



PIANO DI RIQUALIFICAZIONE URBANA QUARTIERE ECONOVELLO - CESENA



Comune di Cesena

NOVELLO S.p.a.

Amministratore Unico
Arch. Edoardo Preger

PROGETTO

CAPOGRUPPO

arch. Simona Gabrielli

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA E URBANISTICA

studio gap associati
Piazza Scuole Pie 10/10
16123 Genova
tel +39 010 2480049
fax +39 010 2481217
p.iva 01323950996

studio GAP associati:
arch. Simona Gabrielli
arch. Maurizio Cazzulo
arch. Marina Bassi
arch. Federica Alcozer
arch. Laura Cosimo

studio CAMERANA&PARTNERS
arch. Benedetto Camerana
arch. Hermann Kohlloffel

arch. Bruno Gabrielli
arch. Pietro Cozzani

SPAZI APERTI E OPERE A VERDE



LAND s.r.l.
arch. Andreas Kipar

LAND s.r.l.
via Hoepli, 3
20121 Milano
tel +39 02 8069111
fax +39 02 80691130

arch. Leonardo Oprandi
arch. Giuseppe Anastasi

CONSULENZE

viabilità:
T.T.A. Studio associato

impianti:
Ing. Marco Taccini

TAV. 32.1

RELAZIONE GEOLOG. - GEOTECN.

CODICE ELABORATO :

78 · P R U · 0 · 0 · 0 · B · D · 3 2 1 0 · 0

SCALA

ESEGUITO:

DATA

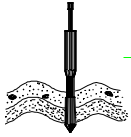
29/09/2010

CONTROLLATO:

REV.

00

APPROVATO:



COMMITTENTE:

SOCIETÀ DI TRASFORMAZIONE URBANA (STU)
NOVELLO
P.ZZA DEL POPOLO, 1
CESENA

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA



OGGETTO:

Programma di riqualificazione urbana "Novello"

LOCALITÀ:

Area Ex Mercato Ortofrutticolo
Via Madonna dello Schioppo – Piazzale Carl Marx
CESENA (FC)

Cesena, dicembre 2009

Geologo
Dott. Alessandro Biondi



INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. UBICAZIONE DELL'AREA	6
3. GEOLOGIA.....	7
4. GEOMORFOLOGIA.....	13
5. IDROLOGIA	16
6. IDROGEOLOGIA	19
6.1. MODELLO IDROSTRATIGRAFICO DELL'AREA DI STUDIO.....	19
6.2. CONOIDE DEL SAVIO	22
6.3. SITUAZIONE LOCALE	25
6.4. VULNERABILITÀ DELL'ACQUIFERO	28
7. INDAGINI EFFETTUATE.....	31
7.1. PROVE PENETROMETRICHE.....	31
7.2. INDAGINE SISMICA A RIFRAZIONE.....	32
7.3. DATI DI ARCHIVIO	34
8. MODELLAZIONE GEOTECNICA	35
8.1. CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE.....	35
8.2. PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA	40
8.3. ORIENTAMENTI SULLA CAPACITÀ PORTANTE	43
9. SISMICITÀ.....	49
9.1. SISMICITÀ STORICA.....	49
9.2. ASPETTI SISMOTETTONICI	51



9.3.	ZONIZZAZIONE SISMICA NAZIONALE E REGIONALE	53
9.4.	LA PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE	57
9.5.	RISPOSTA SISMICA LOCALE	65
9.6.	VITA NOMINALE DELLE OPERE - PERIODO DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA	72
9.7.	SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI	77
10.	CONCLUSIONI	85



1. PREMESSA

Su incarico della Società di Trasformazione Urbana (STU) "Novello" è stata realizzata, in conformità con le normative vigenti in materia, la presente indagine geologico tecnica sull'area oggetto del Piano di Riqualificazione Urbana denominato "Novello".

Il comparto in esame ricade interamente all'interno del Comune di Cesena nella parte centrale dell'area urbana e si compone di due distinte porzioni separate fisicamente dalla linea ferroviaria Bologna-Ancona e dalla Secante, percorso in variante della S.S. 9 - Via Emilia - di attraversamento del centro cittadino.

Il presente studio esamina le caratteristiche geologiche, idrogeologiche, sismiche e geotecniche delle superfici coinvolte nel Piano di Riqualificazione Urbana.

Il quadro conoscitivo, costituito dall'analisi geomorfologica e da una campagna geognostica e geofisica appositamente realizzate, ha consentito di valutare l'idoneità edificatoria alla realizzazione del comparto in oggetto attraverso la definizione del contesto geomorfologico, la ricostruzione dell'assetto litostratigrafico dell'immediato sottosuolo, la caratterizzazione delle condizioni idrologiche ed idrogeologiche locali e la parametrizzazione geotecnica dei terreni di fondazione.

La presente relazione è corredata dalle seguenti tavole (Allegato A):

- *Tavola 1 – Inquadramento area 1:25.000;*
- *Tavola 2 – Inquadramento area 1:10.000;*
- *Tavola 3 – Carta geologica 1:10.000;*
- *Tavola 4 – Sezione RER n. 83;*
- *Tavola 5 – Sezione RER n. 84;*
- *Tavola 6 – Piano stralcio A.d.B. Fiumi Romagnoli;*
- *Tavola 7 – Sezione idrostratigrafica Savio;*
- *Tavola 8 – Ubicazione prove e traccia sezioni – scala 1:5.000;*
- *Tavola 9 – Sezioni stratigrafiche A-A' -B-B';*
- *Tavola 10 – Sezioni stratigrafiche C-C' -D-D'.*

Sono inoltre in appendice allegati i seguenti elaborati:

- Allegato B - prove penetrometriche statiche (CPT)
 - Valori e diagrammi resistenza;
 - Valutazioni litologiche;
 - Parametri geotecnici;
- Allegato C - Prove d'archivio – Sondaggi e prove CPTU
- Allegato D – Verifiche alla liquefazione;
- Allegato E - Relazione sismica.



La presente relazione è stata realizzata nel rispetto delle disposizioni contenute nelle normative di riferimento di seguito elencate:

- *Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione - D.M. 11 Marzo 1988 - Circ. Min. LL.PP. n.30483, 24 settembre 1988;*
- *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica - O.P.C.M. n° 3274 del 20 marzo 2003 e successive modifiche;*
- *Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 gennaio 2008 (G.U. dello 04/02/2008 supplemento ordinario n.30 Circolare Cons. Sup. LL.PP. n°617/2009 " Istruzione per l'applicazione delle Norme tecniche per la costruzione di cui al D.M. 14 gennaio 2008;*
- *Delibera dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna n° 112 del 2 maggio 2007 "Atto di Indirizzo e Cordinamento tecnico, ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000, in merito a "Indirizzi per gli studi microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica", contenente le disposizioni generali e le procedure di riferimento per l'analisi della risposta sismica locale";*

E inoltre in base a quanto consigliato da:

- *AGI: raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche giugno 1977;*
- *AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio, maggio 1990;*
- *Eurocodice Ec7 per l'ingegneria geotecnica, settembre 1988;*
- *ISRM International Society for Rock Mechanics: Rock characterization testing, monitoring suggested methods- Commission on Testing Methods; 1981.*



2. UBICAZIONE DELL'AREA

La zona di indagine ricade nella porzione centrale della Tavola 255 NE, scala 1:25.000 della Carta Tecnica Regionale e coincide con un'area completamente urbanizzata compresa a sud dalla S.S. 9 Emilia, a nord dalla Via Madonna dello Schioppo ad ovest dalla Via Cavalcavia e ad est dalla Via Cervese (vedi Tavole 1 e 2).

Altimetricamente il sedime d'intervento si colloca a quote sul livello medio marino poco differenziate, comprese tra un massimo di circa 36 metri della porzione più meridionale, corrispondente alla superficie della P.zza Aldo Moro, ai 33 metri lungo il confine settentrionale del comparto in coincidenza dell'asse della Via Madonna dello Schioppo.

L'area urbanizzata da tempi storici coincide nella sua porzione settentrionale, a nord della linea ferroviaria, con l'area dell'ex Mercato Ortofrutticolo la quale occupa la maggiore estensione del comparto Novello il quale, complessivamente, si estende per una superficie di circa 33 ettari. Attualmente quest'area è impiegata quale deposito del Settore Infrastrutture e Mobilità dell'Amministrazione comunale di Cesena, ed è pressoché affrancata dai corpi di fabbrica dell'area mercatale, la cui demolizione risale ad alcuni anni or sono. La restante e residuale porzione del comparto, sempre a nord della linea ferroviaria, è invece contraddistinta dalla presenza di corpi di fabbrica, in passato destinati ad impianti di lavorazione e trasformazione ortofrutticola ed oggi parzialmente riconvertiti a depositi merci e logistica della cooperativa di inserimento sociale CILS, fatto salvo la presenza di un impianto, ancora attivo, adibito alla lavorazione e selezione sementiere (SAIS). Sul lembo orientale di forma allungata del comparto Novello, intercluso tra la linea ferroviaria a sud ed il tracciato della Secante a nord, anche qui in galleria, sono presenti diversi edifici dei quali uno solo di questi (Discount alimentare), adiacente al sottopasso ferroviario, è interessato dall'intervento di trasformazione urbanistica in oggetto.

Il progetto di riqualificazione urbana Novello prevede sulla porzione del comparto a valle della linea ferroviaria la localizzazione di un edificio di tipo residenziale, direzionale, commerciale e di attrezzature comuni dislocato in corrispondenza delle superfici più distali rispetto, sia all'asse ferroviario che al tracciato in galleria della Secante, riservando alle aree prossime a tali assi infrastrutturali una destinazione prevalente a verde e che si concretizza nell'attuazione di un parco urbano

Il comparto Novello si completa, da ultimo, con il settore posto a sud della linea ferroviaria Bologna-Ancona, coincidente con il corridoio compreso tra la Stazione ferroviaria e Viale Bovio. Su questa area, sulla quale oggi insistono l'autostazione degli autobus ed un ampio parcheggio pubblico retrostante, il progetto prevede la rifunzionalizzazione delle superfici conseguente al previsto trasferimento della autostazione degli autobus all'interno del perimetro dell'adiacente comparto "Europa", e l'edificazione in corrispondenza della P.zza Aldo Moro, sul quale oggi insiste un'ampia area a parcheggio pubblico in superficie.



3. GEOLOGIA

Il contesto geologico dell'area in esame è da porre in stretta relazione alla storia evolutiva del bacino padano. La dinamica interazione tra importanti deformazioni tettoniche ed oscillazioni eustatiche del livello marino hanno determinato la successione di vari ambienti sedimentari, responsabili della situazione stratigrafica oggi osservata.

L'elaborazione dei dati di perforazione e sismici hanno consentito l'individuazione nel sottosuolo di una catena montuosa in evoluzione che ripropone lo stile tettonico del margine appenninico ossia un sistema di linee tettoniche con orientamento NO-SE rappresentate da serie di archi e pieghe fagliate che accavallano unità geologiche più antiche (mioceniche) su unità più giovani (plioceniche). Si tratta pertanto della propaggine sepolta dell'Appennino Settentrionale, caratterizzata da dislocamenti sempre più recenti mano a mano che si procede in direzione NE.

Facendo sempre riferimento ai dati forniti dall'esplorazione petrolifera si perviene alla definizione, per l'area della pianura padana, ed alla caratterizzazione geologica di un bacino sedimentario su cui si impostano successioni sedimentarie plio-quademarie con alla base depositi di sabbie e peliti torbiditiche marine seguite da depositi fluvio deltizi e quindi da depositi continentali. Viene quindi definito a scala regionale un trend regressivo.

