valore limite (curva involuppo di rottura).

Si può dire che un materiale è dotato di resistenza al taglio se può sopportare sforzi di taglio e che la sua resistenza è appunto il massimo valore dello sforzo di taglio (tangenziale) che esso può sopportare.

Nella prova di taglio diretto il provino viene posizionato in una cella (scatola di Casagrande – Fig. 4) costituita da due semiscatole per consentire lo scivolimento della parte superiore rispetto a quella inferiore. La prova viene condotta su almeno tre provini appartenenti allo stesso campione di terreno, preventivamente consolidati a tre valori di pressione differenti. Alla fine della fase di consolidazione si procede con la fase di taglio (Fig. 5), in condizioni drenate, registrando lo sforzo che ne consegue. Si ottengono tre diversi valori di resistenza al taglio, proporzionali alle tre diverse pressioni di consolidazione applicate. I valori ottenuti vengono utilizzati per stimare l’involuppo di rottura nel diagramma σ - τ .

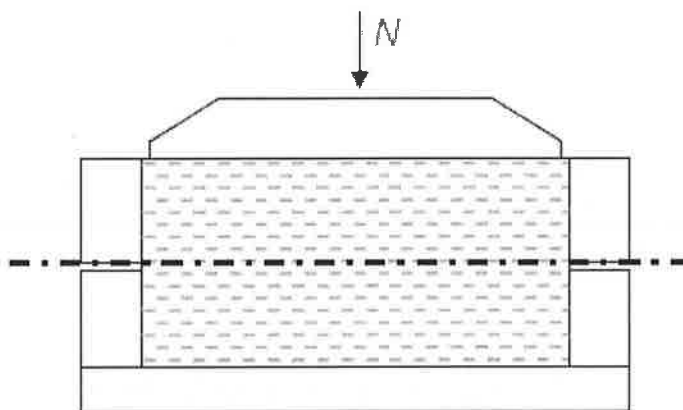


Figura 4

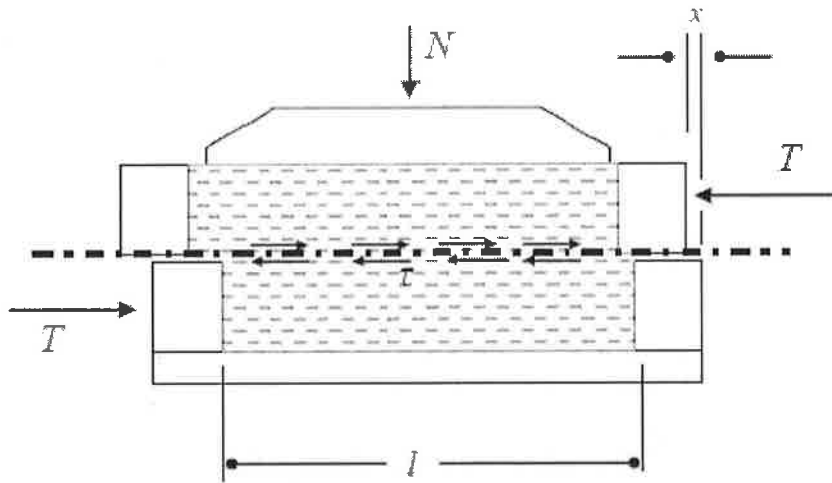


Figura 5

Dai valori ottenuti in fase di prova si può tracciare una curva di resistenza al taglio in un piano $\tau - \epsilon$ (resistenza al taglio - deformazione) da cui si evince che i valori di τ aumentano gradatamente al crescere della deformazione fino ad arrivare ad un punto di massimo (**resistenza di picco**) dove il terreno presenta la massima forza disponibile mobilitata lungo la superficie di taglio.

Il grafico ottenuto di τf in funzione di $\sigma' n$ (Figura 6) permette di tracciare l'involuppo di rottura e definire i parametri c' e ϕ' , i quali sono rispettivamente i valori di intercetta e coefficiente angolare della retta di involuppo (Figura 7).

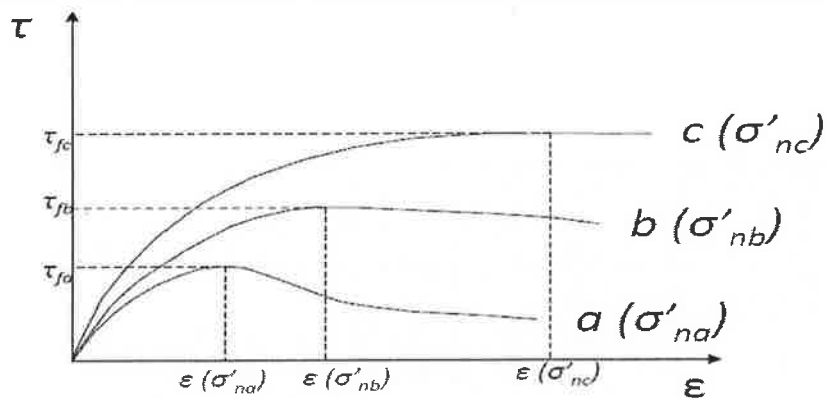


Figura 6

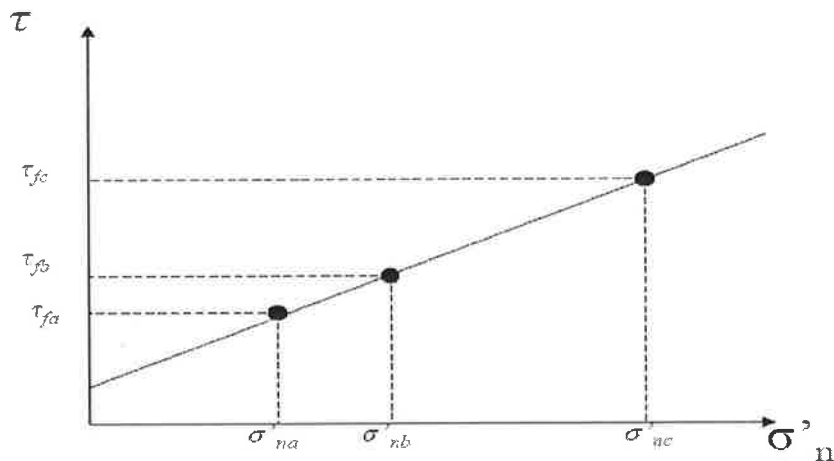


Figura 7.

In relazione alle risultanze delle prove di taglio CD in scatola di Casagrande effettuate sui campioni prelevati, si evince che gli stessi presentano caratteristiche geotecniche sufficientemente omogenee su tutta l'area.

5.3.- Prove su piastra circolare

Le prove di carico su piastra consistono nell'applicare ad una piastra di forma circolare o rettangolare, di diametro o lato dai 25 ai 150 centimetri, una pressione normale fornita o da un carico di contrasto o da ancoraggi.

Possono essere realizzate direttamente in superficie oppure dentro trincee, gallerie o sondaggi.

Il terreno su cui poggia la piastra dovrà essere preventivamente pulito e pareggiato, ad esempio con uno strato di qualche centimetro di sabbia, onde consentire una completa aderenza della superficie della piastra al terreno.

Si misurano poi ad ogni carico i corrispondenti cedimenti e si ottiene, su di un diagramma pressione - cedimenti, la curva caratteristica del terreno.

I carichi sono applicati gradualmente attendendo, tra un carico ed il successivo, che il terreno abbia cedimenti trascurabili (0.02 mm/min.).

La prova termina quando si raggiunge il carico di rottura del terreno.

Se tale valore non viene raggiunto, si assumerà come carico ammissibile sul terreno, la metà del carico che produce un cedimento di un centimetro su una superficie di 0.1 mq. (Terzaghi).

*La prova su piastra è valida sia sui suoli che su roccia ed è possibile ricavare il modulo di deformazione (**E**) attraverso la seguente formula per piastre rigide circolari (Poulos e Davis, 1974).*

$$E = [q / (s * d)] * (1 - \nu^2)$$

con:

q = carico sulla piastra;

s = cedimenti corrispondenti;

d = diametro della piastra;

v = modulo di Poisson che varia da 0 per terreni duri a 0.47 per terreni molto molli.

Se la prova è ottenuta in trincea od in sondaggio, i valori ottenuti devono essere corretti con un coefficiente di riduzione fornito da un apposito diagramma per piastre che occupano l'intera superficie del foro; nel caso che abbiano superfici inferiori, il coefficiente di riduzione è minore, ma difficilmente quantificabile.

La prova su piastra consente la determinazione:

➤ del coefficiente di sottofondo K_S (o **modulo di reazione**) definito come il rapporto tra la pressione applicata alla piastra ed il conseguente cedimento:

➤

$$K_S = P / s$$

➤ del **modulo di compressibilità** definito come il rapporto tra un intervallo di pressione ed il corrispondente incremento di cedimento moltiplicato per il diametro della piastra:

➤

$$M_d = (\Delta p / \Delta s) * d$$

Questo valore è utilizzato di frequente nel controllo della compattezza delle strutture dei rilevati stradali; si scelgono infatti i seguenti intervalli di pressione di carico a seconda del tipo di strato indagato:

da 0.5 a 1.5 Kg/cmq. per terreni di sottofondo;

da 1.5 a 2.5 Kg/cmq. per strati di fondazione;

da 2.5 a 3.5 Kg/cmq. per strati di base.

Valori considerati accettabili sono:

per terreni di sottofondo $M_d > 1.000 \text{ Kg/cmq.}$;

per strati di fondazione $M_d > 800 \text{ Kg/cmq.}$;

per strati di base $M_d > 150 \div 300 \text{ Kg/cmq.}$

Nel caso specifico, sulla base delle risultanze ottenute dalle due prove su piastra circolare eseguite ad Agosto 2023 dal Dr. Geol. Stefano Sanchi, si sono ottenuti valori di $M_d = 33.17 \text{ N/mm}^2$, 19.10 e 29.62 N/mm^2 rispettivamente per le prove n° 1, 2 e 3 quindi con valori accettabili nonché relativamente omogenei.

- **MASW (multichannel analysis of surface waves)**

Il metodo **MASW (multichannel analysis of surface waves)** è una tecnica di indagine non invasive che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_S , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o

geofoni) posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diversa lunghezza d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K, & Richards, P.G., 1980) o, detto in maniera equivalente, la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che le onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo.

Il metodo di indagine **MASW** si distingue in metodo attivo e passivo (Zywicki, D.J. 1999) o in una combinazione di entrambi. Nel metodo attivo le onde superficiali generate in un punto della superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Nel metodo passivo lo stendimento di sensori può essere sia lineare, sia circolare e si misura il rumore di fondo esistente. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze comprese tra 5 Hz e 70 Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, sui primi 30 ÷ 50 mt., in funzione della rigidità del suolo.

Di seguito si farà riferimento al metodo **MASW** attivo che consente la classificazione sismica del suolo, perché fornisce il profilo di velocità entro i primi 30 mt. di profondità. Il metodo passivo è più usato quando si ha interesse ad avere informazioni, comunque meno precise, sugli strati più profondi.

Il metodo **MASW** consiste in tre fasi: 1)- la prima prevede il calcolo della velocità di fase (o curva di dispersione) apparente sperimentale; 2)- la seconda fase consiste nel calcolare la velocità di fase apparente numerica; 3)- la terza ed ultima fase consiste nell'individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , modificando opportunamente lo spessore h , le velocità delle onde di taglio V_s e di compressione V_p (o, in maniera alternativa, alle velocità V_p è possibile assegnare il coefficiente di Poisson ν), la densità di massa ρ degli strati che costituiscono il modello del suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la velocità di fase (o curva di dispersione) numerica corrispondente al modello di suolo assegnato.

Il modello di suolo e quindi il profilo di velocità delle onde di taglio verticali possono essere individuati con procedura manuale o con procedura automatica o con combinazione delle due.

Generalmente si assegnano il numero di strati del modello, il coefficiente di Poisson ν , la densità di massa ρ e si variano lo spessore h e la velocità V_s degli strati.

Nella procedura manuale si assegnano per tentativi, diversi valori della velocità V_s e degli spessori h , cercando di avvicinare la curva di dispersione numerica alla curva di dispersione sperimentale. Nella procedura automatica la ricerca del profilo di velocità ottimale è affidata ad un algoritmo di ricerca globale o locale che cerca di minimizzare l'errore tra la curva sperimentale e la curva numerica.

In genere quando l'errore relativo tra curva sperimentale e curva numerica è compreso tra il 5% ed il 10% si ha un soddisfacente accordo tra le due curve ed il profilo di velocità delle

onde di taglio V_s e quindi il tipo di suolo sismico conseguente rappresenta una soluzione valida da un punto di vista ingegneristico.

Dopo aver determinato il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s è possibile procedere al calcolo della velocità equivalente nei primi 30 mt. di profondità V_{S30} e quindi individuare la categoria sismica del suolo.

Ovviamente si ribadisce la necessità di avere a disposizione altre informazioni complementari sulla natura e sul comportamento geotecnica del suolo, prima di procedere alla classificazione sismica del sito.

- HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio)

La metodologia, chiamata anche tecnica di Nakamura (1989), è stata introdotta da Nogoshi e Igarashi (1971) sulla base degli studi di Kanai e Tanaka (1961).

Questa tecnica si basa essenzialmente sul rapporto spettrale H/V di rumore ambientale (seismic noise) e permette di valutare gli effetti di sito.

La tecnica proposta da Nakamura assume che i microtremori (il cosiddetto rumore di fondo registrabile in qualunque momento posizionando un sensore sismico sul terreno) consistano principalmente di un tipo di onde superficiali, le onde di Rayleigh, che si propagano in un singolo strato sovrapposto su semispazio e che la presenza di questo strato sia la causa dell'amplificazione al sito.

Per l'applicazione e l'interpretazione di questa tecnica è fondamentale una buona conoscenza dell'ingegneria sismologica combinata con un background di informazioni relative alle caratteristiche geologiche, geofisiche e geotecniche del sito.

Questa tecnica presenta il vantaggio di poter essere adoperata pressoché ovunque, purché siano garantite l'assenza di forti vibrazioni indotte da attività umane nelle vicinanze del punto di misura.

Il metodo è generalmente applicato per studi di microzonazione e per valutare la risposta sismica locale.

Questa tecnologia è stata oggetto del progetto di ricerca SESAME (Site EffectS assessment using AMBient Excitations) ed a questo si rimanda per le linee guida della tecnica H/V spectral ratio.

La sismica passiva a stazione singola fornisce informazioni sui terreni d'indagine relativamente alle frequenze naturali e di risonanza.

- Basi teoriche

Le basi teoriche dell' HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio) in un sistema stratificato in cui i parametri variano solo con la profondità (1-D) è abbastanza semplice.

Si consideri un sistema in cui gli strati 1 e 2 si distinguono per le diverse densità (ρ_1 e ρ_2) e le diverse velocità delle onde sismiche (V_1 e V_2).

Un'onda che viaggia nel mezzo 1 viene parzialmente riflessa dall'orizzonte che separa i due strati e questa una volta riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente (λ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore h del primo strato.

In altre parole la frequenza fondamentale di risonanza (f_r) dello strato 1 relativa alle onde P è pari a:

$$f_r = V_{P1} / (4h)$$

mentre quella relativa alle onde S è:

$$f_r = V_{S1} / (4h)$$

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSR mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati.

Questo, insieme ad una stima delle velocità, è in grado di fornire previsioni sullo spessore h degli strati.

Questa informazione è per lo più contenuta nella componente verticale del moto, ma la prassi di usare il rapporto degli spettri orizzontali e quello verticale piuttosto che il solo spettro verticale, deriva dal fatto che il rapporto fornisce una importante normalizzazione del segnale per a) il contenuto in frequenza, b) la risposta strumentale e c) l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumori di fondo più o meno alto.

La normalizzazione, che rende più semplice l'interpretazione del segnale, è alla base della popolarità del metodo.

Si rileva inoltre come i microtromori siano solo in parte costituiti dalle onde di volume, P o S, e in misura molto maggiore da onde superficiali, in particolari da onde di Rayleigh (Lachet e Bard, 1994).

Tuttavia ci si può ricondurre a risonanza delle onde di volume poiché le onde di superficie sono prodotte da interferenza costruttiva di queste ultime e poiché la velocità delle onde di Rayleigh è molto prossima a quella delle onde S.

L'applicabilità pratica della semplice formula sopra riportata relativa alle onde S è stata già dimostrata in molti studi sia nell'ambito della prospezione geofisica sia nell'ambito ingegneristico.

Poiché la situazione illustrata è tipica delle coltri sedimentarie sovrastanti basamenti rocciosi, il metodo HVSR è parso immediatamente applicabile alla determinazione dello spessore delle coltri sedimentarie (Ibs-Von Seht e Wohleberg, 1999).

- Attrezzature e modalità

La misura prevede la registrazione, senza utilizzo di alcuno strumento di energizzazione del terreno, del microtremore sismico ambientale nel dominio del tempo, sulle tre componenti dello spazio attraverso il posizionamento di adeguati strumenti sismometrici costituiti da sensori tridimensionali.

Per queste misure è sconsigliato l'impiego di accelerometri, non sufficientemente sensibili a frequenze inferiori a 1 Hz, né accelerometri sismologici.

Essendo la stabilità una caratteristica fondamentale non sono impiegabili sismometri broadband con periodo naturale > 20 sec. In quanto richiedono lunghi tempi di stabilizzazione, come non sono raccomandabili sensori con frequenza naturale inferiore alla più bassa frequenza di interesse.

Indicativamente, la frequenza di sito è funzione diretta della vicinanza del bedrock dalla superficie topografica e dalla rigidità dei materiali.

Per l'installazione lo strumento di misura dovrà essere orientato secondo le direzioni geografiche (E ed W) e dovrà essere dotato di bolla sferica per il posizionamento mentre l'accoppiamento con la superficie dovrà essere diretto o assicurato con piedini o puntazze in terreni morbidi.

Bisognerà altresì fare attenzione alla presenza di radici, sottoservizi, vicinanza di edifici, vento, ecc.... in quanto creano disturbo nel segnale H/V inducendo una forte perturbazione a bassa frequenza.

Per uno studio di risposta del sito è consigliabile effettuare almeno tre misure per punto, possibilmente in tempi diversi durante la giornata, da cui derivare il valore di frequenza di risonanza.

La strumentazione di acquisizione presenta le seguenti specifiche:

- Trasduttori tricomponenti (N-S, E-W, verticale) a bassa frequenza (<1-2 Hz);
- Amplificatori;
- Digitalizzatore;
- Frequenza di campionamento: > 50 Hz;
- Convertitore A/D (analogico/digitale) a 24 bit;
- Durata di registrazione: > 10 minuti;
- Collegamento al tempo GPS per la referenziazione temporale.

- Elaborazione dati

L'elaborazione dei dati raccolti impiega un software in grado di consentire la determinazione delle frequenze di risonanza del sottosuolo mediante la tecnica dei rapporti spettrali secondo le linee guida del progetto europeo SESAME (Site EffectS assessment using AMbient Excitations, 2005).

Il processing dei dati verte sul rapporto spettrale tra il segnale del sensore verticale e quelli orizzontali operando su finestre di selezione del segnale che dovranno essere non meno di 10 per un segnale complessivo utile non inferiore a 200 – 400 secondi.

I principali passi del processing sono i seguenti:

1. FFT (incluso il tapering);
2. operatore di smoothing (Konno & Ohmachi);
3. merging dei componenti orizzontali;
4. H/V Spectral Ratio per ogni finestra utilizzata (>10);
5. valutazione della deviazione standard.

Le risultanze dell'elaborazione sono presentate mediante graficazione dei rapporti spettrali H/V delle varie componenti indicando il massimo del rapporto HVSR nel valore di f_0 – Frequenza/e di risonanza e la sue deviazione standard.

Il risultato finale della prova presenta:

- 1) i criteri di attendibilità della misura;
- 2) i criteri di validità del picco di f_0 ;

- 3) i valori di soglia delle condizioni di stabilità;
- 4) l'analisi dei criteri in particolare con verifica rispetto alle frequenze del sensore ed alla presenza di rumore di origine industriale;
- 5) l'interpretazione di f_0 e dello spettro H/V nei termini di caratteristiche del sito.

Per gli scopi e finalità dell'indagine le misure di HVSR offrono la possibilità di determinare:

- 1). Valutazione dell'omogeneità del sito rispetto alla frequenza di risonanza;
- 2). Spessori della coltre di copertura.

- Frequenze

Per quanto riguarda la mappatura delle frequenze principali di risonanza, tale elaborazione permette di valutare il grado di omogeneità sulla risposta di sito relativamente alle frequenze dei materiali.

L'analisi di queste permette di definire il campo delle frequenze significative di risonanza da utilizzare direttamente nella progettazione degli edifici.

- Spessori

L'assunzione di base è che, per un modello di suolo monodimensionale (stratificazione piana e parallela) costituito da sedimenti soffici sovrastanti il substrato, la frequenza di risonanza f_r dovuta alla propagazione di onde S incidenti perpendicolarmente la base del substrato è data dalla relazione:

$$T = \frac{4 * \sum_{I=1}^n h_i}{\sum_{I=1}^n V_{s_i} * h_i}$$

Dove h è lo spessore dello strato dei sedimenti e V_s dipende dalla velocità delle onde di taglio nel suo interno.

In base a tale relazione quindi, a partire da valori misurati di f_r e V_s , ricavati, è possibile stimare lo spessore della coltre sedimentaria di un bacino.