La parte sommitale della copertura sedimentaria del bacino è costituita, al di sopra dei depositi pliocenici marini, da sedimenti quaternari che sono suddivisibili, dal basso verso l'alto, in: depositi marini di ambiente prevalentemente litorale, depositi continentali fini riferibili ad ambienti di piana di inondazione alluvionale e depositi continentali grossolani alternati ad argille e limi associabili ad ambienti di conoide alluvionale. Questi ultimi rappresentano i sedimenti più recenti rinvenibili all'interno del bacino.

Nel sottosuolo i depositi della pianura costituiscono un cuneo che si allarga velocemente procedendo dal margine appenninico verso nord; lo spessore massimo di questi depositi arriva ad oltre 600 metri.

L'assetto di tale corpo sedimentario è il risultato dell'evoluzione deposizionale dei corsi d'acqua, legata sia alle variazioni climatiche pleistoceniche sia ai recenti movimenti tettonici della zona di margine, vale a dire di quella fascia interposta tra la Pianura s.l. in abbassamento e l'Appennino in sollevamento.

L'area oggetto di studio costituisce una porzione della pianura padana la cui struttura del sottosuolo è stata meglio definita grazie alle informazioni pervenute dalla ricerca petrolifera eseguita dall'AGIP, pubblicate nei lavori di Pieri e Groppi (1981), Dondi & Alii (1982) e Dondi (1985).

Il passaggio da una sedimentazione in ambiente marino ad una sedimentazione continentale è il risultato di eventi tettonici e sedimentari intensi, con sollevamenti dei margini del bacino, regressioni e spostamento del depocentro del bacino, alternati a periodi



di ridotta attività tettonica compressiva e forte subsidenza del bacino. Superfici di erosione e lacune stratigrafiche sono le evidenze sui sedimenti dell'evoluzione del bacino così come descritto.

I depositi del settore di pianura sono rappresentati dalla successione quaternaria continentale del Pleistocene medio-Olocene (ciclo Qc). I sedimenti alluvionali sono costituiti da cicli deposizionali grossolani alla base (ghiaie e sabbie) e fini al tetto (peliti). Nel sottosuolo il limite inferiore dei depositi alluvionali è discordante sui depositi marini e tende ad approfondirsi allontanandosi dal margine pedecollinare.

La successione quaternaria dell'area romagnola è interpretata come deposta all'interno di un bacino di forma allungata, parallelamente alla catena appenninica, confinato a nord, in questo settore, proprio dalle Pieghe Adriatiche.

L'accentuata attività tettonica dell'Appennino, tuttora agente, associata ai fenomeni di subsidenza del bacino di avana fossa al suo margine hanno favorito per tutto il quaternario un grande apporto di detriti, derivanti dallo smantellamento della catena appenninica emersa a spese prevalentemente delle unità caotiche (argille scagliose s.l.), che oggi nei bacini idrografici dell'ambito provinciale non si rinvencono in affioramento perché totalmente erose.

I corpi sedimentari compresi tra superfici di erosione o lacuna stratigrafica (discontinuità) sono stati distinti in unità stratigrafiche a limiti inconformi (supersintemi, sintemi e subsintemi) e comprendono al loro interno, sedimenti di ambiente deposizionale e litologie diverse.

Lo studio geologico del sottosuolo della pianura emiliano-romagnola ha avuto un grosso impulso a seguito dei lavori svolti dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna nell'ambito della realizzazione della nuova carta geologica in scala 1:50.000. Lo studio della pianura è stato condotto in modo integrato con quello dei depositi continentali e costieri presenti sul margine appenninico, vista la loro comune genesi, e la conseguente necessità di produrre una stratigrafia unica.

I primi studi in tal senso vengono pubblicati a partire dalla seconda metà degli anni 90 (Amorosi et. al. 1996; Cibin & Severi, 1997; Di Dio et. al. 1997).

Il progetto della cartografia geologica d'Italia in scala 1:50.000 (Progetto CARG) stabilisce che la classificazione stratigrafica dei depositi quaternari di pianura, a fini cartografici, debba rispondere ai più moderni concetti di stratigrafia utilizzati in campo internazionale. Essa si deve basare: a) sulla litologia relativa a ciascun ambiente deposizionale e b) sulla presenza di discontinuità o interruzioni della sedimentazione (limiti inconformi) che separano i corpi geologici di età diverse.

La Regione Emilia - Romagna ha adottato il criterio di classificazione delle litologie e degli ambienti deposizionali a questi associati. Questo consente di caratterizzare i sedimenti di



pianura sia sulla base della loro composizione litologica (ghiaie, sabbie, alternanza di sabbie e limi, ecc.) sia dell'ambiente in cui si sono deposte (alluvionale di canale, deltizio di area interdistributrice, ecc). Si possono così distinguere fra loro litologie in prima approssimazione simili, ma con geometrie e relazioni laterali e verticali dei corpi geologici molto diverse, in base al contesto sedimentario in cui si sono originati.

I medesimi depositi sono anche oggetto della classificazione in base ai limiti stratigrafici in conformi che prevede la distinzione di unità stratigrafiche definite sintemi e subsintemi. Queste unità sono particolarmente efficaci per descrivere il territorio in base alla sua storia geologica, all'età dei suoi sedimenti e alla peculiare ciclicità degli eventi che l'hanno trasformato, tipici dell'epoca quaternaria. Lo schema più esaustivo per la rappresentazione di queste unità, sia per i depositi affioranti in superficie, che quelli sepolti nel sottosuolo, è quello di tipo cronostratigrafico che diagramma lungo l'ascissa la distribuzione geografica delle unità e lungo l'ordinata il tempo in cui tali unità si sono deposte.

Nello schema cronostratigrafico di Figura 3.1 si possono osservare le litologie e le età delle principali unità stratigrafiche utilizzate per i depositi quaternari di pianura dell'Emilia-Romagna affioranti e del sottosuolo, riferito specificamente al settore orientale e costiero nel quale si inquadra l'areale di studio.

I sedimenti che costituiscono il sottosuolo e che affiorano nell'area di studio, in accordo con le gerarchie delle unità stratigrafiche suesposte, costituiscono il tetto stratigrafico del Supersintema Emiliano Romagnolo (AE) che raggruppa tutti i depositi quaternari alluvionali, per uno spessore che supera i 300 metri di profondità i quali poggiano in discordanza sui depositi marini del Gruppo del Santerno e IMO - Sabbie di Imola.

Dal punto di vista della formalizzazione stratigrafica le unità costituite dai sedimenti del sottosuolo e presenti anche in affioramento dell'area appartengono al Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES), parte alta del Sintema Emiliano Romagnolo (AE), in particolare sono state inquadrare nel Subsintema di Ravenna (AES8), tetto stratigrafico di (AES), e all'unità di rango gerarchico inferiore definita Unità di Modena (AES8a), quest'ultima costituisce il tetto stratigrafico del Subsintema di Ravenna.

Studi recenti sui depositi che formano le successioni oloceniche, che fanno riferimento al Subsintema di Ravenna e all'Unità di Modena presenti nell'area di studio, hanno dimostrato una sequenza deposizionale controllata prevalentemente dall'eustatismo e da fluttuazioni climatiche associate all'influenza della subsidenza, legata sia a cause tettoniche profonde sia alla compattazione dei sedimenti plio-quaternari.

In particolare il Subsintema di Ravenna è caratterizzato dalla rapida risalita eustatica, avvenuta negli ultimi 18.000 anni circa, legata allo sviluppo di livelli di argille organiche e torbe. La tendenza trasgressiva si interrompe temporaneamente durante l'intervallo freddo dello Younger Dryas (12.500-11.000 anni), che fu probabilmente associato ad una



stabilizzazione del livello eustatico e ad una riattivazione dei sistemi deposizionali alluvionali. Questa fase fredda fu seguita dall'ultimo rapido episodio di innalzamento eustatico il cui sistema trasgressivo è limitato dalla superficie di massima ingressione marina datata a circa 5.500 anni.

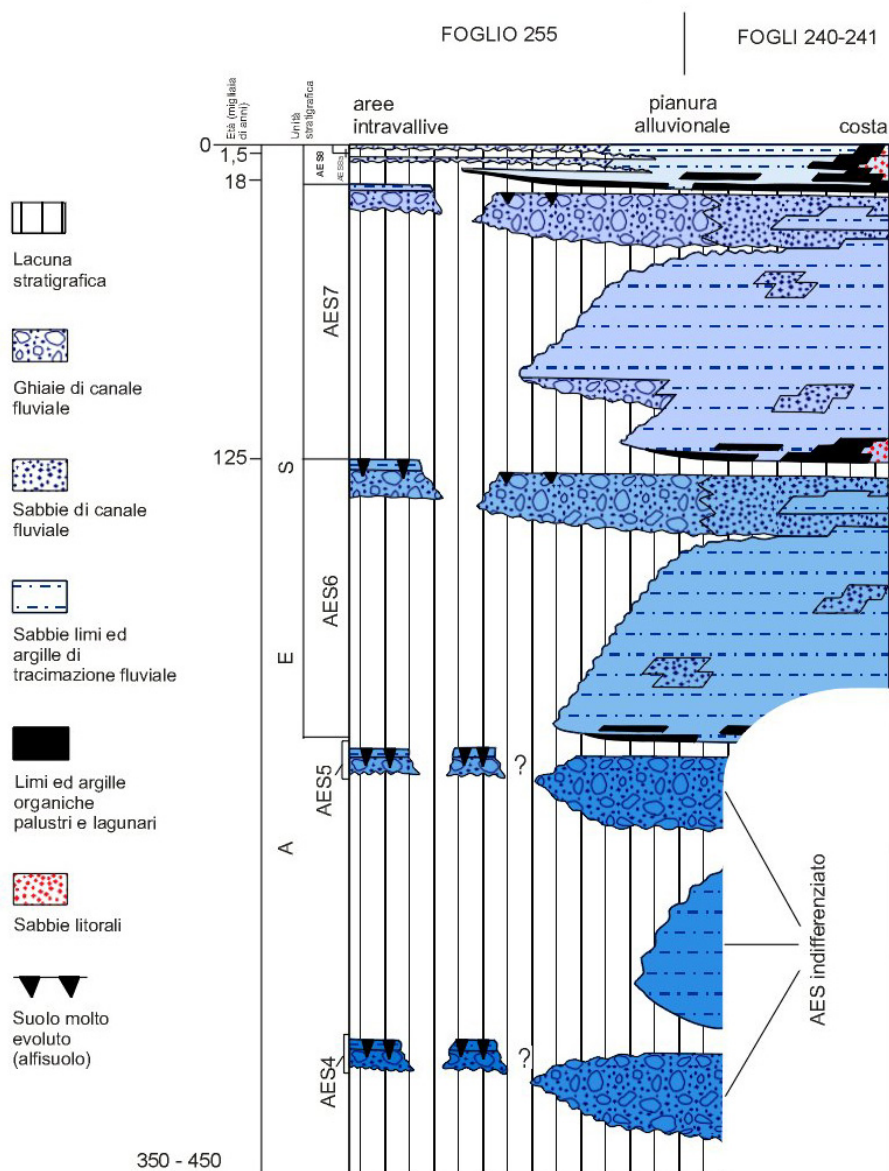


Fig. 3.1 - Schema cronostratigrafico del sistema emiliano-romagnolo superiore (AES)

Lo stazionamento alto è stato caratterizzato dalla ripida progradazione della linea di costa dovuta ai consistenti apporti dei fiumi appenninici.