Tuttavia, non essendo sempre presente la misura di V_s come profilo sismico fino al bedrock geofisico, allora si può far riferimento alla relazione di Ibs-Von Seht e Wohleberg (1999). Poiché l'andamento del log in V_s in terreni sedimentari è principalmente regolato dall'incremento del modulo di rigidità al crescere della pressione di confinamento e quindi

della profondità, a partire da valori di V_s per la porzione più superficiale del terreno, è possibile estrapolare l'andamento delle V_s a profondità più elevate tramite l'impiego di relazioni empiriche.

A questo scopo Ibs-Von Seht e Wohleberg (1999) suggeriscono la seguente funzione:

$$V_s = V_0 (1 + Z)^a$$

dove V_0 è la velocità al tetto dello strato ed "a" un fattore che dipende dalle caratteristiche del sedimento (granulometria, coesione, ecc...).

Questa relazione, combinata con la precedente, consente infatti la stima dello spessore della coltre di sedimenti soffici:

$$Z = \frac{V_0 (1-a)^{1/(1-a)}}{4 f_r} + 1 - 1$$

Nei casi più complessi è possibile invertire le curve HVSR creando una serie di modelli teorici da confrontare con quello sperimentale fino a considerare ottimale il modello teorico più prossimo alle curve sperimentali.

Per l'inversione delle curve si può far riferimento alle procedure descritte in Arai e Tokimatsu (2004) usando il modo fondamentale delle onde di Rayleigh e Lowe.

6.- STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

Al fine di valutare l'esatta successione stratigrafica dei terreni in esame sono state eseguite **n° 6 prove penetrometriche statiche con punta meccanica (C.P.T.)** e **n° 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica (C.P.T.-E)** effettuate ad Agosto 2023 ed ubicate come da planimetria allegata.

La ricostruzione della sequenza stratigrafica dell'area si è inoltre avvalsa dei risultati forniti dall'esecuzione di **n° 2 sondaggi stratigrafici a carotaggio continuo** spinti alla profondità massima di **35.00 mt. dall'attuale p.c.** effettuati in aree prossime a quella oggetto d'indagine, nel corso di precedenti lavori commissionato a codesto Studio (periodo: Marzo 2008 ÷ Dicembre 2018).

Le nozioni di carattere generale riportate in precedenza descrivono la grande variabilità litologica delle pianure alluvionali causate dai cambiamenti di corso dei fiumi, dalle loro periodiche esondazioni e dal conseguente sovrapporsi ed amalgamarsi di depositi granulometricamente molto vari.

La caratterizzazione litologica e la ricostruzione stratigrafica dei terreni presenti nel lotto in esame è basata sulle prove penetrometriche effettuate i cui elaborati grafici sono allegati a fine relazione.

Da tali dati risulta che i litotipi ricorrenti nel contesto areale indicato, presentano complessivamente caratteristiche simili: si tratta di depositi granulometricamente compresi

tra limi argillosi in strati di ridotto spessore sovrastanti ghiaie (a notevole grado di addensamento).

Tutti i summenzionati litotipi si susseguono dal piano campagna fino alla massima profondità investigata (-12.00 mt.).

Pertanto la sequenza stratigrafica desunta dalle prove penetrometriche condotte, può essere così schematizzabile:

- C.P.T. n° 1.

- dal p.c. a - 2.20 mt. : *Alternanza di livelli limosi, argillosi e sabbiosi a vario grado di consistenza e/o di elaborazione antropica (Litotipo "A").*
- da - 2.20 a - 11.80 mt. : *Limi ed argille con limo da consistenti a molto consistenti. Sparse intercalazioni limo - sabbiose, centimetriche. Talora presenti livelli argilloso - limosi decompressi (Litotipo "B")*
- da - 11.80 mt. alle profondità investigate : *Ghiaie eterometriche, calcaree, in matrice sabbioso - limosa con intercalazioni limo - argillose, eterometriche (Litotipo "C").*

- C.P.T. n° 2.

- dal p.c. a - 2.20 mt. : *Alternanza di livelli limosi, argillosi e sabbiosi a vario grado di consistenza e/o di elaborazione antropica (Litotipo "A").*
- da - 2.20 a - 11.60 mt. : *Limi ed argille con limo da consistenti a molto consistenti. Sparse intercalazioni limo - sabbiose, centimetriche. Talora presenti livelli argilloso - limosi decompressi. (Litotipo "B").*
- da - 11.60 mt. alle profondità investigate : *Ghiaie eterometriche, calcaree, in matrice sabbioso - limosa con intercalazioni limo - argillose, eterometriche (Litotipo "C").*

- C.P.T. n° 3.

- dal p.c. a - 1.80 mt. : *Alternanza di livelli limosi, argillosi e sabbiosi a vario grado di consistenza e/o di elaborazione antropica (Litotipo "A").*
- da - 1.80 a - 11.40 mt. : *Limi ed argille con limo da consistenti a molto consistenti. Sparse intercalazioni limo - sabbiose, centimetriche.*

- Talora presenti livelli argilloso – limosi decompressi.
(Litotipo "B").*
- *da – 11.40 mt. alle profondità investigate* : *Ghiaie eterometriche, calcaree, in matrice sabbioso – limosa con intercalazioni limo – argillose, eterometriche (Litotipo "C").*

 - C.P.T. n° 4.**
 - *dal p.c. a – 2.20 mt.* : *Alternanza di livelli limosi, argillosi e sabbiosi a vario grado di consistenza e/o di elaborazione antropica (Litotipo "A").*
 - *da – 2.20 a – 11.20 mt.* : *Limi ed argille con limo da consistenti a molto consistenti. Sparse intercalazioni limo – sabbiose, centimetriche. Talora presenti livelli argilloso – limosi decompressi. (Litotipo "B").*
 - *da – 11.20 mt. alle profondità investigate* : *Ghiaie eterometriche, calcaree, in matrice sabbioso – limosa con intercalazioni limo – argillose, eterometriche (Litotipo "C").*

 - C.P.T. n° 5.**
 - *dal p.c. a – 3.60 mt.* : *Alternanza di livelli limosi, argillosi e sabbiosi a vario grado di consistenza e/o di elaborazione antropica (Litotipo "A").*
 - *da – 3.60 a – 11.80 mt.* : *Limi ed argille con limo da consistenti a molto consistenti. Sparse intercalazioni limo – sabbiose, centimetriche. Talora presenti livelli argilloso – limosi decompressi. (Litotipo "B").*
 - *da – 11.80 mt. alle profondità investigate* : *Ghiaie eterometriche, calcaree, in matrice sabbioso – limosa con intercalazioni limo – argillose, eterometriche (Litotipo "C").*

 - C.P.T. n° 6.**
 - *dal p.c. a – 2.00 mt.* : *Alternanza di livelli limosi, argillosi e sabbiosi a vario grado di consistenza e/o di elaborazione antropica (Litotipo "A").*
 - *da – 2.00 a – 11.20 mt.* : *Limi ed argille con limo da consistenti a molto consistenti. Sparse intercalazioni limo – sabbiose, centimetriche. Talora presenti livelli argilloso – limosi decompressi. (Litotipo "B").*

- da – 11.20 mt. alle profondità investigate : Ghiaie eterometriche, calcaree, in matrice sabbioso – limosa con intercalazioni limo – argillose, eterometriche (litotipo “C”).

- **C.P.T. - E n° 1.**
- dal p.c. a – 2.18 mt. : Alternanza di livelli limosi, argillosi e sabbiosi a vario grado di consistenza e/o di elaborazione antropica (Litotipo “A”).
- da – 2.18 a – 11.55 mt. : Limi ed argille con limo da consistenti a molto consistenti. Sparse intercalazioni limo – sabbiose, centimetriche. Talora presenti livelli argilloso – limosi decompressi. (Litotipo “B”).
- da – 11.55 mt. alle profondità investigate : Ghiaie eterometriche, calcaree, in matrice sabbioso – limosa con intercalazioni limo – argillose, eterometriche (Litotipo “C”).

- **C.P.T. - E n° 2.**
- dal p.c. a – 1.83 mt. : Alternanza di livelli limosi, argillosi e sabbiosi a vario grado di consistenza e/o di elaborazione antropica (Litotipo “A”).
- da – 1.83 a – 11.55 mt. : Limi ed argille con limo da consistenti a molto consistenti. Sparse intercalazioni limo – sabbiose, centimetriche. Talora presenti livelli argilloso – limosi decompressi. Litotipo “B”).
- da – 11.55 mt. alle profondità investigate : Ghiaie eterometriche, calcaree, in matrice sabbioso – limosa con intercalazioni limo – argillose, eterometriche (Litotipo “C”).

*Per una visione di dettaglio si rimanda ai grafici penetrometrici allegati a fine relazione. Nei fori di sondaggio delle prove C.P.T. ÷ C.P.T.-E **non e’ stata rinvenuta la presenza di un livello freatico.***

*Infatti, da pozzo presente sul lotto limitrofo “a 15_1_1” con coordinate UTM 32a (777305.2780; 885646.8210) , **si è registrato un livello freatico posto a quota di circa – 20.00 mt. dal p.c.** (valore mediato annualità 2014 ÷ 2022).*

7.- SCHEMA STRATIGRAFICO E SUCCESSIONE LITOLOGICA

Come in precedenza ricordato, nella zona oggetto di indagine sono state eseguite n° 6 prove penetrometriche statiche con punta meccanica (C.P.T.) e n° 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica (C.P.T.-E), ubicate come da planimetria allegata.

Ai fini della ricostruzione della sequenza stratigrafica dell'area, ci si è inoltre avvalsi dei risultati forniti dall'esecuzione di n° 2 sondaggi stratigrafici a carotaggio continuo effettuati in aree prossime a quella oggetto d'indagine, nel corso di precedenti lavori commissionato a codesto Studio (periodo: Marzo 2008 ÷ Dicembre 2018).

Il modello geologico di riferimento e l'assetto stratigrafico generale derivanti dalla campagna di indagini geognostica svolta sono visualizzate nell'ambito delle sezioni stratigrafiche riportate in allegato.

Sono stati individuati, complessivamente, n° 3 intervalli geo – litologici, così definiti sulla base dei rapporti stratigrafici e delle caratteristiche geomeccaniche competenti:

- Litotipo 1: Livello limoso - argilloso superficiale e/o terreno di riporto. Terreni fortemente antropizzati e/o terreni di riporto di differente natura litologica, eterogenei, a tessitura prevalente limo – argillosa con sottili venature sabbiose. Grado di addensamento / coesione, estremamente variabili. Caratteristiche geomeccaniche variabili e generalmente scadenti.

- Litotipo 2. Limi con argille a vario grado di consistenza. Depositi alluvionali da consistenti a molto consistenti, con caratteristiche geotecniche sufficienti – discrete ed a contenuta compressibilità. Depositi la cui genesi è riconducibile ad ambienti di piana inondabile intercalati da rari livelli centimetrici discontinui a maggior contenuto sabbioso, di argille limose più compressibili / decomprese e di limi con argilla a maggiore compattezza.

- Litotipo 3. Ghiaie alluvionali. Orizzonti da decimetrici a metrici di depositi alluvionali di conoide del Fiume Marecchia, costituite da ghiaie e ghiaie sabbiose a granulometria da media a grossa, a spigoli arrotondati. Matrice limo – argillosa variabile in funzione della tipologia di facies deposizionale. Talora presenza di lenti metriche limo – argillose discontinue ed a varie altezze del litotipo. La continuità dei vari orizzonti è anch'essa variabile in funzione dell'ambiente deposizionale. Il litotipo presenta caratteristiche di compattezza ed addensamento elevate, scarsa compressibilità ed è dotato generalmente di caratteristiche geomeccaniche da buone ad ottime.

8.- GEOTECNICA

8.1.- Parametri geotecnici – Modello geotecnico

Le caratteristiche ed i parametri geotecnici dei diversi orizzonti litologici presenti nell'area in esame sono stati determinati in base ai risultati forniti dall'esecuzione delle prove penetrometriche statiche con punta meccanica ed elettrica condotte, dalle conoscenze dei

terreni in esame, dalle conoscenze geotecniche su terreni analoghi e limitrofi, nonché da notizie bibliografiche sulla zona rammentando che la distinzione in strati, dal punto di vista geotecnico, è in funzione del comportamento coesivo od incoerente dei litotipi.

In questo ambito non vengono considerati livelli che, dal punto di vista litologico, non possano essere riconducibili a terreni marcatamente coesivi o incoerenti ed il cui comportamento ibrido è difficilmente riconducibile a correlazioni tra $R_p - \phi$ ed $R_p - c_u$. Tali orizzonti se di ridotto spessore o presenti sotto forma di livelli, non sono in grado di influenzare il comportamento di grandi masse di terreno. Risultano invece determinanti nei processi di stabilità (versanti e/o fronti di scavo) e qualora siano sottoposti a carichi puntuali.

I metodi utilizzati per il calcolo dei parametri geotecnici nei terreni granulari partendo da correlazioni tra la resistenza alla punta R_p , l'angolo d'attrito interno ϕ , la densità relativa D_r e il modulo edometrico E_d , il sono i seguenti:

- Angolo di resistenza al taglio Φ .

$$\text{De Beer} \quad \Phi = 5.9 + 4.76 * (R_p/\sigma_v')$$

$$\text{Caquot} \quad \Phi = 9.8 + 4.96 * (R_p/\sigma_v')$$

$$\text{Robertson e Campanella (1893,1990)} \quad \Phi = \arctan ((0.1 + 0.38 \log (R_p/\sigma_v')))$$

- Densità relativa

$$\text{Schmertmann } D_r(\%) = - 97.6 + 36.6 \ln (R_p) - 26.9 \ln (\sigma_v')$$

$$\text{Lancellotta} \quad D_r(\%) = - 98 + 66 \ln (R_p) - \log (R_p/(\sigma_v'^{0.5}))$$

- Modulo edometrico

$$\text{Robertson e Campanella} \quad E_d (\text{Kg/cmq}) = 0.03 * R_p + 11.7 \ln (\sigma) + 0.79 D_r\%$$

Per ciò che concerne le correlazioni attinenti i terreni coesivi, vengono di seguito proposte le correlazioni tra la resistenza alla punta (R_p) della prova statica e la resistenza laterale (R_l), tra la R_p e la coesione non drenata (C_u) ed infine tra la R_p ed il modulo edometrico.

- Coesione non drenata C_u . Per stimare questo parametro è stata utilizzata la relazione di

$$\text{Lunne ed Eide (1976)} \quad C_u = (R_p - \sigma_v) / K$$

$$\text{Begemann} \quad C_u = (R_p - \sigma_v) / N_c$$

dove " σ_v " è la pressione litostatica alla profondità di misura della R_p ed N_c è compreso tra 15 e 25.

- **Modulo Edometrico Ed.** Per stimare questo parametro è stata utilizzata la relazione di Sanglerat (1972) ove il valore di E_d (in Kg/cm²) è uguale al rapporto di R_p per un coefficiente α che assume valori differenti in relazione alla litologia.

$$E_d = \alpha * R_p$$

Ai livelli stratigrafici individuati sono stati attribuiti i parametri geotecnici medi.

Al fine di giungere però ad una stima ragionata e cautelativa dei parametri geotecnici, si sono determinati i loro valori caratteristici attraverso la determinazione statistica in modo che la probabilità che si verificano i valori più sfavorevoli sia inferiore al 5% (5° percentile). Una volta ricavati questi parametri caratteristici è possibile definire i parametri geotecnici più appropriati ai fini progettuali.

Pertanto, dall'elaborazione delle prove penetrometriche eseguite nonché dalle conoscenze dei terreni in esame, sono stati desunti, trattandosi di alternanze granulometricamente eterogenee, i seguenti parametri geotecnici medi:

Alternanza di livelli limosi, argillosi e sabbiosi a vario grado di consistenza e/o di elaborazione antropica (dal p.c. a - 1.80 ÷ 3.60 mt.) - (Litotipo "A"):

Angolo di attrito interno c.d.

Valore caratteristico $Xk\phi = 18^\circ \div 23^\circ$

Coesione drenata

Valore caratteristico $Xkc' = 0.00 \div 0.02 \text{ Kg/cm}^2$

Peso di volume $Y = 1.9 \div 2.0 \text{ Kg/cm}^3$

Peso di volume immerso $Y' = 0.9 \div 1.0 \text{ Kg/cm}^3$

Angolo di attrito $\phi_u = 0^\circ$

Coesione in sforzi totali

Valore caratteristico $Xkcu = 0.40 \div 0.70 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo edometrico $E_{ed} = 32.0 \div 41.0 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo elastico $E_i = 25.6 \div 32.8 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo Poisson $M_v = 0.35 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo di Winkler $W = 2.5 \text{ Kg/cm}^3$

Permeabilità $K = 5.28 * 10^{-5} \text{ cm/sec.}$

Limi ed argille con limo da consistenti a molto consistenti. Sparse intercalazioni limo - sabbiose, centimetriche. Talora presenti livelli argilloso - limosi decompressi. (da - 1.80 ÷ 3.60 mt. a - 11.20 ÷ 11.80 mt. (Litotipo "B")):

Angolo di attrito interno c.d.

Valore caratteristico $Xk\phi = 19^\circ \div 24^\circ$

Coesione drenata

Valore caratteristico $Xkcu = 0.08 \div 0.14 \text{ Kg/cm}^2$

| | |
|---------------------------|--|
| Peso di volume | $Y = 2.0 \div 2.1 \text{ Kg/cm}^3$ |
| Peso di volume immerso | $Y' = 1.0 \div 1.1 \text{ Kg/cm}^3$ |
| Angolo di attrito | $\phi_u = 0^\circ$ |
| Coesione in sforzi totali | |
| Valore caratteristico | $Xk_{cu} = 0.50 \div 1.50 \text{ Kg/cm}^2$ |
| Modulo edometrico | $Mv = 41.0 \div 54.0 \text{ Kg/cm}^2$ |
| Modulo elastico | $Ei = 32.8 \div 43.2 \text{ Kg/cm}^2$ |
| Modulo Poisson | $Mv = 0.31 \text{ Kg/cm}^2$ |
| Modulo di Winkler | $W = 3.3 \text{ Kg/cm}^3$ |
| Permeabilità | $K = 3.45 \cdot 10^{-7} \text{ cm/sec.}$ |

Ghiaie eterometriche in matrice sabbioso – limosa con intercalazioni limo – argillose sparse (da -11.20 ÷ 11.80 mt. alle profondità investigate) - (Litotipo "C"):

| | |
|------------------------|--|
| Valore caratteristico | $Xk\phi = 35^\circ$ |
| Coesione drenata | $C' = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$ |
| Peso di volume | $Y = 1.9 \text{ Kg/cm}^3$ |
| Peso di volume immerso | $Y' = 0.9 \text{ Kg/cm}^3$ |
| Angolo di attrito | $\phi_u = 0^\circ$ |
| Modulo Poisson | $Mv = 0.30$ |
| Modulo di Winkler | $W = 3.5 \text{ Kg/cm}^3$ |
| Permeabilità | $K = 4.88 \cdot 10^{-3} \text{ cm/sec.}$ |

9.- NORME SISMICHE

9.1- Il quadro normativo di riferimento

Allo stato attuale la normativa di riferimento in materia sismica risulta essere il **D.M. 17 gennaio 2018 recante "norme tecniche per le costruzioni"**, entrato in vigore a partire dal 22 marzo 2018.

La classificazione sismica dei comuni della regione Emilia-Romagna introdotta ai sensi del punto 3 dell'Allegato 1 dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 maggio 2003, prevede che il territorio nazionale sia suddiviso in quattro zone sismiche, caratterizzate da quattro diversi valori di accelerazione (a_g).

Nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formulazione degli elenchi delle medesime zone" all'allegato 1.A" sono individuate quattro zone sismiche orizzontale massima convenzionale su suolo di tipo A, ai quali ancorare lo spettro di risposta elastico.

Ciascuna zona è individuata mediante valori di accelerazione massima al suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferiti a suoli rigidi caratterizzati da $V_{s,30} > 800 \text{ m/s}$ secondo lo schema seguente. I valori di accelerazione delle quattro zone sismiche sono maggiormente specificati rispetto all' Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 secondo la schema di seguito proposto (tabella 9.1.1):

Tabella 9.1.1: Valori di accelerazione al suolo a_g

| Zona | Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g) – OPCM 3519 | Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (a_g) – OPCM 3472 |
|------|---|--|
| 1 | $0.25 < a_g \leq 0.35$ | 0.35 |
| 2 | $0.15 < a_g \leq 0.25$ | 0.25 |
| 3 | $0.05 < a_g \leq 0.15$ | 0.15 |
| 4 | ≤ 0.05 | 0.05 |

Di seguito si riportano le classificazioni della sismicità dei comuni interessati dagli interventi in base alle vecchie normative e ovviamente anche in base alla nuova e vigente classificazione proposta dall'OPCM 3274/2003 e s.m.i (tabella 8.1.2).

Tabella 9.1.2. Classificazione della sismicità del comune e valore dell'accelerazione al suolo a_g

| Zona | Classificazione sismica (Decreti fino al 1984) | Classificazione sismica OPCM 3274/2003 | a_g |
|-------------------|--|--|---------|
| SANTARCANGEL O | II | 2 | $0.25g$ |

9.2.1.- Azione sismica di progetto

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

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 categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente. 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.

In allegato alla presente norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_0 e T^*C necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria del sottosuolo e topografica, è quindi definito mediante l'accelerazione massima (A_{max}) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa.

Nel caso oggetto di studio si ha:

$$S = S_s * S_t = 1.420 * 1.000 = 1.420$$

$$A_{g_{max}} = A_g * S = 0.184 * 1.420 = 0.261$$

9.2.2- Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 8.2.2.1.