Dal punto di vista delle caratteristiche litostratigrafiche le unità sopra dette sono costituite nel modo seguente:

- *Subsistema di Ravenna (AES8)*



In affioramento:

depositi fluviali intravallivi e di piana alluvionale. Nei settori intravallivi sono costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie di canale fluviale spesse da 2 a 5 m ricoperti da spessori variabili di sabbie, limi ed argille di tracimazione; sono organizzati in 4-5 ordini di terrazzo) con inclinazione variabile, nei tratti terminali delle valli, dal 4 al 7 per mille (corrispondente a c.a. 0,3 gradi). Nel settore di piana alluvionale l'unità è costituita da sabbie, limi ed argille di canale e di tracimazione fluviale. Limite superiore coincidente con il piano topografico, dato da suoli variabili da non calcarei a calcarei. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno, al tetto, colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'orizzonte decarbonatato da 0,5 ad 1 m e contengono frequenti reperti archeologici di età dal Neolitico al Romano. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a

Nel sottosuolo della pianura:

depositi argillosi grigi e grigio scuri arricchiti in sostanza organica di piana inondabile non drenata e palude passanti, verso l'alto, a limi-sabbiosi, limi ed argille bruni e giallastri di piana alluvionale ben drenata con suoli calcarei e non calcarei al tetto. I depositi di piana alluvionale includono ghiaie di canale fluviale a geometria nastriforme. Limite inferiore nel sottosuolo dato dal contatto netto tra depositi fini, scuri, spesso palustri di base unità con i depositi grossolani di canale e argine fluviale al tetto di AES7. Subintema contenente un'unità di rango gerarchico inferiore (AES8a) che, dove presente, ne costituisce il tetto stratigrafico. Spessore massimo di 25-30 metri. Età: Pleistocene sup.-Olocene (c.a. 14.000 anni BP - attuale).

➤ *Unità di Modena (AES8a)*

Depositati fluviali intravallivi e di piana alluvionale, costituiti da ghiaie, sabbie, limi ed argille di canale fluviale, argine e, localmente, di piana inondabile.

Limite superiore sempre affiorante e coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro al tetto, privo di reperti archeologici romani, o più antichi, non rimaneggiati e caratterizzato da una buona preservazione delle forme deposizionali originarie (argini e bacini interfluviali). Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intravallive, dove l'unità è organizzata in alcuni ordini di terrazzo, e dal contatto delle tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo (o scarsamente calcareo) di epoca romana (o più antica) nelle aree di pianura. Spessore massimo 3-4 metri. Età: post-romana (IV-VI sec. d.C. - Attuale; datazione archeologica).

In appendice è riportata la Carta Geologica dell'area (Tavola 3) alla scala 1:10.000 inoltre sono riportate due sezioni geologiche profonde (non in scala) elaborate dal Servizio



[Relazione geologico-tecnica "NOVELLO"](#)

Geologico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna che intersecano ortogonalmente il comparto, l'una in direzione NO – SE (Tavola 4 Sez. n. 83) e l'altra NO – SE (Tavola 5 - Sez. 84), le cui tracce sono evidenti nella planimetria di dettaglio riportante anche l'ubicazione delle prove e dei sondaggi effettuati e/o disponibili (Tavola 8).



4. GEOMORFOLOGIA

La morfologia dell'area in esame risulta pianeggiante con pendenze medie prossime allo 0,3%.

Dal punto di vista geomorfologico, l'area di trasformazione ricade nella medio-alta pianura cesenate che si estende all'incirca a decorrere dell'asse della Via Emilia lungo la direttrice NNE.

Questo ambiente è caratterizzato dalla continua sovrapposizione sulla verticale degli apporti fluviali terrigeni; processo deposizionale agevolato dal regime di costante subsidenza e dalla ridotta capacità a divagare dei corsi d'acqua, confinati all'interno dei propri argini naturali (attualmente dai rilevati arginali artificiali).

Antecedentemente ai massicci interventi di regimazione idraulica i canali fluviali, non essendo in grado di contenere la maggior parte delle piene stagionali, andavano soggetti a frequenti e ripetute tracimazioni.

Le acque uscendo dagli alvei depositavano i materiali prevalentemente sabbiosi nelle immediate vicinanze, contribuendo così alla costruzione degli argini naturali, e più fini (limi ed argille) nelle aree distali (piane interfluviali) dove l'energia del flusso, e quindi la capacità di trasporto, diminuiva progressivamente.

Ad ampia scala l'assetto altimetrico generale evidenzia un paesaggio caratterizzato da ondulazioni a largo raggio nel quale, le parti più elevate del territorio sono costituite dalle arginature dei corsi d'acqua e in minore misura dagli argini dei canali di scolo. Analizzando i diversi fattori, quali l'assetto altimetrico, il reticolo idrografico, le direzioni di flusso e gli spartiacque superficiali, risulta che l'area in esame è assimilabile ad un piano inclinato con immersione verso NE con una pendenza media dello 0.1% variamente articolato da deboli ondulazioni che si traducono in depressioni locali.

Più in dettaglio i subsistemi morfologici che distinguono il territorio sono riconducibili ai dossi alle piane interfluviali ed agli alvei incisi.

I dossi si estendono sia a lato degli alvei fluviali che all'interno delle piane interfluviali rispecchiando nel complesso la rete idrografica superficiale sia recente che antica.

Si tratta di strutture positive sospese di alcune decine di decimetri sopra il piano basale della pianura.

I dossi a ridosso dei corsi d'acqua costituiscono gli argini naturali e si estendono con continuità parallelamente e a lato dell'alveo inciso o della zona golenale, mentre i dossi delle piane interfluviali presentano una forma allungata in direzione nord-est e risultano spesso livellati dalle attività di bonifica agraria.

Gli argini naturali sono geometricamente caratterizzati da un profilo trasversale convesso e da una sezione triangolare con pendenza forte verso l'interno dell'asta fluviale e più dolce verso la piana interfluviale dell'ordine dello 0,2%.



Localmente sono presenti dei ventagli di rotta caratterizzati in pianta da una forma di lobo o lingua, come un piccolo delta o conoide. I dossi delle piane interfluviali presentano invece una forma elissoidale allungata con superfici convesse verso l'alto.

Le piane interfluviali si estendono tra i corsi d'acqua comprese tra gli argini naturali. A differenza dei dossi costituiscono le aree più depresse e presentano una morfologia piatta a profilo concavo con pendenze minori dello 0,05%, anticamente sede di zone umide.

Al loro interno sono talora individuabili strutture negative (aree depresse) topograficamente inferiori rispetto le altre zone circostanti. Esse costituiscono ampi catini molto svasati nei quali le curve di livello possono descrivere linee chiuse esprimendo situazioni di drenaggio difficoltoso.

I corsi d'acqua che interessano la bassa pianura sono caratterizzati nel settore meridionale da alvei a canale singolo, mentre nel settore settentrionale da alvei meandriformi.

Procedendo da monte a valle si verifica la diminuzione del gradiente topografico e quindi della competenza del corso d'acqua e ad esso si accompagna una progressiva riduzione delle classi granulometriche con aumento del grado di cernita.

I sedimenti di fondo alveo, prima costituiti da ghiaie prevalenti (alveo a canali intrecciati e alveo a canale singolo o doppio), passano a limi prevalenti (alveo tipo E) e l'asta fluviale acquista una forma tipicamente a meandri o comunque con un andamento molto sinuoso.

I meandri e/o le anse fluviali risultano in evoluzione relativamente rapida, indotta dall'erosione laterale esercitata dalla corrente fluviale e dalla erodibilità delle litologie (limi e argille) costituenti le sponde.

Gli argini naturali, che si estendono lateralmente all'alveo inciso, per effetto delle acque di tracimazione, sono soggetti ad un'abbondante sedimentazione che innalza il piano campagna e determina un progressivo aumento del dislivello tra il fondo alveo e la zona di esondazione.

L'aumento degli argini naturali in altezza tende però a limitare la frequenza delle esondazioni, cosicché la sedimentazione avviene prevalentemente nell'alveo inciso con una conseguente tendenza al sovralluvionamento.

I processi intercorrenti tra l'alveo inciso e le zone rivierasche determina un continuo innalzamento del livello di base che porta i corsi d'acqua ad essere sospesi sopra la pianura circostante.

Questo processo risulta attualmente amplificato dai rilevati arginali che, precludendo la fuoriuscita delle acque di tracimazione dalle zone golenali, comporta la formazione dei cosiddetti alvei pensili.

Immediatamente a sud della Via Emilia, in ambito pressoché conterminale al limite del comparto Novello, emergono le ultime propaggini del rilievo appenninico, costituite dalle formazioni geologiche più giovani sollevate dagli eventi tettonici pliocenici, e sulle quali sono



presenti, a varie altezze, i terrazzi pleistocenici, testimoniando l'evoluzione morfologica e tettonica recente del margine appenninico.

Le pendici collinari sono formate da sedimenti d'origine marina, principalmente argillosi, ascrivibili al "Gruppo del Santerno", con assetto strutturale parallelo alla catena appenninica.

La variazione della linea di costa, negli ultimi quattro cicli eustatici tardo-quadernari, avrebbe prodotto sul margine appenninico tre superfici di esposizione e di erosione subarea con le corrispondenti fasi di pedogenizzazione; queste corrispondono alle superfici superiori dei terrazzi alluvionali (1°, 2°, 3°) del Pleistocene riconducibili ad altrettanti cicli.

Nello specifico i depositi rinvenibili sull'area corrispondono al I° ciclo e sono essenzialmente trattivi, di alveo o di tracimazione leggermente rilevati sulla pianura; sono inoltre rinvenibili terrazzi più antichi che appaiono in maniera isolata formando aree irregolari a quote comprese tra i 60 ÷ 80 metri sul livello medio marino.

Le alluvioni del secondo ciclo, che occupano un'estensione maggiore, si raccordano in maniera non sempre visibile con il terzo ciclo alluvionale che costituisce in pratica parte del settore meridionale della pianura cesenate.

Gli elementi di naturalità sopra descritti non sono più rinvenibili sull'area di indagine in quanto trattasi di ambito da tempo antropizzato.

Sulla vasta area del comparto Novello, completamente pianeggiante, non sono evidenti dissesti o processi morfogenetici di alcun tipo.



5. IDROLOGIA

L'elemento idrografico principale che interessa l'area di indagine è rappresentato dal Fiume Savio il cui alveo scorre a circa 300 metri in direzione ovest, rispetto il limite più occidentale del comparto.

Il bacino montano del Fiume Savio, chiuso praticamente in prossimità dell'abitato di Cesena, a valle della Strada Statale n. 9 (Via Emilia), ha una superficie di circa 625 kmq. Dalla chiusura del bacino montano il fiume scorre arginato per un tratto di circa 30 km., fino a quando è intersecato dalla Strada Statale n. 16 (Adriatica), a valle della quale sono evidenti fenomeni di meandrazione, parzialmente regimati e rettificati, fino allo sbocco in mare in prossimità dell'abitato di Lido di Savio. La superficie complessiva è di kmq. 647.

Il Fiume Savio nasce col nome di Fiume Grosso in prossimità di Monte Castelvecchio (1060 m., s.l.m.) e da una serie di bocche distribuite su di un'area compresa fra Monte Coronaro e Monte Fumaiolo. Il primo affluente di un certo interesse è il Torrente Para in località Quarto; dopo Sarsina riceve il Torrente Fanante e, oltre Mercato Saraceno, riceve il Torrente Borello; immediatamente a valle di Cesena si inserisce il Cesuola, in gran parte tombinato e ridotto a collettore fognario. Il Fiume Savio ha un percorso tortuoso che si snoda per 61 km. nel tratto collinare, mentre 35 km sono in quello pianeggiante, per buona parte arginato.