Tabella 9.2.2.1. – Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

| Stati limite | | | Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato |
|---------------------------|-----|--|--|
| Stati limite di esercizio | SLO | | 81% |
| | SLD | | 63% |

| | | |
|----------------------------|------------|------------|
| Stati limite ultimi | SLV | 10% |
| | SLC | 5% |

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di PVR forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

9.2.3.- Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche **Categorie di sottosuolo**

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Tabella 9.2.3.1. – Categorie di sottosuolo

- A- Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 metri;**
- B- Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s;**
- C- Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 180 e 360 m/s;**
- D- Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 mt. caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s;**
- E- Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D, con profondità del substrato non superiore a 30 mt.**

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo (si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso), ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 mt., la velocità equivalente delle onde di taglio V_{Seq} è definita dal parametro V_{S30} ottenuto ponendo $H = 30$ mt. nella

precedente espressione e considerando la proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Per quanto riguarda l'approccio semplificato, la classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \text{ [m/s]}$$

Nelle precedenti espressioni si indica con:

h_i = spessore (in metri) dell' i -esimo strato;

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzato da V_s non inferiore a 800 m/sec.

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 8.2.3.2.):

Tabella 9.2.3.2.- Categorie topografiche

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|------------------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15$ |
| 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 $i > 30^\circ$ |

Le susposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

9.3.- Il quadro normativo di riferimento

Il panorama legislativo in materia sismica, è stato profondamente trasformato dalle ultime normative nazionali (Ordinanza PCM. n. 3274/2003, D.M. 159/2005, Ordinanza PCM. n.

3519/2006, le nuove Norme Tecniche per le costruzioni con D.M. del 14/01/2008 ed infine il recentissimo aggiornamento di cui al D.M. 17 gennaio 2018 (G.U. del 20.02.2018 suppl. ord. n° 42).

Alla legislazione, si aggiunge il lavoro dell'Associazione Geotecnica Italiana, "aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica: linee guida". L'A.G.I., ha finora elaborato una edizione provvisoria del testo, pubblicata nel 2005.

L'Ordinanza PCM. n. 3274/2003, ha disposto nuovi criteri per la valutazione preliminare della risposta sismica del sottosuolo stabilendo in questo senso:

- una nuova classificazione dei Comuni nazionali, secondo quattro diversi gradi di pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima orizzontale al suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni;

- una nuova classificazione del sottosuolo, in "categorie di suolo di fondazione", basata sulla stima di alcuni parametri fondamentali (V_s , N_{spt} , c_u , profondità del bedrock). Ad ogni categoria, sono stati attribuiti i valori dei parametri dello spettro di risposta per la stima delle azioni sismiche di progetto.

L'OPCM 3274/2003, non è mai entrata in vigore, ma le classificazioni sono state riprese nel D.M. 159/2005, nell'ultimo D.M. 14/01/2008 e successivo aggiornamento di cui al D.M. 17 gennaio 2018. La tabella sottostante, riassume la classificazione del sottosuolo, secondo le citate "categorie".

Lo studio è stato sviluppato in ottemperanza al:

- **D.P.R. 380/2001**

- **Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003**

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

- **Eurocodice 7**

Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.

- **Eurocodice 8**

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

- **D.M. 17 Gennaio 2018**

Norme Tecniche per le costruzioni.

- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

- **L.R. 19/2008**

"Norme per la riduzione del rischio sismico"

- **L.R. 24/2017**

"Disciplina regionale sulla tutela e l'uso del territorio"

Inoltre in allegato vengono riportati gli **stralci dello studio di Microzonazione Sismica relativi al Comune di Santarcangelo di Romagna** redatto ai sensi della **D.G.R. 476/2021**. Aggiornamento dell'Atto di coordinamento tecnico degli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale e urbanistica (artt. 22 e 49 L.R. 24/2017) di cui alla deliberazione della Giunta Regionale 29.04.2019 n. 630 come integrata dalla deliberazione di G.R. 564/2021.

10.- GEOTECNICA

10.1.- Opere di fondazione

Dall' analisi della geologia e morfologia della zona, in considerazione della variazione areale tipica dei sedimenti alluvionali, dai risultati forniti delle indagini geognostiche condotte, della probabile presenza di carichi concentrati che possono determinare elevati cedimenti ammissibili o della incompatibilità di fondazioni dirette con le caratteristiche geotecniche dei terreni, ai fini dell'intervento in progetto, è stata ipotizzata la realizzazione di opere fondali superficiali attestate al tetto del "Litotipo B" in precedenza individuato oppure fondazioni profonde impostate su pali di tipo trivellato debitamente armati in tutta la loro lunghezza.

Il sistema fondale proposto, permette di ovviare alle mediocri caratteristiche geomeccaniche dei terreni di fondazione, alle particolari caratteristiche di flessibilità del sottosuolo e della struttura ed alle escursioni stagionali del livello freatico.

Qualora si propenda per l'impiego di fondazioni profonde, queste consentiranno l'eliminazione di cedimenti differenziali dovuti alla non trascurabile disomogeneità di consolidamento degli strati più superficiali.

Sulla base dei risultati forniti dall'esecuzione delle prove penetrometriche statiche (C.P.T.), correlabili ai valori di N_{SPT} si sono desunti / calcolati i parametri geotecnici in precedenza indicati.

La valutazione di capacità portante è stata quantificata in termini di parametri geotecnici medi stanti la rigidezza della fondazione e l'eterogeneità dei litotipi sottostanti il piano di fondazione, che in termini di verifiche degli SLU dettati dalle nuove norme.

Ovviamente qualora in fase esecutiva si rinvenissero disomogeneità litologiche importanti le indagini geognostiche andranno opportunamente raffittite e la parametrizzazione geotecnica del terreno andrà verificata a mezzo opportune analisi di laboratorio su campioni indisturbati di terreno opportunamente prelevati.

Di seguito, si definiscono i parametri relativi ad un fabbricato in classe d'uso II, vita nominale delle opere ≥ 50 anni, vita di riferimento di 50 anni e per un tempo di ritorno di 475 anni relativo allo "Stato Limite di Salvaguardia della Vita".

Tali valori sono validi esclusivamente per la porzione di terreno sottostante le fondazioni.

10.2.- Coefficienti sismici

In questa sede si fornisce un modello geologico e geotecnico allo Strutturista nel qual modello ad ogni strato vengono assegnati i parametri geotecnici medi caratteristici, competenti.

Tali valori sono validi esclusivamente per la porzione di terreno sottostante le fondazioni.

| Stato Limite | Tr (anni) | $A_g(g)$ | Fo | Tc* (s) |
|------------------------|------------------|----------------------------|-----------|----------------|
| S.L. Operatività (SLO) | 30 | 0.052 | 2.447 | 0.269 |
| S.L.Danno (SLD) | 50 | 0.066 | 2.561 | 0.283 |

| | | | | |
|--|-----|-------|-------|-------|
| <i>S.L. Salvaguardia Vita (SLV)</i> | 475 | 0.184 | 2.496 | 0.298 |
| <i>S.L. Prevenzione Collasso (SLC)</i> | 975 | 0.241 | 2.509 | 0.313 |

Coefficienti sismici – Determinazione

- a)- Categoria sottosuolo: **C**;
b). Categoria topografica: **T1**.

| Coefficienti | SLO | SLD | SLV | SLC |
|--|------------|------------|------------|------------|
| <i>Ss Amplificazione stratigrafica</i> | 1.50 | 1.50 | 1.42 | 1.34 |
| <i>Cc Coefficiente funz. Categoria</i> | 1.62 | 1.59 | 1.57 | 1.54 |
| <i>St Amplificazione topografica</i> | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| <i>Kh</i> | 0.016 | 0.020 | 0.063 | 0.090 |
| <i>kv</i> | 0.008 | 0.010 | 0.031 | 0.045 |
| <i>Amax (m/sec²)</i> | 0.762 | 0.974 | 2.567 | 3.162 |
| <i>B</i> | 0.200 | 0.200 | 0.240 | 0.280 |

Per valutazioni delle capacità portanti e relativi cedimenti, si rimanda alla relazione geotecnica a firma dello Strutturista.

11.- PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO.

Il moto sismico alla superficie dipende oltre che dal terremoto di riferimento al substrato (o bedrock geofisico) dalle caratteristiche delle coperture e dalla topografia, elementi che possono causare importanti fenomeni di attenuazione o amplificazione.

Gli effetti di un evento sismico dipendono quindi anche dalle caratteristiche geologiche, geomorfologiche e litologiche dei terreni attraversati dalle onde.

Il panorama legislativo in materia sismica, è stato profondamente trasformato dalle ultime normative nazionali (Ordinanza PCM. n. 3274/2003, D.M. 159/2005, Ordinanza PCM. n. 3519/2006, le nuove Norme Tecniche per le costruzioni con D.M. del 14/01/2008 ed infine il recentissimo aggiornamento di cui al D.M. 17 gennaio 2018 (G.U. del 20.02.2018 suppl. ord. n° 42).

In alternativa ai metodi analitici e valutativi, soprattutto in assenza o carenza di sufficienti informazioni o approfondimenti geotecnici e geofisici, per quanto concerne i fenomeni di amplificazione sismica si può far riferimento a scenari geologici predeterminati.

A tal proposito Provincia di Rimini e Regione Emilia Romagna per evidenziare gli effetti di sito in caso di eventi sismici, hanno sottoscritto un protocollo d'intesa finalizzato all'individuazione degli scenari "tipo".

Al fine di prevenire e ridurre il rischio sismico nell'ambito della formazione di strumenti urbanistici, si farà riferimento alla "Indagine Sismica Preliminare" di cui alla delibera del Consiglio Regionale n° 2407 del 02.02.1984.

In particolare si potrà far riferimento alla scheda riepilogativa che ha redatto la Provincia di Rimini allegata alla propria nota del 05.12.2005 prot. n° 64066, nella quale si riassumono le caratteristiche fisiche del territorio che possono dare origine ad effetti di sito ed instabilità dei terreni in caso di eventi sismici.

Il **Testo Unico "Norme Tecniche per le Costruzioni"** di cui al Decreto 14.09.2005, dell'OPCM e dell'EC8, ai fini della definizione della azione sismica di progetto, definisce le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione:

- A- Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi** caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 metri;
- B- Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti**, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s;
- C- Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti** con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 180 e 360 m/s;
- D- Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti**, con profondità del substrato superiori a 30 mt. caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s;
- E- Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D**, con profondità del substrato non superiore a 30 mt.

Pertanto, con riferimento alla nota della Provincia di Rimini, l'area in oggetto per proprie caratteristiche fisiche e geomorfologiche, può essere classificata come:

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 180 e 360 m/s; – **categoria del suolo: C.**

Nelle definizioni precedenti V_{Seq} è la velocità media di propagazione entro 30 mt. di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{Seq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad [m/s]$$

dove :

h_i = spessore (in metri) dell'i-esimo strato;

$V_{S,i}$ = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzato da V_s non inferiore a 800 m/sec.

Inoltre, ai fini dell'applicazione delle norme, il territorio nazionale è stato suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A. I valori di a_g espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono:

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

Tra i parametri geotecnici la cui conoscenza è fondamentale, vi è il modulo di taglio G_0 . Tale parametro rappresenta la rigidità iniziale del terreno, cioè nell'istante immediatamente precedente il terremoto ed è quindi una misura della rigidità del terreno nel suo stato naturale.

Tale parametro è legato alla velocità delle onde S dalla relazione:

$$G_0 = P V_s^2$$

dove P è la densità del terreno.

La misura di G_0 può essere diretta od indiretta e può essere effettuata con prove dinamiche in sito e in laboratorio (monotoniche e cicliche).

Le prove in sito forniscono in genere risultati più affidabili per via del disturbo dei campioni, particolarmente elevato soprattutto nei terreni sabbiosi.

La misura indiretta può essere ottenuta o attraverso la misura delle onde P (con prove sismiche a riflessione o a rifrazione) oppure utilizzando correlazioni empiriche, semplici o multiple, che legano G_0 (o V_s) ad alcuni parametri geometrici (profondità del deposito o geotecnici desunti da prove in sito (numero dei colpi della prova SPT, resistenza alla punta da prove CPT, pressione di confinamento) – o da prove di laboratorio (pressione di confinamento, indice dei vuoti, indice di plasticità, grado di consolidazione).

In questa ono state effettuate **n° 1 indagine geofisica HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio)** e **n° 1 indagine geofisica MASW (multichannel analysis of surface waves)** per la determinazione della velocità delle onde di taglio nei primi 30 mt. di profondità ($V_{s\ 30}$) e delle frequenze caratteristiche del sito.

Relativamente al profilo di V_s con la profondità e alla determinazione della categoria di suolo richiesta dalla normativa, mediante la ricostruzione delle $V_{s\ 30}$ emerge un valore di $V_{s\ 30}$ (modello medio) pari **256 m/sec. (MASW) e 323 m/sec. (HVSR).**

11.1.- Commento sul profilo delle velocità

Il moto sismico alla superficie dipende oltre che dal terremoto di riferimento al substrato (o bedrock geofisico) dalle caratteristiche delle coperture e dalla topografia, elementi che possono causare importanti fenomeni di attenuazione o amplificazione.

Gli effetti di un evento sismico dipendono quindi anche dalle caratteristiche geologiche, geomorfologiche e litologiche dei terreni attraversati dalle onde.

Le oscillazioni della curva H/V (picchi) dipendono dalle condizioni morfologiche e stratigrafiche del sito.

Il rapporto spettrale H/V può quindi rivelare fenomeni di amplificazione del moto sismico.

Esiste infatti una buona correlazione tra le frequenze dei picchi H/V rilevate e le frequenze naturali di risonanza del sito rilevate nel corso di eventi sismici.

L'eventuale corrispondenza tra le frequenze H/V con quelle proprie delle strutture anche in considerazione della perdita di rigidezza che queste hanno dopo le sollecitazioni sismiche, rendono più severo l'effetto del sisma (effetto di doppia risonanza), aspetto che va necessariamente considerato in fase di progettazione strutturale.

*Ogni sito è caratterizzato da una propria frequenza di risonanza fondamentale che può andare da millesimi di Hz a decine di Hz, in particolare in questo caso si è misurata nell'ambito della prova HVSR una frequenza massima di picco pari ad **Hz 4.60**.*

La velocità dedotta dalle onde sismiche di taglio entro 30 mt. a partire dal piano campagna attuale è stimata dell'ordine di $V_{S\ 30} = 180 \div 360$ m/sec. nell'ambito di un profilo con velocità crescente con la profondità, quindi associabile a terreni con rigidezza progressivamente migliori.

L'intervallo di frequenze di interesse ingegneristico standard è invece compreso tra 0.5 – 10 Hz (corrispondenti alle frequenze principali di strutture approssimativamente da 30 a 1 piano). Essendo dunque l'intervallo di frequenze del sottosuolo più esteso di quello possibile per le strutture, alcune frequenze del sottosuolo possono essere trascurate ai fini della progettazione in zona sismica in quanto non comportano aggravii particolari per le strutture standard.

Poiché la coincidenza di risonanza tra suolo e struttura comporta un aggravio nell'ampiezza dell'imput sismico, la condizione ideale è che la frequenza della struttura sia inferiore rispetto a quella del sottosuolo, tuttavia quando questa condizione non può essere rispettata, è raccomandabile che la struttura venga progettata con frequenze proprie principali maggiori di almeno il 40% dei valori segnalati per il sottosuolo.

11.2.- VERIFICA A LIQUEFAZIONE

L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ha diffuso, nell'ambito del Progetto DISS3, le informazioni riguardanti la distribuzione spaziale e le caratteristiche sismico – tettoniche delle sorgenti sismogenetiche presenti sul territorio nazionale.

Più nel dettaglio la banca dati DISS 3.1 indica che il territorio di Rimini si colloca a Sud Ovest di due aree sismogenetiche: la ITCS 039 (denominata "Riminese on-shore" Basili, R., U. Fracassi and S. Mariano 2006) e molto prossima alla ITCS 030 – "Riminese on-shore" posizionata nello specchio marino frontestante.

A queste aree sismogenetiche vengono attribuite le magnitudo massime di $M_W = 5.7$ per la prima e $M_W = 5.9$ per la seconda e dunque l'area è caratterizzata da terremoti storici che hanno raggiunto elevate intensità.

Tuttavia l'area in studio è inserita all'interno della **zona sismogenetica n. 917** (Rimini - Ancona) nell'ambito della zonazione "ZS9" definita dal "Gruppo di Lavoro per la redazione della Mappa della Pericolosità Sismica" dell'INGV. Nel rapporto conclusivo al paragrafo 6.3 sono stati individuati due tipi di valori (Rapporto Conclusivo GdL INGV, 2004). A tal proposito in "Indicazioni e Criteri per la Microzonazione Sismica" (anno 2008 a cura del Dipartimento per la Protezione civile) si raccomanda l'adozione del valore di $M_{wmax2} = 6.14$, come richiamato al paragrafo 2.8.2, definito come metodo semplice e in favore della sicurezza per stimare il valore della magnitudo che può essere utilizzata **per le verifiche di stabilità e di liquefazione dei terreni e/o progettazione di opere.**

Rimane in ogni caso in ambito discrezionale del progettista l'adozione del valore più opportuno di magnitudo ai fini delle verifiche di calcolo in funzione della tipologia di opera e delle relative classe d'uso, tempi di ritorno, vita nominale e grado di rischio.

La zona oggetto di studio, come in precedenza ricordato, è caratterizzata dalla presenza, di depositi granulometricamente compresi tra limi ed argille a vario grado di addensamento passanti, a partire da $- 11.20 \div 11.80$ mt. dal p.c., a ghiaie eterometriche, calcaree, in matrice sabbioso – limosa con intercalazioni limo – argillose, eterometriche.

Nei fori di sondaggio delle prove C.P.T. ÷ C.P.T.-E **non e' stata rinvenuta la presenza di un livello freatico.**

Infatti, da pozzo presente sul lotto limitrofo, lato Ovest, "a 15_1_1" con coordinate UTM 32a (777305.2780; 885646.8210) , **si è registrato un livello freatico posto a quota di circa – 20.00 mt. dal p.c.** (valore mediato annualità 2014 ÷ 2022).

Pertanto la falda freatica risulta alquanto schermata da una copertura limo – argillosa di oltre 10 mt. sovrastanti uno spessore analogo di di ghiaie, generalmente asciutte.

La normativa vigente richiede che il controllo della possibilità di liquefazione venga effettuato quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

La normativa esclude **il pericolo di liquefazione se il terreno saturo si trova ad una profondità superiore a 15 m o se $a_g S < 0,15g$ e, contemporaneamente, si verifica una delle seguenti condizioni:**

- a) contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità > 10 ;
- b) contenuto di limo superiore al 35% e resistenza $N_{1,60} > 20$;
- c) frazione fine trascurabile e resistenza $N_{1,60} > 25$.

Come la normativa europea, quella italiana ritiene che la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.

Pertanto, i litotipi presenti sull'area oggetto d'indagine sono stati analizzati dal punto di vista della suscettibilità a liquefazione; sono state considerate le **magnitudo max pari a $M_W = 6.14$ seppure rimanga in ogni caso in ambito discrezionale del progettista l'adozione del valore più opportuno di magnitudo ai fini delle verifiche di calcolo in funzione della tipologia di opera e delle relative classe d'uso, tempi di ritorno, vita nominale e grado di rischio.**

Date le finalità dello studio e la tipologia delle opere in progetto per tutte le analisi circa la potenziale liquefacibilità e la stima dei cedimenti post-sismici attesi, in questa fase cautelativamente si è fatto riferimento al piano campagna attuale estendendo le analisi entro i primi 15 mt dal p.c., profondità oltre la quale il fenomeno è inibito dalla pressione litostatica e/o gli eventuali potenziali effetti in superficie risulterebbero di scarsa rilevanza se non del tutto ininfluenti.

Le verifiche possono essere effettuate con metodologie di tipo storico – empirico fra cui quelle basate su prove CPT con particolare riferimento al metodo di “Robertson”, specificamente ritenuto adeguato per le caratteristiche dei terreni in studio e raccomandato nelle Linee Guida AGI 2005.

Come verificato al precedente paragrafo 6.1.1, l'accelerazione massima al suolo libero attesa risulta pari a **$A_{max}=0.261$ g.**

La verifica di calcolo è stata effettuata come da normativa attraverso l'utilizzo del software CLiq vers. 3.5.2.14 della software house Geologismiki attraverso l'utilizzo della prova **CPT-E n° 1e 2** effettuate in sito, rappresentative della situazione locale e sufficientemente profonde discretizzando la stratigrafia secondo strati di 1 cm nonché avvalendosi di formule semplificate (metodologia di Boulanger e Idriss, 2014) rapportabili a parametri probabilistici. La verifica è stata condotta in considerazione di un **livello di falda pari a – 11.00 mt dal p.c.** (tetto dell'orizzonte ghiaioso, seppure da pozzo presente sul lotto limitrofo contraddistinto dalla sigla “a 15_1_1” con coordinate UTM 32a (777305.2780; 885646.8210) , **si è registrato un livello freatico posto a quota di circa – 20.00 mt. dal p.c.** (valore mediato annualità 2014 ÷ 2022).

E' stata altresì considerata magnitudo momento pari a **$M_W=6.14$.**

L'analisi è stata eseguita utilizzando uno dei metodi più accreditati dal mondo accademico e scientifico, basato su un proprio fattore caratteristico di scala della magnitudo ($MSF =$ Idriss, 1997) e propri coefficienti riduttivi ($R_d-K_\alpha-K_\sigma$) atti a determinare i valori di CRR (cyclic resistance ratio) e CSR (cyclic stress ratio) per ciascuno strato, necessari a definirne il rispettivo FS (fattore di sicurezza) rispetto ad una soglia limite di riferimento prefissata (nel caso in esame $FS = 1.25$).

Nel caso specifico, visti i valori di resistenza alla liquefazione (terreni incoerenti) ed alla degradazione ciclica (terreni coesivi), nell'ipotesi di condizioni free-field (campo libero), si ritiene che il potenziale di liquefazione dei terreni (riferito al piano campagna attuale) ed i relativi cedimenti risultino ridottissimi sostanzialmente omogenei.

In linea generale emerge il fatto che, a meno di modeste differenze litostratigrafiche, gli ambiti di IPL secondo Sonmez, 2003, adottando la soglia di $FS=1.25$, indicano per il sito in esame **un potenziale ed una probabilità di liquefazione generalmente "basso o assente"** fino a profondità di circa $-11.20 \div 11.80$ mt. dal p.c. (Boulanger & Idriss, 2014) ipotizzando una magnitudo momento pari a $M_W=6.14$.

Gli indicatori di riferimento considerati, presentano i seguenti valori limite in relazione agli scenari di scuotimento di riferimento:

- $M_W=6.14$ C.P.T.-E n° 1

LPI : 0.0 LSN : 0.012 PL : 4.344 ΔH : 0.014 cm.

- $M_W=6.14$ C.P.T.-E n° 2

LPI : 0.0 LSN : 0.046 PL : 4.344 ΔH : 0.055 cm.

Come si evince dalle risultanze sopra riportate negli orizzonti coesivi non si rilevano livelli argillosi rammolliti potenzialmente soggetti a significativa degradazione ciclica secondo le azioni sismiche di progetto.

In conclusione, in base alle suddette considerazioni ed ai parametri di analisi adottati, si ritiene che il potenziale di liquefazione dei terreni sia generalmente estremamente ridotto e che, eventuali fenomeni di liquefazione, non possano dar luogo a manifestazioni superficiali significative.

Si ribadisce comunque che rimane in ogni caso in ambito discrezionale del progettista l'adozione del valore più opportuno di magnitudo ai fini delle verifiche di calcolo in funzione della tipologia di opera e delle relative classe d'uso, tempi di ritorno, vita nominale e grado di rischio.

12.- CONCLUSIONI

Il presente studio è stato condotto al fine di accertare le condizioni geologiche dei terreni interessati dal progetto di realizzazione delle opere di urbanizzazione funzionali alla costruzione di fabbricato industriale da erigersi presso Via del Leccio angolo Via del Salice (ex Via P. Tosi), in Comune di Santarcangelo

Lo studio e' stato condotto sulla base dei risultati ottenuti dall' esecuzione di **n° 6 prove penetrometriche statiche con punta meccanica (C.P.T.)** e **n° 2 prove penetrometriche**

statiche con punta elettrica (C.P.T.-E) che hanno raggiunto la profondità massima di 12.00 mt. dall'attuale p.c. per effetto della presenza di ghiaie a notevole grado di addensamento.

Per la parametrizzazione geotecnica dei terreni si è fatto riferimento sia alle correlazioni con R_p e C_u dalle prove penetrometriche statiche condotte.

La ricostruzione della sequenza stratigrafica dell'area si è avvalsa inoltre dei risultati forniti dall'esecuzione di **n° 2 sondaggi stratigrafici a carotaggio continuo** effettuati in aree prossime a quella oggetto d'indagine, nel corso di precedenti lavori commissionato a codesto Studio (periodo: Marzo 2008 ÷ Dicembre 2018 – ubicazione in allegato -).

Nei fori di sondaggio delle prove C.P.T. **non e' stata rinvenuta la presenza di un livello freatico.**

Onde verificare in modo più compiuto la quota della superficie freatica, si sono consultati i **"Rapporti tecnici - Area Geologia, Sismica e Suoli, annualità 2014 ÷ 2022 – Andamento dei livelli di falda nella conoide del Marecchia nel 2021, a cura di Paolo Severi – Area Geologia, Sismica e Suoli – Regione Emilia Romagna, Andrea Chahoud e Luca Gelati - Direzione tecnica ARPAE Emilia-Romagna**

Il punto di controllo più prossimo all'area in esame risulta essere il pozzo contraddistinto dalla sigla **"a 15_1_1"** con coordinate UTM 32a (777305.2780; 885646.8210).

La quota del livello freatico nell'intervallo temporale registrato (2014 ÷ 2022), risultava **prossima a – 20.00 mt. dal p.c. attuale** (valore mediato), pur tenendo conto che i livelli di falda hanno un andamento più o meno sinusoidale in linea con l'andamento stagionale, con i massimi primaverili e i minimi tardo estivi ed autunnali (max. innalzamento registrato: 12.07 mt. dal p.c. ÷ minimo registrato: - 26.70 mt. dal p.c.).

Le risultanze dell'indagine geognostica condotta hanno permesso una ricostruzione stratigrafica dell'area e consentito di formulare un modello geotecnico della stessa.

In questa fase di indagine sono state schematizzate variazioni verticali nella natura del sottosuolo ed è stato costruito un modello di risposta geomeccanico formulato a grande scala che, data la sua genericità, andrà verificato in fase esecutiva.

Dalle risultanze emerse nonché valutate le condizioni morfologiche, idrogeologiche e litologiche dell'area in esame **non essendo la stessa classificabile tra:**

- **aree soggette a liquefazione e densificazione;**
- **aree instabili e potenzialmente instabili;**
- **aree in cui le coperture hanno uno spessore fortemente variabile, come ad esempio nelle aree pedemontane e di fondovalle a ridosso dei versanti si può ritenere l'area summenzionata non compresa entro quelle suscettibili di ulteriore approfondimento d'indagine.**

Pertanto in considerazione dei risultati forniti delle indagini geognostiche condotte, della probabile presenza di carichi concentrati che possono determinare elevati cedimenti ammissibili o della incompatibilità di fondazioni dirette con le caratteristiche geotecniche dei terreni, ai fini dell'intervento in progetto è stata ipotizzata la realizzazione di **opere fondali superficiali attestate al tetto del "Litotipo B" in precedenza individuato oppure fondazioni profonde impostate su pali di tipo trivellato debitamente armati in tutta la loro lunghezza.**

Ovviamente qualora in fase esecutiva si rinvenissero disomogeneità litologiche importanti le indagini geognostiche andranno opportunamente raffittite e la parametrizzazione geotecnica del terreno andrà verificata a mezzo opportune analisi di laboratorio su campioni indisturbati di terreno opportunamente prelevati.

Per valutazioni delle capacità portanti e relativi cedimenti, si rimanda comunque alla relazione geotecnica a firma dello Strutturista.

Si raccomanda inoltre di attuare una efficiente rete drenante che allontani rapidamente le acque meteoriche verso punti di minimo morfologico evitandone il ristagno e la conseguente infiltrazione verso le opere di fondazione.

Ai fini del dimensionamento delle condotte per l'allontanamento delle acque meteoriche e di falda, considerando una evapotraspirazione pari al 50% delle precipitazioni, in considerazione della natura litologica dei terreni il rimanente 50 % si può ritenere completamente coinvolto nel fenomeno di ruscellamento superficiale.

Non va altresì dimenticato il quantitativo d'acqua derivante dalla mancata infiltrazione nell'area oggetto d'intervento a seguito della realizzazione di parcheggi.

Pertanto, sulla base delle verifiche e considerazioni sopra esposte si può affermare che l'intervento in progetto non inciderà sul quadro generale di stabilità e situazione idrogeologica della zona per cui si esprime parere positivo di fattibilità.

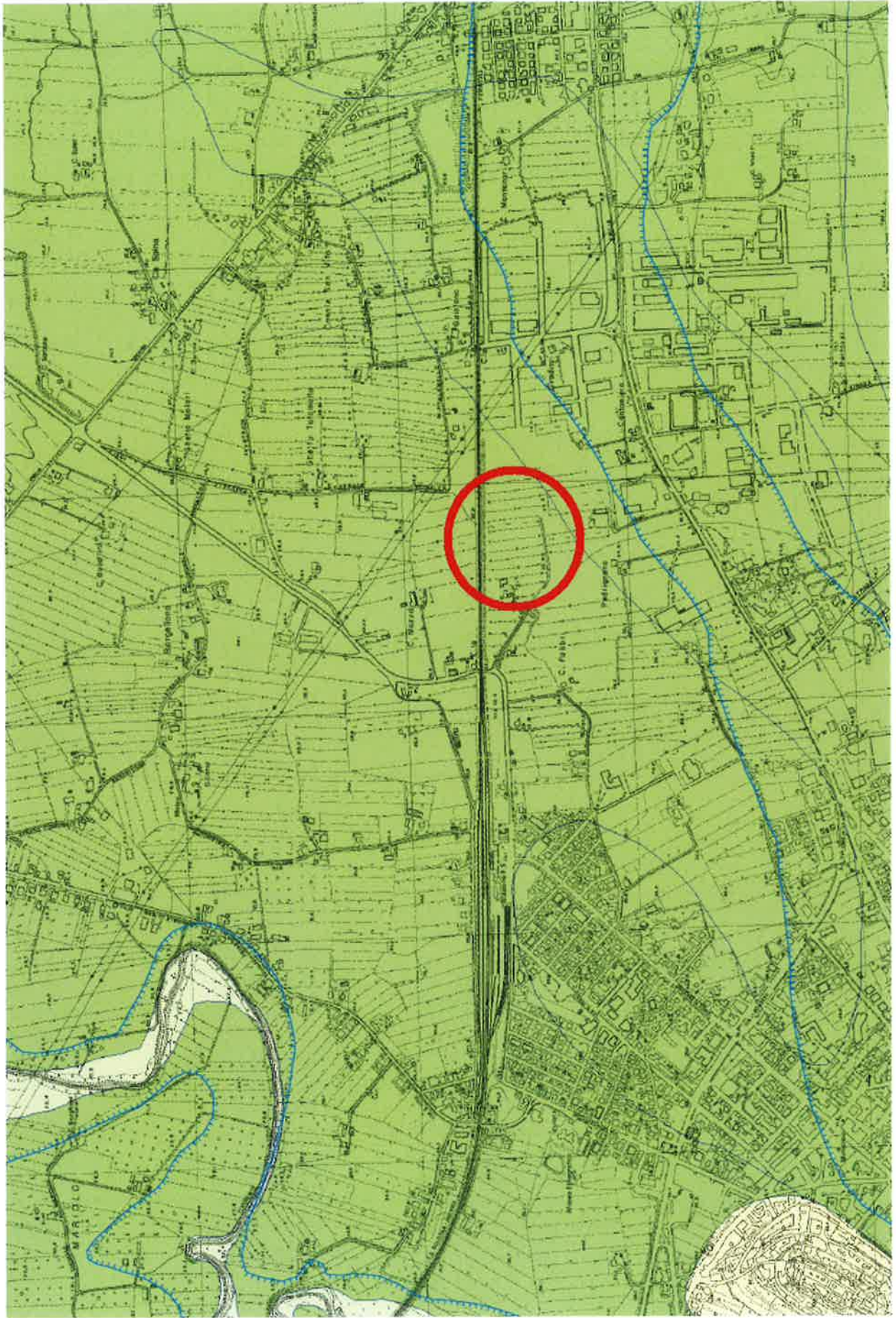
Infine, per qualsiasi problema geologico in cantiere durante le fasi di scavo o per l'eventuale ritrovamento di condizioni geologiche e geotecniche difformi da quelle prospettate con l'esecuzione delle prove penetrometriche, si consiglia la presenza di un Geologo in cantiere.

Santarcangelo di R., Agosto 2023.



RELAZIONE GEOLOGICA ALLEGATA AL P.U.A. DI INIZIATIVA PRIVATA PER AREA DENOMINATA APS N. 2.1. (EX D3 N. 2b) PER REALIZZAZIONE DI FABBRICATO INDUSTRIALE AD USO DEPOSITO DA ERIGERSI PRESSO VIA DEL LECCIO ANGOLO VIA DEL SALICE (EX VIA P. TOSI), IN COMUNE DI SANTARCANGELO - RN -.

ALLEGATI



SEZIONE 256100 - SANTARCANGELO DI ROMAGNA

DESCRIZIONE DELLE UNITA' GEOLOGICHE PRESENTI IN CARTA
(solo quelle rappresentate in forma poligonale)

Depositi quaternari continentali



a1b - Deposito di frana attiva per scivolamento



a3 - Deposito di versante s.l.



b1 - Deposito alluvionale in evoluzione

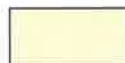
Successione neogenico - quaternaria del margine appenninico padano



AES8 - Subsintema di Ravenna



AES8a - Unità di Modena



IMO - Sabbie di Imola



SVG - Arenarie ed argille di Savignano



SVGa - Arenarie ed argille di Savignano - litofacies sabbiosa della Grotta Rossa



FAA - Argille Azzurre

In Provincia di Forlì-Cesena

Successione neogenico - quaternaria del margine appenninico padano

AES8 - Subsintema di Ravenna

Ghiaie da molto grossolane a fini con matrice sabbiosa, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi, limi e limi sabbiosi, rispettivamente depositi di conoide ghiaiosa, intravallivi terrazzati e di interconoide. Argille, limi ed alternanze limoso-sabbiose di trascinamento fluviale (piana inondabile, argine, e trascinamenti indifferenziati). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico. A tetto suoli, variabili da non calcarei a calcarei, a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente meno di 150 cm, e a luoghi parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'alterazione da 0,5 ad 1,5 m, contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. nel sottosuolo della pianura: depositi argillosi e limosi grigi e grigio scuri, arricchiti in sostanza organica, di piana inondabile non drenata, palude e laguna passanti, verso l'alto, a limi-sabbiosi, limi ed argille bruni e giallastri di piana alluvion Il contatto di base è discontinuo, spesso erosivo e discordante, sugli altri subsistemi e sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità circa 28 metri.

Pleistocene sup. - Olocene

AES8a - Unità di Modena

Depositi alluvionali eterometrici dati da ciottoli, sabbie e limi. Limite superiore sempre affiorante e coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro al tetto. Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intravallive.

Olocene

IMO - Sabbie di Imola

Arenarie e sabbie da medie a finissime, generalmente poco cementate, in strati spessi e molto spessi, mal definiti, frequentemente amalgamati fra loro, con livelli di ghiaia contenente abbondanti ciottoli silicei. Stratificazione incrociata ad alto e basso angolo, piano-parallela e con strutture tipo hummocky. Sono presenti rare intercalazioni, centimetriche e decimetriche, di peliti, talora fortemente bioturbate, con locali laminazioni ondulate tipo ripples da onda. Nella parte alta, sono localmente presenti intercalazioni conglomeratiche a matrice sabbiosa (IMOa) con ciottoli derivanti da unità liguridi e dalla successione epiligure. Depositi di ambiente litorale. Limite inferiore discordante su SVG e SVGa. Limite superiore erosivo discordante con AES. Potenza massima affiorante circa 60m, superiore ai 150m nel sottosuolo.

Pleistocene medio (0,8-0,65 MA)

SVG - Arenarie ed argille di Savignano

Alternanza di strati sottili e molto sottili, raramente medi, di argille grigie chiare, beige all'alterazione, e arenarie fini e finissime, poco cementate, talora lenticolari, A/P da <<1 crescente verso l'alto e lateralmente. Depositi di piattaforma. Limite inferiore graduale su FAA per aumento della frazione pelitica. Limite superiore graduale, parzialmente eteropico, con SVGa e discordante con IMO. Potenza massima affiorante circa 200m.

Pleistocene inf.

SVGa - Arenarie ed argille di Savignano - litofacies sabbiosa della Grotta Rossa

Arenarie medie e fini, mal cernite, in strati spessi e molto spessi frequentemente amalgamati, con tritume conchigliare associato a laminazione ondolata. Sono presenti intercalazioni metriche e decimetriche di peliti grigio-azzurre contenenti faune marino-marginali. Limite inferiore graduale rapido, parzialmente eteropico, con SVG. Limite superiore discordante con IMO. Potenza estremamente variabile, fino ad una massimo di circa 100 metri.

Pleistocene inf.

FAA - Argille Azzurre

Argille di colore grigio-azzurro con rare intercalazioni di arenarie giallastre in letti da sottili a spessi, e argille marnose e siltose grigie in letti sottili e molto sottili. Sono fossilifere ricche in foraminiferi e macrofossili, spesso bioturbate, a stratificazione poco marcata. Sono talora diffusi slumps con olistoliti di gesso derivati da unità evaporitiche. Limite inferiore netto, probabilmente discontinuo, su FAA2; paraconcordante su FCO. Limite superiore graduale, per aumento della frazione sabbiosa, con SVG. Depositi di scarpata e base scarpata. Potenza complessiva affiorante di circa 700 m.

Piacenziano - Gelasiano (biozone MNN16a-MNN18)

AES8a - Unità di Modena

Depositi alluvionali eterometrici dati da ciottoli, sabbie e limi. Limite superiore sempre affiorante e coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro al tetto. Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intravallive.

Olocene

IMO - Sabbie di Imola

Arenarie e sabbie da medie a finissime, generalmente poco cementate, in strati spessi e molto spessi, mal definiti, frequentemente amalgamati fra loro, con livelli di ghiaia contenente abbondanti ciottoli silicei. Stratificazione incrociata ad alto e basso angolo, piano-parallelata e con strutture tipo hummocky. Sono presenti rare intercalazioni, centimetriche e decimetriche, di peliti, talora fortemente bioturbate, con locali laminazioni ondulate tipo ripples da onda. Nella parte alta, sono localmente presenti intercalazioni conglomeratiche a matrice sabbiosa (IMOa) con ciottoli derivanti da unità liguridi e dalla successione epiligure. Depositi di ambiente litorale. Limite inferiore discordante su SVG e SVGa. Limite superiore erosivo discordante con AES. Potenza massima affiorante circa 60m, superiore ai 150m nel sottosuolo.

Pleistocene medio (0,8-0,65 MA)

SVG - Arenarie ed argille di Savignano

Alternanza di strati sottili e molto sottili, raramente medi, di argille grigie chiare, beige all'alterazione, e arenarie fini e finissime, poco cementate, talora lenticolari, A/P da $<<1$ crescente verso l'alto e lateralmente. Depositi di piattaforma. Limite inferiore graduale su FAA per aumento della frazione pelitica. Limite superiore graduale, parzialmente eteropico, con SVGa e discordante con IMO. Potenza massima affiorante circa 200m.

Pleistocene inf.

SVGa - Arenarie ed argille di Savignano - litofacies sabbiosa della Grotta Rossa

Arenarie medie e fini, mal cernite, in strati spessi e molto spessi frequentemente amalgamati, con tritume conchigliare associato a laminazione ondulata. Sono presenti intercalazioni metriche e decimetriche di peliti grigio-azzurre contenenti faune marino-marginali. Limite inferiore graduale rapido, parzialmente eteropico, con SVG. Limite superiore discordante con IMO. Potenza estremamente variabile, fino ad una massimo di circa 100 metri.

Pleistocene inf.

FAA - Argille Azzurre

Argille di colore grigio-azzurro con rare intercalazioni di arenarie giallastre in letti da sottili a spessi, e argille marnose e siltose grigie in letti sottili e molto sottili. Sono fossilifere ricche in foraminiferi e macrofossili, spesso bioturbate, a stratificazione poco marcata. Sono talora diffusi slumps con olistoliti di gesso derivati da unità evaporitiche. Limite inferiore netto, probabilmente discontinuo, su FAA2; paraconcordante su FCO. Limite superiore graduale, per aumento della frazione sabbiosa, con SVG. Depositi di scarpata e base scarpata. Potenza complessiva affiorante di circa 700 m.