Il bacino del fiume Savio risulta orientato, come d'altronde tutti i corsi d'acqua della plaga emiliano-romagnola che sfociano nell'Adriatico, secondo la direttrice SW-NE ed è limitato in destra dalle vette dei monti: Fumaiolo (1.408 m), Aquilone (1.355 m), Castello, (1.002 m); Ercole (942 m), Perticara (883 m), Spelano (649 m), cui fa seguito una serie di alture note per i paesi su di esse edificati (Rontagnano - Montegelli - Strigara) dopo i colli di Celincordia (137 m) e di Madonna del Monte (131 m), esso declina verso la pianura romagnola, fino a raggiungere presso Cesena gli argini del fiume.

La parte montana della valle incisa dal fiume Savio presenta una morfologia tipicamente appenninica: lo spartiacque Tosco-Romagnolo, allungato in direzione NW-SE, e ripidi vallivi ricoperti da un fitto manto boscoso vanno a costituire una valle stretta ed incassata. Il corso del fiume in tutta l'alta valla manifesta tutti i tratti caratteristici del torrente come tortuosità, turbolenza delle acque, erosione delle sponde e del fondo costituiti da strati in affioramento della formazione Marnosa-Arenacea.

Dopo Cesena il fiume scorre in una bassa piana alluvionale e il suo corso è stato arginato e rettificato in molti punti. Qui il paesaggio è decisamente agricolo con frutteti e seminativi a grande richiesta irrigua. Il fiume si presenta fortemente degradato in molte zone. Questa situazione rimane costante fino alla foce dove il corso sfugge all'arginatura artificiale per snodarsi in ampi meandri e ricreando una zona umida.



L'88% del bacino è compreso nella Provincia di Forlì-Cesena, salvo il tratto arginato terminale che ricade in Provincia di Ravenna, dove segna il confine tra i Comuni di Cervia e Ravenna stessa.

L'idrografia superficiale è caratterizzata da intensi interventi di sistemazione e regimazione, mentre la principale infrastruttura idraulica presente è la Diga di Quarto, il cui invaso è, peraltro, parzialmente interrato per effetto del consistente apporto solido, caratteristica peculiare del corso d'acqua. Infatti l'alta erodibilità del bacino tocca valori di trasporto solido di circa 3 kg/mc, pari all'asporto di circa 2.500 tonnellate di solido per kmq. Il fiume sta quindi ancora "lavorando" per raggiungere il suo profilo di equilibrio.

Le portate di picco alla chiusura del bacino collinare-montano del Savio in località San Vittore, per diversi tempi di ritorno è riportato nella sottostante Figura 5.1.

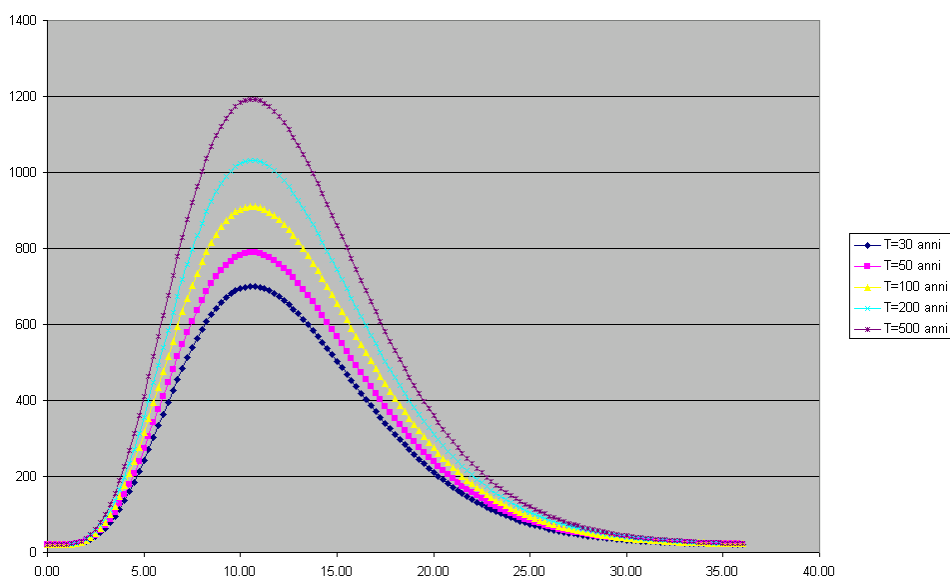


Fig. 5.1- Portate (mc/s) al colmo di piena per assegnato tempo di ritorno alla chiusura del bacino collinare del Savio (Franchini, 2001)

Il fiume Savio mostra tratti insufficienti per portate con tempo superiore a 30 anni, ma inferiore a 200 anni, nei tratti immediatamente a monte della via Emilia antica (Ponte Vecchio in Cesena), nonché nei tratti a valle del centro di Cesena, da Martorano a Castiglione di Cervia/Ravenna. Tali insufficienze configurano un rischio per i centri abitati che richiede interventi di carattere strutturale a due livelli:

- potenziamento della laminazione delle piene attraverso la realizzazione di casse di espansione in linea (in loc. Cà Tana e a monte della confluenza con il torrente Borello, in Comune di Cesena e Mercato Saraceno nel bacino collinare e montano, e a monte di Castiglione nel tratto di pianura) e fuori linea (a Cà Bianchi nel tratto di



collina e a valle del centro di Cesena, presso Martorano nel tratto di pianura), per un totale di circa 7-8 milioni di metri cubi;

- adeguamento dell'alveo con interventi di manutenzione straordinaria e con l'acquisizione a proprietà pubblica di golene oggi private, su tutto il tratto di pianura ed in particolare presso Castiglione di Ravenna.

La rete idrografica minore afferenti gli ambito periurbani ed agricoli più prossimi all'area indagata è impostata secondo la direttrice della pendenza generale del territorio in direzione SSO a NNE con scoli e fossi secondari che si sviluppano secondo una maglia ortogonale alla direzione del flusso principale, caratteristica di tutta la pianura.

Il deflusso delle acque di precipitazione meteorica è formato, sulle aree agricole, da scoline interpoderali confluenti nei fossi principali, mentre, nelle aree urbanizzate, è presente una diffusa e capillare rete fognaria. E' quest'ultima la condizione prevalente che caratterizza l'intera area del comparto Novello in buona parte pavimentata ed impermeabilizzata.

In particolare nell'area della bonifica i principali affluenti dei corsi d'acqua naturali sono costituiti da canali di drenaggio artificiali della rete consorziale (Consorzio di Bonifica della Romagna).

In merito alla presenza di problematicità di carattere idraulico la cartografia, predisposta dal Piano stralcio per il rischio idrogeologico dell'Autorità regionale dei Bacini Romagnoli (Tavola 6), non evidenzia presso l'ambito territoriale oggetto d'intervento elementi di criticità riconducibili alla presenza di aree alluvionabili o difficoltà scolante della rete minore. L'intervento in progetto non è pertanto subordinato all'adozione di misure in termini di protezione dall'evento e/o riduzione della vulnerabilità.



6. IDROGEOLOGIA

Le caratteristiche degli acquiferi del territorio in esame vanno inquadrare nel modello evolutivo tridimensionale, sia idrogeologico che stratigrafico, dell'intera Pianura Padana emiliano-romagnola.

Secondo i più recenti studi (cfr. "RIS - Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia Romagna" Regione Emilia-Romagna, Eni-Agip, 1998) si distinguono, sia in superficie che nel sottosuolo 3 Unità Idrostratigrafiche di rango superiore, denominate Gruppi Acquiferi (cfr. Figura 6.1).

Esse affiorano sul margine meridionale del Bacino Idrogeologico della Pianura per poi immergersi verso nord al di sotto dei sedimenti depositati dai corsi d'acqua principali negli ultimi 20.000 anni, contenenti acquiferi di scarsa estensione e potenzialità (Acquifero Superficiale).

Ciascun Gruppo Acquifero risulta idraulicamente separato, almeno per gran parte della sua estensione, da quelli sovrastanti e sottostanti, grazie a livelli argillosi di spessore plurimetrico sviluppati a scala regionale.

6.1. Modello idrostratigrafico dell'area di studio

Come rappresentato nello schema stratigrafico di Fig. 6.1 tutti i depositi quaternari marini affioranti sono allocati nel "Supersistema del Quaternario marino" mentre tutti i depositi continentali affioranti vengono inseriti nel "Supersistema emiliano-romagnolo"; quest'ultimo è suddiviso nel "Sistema emiliano-romagnolo inferiore" e nel "Sistema emiliano-romagnolo superiore".

Sul margine appenninico le unità geologiche sopra menzionate sono separate tra loro da superfici di discontinuità stratigrafica corrispondenti a discordanze angolari osservabili sia in affioramento che in sismica; i limiti tra le unità sono quindi interpretati come il prodotto di fasi d'attivazione tettonica.

A queste unità stratigrafiche corrispondono altrettante unità idrostratigrafiche denominate gruppi acquiferi, che vengono utilizzate per lo studio del sottosuolo; lo schema di Figura 6.1 mostra le corrispondenze tra le unità geologiche di superficie e di sottosuolo:

- il "Supersistema del Quaternario marino" corrisponde al "Gruppo acquifero C";
- il "Sistema emiliano-romagnolo inferiore" corrisponde al "Gruppo acquifero B";
- il "Sistema emiliano-romagnolo superiore" corrisponde al "Gruppo acquifero A".

I limiti basali dei tre gruppi acquiferi sono la prosecuzione nel sottosuolo delle discontinuità che separano in affioramento i supersistemi ed i sistemi; questi limiti corrispondono a discordanze stratigrafiche sui principali alti strutturali interni al bacino ed alle superfici di



continuità ad esse correlate (correlative conformity) nelle zone meno deformate. Sia i gruppi acquiferi che i sistemi corrispondono pertanto a sequenze deposizionali.
Sia i gruppi acquiferi che i sistemi corrispondono pertanto a sequenze deposizionali.

PRINCIPALI UNITA' STRATIGRAFICHE				ETA' (milioni di anni)	SCALA CRONOSTRATIGRAFICA (milioni di anni)	UNITA' IDROSTRATIGRAFICHE					
AFFIORANTI		SEPOLTE				GRUPPO ACQUIFERO	COMPLESSO ACQUIFERO				
QUATERNARIO CONTINENTALE	TERRE ROSSE, DILUVIUM, ALLUVIUM, TERRAZZI E ALLUVIONI	FORMAZIONE FLUVIO-LACUSTRE	UNITA' DI VILLA DEL BOSCO	ALLUVIONI / QUATERNARIO MARINO E SABBIE DI ASTI	~0.12	0.125	A	A1			
								A2			
	A3										
	A4										
DILUVIUM p.p.	FORMAZIONE DI OLIVATELLO	UNITA' DI CA' DI SOLA	SUPER SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO	CRIZZANTE DI FOSSOLO	~0.35-0.45	PLEISTOCENE MEDIO	B	B1			
FORMAZIONE EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE	UNITA' DI BORGOPANIGALE	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO INFERIORE	UNITA' ALLUVIONALE INFERIORE	B2							
				B3							
				B4							
QUATERNARIO MARINO	MILAZZANO SABBIE di CASTELVETRO p.p.	SABBIE GIALLE di IMOLA p.p.	SUPER SISTEMA DEL QUATERNARIO MARINO	SUBSISTEMA QUATERNARIO MARINO 3'	~0.65	0.89	C	C1			
	MILAZZANO e CALABRIANO p.p.	SABBIE di CASTELVETRO p.p.	SABBIE GIALLE di IMOLA p.p.					SUPER SISTEMA DEL QUATERNARIO MARINO	~0.8	0.89	C2
	CALABRIANO p.p.	SABBIE di MONTERICCO	FORMAZIONE di TERRA del SOLE p.p.					SUPER SISTEMA DEL QUATERNARIO MARINO	~1.0	1.72	C3
	CALABRIANO p.p.	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.	SUPER SISTEMA DEL QUATERNARIO MARINO					SISTEMA QUATERNARIO MARINO 2'	~2.2	1.72	C4
P2	FORMAZIONE di CASTELL'ARQUATO p.p.		SUPER SISTEMA DEL PLOCENE MEDIO-SUPERIORE	FLIOCENE SUPERIORE	~3.3-3.6	3.55	C5	C5			
				FLIOCENE INFERIORE	~3.9	3.55		ACQUITARDO BASALE			

Fig. 6.1 – Inquadramento geologico-stratigrafico e idrostratigrafico dell'area di studio

Grazie all'analisi dei dati della sismica industriale di ENI -AGIP, tarati con le stratigrafie dei pozzi per idrocarburi e dei pozzi per acqua più profondi tra quelli disponibili nella banca dati geognostici del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli, in RIS è stato possibile cartografare in scala 1:250.000 in tutta la pianura emiliano-romagnola la profondità del limite basale dei tre gruppi acquiferi.