Piacenziano - Gelasiano (biozone MNN16a-MNN18)

AUTORITA' INTERREGIONALE DI BACINO MARECCHIA - CONCA

PIANO STRALCIO DI BACINO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (P.A.I.) PROGETTO DI VARIANTE 2016

(Deliberazione del Comitato Istituzionale n°1 del 27.04.2016)

Territorio del Comune di **SANTARCANGELO DI ROMAGNA**

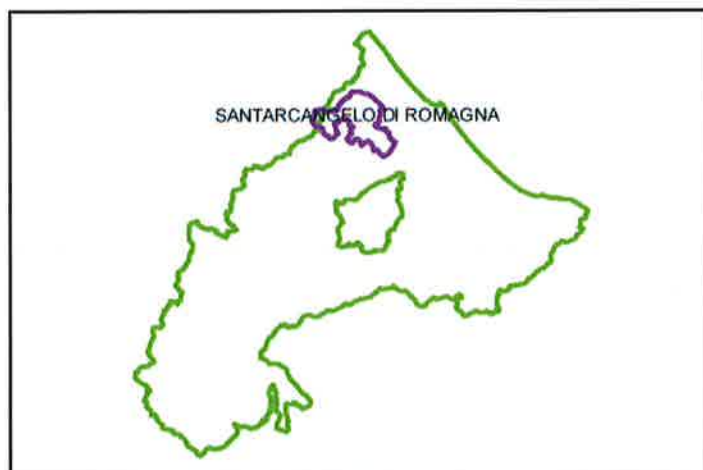


TAVOLA 1

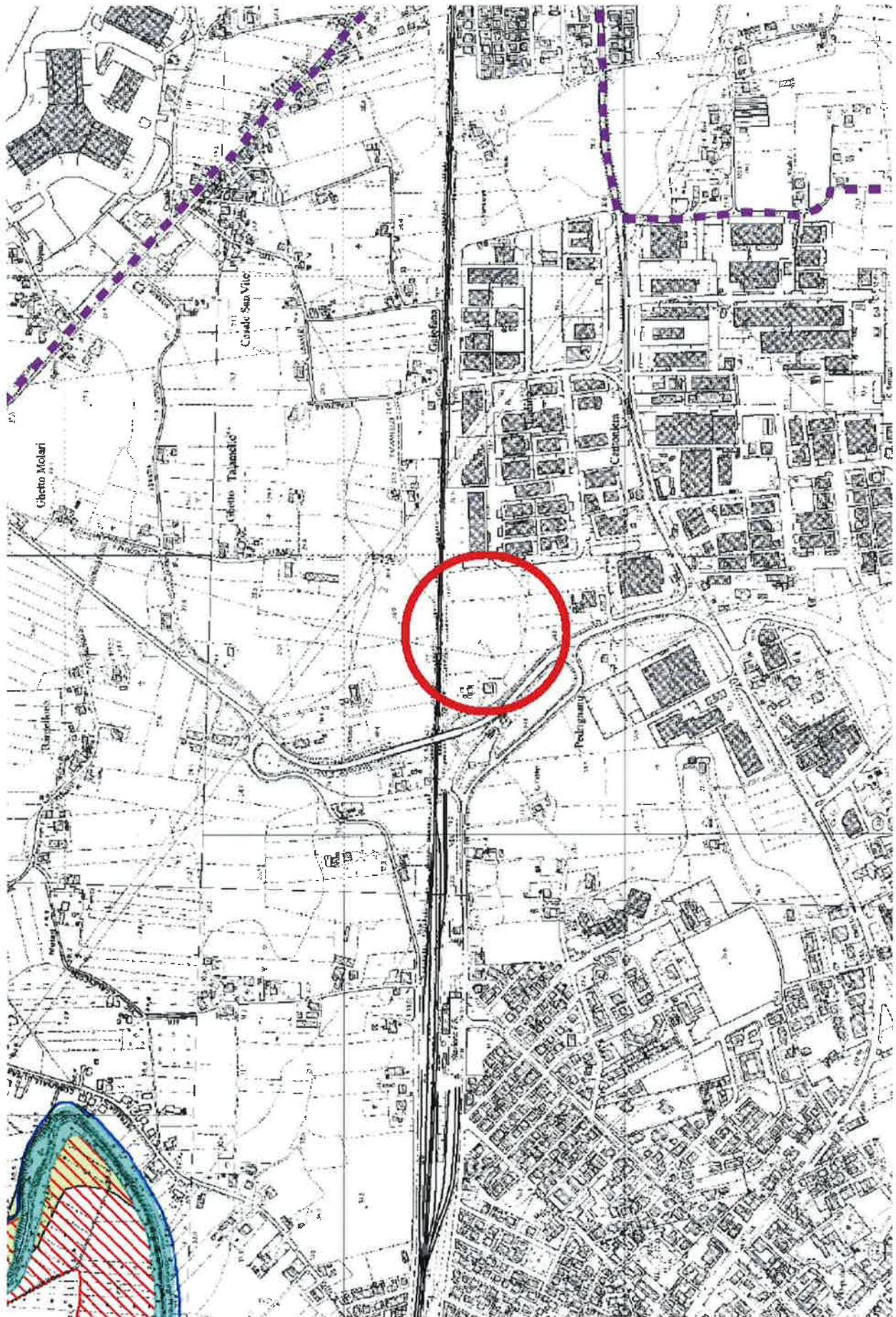
Scala 1 : 10.000

Il presente elaborato grafico non sostituisce i contenuti e l'efficacia degli elaborati di Piano del P.A.I..

Elaborazione
a cura dell'Autorità Interregionale
di Bacino Marecchia - Conca

Segreteria Tecnico - Operativa

Luglio 2016



Legenda



Confini comunali



Alveo (art.8)



Fascia con probabilità di inondazione corrispondente a piene con tempi di ritorno fino a 200 anni nella situazione pre-interventi (art. 9)



Fascia con probabilità di inondazione corrispondente a piene con tempi di ritorno fino a 200 anni nella situazione post-interventi (art. 9)



Fasce ad Alta Vulnerabilità Idrologica (art. 9)



Delimitazione della fascia di territorio con probabilità di inondazione corrispondente a piene con tempi di ritorno fino a 500 anni (art. 10)



Attraversamenti non adeguati

Numero progressivo

Corso d'acqua

16MA_R3

Livello di rischio

(nel caso di ponti T5 o T2 a seconda della criticità a 50 o 200 anni)



Calanchi (art.14)



Abitati dichiarati da consolidare ex L.445/1908 nel territorio della Regione Emilia-Romagna (Art. 14, comma 3 lett. e; Art. 15, comma 3 lett. e; Art. 16, comma 3 lett. d)



Aree in dissesto per fenomeni in atto (art. 14)



Aree di possibile influenza del dissesto nelle frane di crollo (art. 15)



Aree di possibile evoluzione del dissesto e frane quiescenti (art. 16)

NN_R

Codice identificativo di area a rischio elevato e/o molto elevato (Perimetrazione di cui all'Allegato 2A)

NN_P

Codice identificativo di area a pericolosità elevata e/o molto elevata (Perimetrazione di cui all'Allegato 2B)

Aree in dissesto da assoggettare a verifica (art. 17)



Attiva



Quiescente



Aree verificate (ex art. 17)



Frana non cartografabile attiva



Frana non cartografabile quiescente

AUTORITA' INTERREGIONALE DI BACINO
MARECCHIA - CONCA

PROGETTO DI VARIANTE 2016
PIANO STRALCIO DI BACINO PER L'ASSETTO
IDROGEOLOGICO (P.A.I.)

Legge 18 maggio 1989 n°183 - Decreto Legislativo 3 aprile 2006 n°152
Legge 27 febbraio 2009 n°13 - Legge 28 dicembre 2015 n°221

DELIBERAZIONE DEL COMITATO ISTITUZIONALE N. 1 DEL 27.04.2016

Quadro generale del Piano Stralcio di Bacino
per l'Assetto Idrogeologico

Mappa della pericolosità per il reticolo secondario di pianura

Piano di Gestione del Rischio di Alluvione (P.G.R.A.)

Distretto Idrografico Appennino Settentrionale

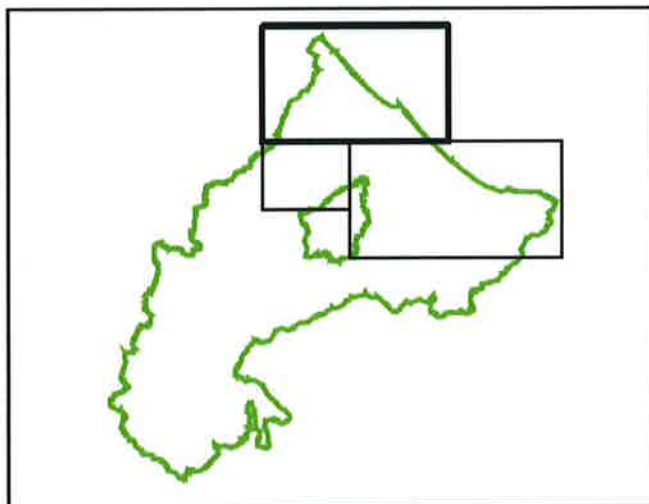


TAVOLA 5.1

Scala 1 : 25.000

Redazione
a cura dell'Autorità Interregionale
di Bacino Marecchia - Conca

Segreteria Tecnico - Operativa

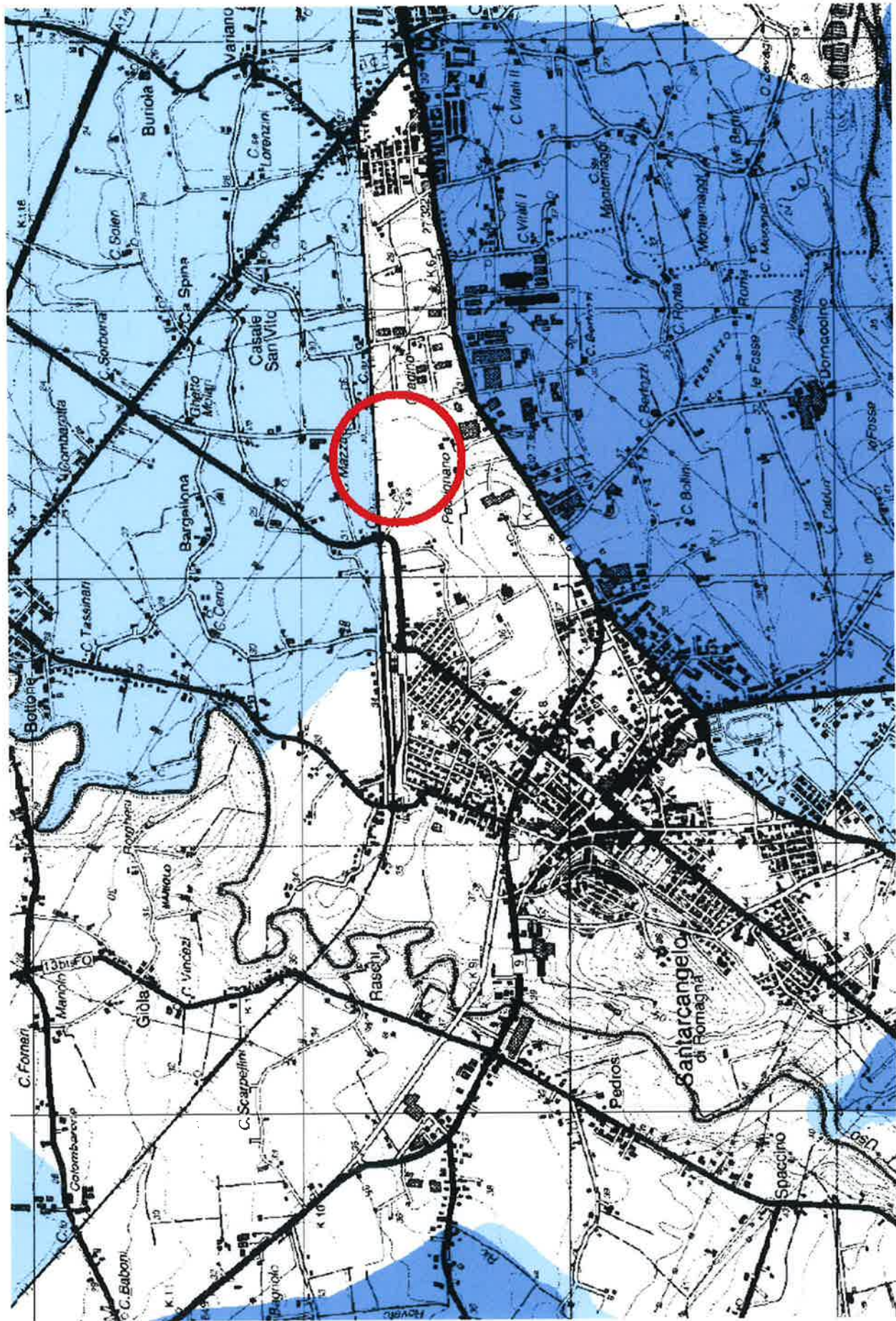
La Presidente dell'Autorità
Interregionale
di Bacino Marecchia - Conca

Paola Gazzolo




Il Segretario Generale
dell'Autorità Interregionale
di Bacino Marecchia - Conca

Gianfranco Giovagnoli

Aprile 2016

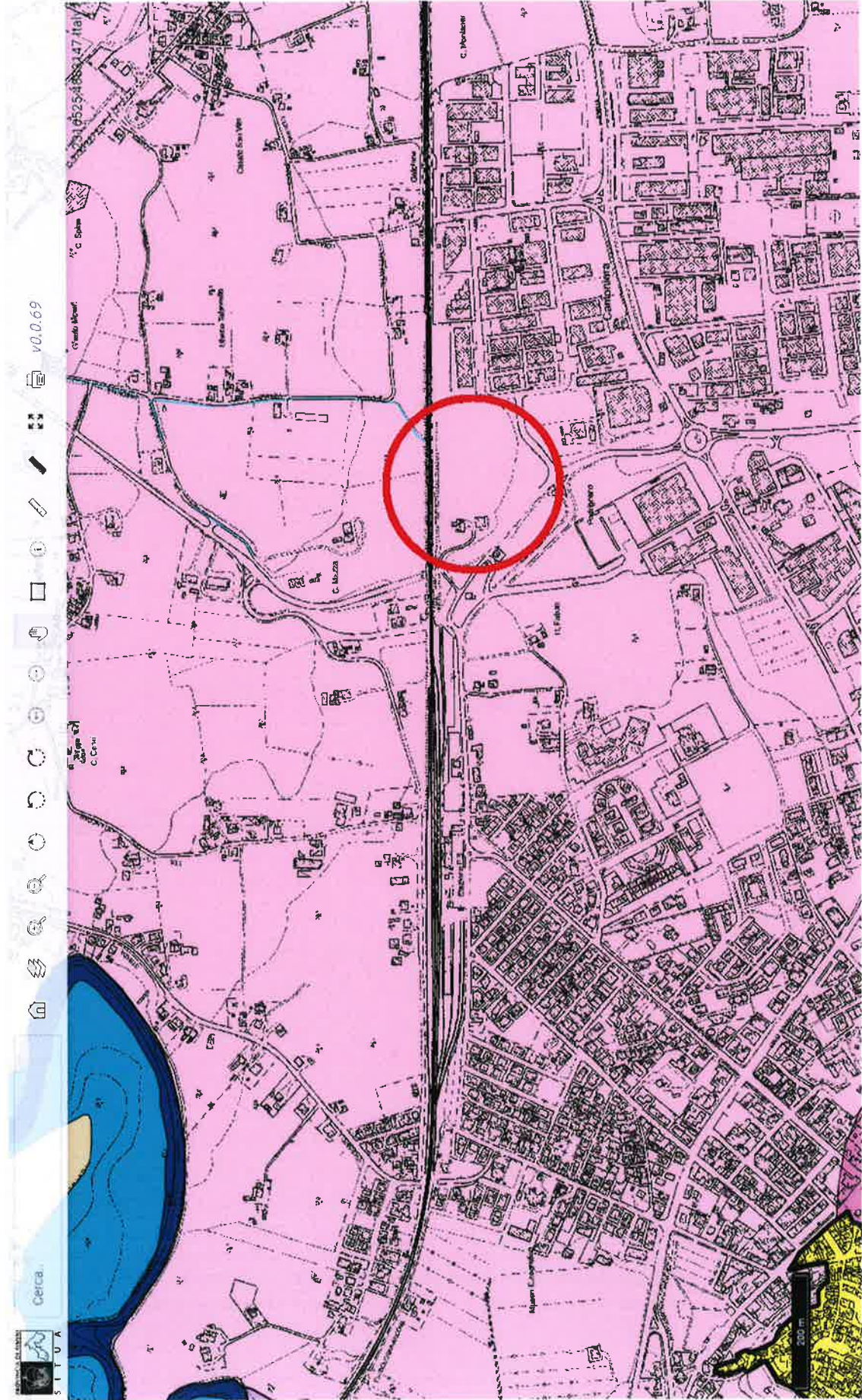


Legenda


-  Limite dell'Autorità di Bacino
-  Alluvioni frequenti
-  Alluvioni poco frequenti

PIANO TERRITORIALE DI COORDINAMENTO PROVINCIALE

(Tavola D - Stralcio -).



Livelli

-  DBTR_CtrMultiscala
-  PTCP_1_25000
-  Catasto
 -  a2_7_3_particelle_2018
 -  a2_15_3_fabbricati
 -  a2_5_1_civici_3857
-  Vincolo_Idrogeologico
 -  vincolo_idrogeologico_rev7
 -  a5_19_3_buffer_200m_pozzi_av
 -  a5_18_1_pozzi_idropotabili_av
 -  a5_16_1_pozzi_idropotabili
 -  a5_17_3_buffer_200m_pozzi
-  Tavola_D_PTCP
 -  AMBITI A PERICOLOSITA' IDRAULICA
 -  a5_4_2_reticolo_idrografico
 -  Reticolo idrografico minore
 -  Reticolo idrografico principale
 -  a5_6_3_ambiente
 -  Invasi ed alvei di laghi, bacini e corsi d'acqua (Art. 2.2)
 -  a5_12_3_aree_esondabili_art_2_3
 -  AMBITI A PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA
 -  a5_2_2_Scarpate (art. 4.1 comma 13)
 -  a5_8_3_aree_pericolosita_agg_lug2012_controd
 -  Aree di possibile influenza di frane di crollo (art. 4.1 commi 3 e 7)
 -  Zone instabili per fenomeni di dissesto attivi verificati (art. 4.1 commi 3 e 7)
 -  Zone instabili per fenomeni di dissesto quiescenti verificati (art. 4.1 commi 6 e 7)
 -  a5_9_3_perimetrazioni_adb_2008_controd
 -  Aree di possibile influenza di frane di crollo (art. 4.1 commi 3 e 7)
 -  Zone instabili per fenomeni di dissesto attivi verificati (art. 4.1 commi 3 e 7)
 -  Zone instabili per fenomeni di dissesto quiescenti verificati (art. 4.1 commi 6 e 7)

-  a5_10_3_coperture
 -  Depositi di versante da verificare (art. 4.1 comma 10)
 -  Depositi di versante verificati (art. 4.1 comma 11)
 -  Zone instabili per fenomeni di dissesto attivi da verificare (art. 4.1 commi 3 e 7)
 -  Zone instabili per fenomeni di dissesto quiescenti da verificare (art. 4.1 commi 5 e 7)
 -  Depositi eluvio-colluviali e antropici (art. 4.1 comma 12)
 -  a5_5_3_ambiti_da_consolidare (art. 4.2)
 -  a5_7_3_calanchi_var2011_controd (art. 4.1 commi 3,4,7)
 -  a5_11_3_aree_pot_instabili
-  AMBITI A VULNERABILITA' IDROGEOLOGICA
 -  a5_3_3_art_3_6_bacino_marecchia_conca (art. 3.6)
 -  a5_13_3_Aree di ricarica della falda idrologicamente connesse all'alveo ARA (art. 3.3)
 -  a5_14_3_vulnerabilita
 -  Aree di ricarica diretta della falda ARD (art. 3.4)
 -  Aree di ricarica indiretta della falda ARI (art. 3.5)
 -  Bacini imbriferi BI (art. 3.5)
-  a2_14_3_confineprovinciale
-  Sfondo
 -  Google Hybrid
 -  Google Terrain
 -  OSM TF Landscape
 -  Sfumo_Altimetrico5x5
 -  Stamen Terrain-USA/OSM
 -  Agea2011_RGB
 -  OCM Landscape
 -  Stamen Toner Lite/OSM
 -  Stamen Watercolor/OSM

Attributi



COMUNE DI
SANTARCANGELO DI ROMAGNA

Provincia di RIMINI

P.S.C.

PIANO STRUTTURALE COMUNALE

VARIANTE AL P.S.C.

**ELIMINAZIONE DAGLI STRUMENTI URBANISTICI
DI AREE EDIFICABILI DI NUOVA URBANIZZAZIONE**

ai sensi dell'Art. 4 della LR 24/2017 e dell'Art. 32 bis della LR 20/2000

TAVOLA 2B

TUTELE E VINCOLI DI NATURA AMBIENTALE

Scala 1:5000

ADOZIONE: Del. C.C. n. 76 del 18/12/2019
APPROVAZIONE: Del. C.C. n. 9 del 26/02/2021

Amministrazione comunale

Sindaco:

Alice Parma

Assessore con delega a Pianificazione urbanistica
e sviluppo sostenibile, Edilizia privata, Patrimonio,
Politiche per la sicurezza:

Dott. Filippo Sacchetti

Vicesegretario Generale:

Dott.ssa Ambra Eleonora Giudici

Dirigente del Settore Territorio:

Ing. Natascia Casadei

Responsabile del procedimento:

Arch. Silvia Battistini

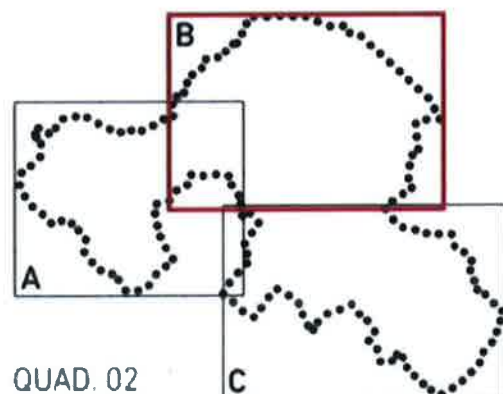
Funzionari dei servizi urbanistici

Incaricato redazione Variante:

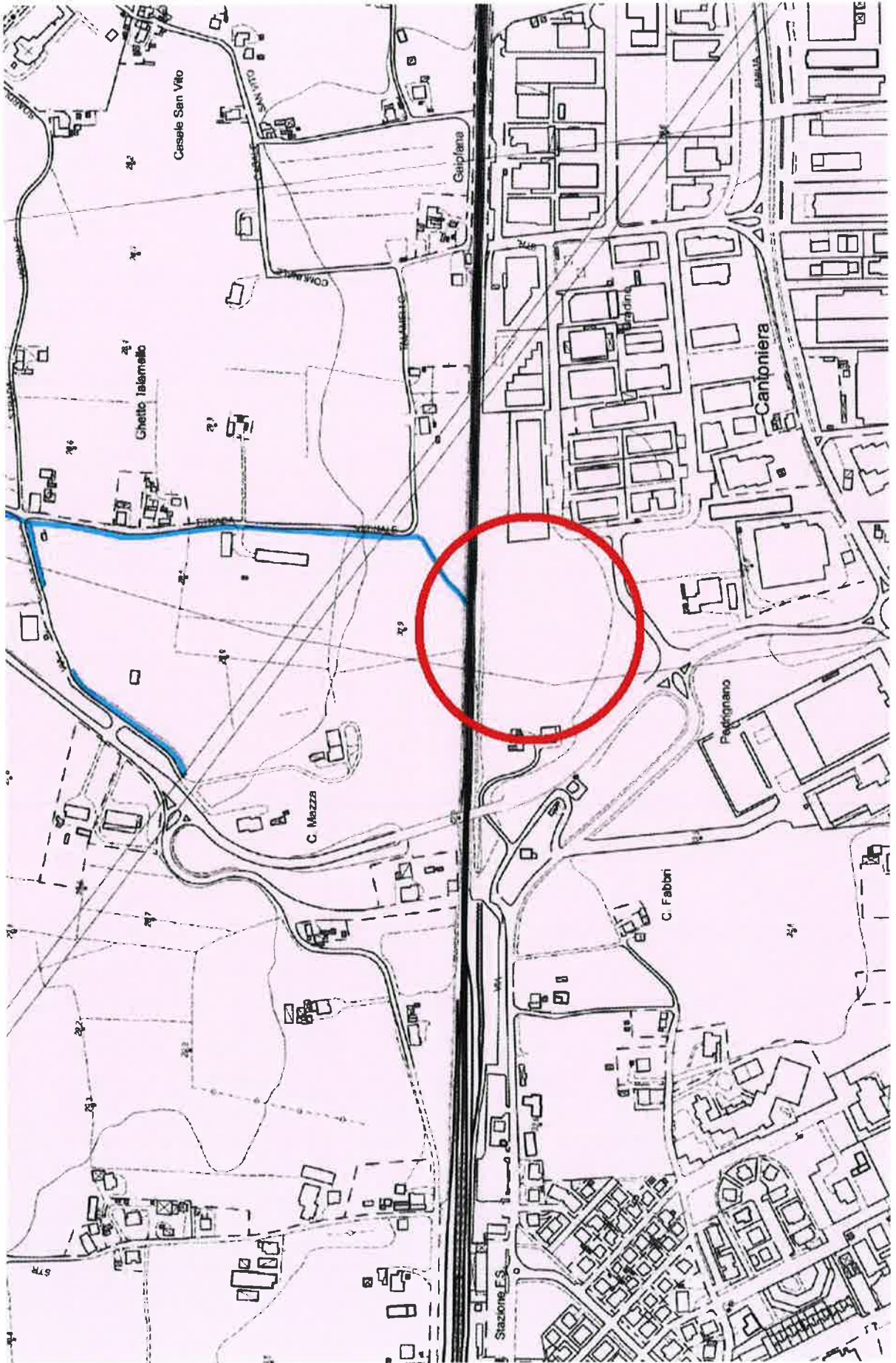
Arch. Marco Zaoli

Collaboratrice:

Arch. Laura Abbruzzese








QUAD. 02







Legenda

..... Confine Comunale















AMBITI A PERICOLOSITA' IDRAULICA

-  Invasi ed alvei di laghi, bacini e corsi d'acqua (art. 7 del PSC - art. 2.2 del PTCP)
 -  Invasi ed alvei di laghi, bacini e corsi d'acqua: reticolo idrografico minore (art. 7 del PSC - art. 2.2 del PTCP)
 -  Aree esondabili (art. 8 del PSC - art. 2.3 del PTCP)
- Aree esondabili del Rio Mavone, in base allo studio idrogeologico-idraulico in sede di PSC (proposta di modifica del perimetro del PTCP vigente)-(art. 8 c.6 del PSC)
-  Aree esondabili per tempi di ritorno di 25 anni
 -  Aree esondabili per tempi di ritorno di 200 anni



AMBITI A VULNERABILITA' IDROGEOLOGICA

-  ARA - Aree di ricarica della falda idrogeologicamente connesse all'alveo (art. 14.2 del PSC - art. 3.3 del PTCP)
-  ARD - Aree di ricarica diretta della falda (art. 14.3 del PSC - art. 3.4 del PTCP)
-  ARI - Aree di ricarica indiretta della falda (art. 14.4 del PSC - art. 3.5 del PTCP)
-  BI - Bacini imbriferi (art. 14.4 del PSC - art. 3.5 del PTCP)

AMBITI A PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA




-  Aree potenzialmente instabili (art. 17 c.7 del PSC - art. 4.1 c.9 del PTCP)
-  Zone instabili per fenomeni di dissesto attivi da verificare (art. 17 c.2, 5 c.6 del PSC - art. 4.1 c.3 e c.7 del PTCP)
-  Zone instabili per fenomeni di dissesto attivi verificati (art. 17 c.2, 5 del PSC - art. 4.1 c.3 e c.7 del PTCP)
-  Zone instabili per fenomeni di dissesto quiescenti da verificare (art. 17 c.3, 5, 6 del PSC - art. 4.1 c.5 e c.7 del PTCP)
-  Zone instabili per fenomeni di dissesto quiescenti verificati (art. 17 c.4, 5 del PSC - art. 4.1 c.6 e c.7 del PTCP)
-  Depositi di versante da verificare (art. 17 c.8 del PSC - art. 4.1 c.10 del PTCP)
-  Deposito eluvio-colluviale (art. 17 c.9 del PSC - art. 4.1 c.12 del PTCP)
-  Depositi di versante concementati (art. 17 c.9 del PSC - art.4.1 c.11 del PTCP)
-  Zone o elementi a rischio (art. 8 c.9 del PSC - art. 9 del P.A.I. AdB Marecchia-Conca)
-  Scarpate (art.17 c.10 del PSC - art. 4.1 c.13 del PTCP)
-  Abitato da consolidare (art. 18 del PSC - art. 4.2 del PTCP)
-  B1 - Area urbanizzata ad elevata concentrazione di cavità collocate su più livelli
-  B2 - Area urbanizzata a moderata distribuzione di cavità superficiali
-  B3 - Area urbanizzata pianeggiante con presenza di cavità

P.A.I. Variante adottata:

-  Zone instabili per fenomeni di dissesto attivi
-  Zone instabili per fenomeni di dissesto quiescenti

 Ambiti di tutela pozzi e prelievi idrici (art. 15 del PSC - art. 3.7 del PTCP)

AMBITI P.A.E. APPROVATO D.C.C. n. 21 DEL 04.04.2019 (Art. 12 PSC)

-  N.T.A. PAE - Art. 7 c. 6 lett. A
-  N.T.A. PAE - Art. 7 c. 6 lett. B
-  N.T.A. PAE - Art. 7 c. 6 lett. C



Comune di Santarcangelo di Romagna
Provincia di Rimini

P.S.C.
PIANO STRUTTURALE COMUNALE

VARIANTE AL P.S.C.
ELIMINAZIONE DAGLI STRUMENTI URBANISTICI
DI AREE EDIFICABILI DI NUOVA URBANIZZAZIONE

R.U.E.
REGOLAMENTO URBANISTICO EDILIZIO

VARIANTE AL R.U.E.
ELIMINAZIONE DAGLI STRUMENTI URBANISTICI
DI AREE EDIFICABILI DI NUOVA URBANIZZAZIONE

PIANO OPERATIVO COMUNALE 2016 - 2021

poe 1
Controdeduzioni

Tavola dei Vincoli

TAVOLA 4 **scala 1:25.000**
Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale variante 2012
Rischi ambientali
Vincoli e prescrizioni contenuti nella Tavola D.1

Sindaco:
Alice Parma

**Assessore con Delega a Pianificazione urbanistica
e sviluppo sostenibile, Edilizia privata, Patrimonio,
Politiche per la sicurezza:**
Filippo Sacchetti

Vice Segretario Generale:
Dott.ssa Ambra Eleonora Giudici

Dirigente del Settore Territorio:
Ing. Natascia Casadel

Elaborazione a cura di:
Funzionari dei Servizi Urbanistici

P.S.C.
PIANO STRUTTURALE COMUNALE

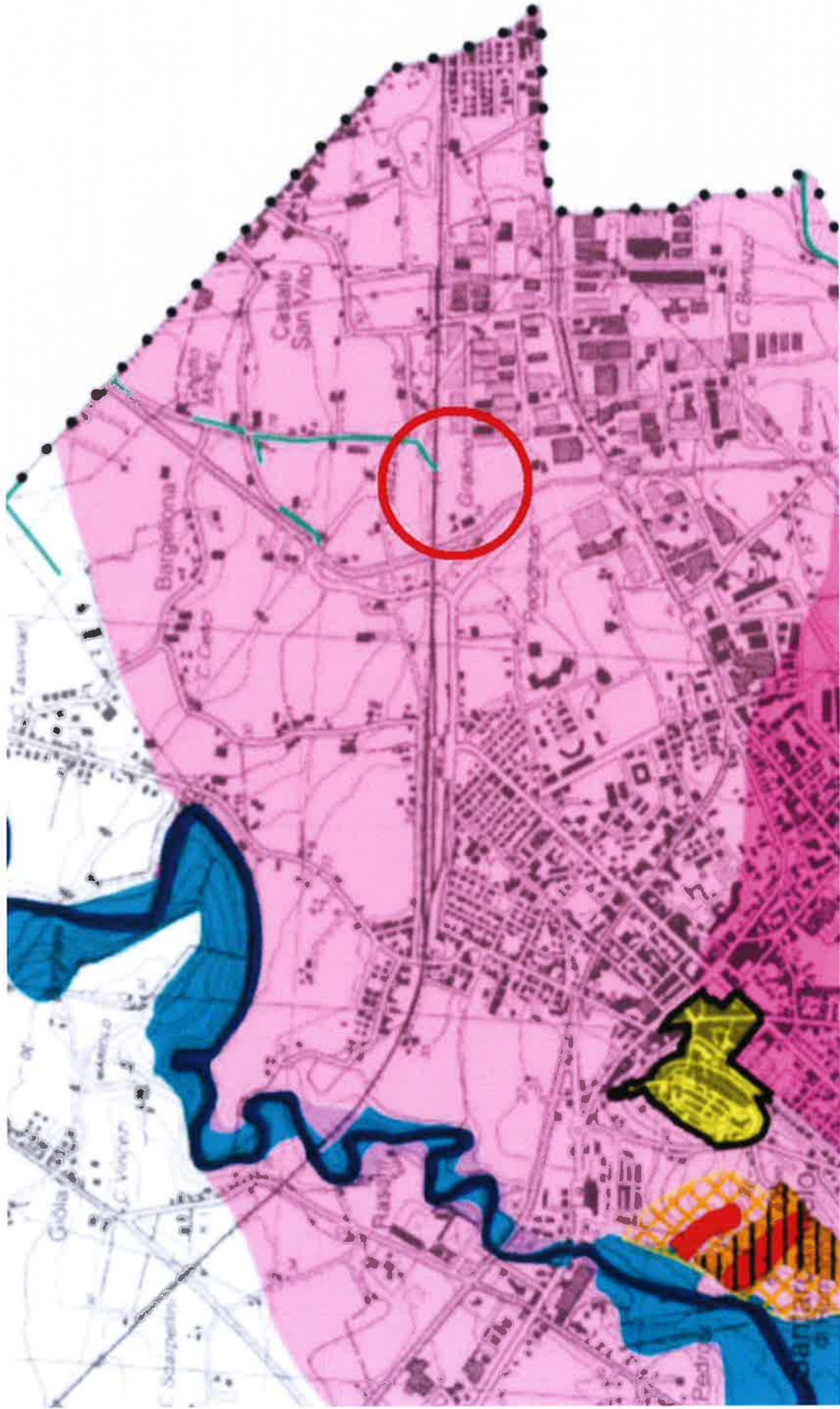
Piano Operativo Comunale
Adozione D.C.C. n. 54 del 11/04/2009 Approvazione D.C.C. n. 22 del 21/07/2010
Varante al P.S.C.
Adozione D.C.C. n. 33 del 12/10/2011 Approvazione D.C.C. n. 41 del 05/04/2012
Variante specifica al P.S.C.
Adozione D.C.C. n. 76 del 18/12/2018 Approvazione D.C.C. n. 9 del 26/02/2019

R.U.E.
REGOLAMENTO URBANISTICO EDILIZIO

Regolamento di Attivita' Edilizia
Adozione D.C.C. n. 94 del 12/10/2011 Approvazione D.C.C. n. 45 del 09/04/2012
Varante al R.U.E.
Adozione D.C.C. n. 109 del 18/12/2011 Approvazione D.C.C. n. 94 del 22/10/2014
Variante specifica al R.U.E.
Adozione D.C.C. n. 73 del 25/10/2017 Approvazione D.C.C. n. 4 del 01/02/2018
Variante specifica al R.U.E.
Adozione D.C.C. n. 75 del 18/12/2018 Approvazione D.C.C. n. ____ del ____




poe 1

Piano Operativo Comunale
Adozione D.C.C. n. 45 del 21/04/2016 Approvazione D.C.C. n. 56 del 01/08/2017
Piano Operativo Comunale - Integrazioni
Adozione D.C.C. n. 57 del 01/09/2017 Approvazione D.C.C. n. 51 del 2/05/2018



Legenda










AMBITI A PERICOLSOSITA' IDRAULICA

-  Invasi ed alvei di laghi, bacini e corsi d'acqua - reticolo idrigráfico principale (art.2.2)
-  Invasi ed alvei di laghi, bacini e corsi d'acqua - reticolo idrigráfico minore (art.2.2)
-  Aree esondabili (art.2.3)

AMBITI A VULNERABILITA' IDROGEOLOGICA

-  Area di ricarica della falda idrogeologicamente connesse all'alveo - ARA (art. 3.3)
-  Area di ricarica diretta della falda - ARD (art. 3.4)
-  Area di ricarica indiretta della falda - ARI (art. 3.5)
-  Bacini imbriferi - BI (art. 3.5)

AMBITI A PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA

-  Zone instabili per fenomeni di dissesto attivi verificati (art. 4.1 commi 3 e 7)
-  Zone instabili per fenomeni di dissesto quiescenti verificati (art. 4.1 commi 6 e 7)
-  Zone instabili per fenomeni di dissesto attivi da verificare (art. 4.1 commi 3 e 7)
-  Zone instabili per fenomeni di dissesto quiescenti da verificare (art. 4.1 commi 5 e 7)
-  Depositi di versante da verificare (art. 4.1 comma 10)
-  Depositi di versante verificati (art. 4.1 comma 11)
-  Abitati da consolidare (art. 4.2)
-  Aree potenzialmente instabili (art. 4.1 comma 9)
-  Scarpate (art. 4.1 comma 13)



Comune di Santarcangelo di Romagna
Provincia di Rimini

P.S.C.
PIANO STRUTTURALE COMUNALE

VARIANTE AL P.S.C.
ELIMINAZIONE DAGLI STRUMENTI URBANISTICI
DEI AREE EDIFICABILI DI NUOVA URBANIZZAZIONE

R.U.E.
REGOLAMENTO URBANISTICO EDILIZIO

VARIANTE AL R.U.E.
ELIMINAZIONE DAGLI STRUMENTI URBANISTICI
DEI AREE EDIFICABILI DI NUOVA URBANIZZAZIONE

PIANO OPERATIVO COMUNALE 2016-2021

poe 1
Controdeduzioni

Tavola dei Vincoli

TAVOLA 6 **scala 1:25.000**
Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.)
Mappa della pericolosità per il reticolo secondario di pianura
Vincoli e prescrizioni contenuti nella Tavola 5.2

Sindaco:
Alice Farina

**Assessore con Delega a Pianificazione urbanistica
e sviluppo sostenibile, Edilizia privata, Patrimonio,
Politiche per la sicurezza:**
Filippo Sacchetti

Vice Segretario Generale:
Dott.ssa Ambra Eleonora Giudici

Dirigente del Settore Territorio:
Ing. Natascia Casadei

Elaborazione a cura di:
Funzionari dei Servizi Urbanistici

P.S.C.
PIANO STRUTTURALE COMUNALE

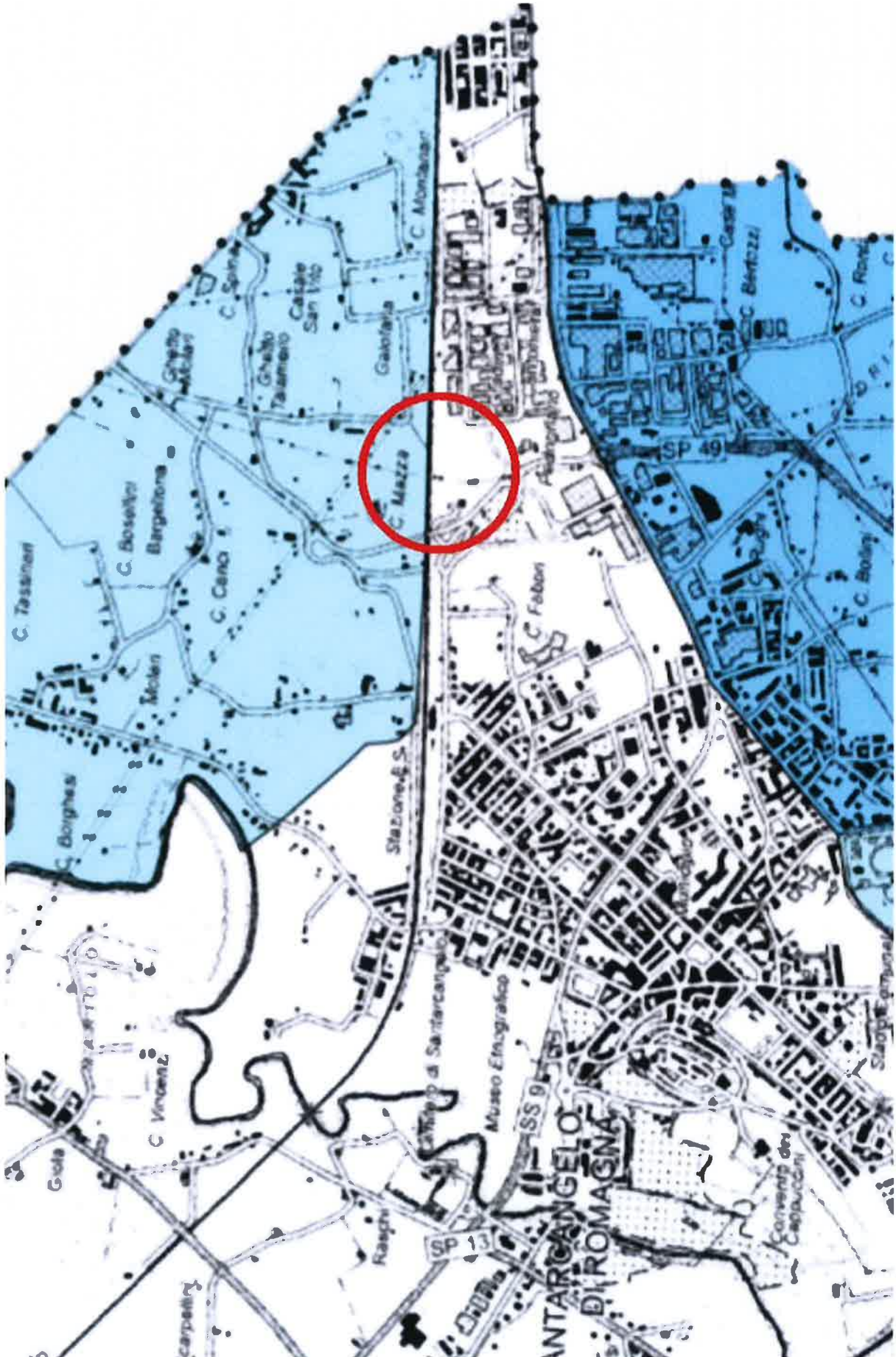
Piano Stralcio di Bacino
Adozione D.C.C. n. 54 del 21/04/2009 : Approvazione D.C.C. n. 21 del 21/07/2010
Varante P.A.I.
Adozione D.C.C. n. 39 del 12/10/2011 : Approvazione D.C.C. n. 41 del 09/05/2012
Varante specifica P.S.C.
Adozione D.C.C. n. 36 del 18/12/2010 : Approvazione D.C.C. n. 9 del 26/02/2011

R.U.E.
REGOLAMENTO URBANISTICO EDILIZIO

Regolamento Urbanistico Edilizio
Adozione D.C.C. n. 39 del 12/10/2011 : Approvazione D.C.C. n. 42 del 09/05/2012
Varante Tab.R.U.E.
Adozione D.C.C. n. 109 del 18/12/2010 : Approvazione D.C.C. n. 34 del 22/12/2010
Varante specifica n. 2 al R.U.E.
Adozione D.C.C. n. 79 del 28/10/2011 : Approvazione D.C.C. n. 1 del 01/02/2012
Varante specifica n. 1 al R.U.E.
Adozione D.C.C. n. 75 del 06/12/2010 : Approvazione D.C.C. n. ____ del ____

poe 1
Controdeduzioni

Piano Operativo Comunale
Adozione D.C.C. n. 45 del 21/01/2010 : Approvazione D.C.C. n. 46 del 01/08/2011
Piano Operativo Comunale - Integramento
Adozione D.C.C. n. 37 del 01/05/2011 : Approvazione D.C.C. n. 51 del 21/07/2011