Le analisi svolte in RIS mostrano come gli andamenti dei limiti inferiori delle tre unità siano chiaramente influenzati dalla presenza dei principali fronti di accavallamento della catena sepolta e come, conseguentemente, lo spessore delle unità sia maggiore nelle sinclinali e minore sulle anticlinali. Lo spessore di ciascuno dei gruppi acquiferi è generalmente dell'ordine del centinaio di metri.

In RIS viene anche illustrata attraverso alcune sezioni geologiche l'architettura interna dei tre gruppi acquiferi. Ognuno di essi è articolato secondo un'organizzazione ciclica dei depositi molto marcata; sulla base di questa ciclicità è stato possibile suddividere ciascuno dei gruppi acquiferi in complessi acquiferi.



I complessi acquiferi sono delle unità idrostratigrafiche di rango gerarchico inferiore rispetto ai gruppi acquiferi; essi corrispondono a sequenze deposizionali generate da eventi climatici che hanno causato l'alternarsi di attivazioni e disattivazioni dei sistemi fluviali e deltizi.

Sono stati distinti 5 complessi acquiferi nel gruppo acquifero A, 4 nel B, e 5 nel gruppo acquifero C; lo spessore dei singoli complessi acquiferi è dell'ordine delle decine di metri.

Come indicato nella Figura 6.1, i complessi acquiferi vengono denominati con un numero progressivo dall'alto stratigrafico verso il basso, posto dopo il nome del gruppo acquifero (ovvero A0, A1, A2, A3, ...).

I gruppi acquiferi ed i complessi acquiferi corrispondono ad unità geologiche delimitate da superfici tempo; all'interno di ciascuno di essi pertanto sono presenti depositi di diverso tipo, che appartengono a sistemi deposizionali distinti, quali:

- conoide alluvionale appenninica;
- pianura alluvionale appenninica;
- pianura alluvionale padana;
- delta padano;
- pianura costiera;
- delta appenninico;
- delta conoide e spiagge appenniniche;
- piattaforma;
- scarpata sottomarina;
- piana bacinale.

All'interno dei gruppi acquiferi e dei complessi acquiferi questi sistemi deposizionali si trovano affiancati tra loro: ad esempio, nel gruppo acquifero A, partendo da monte verso valle, sono presenti: le conoidi alluvionali, la pianura alluvionale appenninica, la pianura alluvionale padana, il delta padano, la pianura costiera ed infine i depositi di piattaforma. Le tipologie di depositi presenti nel gruppo acquifero B sono analoghe a quelle del gruppo acquifero A, salvo il fatto che nelle porzioni più distali sono presenti anche sedimenti marini più profondi. I sistemi deposizionali del gruppo acquifero C sono invece quasi esclusivamente appartenenti all'ambiente marino.

Questi sistemi deposizionali possono essere saturati in acque dolci oppure salate.

I sistemi deposizionali saturati in acque dolci costituiscono i depositi in cui si concentra il prelievo idrico nella pianura emiliano-romagnola; con riferimento al gruppo acquifero A, si tratta dei sistemi deposizionali delle conoidi alluvionali appenniniche, della pianura alluvionale appenninica, della pianura alluvionale padana e della pianura costiera. La distribuzione di questi sistemi deposizionali ha contribuito alla perimetrazione dei corpi idrici e più in generale dei complessi idrogeologici.



I complessi idrogeologici ("corpi aventi litologie simili, una comprovata unità spaziale ed un grado di permeabilità che si mantiene in un campo di variazione piuttosto ristretto", Civita, 1973), in cui si concentrano i prelievi idrici nella pianura emiliano romagnola, sono compresi nel gruppo acquifero A, e sono:

- Conoidi alluvionali appenniniche
- Pianura alluvionale appenninica
- Pianura alluvionale e deltizia padana

Un complesso idrogeologico ulteriore, caratterizzato da volumi ed utilizzi della risorsa più modesti dei precedenti è costituito dai depositi sabbiosi di delta conoide e spiaggia appenninica presenti lungo il margine pedemontano e nel sottosuolo della pianura più prossimale alla catena, riferiti al gruppo acquifero C e B.

Va sottolineato, inoltre, che in alcuni casi le conoidi alluvionali costituiscono un complesso idrogeologico importante, per volume ed utilizzo della risorsa contenuta, anche all'interno del gruppo acquifero B.

La conoide alluvionale è la zona dove i depositi grossolani di canale fluviale sono amalgamati tra loro a formare dei corpi tabulari coalescenti. Alla luce delle conoscenze geologiche la zona di distribuzione delle conoidi viene fatta coincidere con le delimitazioni dei principali corpi ghiaiosi individuati nella cartografia geologica del sottosuolo.

Le conoidi alluvionali appenniniche sono presenti nei gruppi acquiferi A e B, dove caratterizzano le zone più prossime al margine appenninico; le caratteristiche di seguito illustrate derivano da osservazioni relative prevalentemente al gruppo acquifero A.

Le conoidi si possono differenziare sulla base del volume dei depositi grossolani in esse presenti, che dipende dalle dimensioni e dalle tipologie dei terreni affioranti nei bacini imbriferi dei corsi d'acqua associati alle conoidi stesse. E' pertanto possibile distinguere: conoidi maggiori, conoidi intermedie, e conoidi minori.

6.2. Conoide del Savio

La conoide alluvionale definita dal Fiume Savio corrisponde, secondo ai caratteri descritti al punto precedente, ad una conoide di tipo intermedio.

Dal punto di vista geologico la conoide del Savio è costituita da alternanze di depositi grossolani e fini di spessore pluridecamentrico, ripetute più volte sulla verticale.

Ognuna delle alternanze corrisponde ad uno dei complessi acquiferi precedentemente definiti e, dal punto di vista deposizionale, è organizzata al suo interno nel modo seguente:

- la porzione basale è costituita da alcuni metri di limi più o meno argillosi ricchi in sostanza organica di piana alluvionale e palude a cui sono associati depositi lagunari e costieri. I depositi fini basali sono caratterizzati da una grande continuità laterale. Per le loro caratteristiche granulometriche e la loro grande estensione laterale, questi



- intervalli fini costituiscono gli acquitardi più importanti presenti nella conoide alluvionale;
- la porzione intermedia è composta da depositi fini di trascinamento fluviale dominati da limi alternati a sabbie e/o argille e comprendenti ghiaie di canale fluviale presenti prevalentemente sotto forma di corpi isolati. Tale porzione è spesso varie decine di metri;
 - la porzione superiore di ogni alternanza è costituita da sedimenti ghiaiosi di canale fluviale, amalgamati tra loro sia orizzontalmente che verticalmente, ed organizzati in corpi tabulari costituenti i lobi di conoide alluvionale in senso stretto. Lo spessore e la continuità laterale dei corpi grossolani decresce in modo abbastanza evidente a favore di un analogo aumento dei corpi fini.

Nella porzione prossimale della conoide, ovvero nella zona che si sviluppa poco a valle della cerniera strutturale che separa l'Appennino dalla pianura, l'articolazione geometrica sopra descritta si modifica in modo sostanziale. Qui infatti la deposizione delle ghiaie da parte del fiume è estremamente abbondante: i depositi grossolani sono spesso direttamente affioranti, e, a causa del limitato tasso di subsidenza naturale che favorisce i fenomeni di erosione, tutto lo spessore dei depositi fini viene eroso e sostituito da ghiaie. Si formano pertanto corpi di ghiaie amalgamati tra loro senza soluzione di continuità, che a partire dal piano campagna possono essere spessi anche molte decine di metri.

Questi corpi di ghiaie amalgamati ed i lobi di conoide descritti in precedenza, sono sede dell'acquifero principale.

A monte delle zone di amalgamazione cala bruscamente il volume delle ghiaie; all'interno della valle le sole ghiaie presenti hanno spessori di pochi metri e costituiscono i depositi di terrazzo alluvionale. Le geometrie con cui avviene il passaggio dalla zona di conoide alluvionale alla zona intravalliva è comandata dalla struttura tettonica locale.

Nella zona apicale della conoide, a partire dal piano campagna per decine di metri, sono presenti corpi ghiaiosi amalgamati; questo settore costituisce un acquifero monostrato in condizione di falda libera con frequenti ed elevati scambi idrici falda – fiume, caratterizzati dal fiume che alimenta la falda.

La circolazione idrica è mediamente elevata, come testimoniato dall'età delle acque che si deduce dalle analisi isotopiche. In questo settore avviene la ricarica diretta della falda dalle infiltrazioni efficaci, per dispersione dall'alveo e dai flussi laterali provenienti dai settori delle conoidi minori.

Procedendo verso valle i sedimenti fini iniziano a preservarsi, essi seppelliscono le ghiaie più superficiali, e nel sottosuolo, si interpongono e separano tra loro i corpi ghiaiosi di conoide. Si costituisce pertanto un sistema acquifero multifalda, progressivamente compartimentato,



caratterizzato dalla presenza di falda confinata tranne locali condizioni di falda libera che possono caratterizzare la porzione più superficiale. Lo scambio falda fiume è limitato alle porzioni più superficiali, con alimentazione dal fiume alle falde. Nelle zone più esterne la porzione più superficiale può contenere un acquifero libero non connesso con gli acquiferi sottostanti, costituito prevalentemente da depositi sabbiosi. Il suo spessore è una decina di metri circa, e dal punto di vista stratigrafico esso si sviluppa nei depositi del complesso acquifero A0.

La circolazione idrica rimane complessivamente molto elevata sviluppandosi all'interno dei corpi grossolani di conoide descritti al punto precedente, isolati tra loro dai principali acquitardi che costituiscono buone barriere di permeabilità.

I livelli piezometrici tra i diversi lobi di conoide possono essere diversi tra loro anche di diversi metri ed i fenomeni di drenanza possono avvenire tra diverse parti dell'acquifero, in particolare in presenza di forti prelievi e in relazione a differenza di piezometria tra le diverse falde.

I movimenti verticali tra falde si sviluppano in particolare nei settori caratterizzati da litologie limoso sabbiose o nelle porzioni più prossimali, dove gli acquitardi hanno una minore continuità laterale.

Va sottolineato che la naturale continuità laterale degli acquitardi principali può essere interrotta in modo artificiale a causa della grande densità di pozzi presenti nella zona di conoide. I pozzi infatti possono indurre un flusso idrico attraverso gli acquitardi, che si sviluppa lungo l'intercapedine tra il pozzo ed il terreno.

Sono stati rilevati gradienti idraulici delle falde pari al 7-12 per mille, per le parti apicali e intermedie della conoide del Savio, mentre valori pari a 2-3 per mille si rilevano per le porzioni intermedie - distali.

In alcuni casi la presenza di prelievi di vasta entità può causare modifiche anche evidenti rispetto a questo andamento generale, con richiamo verso i pozzi di masse idriche, con piezometria concentrica dal raggio di diversi chilometri.

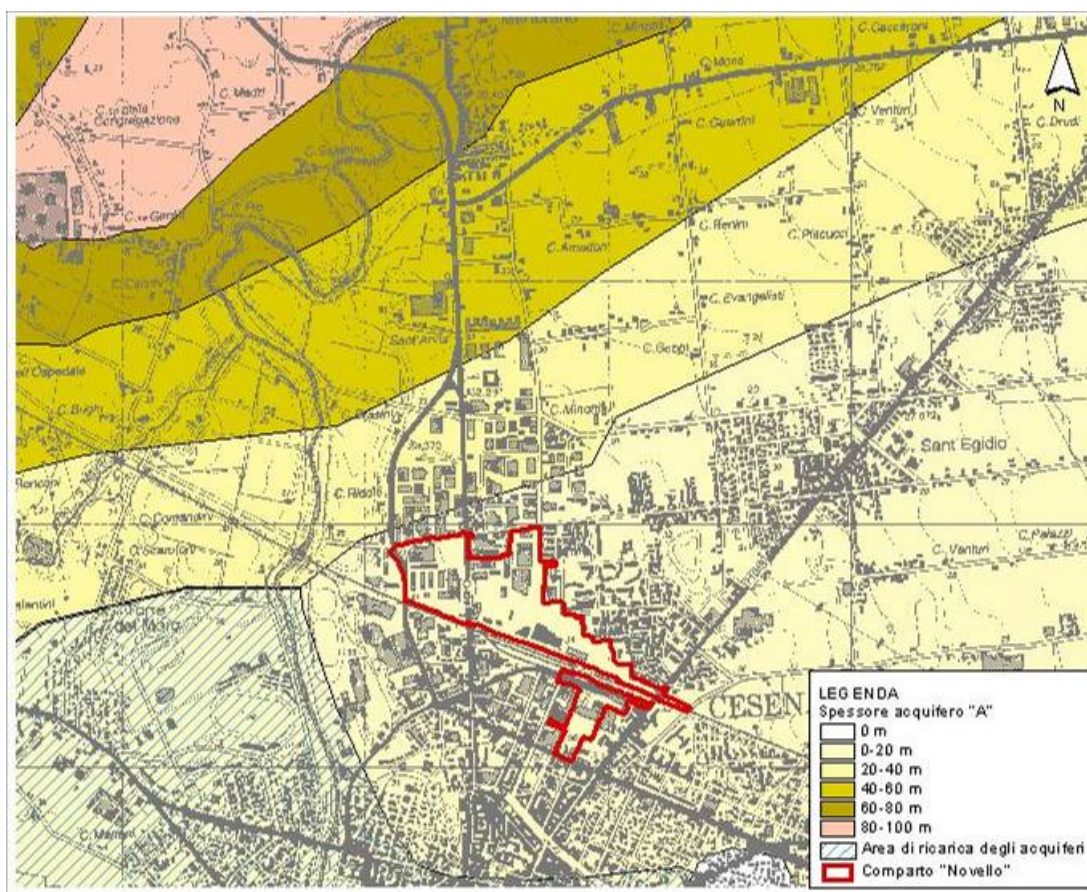
In appendice è riportata una sezione esplicativa (Tavola 7), tratta dal documento preliminare per la predisposizione del Quadro conoscitivo del Piano di Tutela delle Acque Regionale (PTA), che rappresenta il quadro litostratigrafico ed idrostratigrafico sopra descritto. In tale elaborato viene indicata la posizione relativa del comparto Novello lungo il tracciato della sezione ricostruita attraverso i dati geologici profondi derivati dallo studio RIS - Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia Romagna" Regione Emilia-Romagna, Eni-Agip, 1998.



6.3. Situazione locale

L'area corrispondente al comparto Novello insiste sul lembo orientale del corpo intermedio della conoide del Savio. Come si può notare nella Figura 6.2 lo spessore cumulativo del gruppo acquifero A soggiacente al comparto assume uno spessore compreso tra 0 - 20 metri mostrando una posizione relativa dell'area oggetto d'intervento laterale sia rispetto all'asse mediano della conoide, sia della corrispondente area di ricarica.

Fig. 6.2 – Spessore acquifero A nell'area comparto Novello (da RIS modificato)



Considerando da un lato la quota assoluta dell'area di trasformazione (ca. 33 - 36 metri ca. s.l.m.) e dall'altro le evidenze litologiche ed i livelli di falda rilevati attraverso le prove geognostiche ed i sondaggi effettuati sull'area si desume una quota minima della tavola d'acqua compresa tra i 18 ed i 21 metri rispetto il livello medio marino.

Nelle porzioni più distali della conoide, ovvero nelle zone di piana alluvionale che caratterizza estese porzioni della pianura cesenate, al modello idrogeologico sopra descritto si sovrappone l'acquifero superficiale (A0) costituito da una tavola d'acqua discontinua che in alcuni casi ed in specifiche condizioni stagionali, conseguenti a periodi di acme pluviometrico, può raggiungere una soggiacenza prossima al piano di campagna.



Localmente la struttura idrogeologica più superficiale è definita da sottili lenti di terreni fini, rappresentati da limi, limi sabbiosi e sabbie limose fini, intercalate dentro il pacco sedimentario formato da litotipi impermeabili dotati di bassa trasmissività che ne interrompono sia la continuità laterale che verticale.

Si tratta di un complesso che, in termini idrogeologici, trasmette acqua in quantità estremamente bassa in rapporto al flusso degli acquiferi. Inoltre, data la lenticolarità dei livelli interessati, risulta assimilabile ad un sistema a falda "sospesa". Le condizioni al limite di tale complesso sono così sintetizzabili: il limite superiore è rappresentato da un limite idrodinamico a flusso entrante e condizioni di portata limitate; il limite inferiore è costituito da un orizzonte a caratteristiche di acquiclude, cioè di formazione che può contenere acqua, ma incapace di trasmettere volumi apprezzabili nelle normali condizioni di campo.

In altri termini negli orizzonti più decisamente limoso-sabbiosi di tale serie, "sospesi" entro il banco prevalentemente argilloso superficiale ha sede la falda superficiale, con un andamento areale costituito da un'alternanza a permeabilità variabile in senso orizzontale e verticale.

Considerata la discontinuità nel sottosuolo di tali orizzonti è pertanto improprio considerare questa falda unica ed estesa, risultando in realtà costituita da modesti piccoli acquiferi tra loro separati. Trattandosi di livelli a granulometria fine e molto fine l'acquifero superficiale nel suo complesso ha caratteristiche di bassa permeabilità e bassa trasmissività. Ne consegue che, in termini idrodinamici, la falda più superficiale è caratterizzata da un flusso ridotto e basse potenzialità idriche.

La ricarica di tale falda superficiale è assicurata in parte dall'infiltrazione diretta da parte degli afflussi meteorici e secondariamente dalle perdite del reticolo idrografico naturale ed artificiale (falda di sub-alveo). Tale rete di deflusso svolge una duplice funzione: di drenaggio durante i periodi piovosi e di alimentazione idrica durante i mesi estivi.

Risulta evidente che sia la ricarica naturale che le perdite della rete scolante, sono ostacolate dalla bassa permeabilità dei litotipi costituenti la serie stessa lasciando ipotizzare bassissimi valori dei coefficienti d'infiltrazione.

La terminologia corrente, che riserva sistematicamente alle falde superficiali la qualifica di falde freatiche andrebbe pertanto corretta: queste ultime sono effettivamente tali solo in corrispondenza di una copertura permeabile, come può accadere, ad esempio, lungo i percorsi fluviali recenti ed antichi. In tutti gli altri casi, proprio per la disomogeneità ed il mescolamento dei sedimenti, la condizione di falda libera deve essere verificata e distinta dalla condizione di falda confinata che, nella maggior parte dei casi, pare essere l'effettiva condizione di sistema.

Nella zona specifica d'indagine il livello della falda freatica superficiale, almeno da alcuni decenni, è basso a causa dello sfruttamento delle falde che hanno sede nei livelli ghiaiosi. La



Tabella 6.3 riporta i livelli della falda desunti dalla lettura effettuata sulle canne piezometriche dei sondaggi realizzati in tempi diversi sull'area, attraverso piezometri di tipo Norton o Casagrande, ovvero rilevata a fine prova sulle verticali delle prove penetrometriche ben distribuite sull'intero comparto ed eseguite nel periodo Novembre 2009.

Sondaggio/prove sigla	Prof. foro	Prof. falda (m.)
S1-se	22.50	assente
S2-se	31.00	23
S4-se	23.00	23
S6-se	21.50	18
S7-se	20.00	assente
S8-se	19.00	18
S1-cu	18.00	14
S2-cu	18.00	15
CPT 1	16.80	assente
CPT 2	16.00	assente
CPT 3	18.60	assente
CPT 4	17.40	assente
CPT 5	18.40	assente
CPT 6	17.80	assente
CPT 7	19.00	assente
CPT 8	12.60	assente
CPT 9	15.80	fondo foro
CPT 10	15.40	assente
CPT 11	16.00	assente
CPT 12	14.00	assente
CPT 13	14.40	assente
CPT 14	16.00	assente

Tab. 6.3 – Livelli quota falda fori di sondaggio

I risultati dei rilievi evidenziano innanzitutto l'esistenza di livelli idrici unicamente in prossimità dei livelli grossolani ghiaiosi intercettati dai sondaggi, attribuibili al primo complesso acquifero A1. Altresì sulle verticali delle prove CPT, che hanno indagato il solo il livello superficiale coesivo fino a raggiungere, nella maggior parte dei casi, il tetto dei depositi grossolani, non è stata rilevata in nessun caso la presenza di una falda attribuibile all'acquifero più superficiale e discontinuo (A0). Nella sola prova CPT 9 è stata rilevata la presenza di tracce d'acqua a raggiungimento del rifiuto strumentale a fondo foro. Anche in



questo caso, analogamente alle considerazioni svolte per le misure piezometriche sui sondaggi, il debole livello idrico rilevato deve essere associato al tetto dell'acquifero profondo (A1).

Le quote piezometriche rilevate dai piezometri di Casagrande, installati all'interno delle verticali dei sondaggi, mostrano livelli della falda idrica valori compresi tra i 28 metri dal piano di campagna del sondaggio più occidentale (S2-se) con tendenza ad aumentare gradatamente fino a raggiungere i 18 metri presso il sondaggio S8-se.

Assumendo una situazione idrogeologica come quella sopra descritta risulta di particolare importanza stabilire l'insorgenza di una eventuale falda stagionale sospesa alimentata dalla superficie all'interno del banco superficiale di natura limoso-argillosa.

A questo scopo vengono richiamati gli esiti delle prove con piezocono effettuate in occasione della campagna geognostica a supporto delle verifiche promosse per la realizzazione della secante. La posizione di tali prove è riportata nella planimetria allegata (Tavola 8) con le sigle da U1 a U6, dislocate lungo l'allineamento del tratto in galleria della secante che si sovrappone al comparto Novello.

In tale occasione l'avanzamento della punta con piezocono è stata arrestata nelle stratificazioni di maggior interesse misurando la dissipazione delle sovrappressioni di acqua in funzione del tempo. Le pressioni sono state interpolate con una funzione esponenziale decrescente del tipo:

$$p = A + (C - A) * \text{EXP} (-B * t * D)$$

La ricerca dei quattro coefficienti A, B, C e D è stata effettuata interpolando i rilievi sperimentali con la tecnica degli scarti quadratici medi. L'analisi così condotta ha evidenziato una distribuzione delle pressioni asintotiche residue (coefficiente A dell'espressione sopra) di tipo gaussiano con valori posizionati attorno una media di 0.69 metri di colonna d'acqua. Accertata una buona uniformità delle misure rispetto la profondità le analisi hanno quindi dimostrato l'assenza di una possibile falda sospesa nella formazione superficiale limoso-argillosa.