Legenda



Confine Comunale



Alluvioni poco frequenti



Alluvioni frequenti

**ANDAMENTO DEI LIVELLI DI FALDA
NELLA CONOIDE DEL MARECCHIA NEL 2021**

- da RAPPORTI TECNICI Area Geologia Sismica e Suoli
Regione E. Romagna – ARPAE –

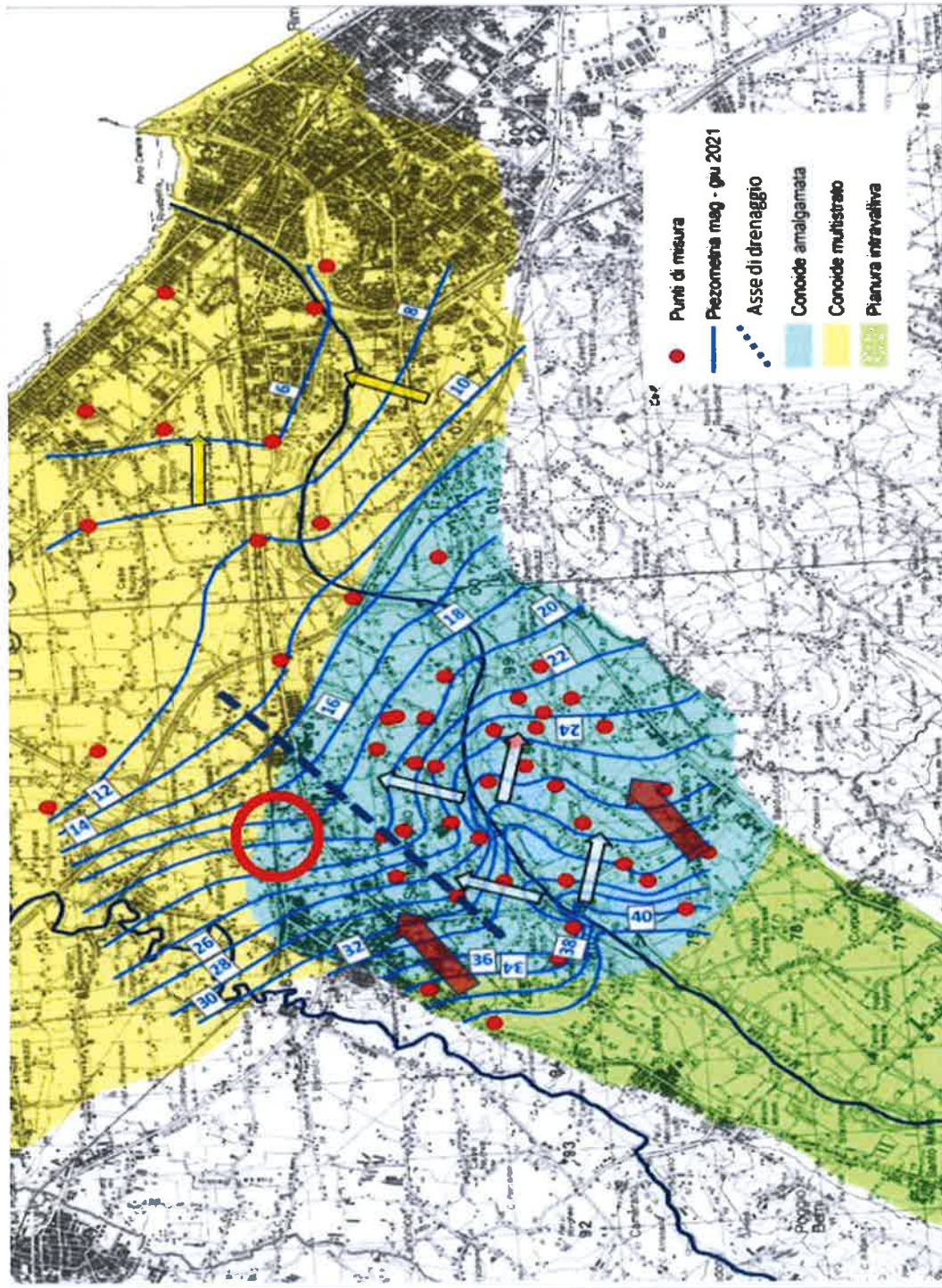


Figura 7: piezometria di massimo (giugno 2020). Le frecce rosse indicano la direzione di flusso da monte; le frecce bianche la ricarica dal fiume e dai laghetti di ex cava; le frecce arancione un cono di depressione ad Ovest di Rimini.

Attributi

▼ a15_1_1_piezometrie

| | |
|------------|------------------|
| ogc_fid | 165 |
| codiceprov | 101 |
| codicearpa | 0.000000000 |
| codicefili | 0.000000000 |
| codicerili | |
| codicerer | |
| codicehera | |
| codicevecc | F5109 - ZAGHINI |
| siglarer | |
| quotapozzi | 32.22600000 |
| altezzaboc | 0.000000000 |
| quotamisur | 80,502 |
| fondopozzi | |
| note | |
| conoide | Marecchia |
| xutm32a | 777305.27800000 |
| yutm32a | 885646.82100000 |
| profondita | 60.00000000 |
| acquifero | a1_low?? |
| pointx | 2316738.06020000 |

| | | | | |
|------|--|------------|-------|-------|
| RM15 | | 12/03/2014 | 26,70 | 7,97 |
| RM15 | | 24/05/2018 | 26,26 | 8,41 |
| RM15 | | 30/08/2018 | 21,46 | 13,21 |
| RM15 | | 05/11/2018 | 18,19 | 16,48 |
| RM15 | | 04/02/2019 | 21,12 | 13,55 |
| RM15 | | 30/05/2019 | 25,22 | 9,45 |
| RM15 | | 27/08/2019 | 22,57 | 12,10 |
| RM15 | | 07/11/2019 | 19,66 | 15,01 |
| RM15 | | 11/02/2020 | 23,76 | 10,91 |
| RM15 | | 09/06/2020 | 23,42 | 11,25 |
| RM15 | | 01/09/2020 | 18,00 | 16,67 |
| RM15 | | 04/11/2020 | 16,57 | 18,10 |
| RM15 | | 05/03/2021 | 23,73 | 10,94 |
| RM15 | | 27/05/2021 | 23,62 | 11,05 |
| RM15 | | 31/08/2021 | 14,97 | 19,70 |
| RM15 | | 04/11/2021 | 13,69 | 20,98 |
| RM15 | | 03/02/2022 | 20,00 | 14,67 |
| RM15 | | 08/09/2022 | 13,35 | 21,32 |
| RM15 | | 07/11/2022 | 12,07 | 22,60 |
| RM15 | | 26/05/2022 | 22,40 | 12,27 |

ATLANTE CLIMATICO DELL'EMILIA – ROMAGNA 1961-2015

(ARPAE ÷ Reg. E. Romagna - Stralcio -).

Atlante climatico dell'Emilia-Romagna

1961-2015

edizione 2017



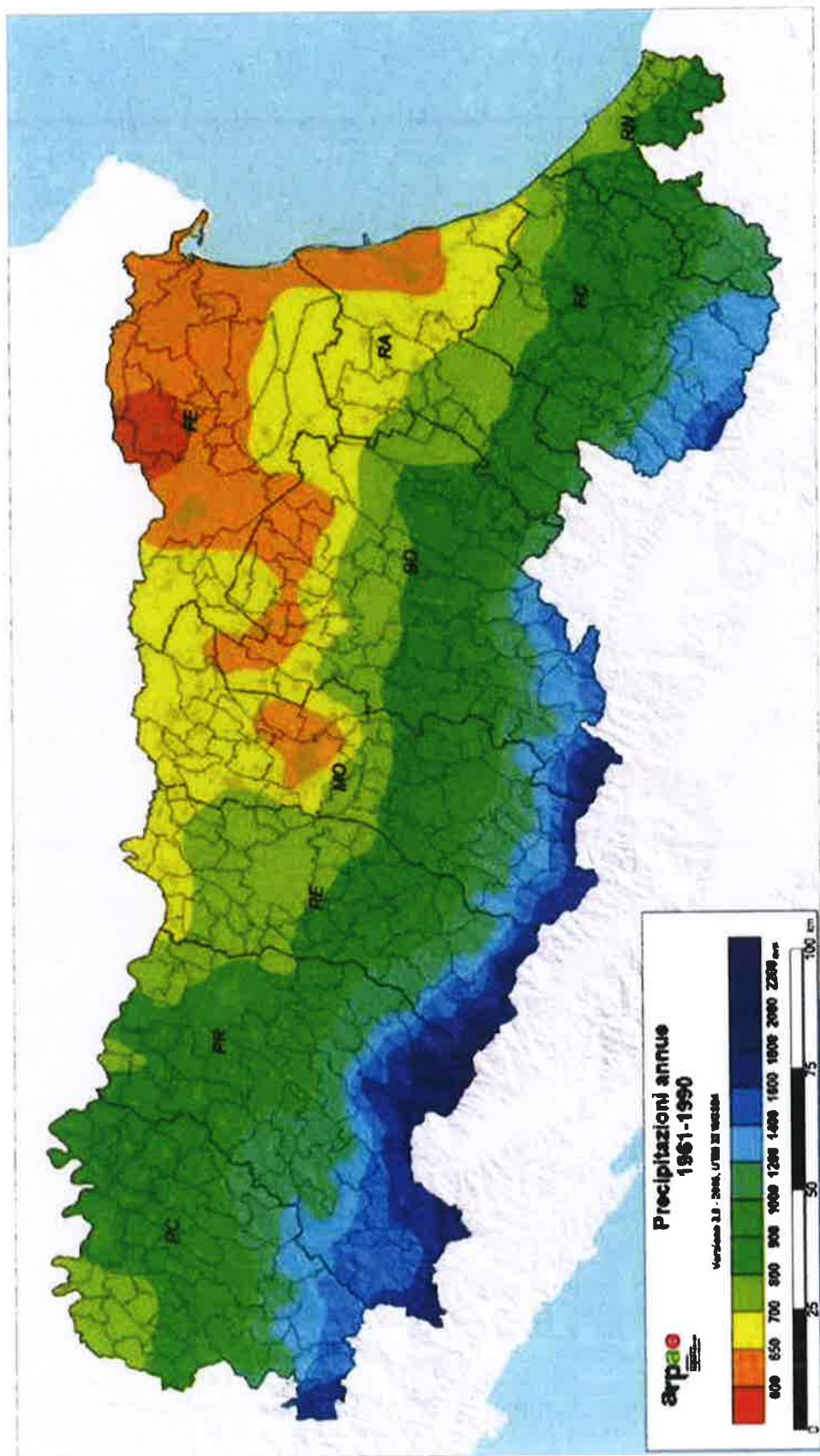


FIGURA 14. Valori medi delle precipitazioni annue in Emilia-Romagna nel trentennio di riferimento 1961-1990.

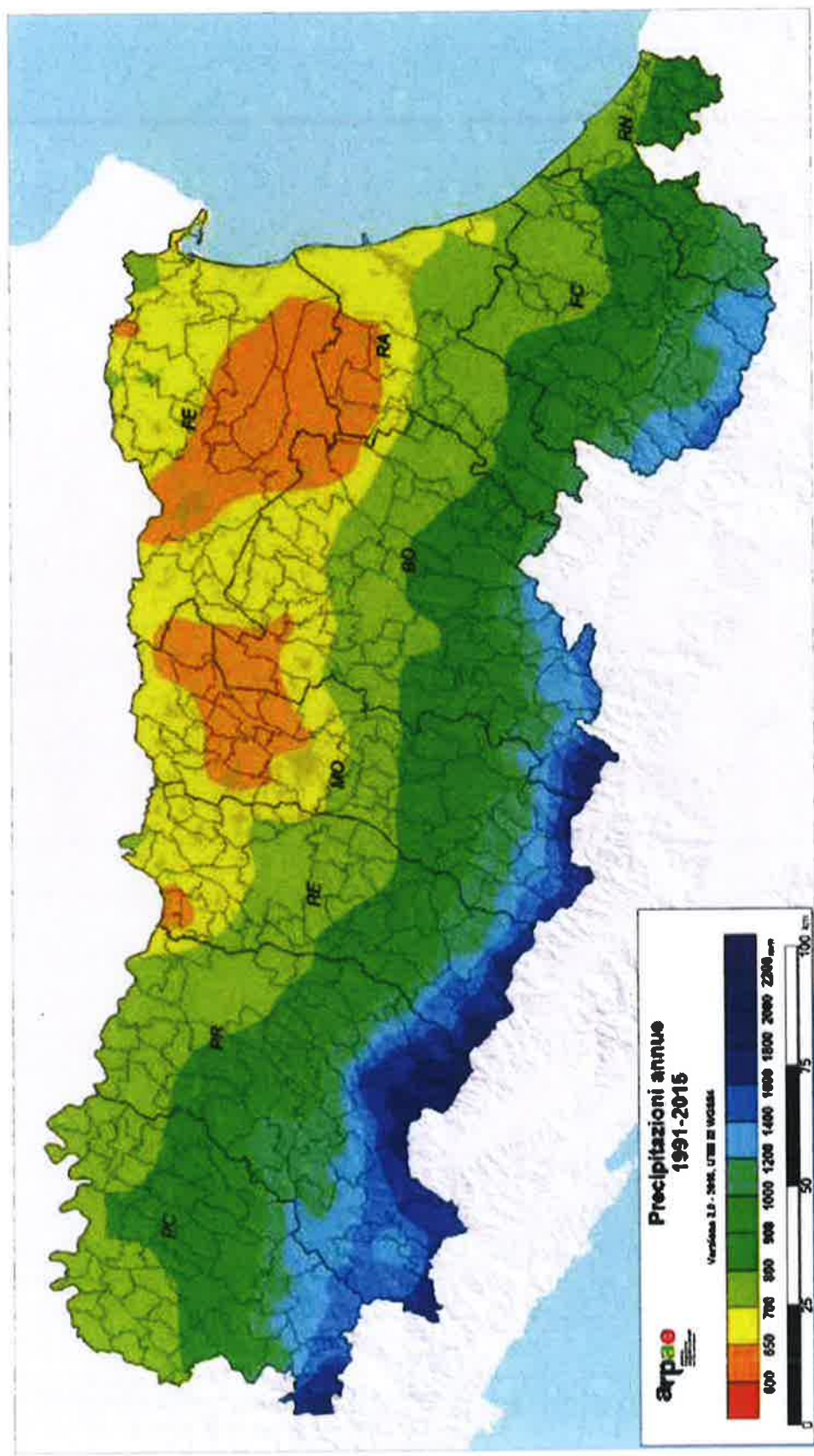


FIGURA 15. Valori medi delle precipitazioni annue in Emilia-Romagna nel periodo recente 1991-2015.

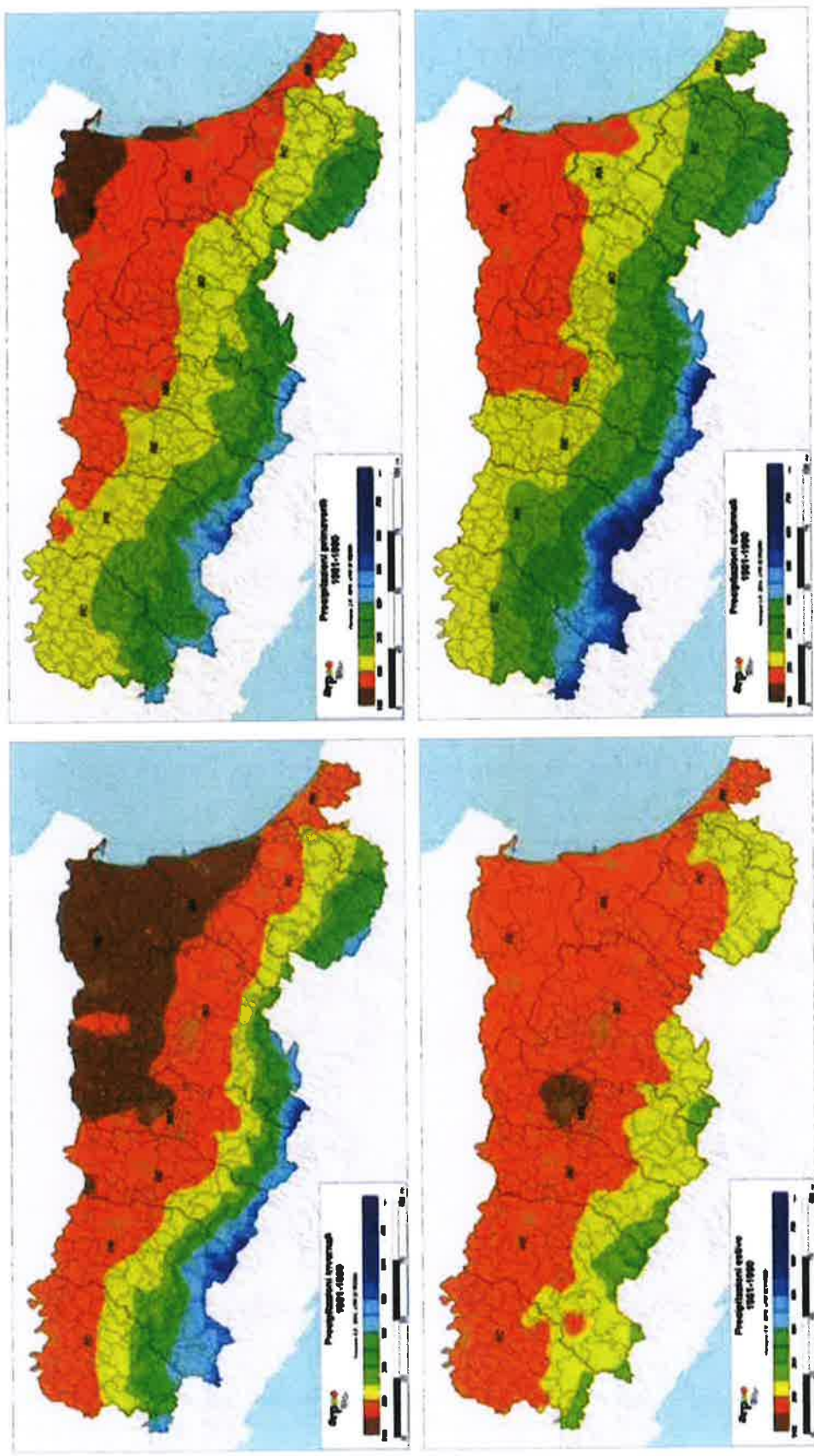


FIGURA 16. Valori medi delle precipitazioni stagionali in Emilia-Romagna nel trentennio di riferimento 1961-1990. La stagione invernale include i mesi di dicembre, gennaio, febbraio e così via per le stagioni successive.