6.4. Vulnerabilità dell'acquifero

Prendendo a riferimento il modello idrogeologico sopra descritto vengono qui svolte alcune considerazioni sul grado di vulnerabilità naturale (intrinseca) della falda. In altri termini è stata valutata la suscettività del sistema acquifero a subire danno a causa dell'immissione di un potenziale agente inquinante sversato nel suolo.

La migliore e più attendibile metodologia di valutazione della vulnerabilità di un acquifero è quella che viene applicata caso per caso, tenendo conto della proprietà chimico fisiche dell'inquinante presente sull'area, del tipo di sorgente, dei tempi e delle quantità sversate, oltretutto dei parametri idrogeologici locali.



Un metodo basato sulla integrazione di una lista parametrica per la valutazione di situazioni idrogeologiche ai fini della vulnerabilità è il metodo adottato dal GNDCI (Gruppo Nazionale Difesa Grandi Catastrofi Idrogeologiche CNR).

Secondo le indicazioni metodologiche proposte dal GNDCI-CNR sono stati considerati:

- la idrolitologia in rapporto al tipo e grado permeabilità verticale ed orizzontale, che condiziona la velocità di percolazione di un eventuale inquinante nel sottosuolo;
- la profondità del tetto delle ghiaie rapportata a condizioni di falde confinate, semiconfinate o a pelo libero;
- la soggiacenza della superficie piezometrica dell'acquifero, vale a dire lo spessore del terreno insaturo;
- la tipologia del terreno di copertura.

Questo metodo offre una valutazione della vulnerabilità dell'acquifero qualitativa rispetto ai parametri considerati per intervalli preordinati su situazioni tipo. L'applicazione del metodo GNDGCI prevede una discreta conoscenza della litologia e tessitura prevalente di superficie e del sottosuolo fino al tetto del primo livello grossolano (ghiaia o sabbia grossa), oppure, in assenza di ghiaia almeno fino a 10 metri di profondità, lo stato della falda superficiale, se freatica o confinata (saliente). La tabella 6.4 mostra le modalità di incrocio tra queste informazioni per giungere alla valutazione del grado di vulnerabilità.

Grado di vulnerabilità	Litologia prevalente	Profondità acquifero (metri)	Caratteristiche acquifero
Poco permeabile	Argille sovra consolidate	Assente	Assente
Basso (B)	Argilla Limo	≥ 10	Falda confinata Falda freatica
Medio (M)	Argilla Limo e sabbia	< 10 ≥ 10	Falda libera e confinata Falda libera
Alto (A)	Limo Sabbia e ghiaia	< 5 > 5	Falda libera Falda libera
Elevato (E)	Limo Ghiaia	$<< 5$ < 5	Falda libera Falda libera
Estremamente elevato (EE)	Ghiaia e sabbia	$<< 5$	Falda libera e fondovalle

Tab. 6.4 – Parametri per la definizione della vulnerabilità dell'acquifero

Si può innanzitutto evidenziare che nel sottosuolo dell'area, caratterizzato da uno spessore superficiale costituito da materiali fini, prevalentemente di tipo coesivo, la vulnerabilità dipende essenzialmente dalle caratteristiche idrolitologiche del terreno compreso tra la superficie ed il tetto del primo livello acquifero, ossia dalla costituzione litologica di tale spessore. Quest'ultimo svolge infatti l'importante ruolo di modificare le caratteristiche iniziali di un eventuale inquinante, attraverso la capacità autodepurante naturale dei suoli, che si esplica tramite i seguenti meccanismi:

- fisici – miscibilità e solubilità in acqua delle sostanze;
- chimici – stabilità dei composti, scambio ionico adsorbimento ecc.;



- biologici – biodegradazione
- idrodinamici – tempo di permanenza, dispersione.

L'applicazione di tale metodologia alla situazione in esame è stata ottenuta avvalendosi sia della molteplicità di dati disponibili (sondaggi, prove di laboratorio su campioni, prove penetrometriche CPT e CPTU, ecc.) sia dalla conoscenza dei caratteri geologici e geomorfologici del sito.

L'applicazione del metodo alla realtà locale non ha tenuto conto dei processi di attenuazione che si svolgono nella porzione più superficiale del suolo e nell'insaturo (degradazione chimica e biologica, filtrazione, adsorbimento, ecc.); tale limite, derivante dalla difficoltà di reperire informazioni specifiche (quantità di sostanza organica presente, PH, composizione delle argille, ecc), rende in ogni caso i risultati della valutazione più cautelativi.

La caratterizzazione litologica locale si compone di un consistente pacco sedimentario insaturo a prevalente composizione argillosa, argillo-limosa e limoso-argillosa, con sporadici e discontinui livelli limosi e talvolta limoso-sabbiosi, con spessore di norma superiore ai 15 metri, sovrastante i banchi ghiaiosi variamente alternati a sabbie e sabbie limose.

Tale livello grossolano è stato fatto coincidere, in via semplificata e cautelativa, con il primo corpo acquifero, sede della falda confinata, potenziale bersaglio di una sostanza inquinante immessa dal suolo, secondo un percorso prevalente di tipo verticale. La valutazione della vulnerabilità è stata effettuata su questo primo livello grossolano ritenuto per natura litologica adeguato a sviluppare al suo interno una falda, prescindendo dall'effettiva presenza in esso di una circolazione idrica avendo infatti potuto constatare, dai rilievi piezometrici disponibili, non sempre la presenza di acqua in corrispondenza del suo tetto.

Incrociando i parametri idrostratigrafici che afferiscono alla peculiare situazione dell'area in esame, riassunta nella sottostante tabella, la vulnerabilità del presunto primo acquifero confinato risulta trascurabile (bassa).

Grado di vulnerabilità	Litologia prevalente	Profondità acquifero (metri)	Caratteristiche acquifero
Basso (B)	Argilla Limo	≥ 10	Falda confinata

Tab. 6.5 – Parametri caratteristici e grado di vulnerabilità idrogeologica del comparto Novello

Si può quindi ipotizzare che non sussistano condizioni di particolare rischio per la falda, sede dell'acquifero sfruttato anche ai fini potabili, provocate dalla dispersione accidentale al suolo di sostanze inquinanti conseguenti alle funzioni ed attività prevedibili nel comparto oggetto di trasformazione.



7. INDAGINI EFFETTUATE

La campagna geognostica è stata finalizzata alla puntuale verifica dell'assetto stratigrafico e alla caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalle fondazioni delle opere previste e delle tensioni trasmesse da queste nel sottosuolo.

In particolare sono state eseguite ex novo le seguenti prove:

- n. 14 prove penetrometriche statiche, numerate da CPT1 a CPT14, spinte nella maggior parte dei casi oltre i 15 metri di profondità ed in un unico caso (prova CPT8) a circa 12 metri dal piano campagna avendo raggiunto il rifiuto strumentale;
- n. 3 indagini sismiche a rifrazione attiva di tipo MASW denominate: MASW1, MASW2 e MASW3.

L'ubicazione delle suddette indagini è riportata nella Tavola 8 allegata in appendice. Sempre in appendice sono riportati i risultati delle indagini geognostiche, le relative elaborazioni numeriche e rappresentazioni grafiche.

Le prove in sito sono state costantemente visionate da un geologo esperto che ha diretto l'esecuzione, verificando la corretta esecuzione nel rispetto delle specifiche tecniche.

In fase di progettazione esecutiva per ogni edificio dovranno comunque essere eseguite ulteriori indagini geognostiche, finalizzate a determinare con la precisione necessaria, l'assetto stratigrafico e le caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dalle tensioni trasmesse dalle opere di fondazione.

7.1. Prove penetrometriche

Le prove penetrometriche di tipo statico sono state dislocate sull'area in modo tale da consentire un'omogenea caratterizzazione dell'intera superficie coinvolta dall'intervento di trasformazione urbanistica. Ovviamente l'ubicazione delle prove ha dovuto scontare i limiti derivanti dalla presenza dei vincoli edilizi ed infrastrutturali afferenti l'area, in quanto trattasi di ambito fortemente antropizzato e sede di attività produttive.

Le prove penetrometriche statiche costituiscono uno standard ormai consolidato nell'indagine in terreni coesivi (limi e argille) e sabbiosi. Le prove sono state realizzate in conformità con le specifiche ASTM (D 3441) e la "Raccomandazione" ISSMFE per la standardizzazione delle prove penetrometriche in Europa (1989).

La prova penetrometrica statica CPT è una tecnica di indagine geognostica che consiste nella misurazione, mediante cella di carico digitale, della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni standard (punta Begemann), infissa a velocità costante nel sottosuolo con una batteria di aste cave alla cui estremità inferiore è collegata la punta stessa.

Le caratteristiche tecniche della punta conica, la quale dispone di un manicotto per la misurazione della resistenza per attrito laterale, sono le seguenti:



- Angolo al vertice 60°
- Diametro 35.7 mm
- Sezione 10 cm²

Le dimensioni del manicotto sono:

- Diametro 36.7 mm
- lunghezza 133 mm
- Superficie laterale del manicotto 150 cm²

Agendo separatamente sulla punta, sulla punta più il manicotto e sull'insieme di aste, è così possibile misurare ogni 20 cm di approfondimento i seguenti valori:

- la resistenza all'avanzamento della sola punta R_p ;
- la resistenza all'avanzamento della punta più la resistenza per attrito laterale sul manicotto $R_p + R_l$.

Nei diagrammi e tabelle allegati sono riportati i seguenti valori di resistenza (rilevati nelle letture di campagna).

- R_p (kg/cm²) = resistenza statica alla punta (conica)
- R_l (kg/cm²) = resistenza all'attrito laterale locale (manicotto)

La resistenza alla punta R_p e la resistenza laterale R_l sono rilevate ad intervalli regolari di 20 centimetri.

Oltre alla elaborazione dei dati di resistenza del sottosuolo vengono fornite in appendice utili informazioni per il riconoscimento dei terreni attraversati: a) in base al rapporto R_p/R_l (Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977); b) relativamente ai valori di R_p ed il rapporto $FR = (R_l/R_p)\%$ (esperienze di Schmertmann - 1978), sono inoltre riportate indicazioni concernenti i principali parametri geotecnici (coesione non drenata C_u , angolo di attrito interno efficace ϕ' , densità relativa D_r , modulo edometrico M_o , moduli di deformazione non drenato E_u e drenato E' , peso di volume γ ecc.).

7.2. Indagine Sismica a Rifrazione

La prova MASW, messa a punto nel 1999 da ricercatori del Kansas Geological Survey (Park et al., 1999) permette di determinare in modo dettagliato l'andamento della velocità delle onde di taglio S in funzione della profondità attraverso lo studio della propagazione delle onde superficiali o di Rayleigh.

Il metodo di indagine MASW si distingue in "attivo" e "passivo" (Zywicki, 1999; Park e Miller, 2006; Roma, 2006):

Nel "metodo attivo" le onde superficiali sono prodotte da una sorgente impulsiva disposta a piano campagna e vengono registrate da uno stendimento lineare composto da numerosi ricevitori posti a breve distanza (distanza intergeofonica).



Nel "metodo passivo" lo stendimento presenta le stesse caratteristiche geometriche del metodo attivo ma i ricevitori non registrano le onde superficiali prodotte da una sorgente impulsiva, bensì il rumore di fondo (detto anche "microtremori") prodotto da sorgenti naturali (vento) e antropiche (traffico, attività industriali).