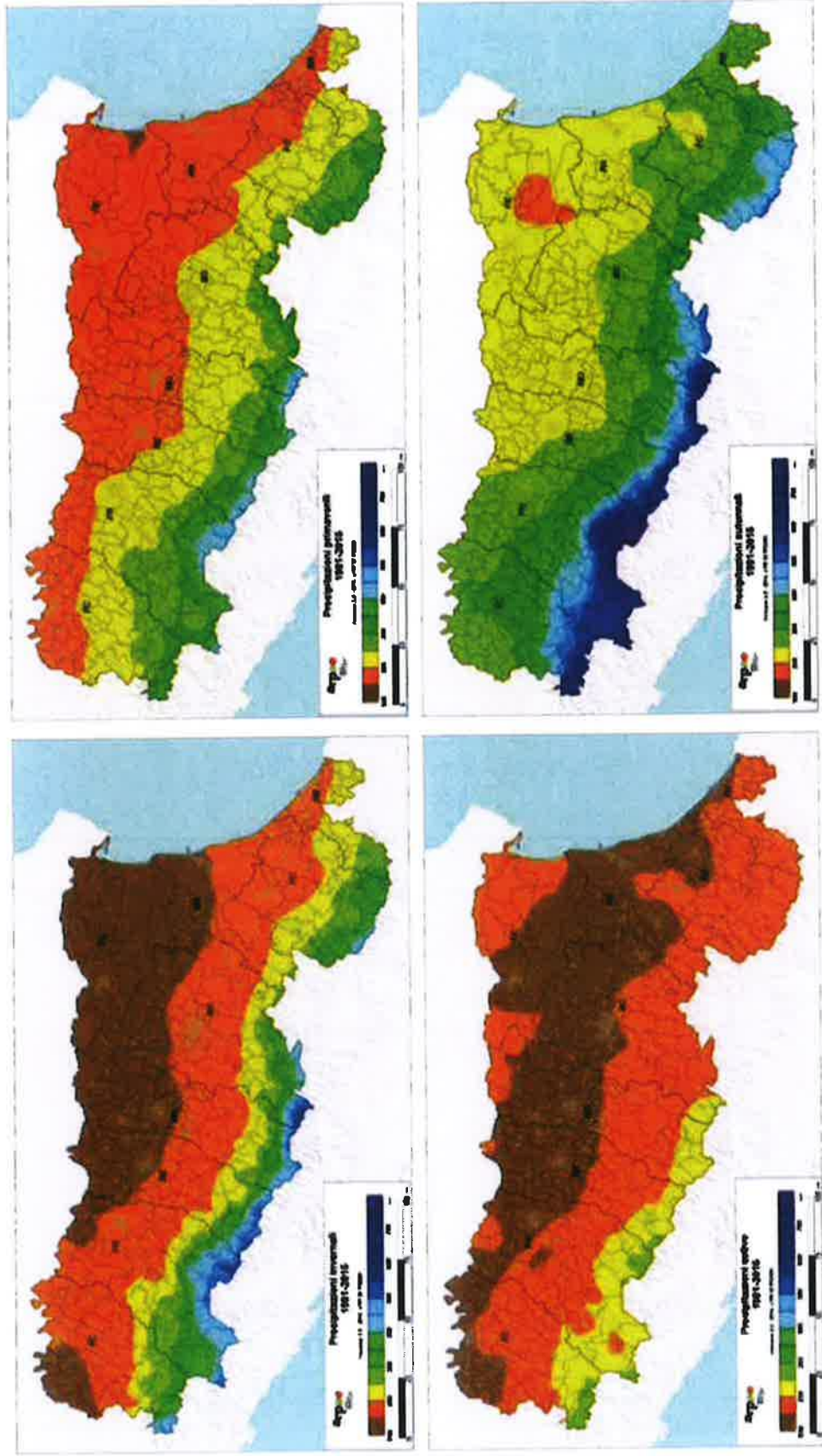


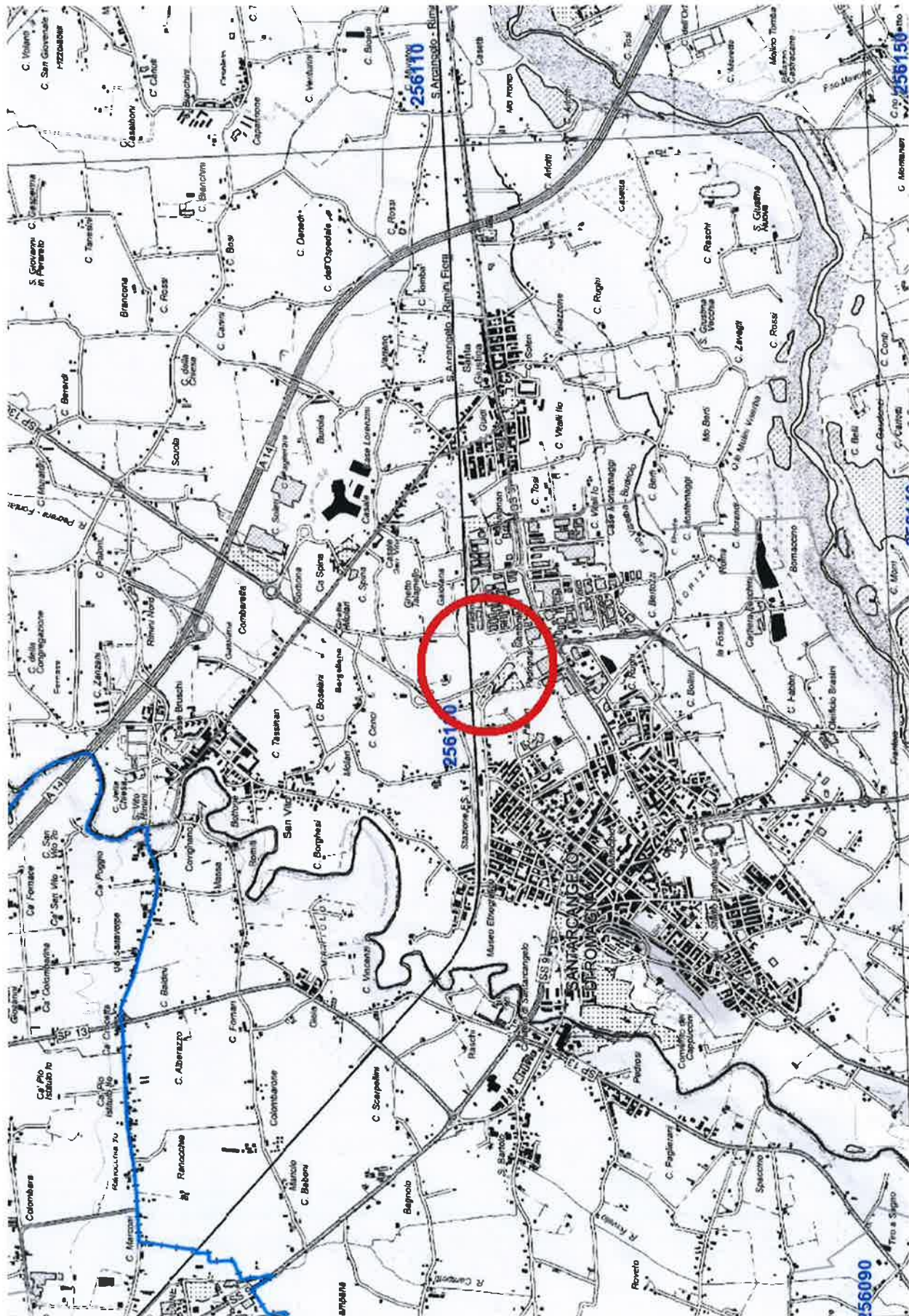
FIGURA 17. Valori medi delle precipitazioni stagionali in Emilia-Romagna nel periodo recente 1991-2015. La stagione invernale include i mesi di dicembre, gennaio, febbraio e così via per le stagioni successive.

| Provincia | Comune | Imed 81-90 | Imed 91-95 | Prez 91-95 | Prez 91-95 |
|-----------|-------------------------|------------|------------|------------|------------|
| PR | LANGHIRANO | 11,3 | 12,5 | 949 | 904 |
| PR | LESSONICO REGGIO EMILIA | 13,0 | 13,1 | 670 | 840 |
| PR | MEDESANO | 12,2 | 13,3 | 915 | 877 |
| PR | MEZZANO | 12,7 | 13,9 | 688 | 656 |
| PR | MONTECCHIO EMILIA | 7,8 | 8,8 | 2061 | 1954 |
| PR | MONTECCHIO EMILIA | 12,5 | 13,9 | 789 | 789 |
| PR | NEVIANO DEGLI ABBIANI | 10,9 | 12,0 | 1005 | 935 |
| PR | PIACENZA | 12,5 | 13,7 | 860 | 809 |
| PR | PALAZZANO | 8,8 | 9,8 | 1034 | 1596 |
| PR | PARMA | 12,8 | 14,0 | 826 | 700 |
| PR | PELLERINO PARMENSE | 11,3 | 12,3 | 1079 | 1042 |
| PR | PIACENZA PARMENSE | 12,7 | 13,8 | 785 | 765 |
| PR | PIACENZA PARMENSE | 12,7 | 13,8 | 804 | 767 |
| PR | ROCCANANICA | 12,3 | 13,5 | 858 | 815 |
| PR | SALA BAGANZA | 12,0 | 13,2 | 952 | 924 |
| PR | SALVAGGIONE TERME | 12,8 | 13,9 | 802 | 787 |
| PR | SAN SEVERINO PARMENSE | 12,8 | 13,8 | 792 | 735 |
| PR | SESA | 12,8 | 13,8 | 792 | 735 |
| PR | SOLIGNANO | 11,4 | 12,4 | 989 | 938 |
| PR | SORAGNA | 12,7 | 13,9 | 806 | 763 |
| PR | SORIANO | 12,8 | 13,9 | 789 | 702 |
| PR | TERZIO | 11,0 | 11,9 | 1045 | 998 |
| PR | TOZZANO VAL PANNA | 9,7 | 10,7 | 1234 | 1154 |
| PR | TORNIOLO | 9,0 | 10,0 | 1665 | 1756 |
| PR | TOSCANO | 12,8 | 13,9 | 798 | 748 |
| PR | TRANSETOLO | 12,3 | 13,5 | 822 | 807 |
| PR | TRE CASALI | 12,8 | 13,9 | 803 | 749 |
| PR | VALMOZZOLA | 10,7 | 11,0 | 1204 | 1232 |
| PR | VAGNANO DE' PELLEGRINI | 11,8 | 12,8 | 1022 | 979 |
| PR | VARSI | 10,8 | 11,8 | 1105 | 1121 |
| PR | ZIBELLO | 12,7 | 13,8 | 789 | 745 |
| RA | ALFONSO | 13,0 | 14,0 | 686 | 645 |
| RA | BAGNACCIANO | 12,8 | 14,0 | 686 | 645 |
| RA | BAGNARA DI ROMAGNOLA | 13,0 | 13,9 | 762 | 745 |
| RA | BORGHELLA | 12,0 | 13,1 | 691 | 653 |
| RA | CASOLA VALSENO | 11,6 | 12,7 | 921 | 926 |
| RA | CASSEL BOLOGNESE | 13,0 | 13,9 | 765 | 759 |
| RA | CERVA | 12,7 | 14,0 | 679 | 717 |
| RA | CONSELICE | 13,0 | 13,9 | 680 | 645 |
| RA | COTIGNOLA | 12,9 | 14,0 | 698 | 749 |
| RA | PIACENZA | 13,0 | 14,0 | 730 | 716 |

| Provincia | Comune | Imed 81-90 | Imed 91-95 | Prez 91-95 | Prez 91-95 |
|-----------|-------------------------|------------|------------|------------|------------|
| RA | RISIGNANO | 13,0 | 14,1 | 685 | 657 |
| RA | USARO | 13,0 | 14,0 | 686 | 672 |
| RA | MASSA LOMBARDA | 13,0 | 14,0 | 708 | 685 |
| RA | BARBERA | 12,9 | 14,1 | 645 | 606 |
| RA | ROLO TERME | 12,7 | 13,6 | 804 | 786 |
| RA | RUSSI | 12,9 | 14,0 | 680 | 730 |
| RA | SANT'AGATA SUL SANTERNO | 13,0 | 14,0 | 686 | 685 |
| RA | SOLIGNANO | 13,0 | 14,0 | 730 | 746 |
| RE | ALBENEA | 12,3 | 13,9 | 788 | 759 |
| RE | BIAGGIOLO IN PARDO | 12,6 | 14,1 | 737 | 688 |
| RE | BAISO | 11,4 | 12,7 | 846 | 789 |
| RE | BISSANO | 12,4 | 14,0 | 705 | 735 |
| RE | SORRETO | 12,7 | 14,1 | 682 | 648 |
| RE | BRESCELLO | 12,7 | 14,0 | 704 | 665 |
| RE | BISSANA | 9,7 | 10,7 | 1154 | 1109 |
| RE | CARPIBOSCO DI SOPRA | 12,6 | 14,0 | 727 | 678 |
| RE | CAMPIGNOLA EMILIA | 12,6 | 14,0 | 702 | 674 |
| RE | CAMPENE | 12,6 | 14,0 | 744 | 687 |
| RE | CANOSSA | 10,9 | 12,1 | 940 | 887 |
| RE | CARPENI | 10,3 | 11,4 | 904 | 852 |
| RE | CASALGRANDE | 12,7 | 14,3 | 761 | 720 |
| RE | CASINA | 10,5 | 11,8 | 927 | 852 |
| RE | CASTELLARANO | 12,6 | 14,0 | 788 | 741 |
| RE | CASTELNUOVO IN SOTTO | 12,6 | 14,0 | 720 | 665 |
| RE | CASTELNUOVO NE' MONTI | 10,1 | 11,2 | 1006 | 952 |
| RE | CARRIZO | 12,5 | 14,1 | 761 | 714 |
| RE | COLLAGNA | 7,9 | 8,9 | 1806 | 1774 |
| RE | COMEGGIO | 12,7 | 14,2 | 745 | 685 |
| RE | FABBRICO | 12,8 | 14,1 | 687 | 666 |
| RE | GATTUOLO | 12,7 | 13,9 | 759 | 700 |
| RE | GUALTERI | 12,6 | 14,0 | 697 | 667 |
| RE | GIUSCULLA | 12,6 | 14,0 | 690 | 667 |
| RE | LEGNONCO | 7,6 | 8,6 | 1767 | 1726 |
| RE | LUZZARA | 12,7 | 14,0 | 688 | 656 |
| RE | MONTICCHIO EMILIA | 12,5 | 14,0 | 775 | 752 |
| RE | NOVELLARA | 12,6 | 14,0 | 714 | 671 |
| RE | POMELIO | 12,6 | 13,9 | 710 | 656 |
| RE | QUINTO CASTELLA | 12,1 | 13,5 | 827 | 787 |
| RE | RAMSETO | 8,8 | 9,8 | 1620 | 1525 |
| RE | REGGIO NELL'EMILIA | 12,5 | 14,1 | 764 | 717 |

| Provincia | Comune | Imed 91-95 | Imed 91-95 | Prez 91-95 | Prez 91-95 |
|-----------|----------------------------|------------|------------|------------|------------|
| RE | REGGIOLO | 12,8 | 14,1 | 683 | 668 |
| RE | REGGIOLO | 12,8 | 14,1 | 700 | 669 |
| RE | ROLO | 12,8 | 14,1 | 680 | 665 |
| RE | REGGIERA | 12,9 | 14,4 | 699 | 678 |
| RE | SAN MARTINO IN FIO | 12,8 | 14,2 | 729 | 675 |
| RE | SAN PAOLO D'ERZA | 12,9 | 13,5 | 623 | 784 |
| RE | SAN PAOLO D'ERZA | 12,6 | 14,0 | 759 | 719 |
| RE | SCANDIANO | 12,3 | 13,9 | 790 | 732 |
| RE | TONDO | 10,4 | 11,4 | 978 | 978 |
| RE | VETTO | 10,3 | 11,5 | 1050 | 990 |
| RE | VEZZANO SUL CROSTOLO | 11,7 | 13,1 | 816 | 761 |
| RE | VIANO | 11,3 | 12,7 | 830 | 776 |
| RE | VILLA MINOZZO | 9,0 | 10,0 | 1353 | 1304 |
| RM | BELLARIVA-REGIA MARINA | 13,0 | 14,1 | 779 | 769 |
| RM | CASTELDELO | 9,7 | 10,9 | 1202 | 1241 |
| RM | CAPRILECA | 13,6 | 14,8 | 730 | 790 |
| RM | CORIANO | 13,2 | 14,1 | 772 | 790 |
| RM | GERANO | 12,9 | 14,0 | 852 | 852 |
| RM | MAIOLO | 12,0 | 12,9 | 962 | 950 |
| RM | MESANO ARABONDO | 13,6 | 14,8 | 779 | 786 |
| RM | MONDANO | 13,1 | 14,3 | 825 | 867 |
| RM | MONTICOMUNO | 13,1 | 14,0 | 795 | 817 |
| RM | MONTEFIORE CONCA | 12,8 | 14,0 | 843 | 862 |
| RM | MONTESODOLFO | 13,2 | 14,4 | 804 | 857 |
| RM | MONTESCULO | 12,9 | 13,8 | 827 | 831 |
| RM | MONTESCULO | 13,3 | 14,4 | 775 | 824 |
| RM | MORTANO DI ROMAGNOLA | 11,5 | 12,4 | 978 | 948 |
| RM | NOVA FERRA | 11,3 | 12,4 | 898 | 1042 |
| RM | POGGIO BERINI | 12,9 | 13,8 | 888 | 809 |
| RM | RICCIONE | 13,5 | 14,4 | 742 | 772 |
| RM | RIMINI | 13,0 | 13,9 | 850 | 788 |
| RM | SALUSCETO | 13,3 | 14,3 | 776 | 832 |
| RM | SAN CLEMENTE | 13,3 | 14,4 | 762 | 805 |
| RM | SAN GIOVANNI IN MARCONIANO | 13,5 | 14,7 | 744 | 799 |
| RM | SAN LEO | 12,3 | 13,2 | 915 | 905 |
| RM | SANT'AGATA FELTRINA | 11,5 | 12,5 | 1055 | 1009 |
| RM | SANT'ANGELO DI ROMAGNOLA | 12,9 | 13,9 | 907 | 808 |
| RM | TALAMONDO | 12,1 | 13,1 | 938 | 900 |
| RM | TORRIANA | 12,7 | 13,5 | 892 | 842 |
| RM | VEZZICORO | 12,8 | 13,6 | 865 | 815 |

COROGRAFIA scala 1 : 25.000



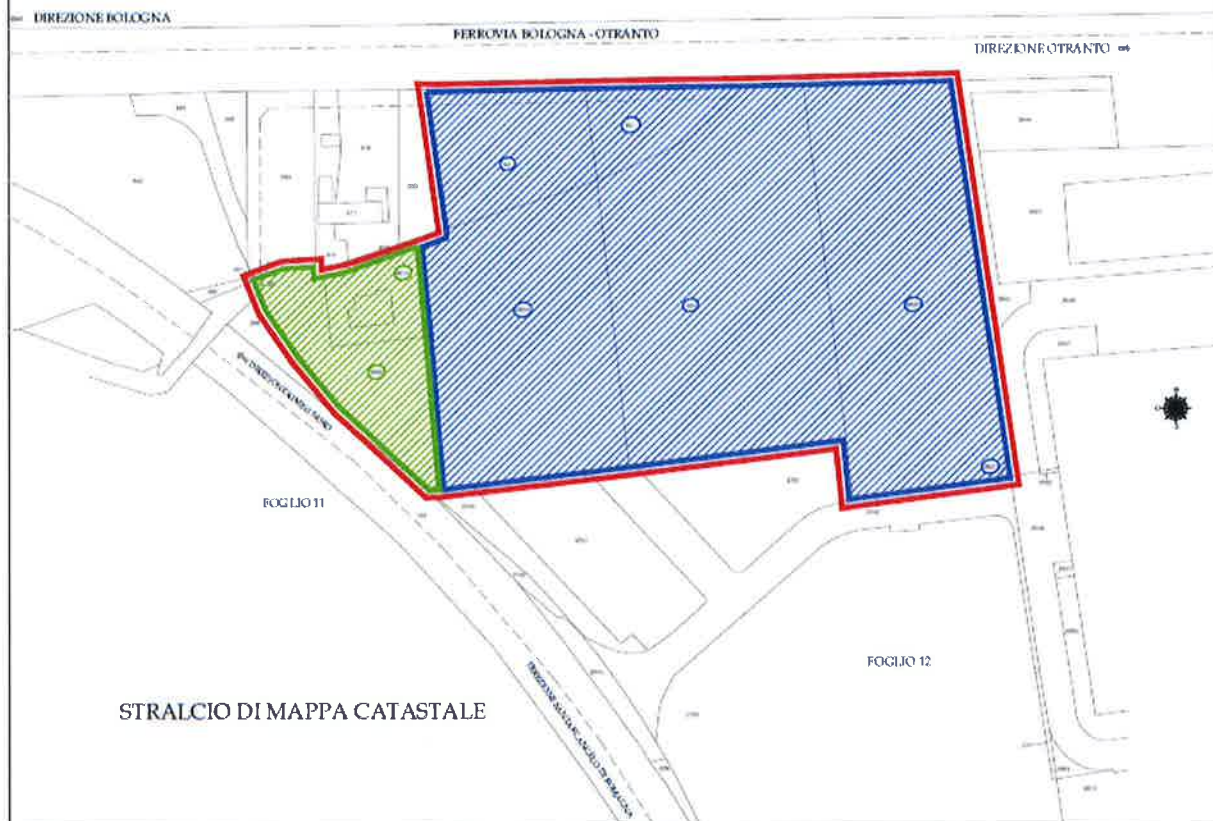
COROGRAFIA scala 1 : 5.000



AREA OGGETTO D'INTERVENTO

- da Tav. 1 Arch. S. Fabbri, Agosto 2023 -

AREA OGGETTO D'INTERVENTO



CATASTO TERRENI:

FOGLIO 12 PARTICELLE 143, 521, 524, 2624, 2830, 2831,
PROPRIETA' INIZIATIVE ROMAGNA SRL (EX IMMOBILIARE DEL CONCA - ATTO A MINISTERO
NOTAIO PIETRO BERNARDI FABBRANI REP. N. 35659, RACC. N. 16398 DEL 15 / 12 / 2014 -
REG. A RIMINI IL 23 / 12 / 2014 AL N. 11436 / 1T; TRASCRITTO A RIMINI IN DATA 23 / 12 / 2014
ALL'ART.11234); OGGETTO DI FUTURO INTERVENTO EDILIZIO.

CATASTO TERRENI:

FOGLIO 12 PARTICELLE 2615 E 2625 (VINCOLATE A VERDE PRIVATO NEL P.U.A.)
PROPRIETA' BISULLI GIORGIO - PONTILLO DOMENICA

CATASTO FABBRICATI:

FOGLIO 12 PARTICELLE EDILIZIE 2615 SUBB 1-2
NUDA PROPRIETA' : BISULLI MASSIMO; USUFRUTTUARI: BISULLI GIORGIO - PONTILLO DOMENICA
FOGLIO 12 PARTICELLE EDILIZIE 2615 SUBB 3-4
PROPRIETA': BISULLI GIORGIO - PONTILLO DOMENICA.

SUPERFICIE TOTALE PARTICELLE 2615 + 2625 = MQ 2.929

SUPERFICIE UTILE (DIRITTI EDIFICATORI) = MQ 951.92 (ORA PROPRIETA' INIZIATIVE ROMAGNA SRL.
EX PROPRIETA' IMMOBILIARE DEL CONCA SRL, TRASFERITI CON ATTO A MINISTERO NOTAIO
PIETRO BERNARDI FABBRANI REP. N. 25743 - RACC. N. 9967 DEL 05 / 03 / 2008 -
REG. A RIMINI IL 20 / 03 / 2008 AL N. 3872 / 1T; TRASCRITTO A RIMINI IN DATA 26 / 03 / 2008
AGLI ARTT. 3000 - 3001).

PARTICELLE OGGETTO DELLA SCHEDA C4 DI POC 0

INERENTE AREA OGGETTO A P.U.A.

DI INIZIATIVA PRIVATA DENOMINATA APS.N.2.1 (EX D3 N.2b).