Le due tecniche indagano bande spettrali differenti: mentre il metodo attivo consente di ottenere una curva di dispersione nel range di frequenza compreso tra 10 e 40 Hz e fornisce informazioni sulla parte più superficiale di sottosuolo (fino a circa 20-30 m di profondità in funzione della rigidità del suolo), il metodo passivo consente di determinare una curva di dispersione nella banda di frequenza tra 5 e 20 Hz e fornisce informazioni sugli strati più profondi (generalmente al di sotto dei 30 m).

La combinazione delle due tecniche consente di ottenere uno spettro completo nella banda di frequenza comprese tra 5 e 40 Hz e permette una dettagliata ricostruzione dell'andamento della velocità delle onde di taglio fino a circa 35-40 m di profondità (sempre in funzione della rigidità degli strati).

L'analisi delle onde superficiali è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 24 geofoni con spaziatura pari a 1,50 metri.

Per ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, oltre ad utilizzare geofoni verticali da 4.5 Hz, è stato utilizzato un sismografo a 24 bit.

L'energizzazione del terreno è stata effettuata ad entrambe le estremità del profilo, rispettivamente alla distanza di 1.50 m dal 1° e dal 24° geofono ricevitore, mediante una mazza battente del peso di 10 chilogrammi.

Tale indagine, finalizzata al calcolo delle V_{s30} (valore medio delle velocità di taglio nei primi 30 metri), è stata impiegata per la definizione del suolo di fondazione sulla base del Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 (pubblicato sul supplemento ordinario nr. 30 alla Gazzetta Ufficiale nr. 29 del 04 febbraio 2008 - "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni") che fornisce i criteri progettuali generali in materia antisismica.

La determinazione delle V_{s30} risulta essere fondamentale per la definizione dei suoli secondo l'inquadramento della nuova normativa tecnica in materia di progettazione antisismica.

La traccia degli stendimenti sismici sono riportati in appendice nella Tavola 8, mentre i dettagli dei parametri strumentali e l'elaborazione dei dati acquisiti sono contenuti nell'apposito rapporto tecnico, riportato sempre in appendice alla presente relazione (Allegato E).



7.3. Dati di archivio

L'area d'intervento si colloca in un ambito fortemente antropizzato oggetto nel passato recente di svariati interventi di carattere edilizio o infrastrutturale, ovvero di studi di fattibilità per opere che in seguito non hanno poi trovato realizzazione. A tali interventi, o in alternativa agli studi di fattibilità nel caso di opere non attuate, corrisponde l'effettuazione di indagini di carattere geologico e geotecnico propedeutiche alla loro progettazione definitiva ed esecutiva.

Il principale di questi interventi è costituito dalla secante che interseca trasversalmente l'intero comparto Novello nel tratto in cui tale opera si sviluppa completamente in galleria. La progettazione di questa importante opera infrastrutturale ha reso necessario la realizzazione, da parte di ANAS S.p.A., di una copiosa documentazione geotecnica che è stata acquisita in parte nel presente studio ai fini di una migliore caratterizzazione geologico-tecnica dell'area di indagine. In particolare sono stati assunti i dati derivanti dalla campagna geognostica promossa ai fini della realizzazione del Lotto 2 della Secante e specificamente le stratigrafie dei sondaggi realizzati con prelievo di campioni, i risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati durante i sondaggi, le prove con punta elettrica strumentata con piezocono per la misura delle pressioni interstiziali ed infine le letture dei livelli piezometrici installati su alcune verticali di sondaggio.

Oltre a tali dati, a completamento della documentazione geotecnica di supporto al presente studio, sono stati acquisiti i sondaggi e le risultanze delle prove di laboratorio promosse per la costruzione del cosiddetto "Cubo", complesso scolastico appaltato dall'Amministrazione provinciale di Forlì-Cesena, due sondaggi realizzati in corrispondenza della P.zza Aldo Moro ai fini della fattibilità di un parcheggio sotterraneo (TreviPark) e da ultimo uno dei quattro sondaggi realizzati per la verifica di fattibilità della nuova Autostazione presso il comparto "Europa", attiguo all'area Novello.

Per una identificazione immediata della provenienza del dato d'archivio oltre al codice letterale seguito dal progressivo numerico (es. S1 nel caso di sondaggi, CPTU1 nel caso delle prove con piezocono) è stato aggiunto un suffisso letterale che definisce la derivazione del dato secondo la seguente codifica:

- se – Secante;
- cu – Edificio scolastico "CUBO";
- park – Parcheggio "TreviPark";
- au – Autostazione comparto "EUROPA".



8. MODELLAZIONE GEOTECNICA

Le indagini eseguite tramite prove CPT, integrate con i dati stratigrafici dei sondaggi d'archivio, hanno consentito la puntuale verifica dell'assetto stratigrafico e la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalle fondazioni delle opere previste e delle tensioni che sono trasmesse.

La scelta della tipologia di indagine geognostica e delle densità di verticali di investigazione è stata effettuata considerando le caratteristiche stratigrafiche e litologiche descritte nei precedenti paragrafi che definiscono il "Modello Geologico" dell'area.

8.1. Caratteristiche stratigrafiche

Le stratigrafie desunte dalle prove CPT confermano la presenza, per l'intervallo investigato, di terreni alluvionali di origine continentale, rilevando nello specifico una serie formata da termini litologici prevalentemente fini e medio-fini a carattere coesivo, intercalati ad esigui, in spessore, livelli di limi sabbiosi e sabbie limose ai quali si avvicendano più in profondità litotipi grossolani, quali sabbie e sabbie limose e poi ghiaie e ghiaie sabbiose molto addensate.

La situazione stratigrafica estesa dell'area, ovvero integrata in profondità con le stratigrafie dei sondaggi disponibili sull'area, mostra la presenza di una prima formazione limoso-argillosa la cui potenza è di circa 18 metri in prossimità dell'ambito occidentale del comparto, corrispondente con l'area dell'Ex Mercato Otofruccolo, diminuendo progressivamente sino a circa 9-10 metri (sondaggio S7-se) tornando poi ad aumentare tra i 12 - 14 metri nel sondaggio S8bis-se, il più orientale tra quelli qui considerati ed esterno al comparto.

Le prove penetrometriche, seppure interrotte a raggiungimento dei livelli grossolani, confermano tale tendenza con un'eccezione relativa alla verticale della prova CPT8 sulla quale è stato accertato il tetto del livello granulare a partire da circa 10 metri di profondità.

La seconda formazione è costituita da ghiaie in abbondante matrice sabbiosa e sabbie a volte inframezzate con lenti limo-argillose. La profondità massima sembra essere localizzata attorno ai 34 metri (sondaggio S4-se, il sondaggio S3-se si arresta a 30 metri con presenza ancora di ghiaia in matrice sabbiosa). Questa formazione si riduce, per ciò che riguarda la sua potenza, procedendo verso il sondaggio S8bis-se per poi scomparire nelle verticali dei sondaggi più orientali a questo (non riportati nella presente trattazione in quanto al di fuori dell'ambito dell'area d'interesse).

La terza formazione è presente sino alla profondità di 50 metri (massima profondità indagata) ed è costituita da alternanze di sabbie e limi-argillosi la cui presenza appare caotica.



Limitandosi all'esame dei risultati di dettaglio desunti delle prove penetrometriche effettuate, ed integrando queste con i dati desunti dai sondaggi disponibili limitatamente alle caratteristiche dei terreni grossolani, viene ricostruita la seguente sequenza stratigrafica di dettaglio relativa ai primi 15 – 20 metri di profondità:

LIVELLO R da 0,0 a 1,0 metro ca. dal piano campagna.

Materiale di riporto superficiale, costituente i sottofondi dei piazzali attualmente presenti sull'area. Per l'esecuzione delle prove CPT si è resa necessaria la preventiva esecuzione di trincee, successivamente riempite con materiale inerte fine; in questo caso le letture alla punta non sono da intendersi riferite alla reale situazione. Nei casi in cui le condizioni locali hanno consentito la realizzazione delle prove evitando il ricorso alle trincee (CPT1, CPT2 e CPT11) è stata rilevata la presenza di terreni argillosi con valori alla resistenza alla punta compresi tra 1,0 e 2,0 MPa;

LIVELLO A da 1,2 metri a 9,60 – 18,00 metri da piano campagna.

Il livello è costituito da argille e argille limose, a comportamento coesivo. Si tratta di argille, argille limose intercalate a livelli minori, sia per spessore che per distribuzione, a limi argillosi e limi argillo-sabbiosi. Nella serie si intercalano, talvolta, sottili livelli di limi sabbiosi e sabbie limose il cui spessore, di norma, non supera i 50 centimetri (sottolivello A1).

I valori alla resistenza alla punta registrati dalle prove penetrometriche statiche risultano molto variabili in relazione alla consistenza dei livelli investigati con valori compresi tra poco meno di 1 e poco meno di 10 MPa e media di 2,60 MPa;

LIVELLO B da 9,80 - 18,20 metri a 11,60 – 18,60 metri da piano campagna.

Il livello è costituito da sabbie limose e limi sabbiosi a comportamento granulare. Tale livello di transizione tra depositi coesivi superficiali e depositi grossolani sottostanti non sempre è presente sulle verticali delle prove considerate.

I valori alla resistenza alla punta registrati dalle prove penetrometriche statiche hanno rilevato valori prossimi ai 10 MPa. Le prove SPT condotte all'interno dei fori dei sondaggi hanno precisato valori caratteristici di N_{spt} per tale livello pari a 20.

LIVELLO C da 10,00 – 18,40 metri a 11,80 – 19.00 (fine prove penetrometriche).

Il livello è costituito da ghiaie sabbiose a comportamento granulare. Al raggiungimento di tale orizzonte le prove penetrometriche statiche CPT hanno dato valori di rifiuto. I valori medi di resistenza alla punta delle prove CPT che si sono potuti misurare prima del rifiuto strumentale (40 – 60 cm.) risultano pari a 24 MPa con massimi superiori ai 50 MPa per i



livelli ghiaiosi più competenti. I valori delle prove SPT effettuate nei fori dei sondaggi, assunti ad integrazione delle prove CPT, evidenziano valori caratteristici di N_{spt} per tale livello prossimi o superiori a rifiuto (>50 colpi/15 cm).

I valori medi di resistenza alla punta delle prove CPT che si sono potuti misurare prima del rifiuto strumentale (40 – 60 cm.) risultano pari a 24 MPa con massimi superiori ai 50 MPa per i livelli ghiaiosi più competenti. I valori delle prove SPT effettuate nei fori dei sondaggi, assunti ad integrazione delle prove CPT, evidenziano valori caratteristici di N_{spt} per tale livello prossimi o superiori a rifiuto (>50 colpi/15 cm).

Dai risultati delle prove penetrometriche sono state ricostruite le sezioni stratigrafiche, allegate in appendice (Tavv. 9 e 10), che esemplificano la distribuzione e le geometrie, sia in senso orizzontale, che verticale dei litotipi caratterizzanti l'area raggruppando queste secondo areali omogenei precisati dall'area dell'Ex Mercato Ortofrutticolo (Sezioni A-A' e B-B'), dall'area SAIS ed ex AGRINTESA (Sezione C-C') ed infine dall'area stazione FF.SS. – P.zza Aldo Moro (Sezione D-D').

Per una definizione di dettaglio della litostratigrafia puntuale di ciascun punto indagato si rimanda alla visione dei log delle resistenze penetrometriche (R_p e R_l) nonché alle valutazioni litologiche delle prove CPT.

Nelle Figura 8.1 sono riportati i diagrammi cumulativi delle prove CPT in termini di sola resistenza alla punta, raggruppando queste secondo gli areali omogenei in cui è già stato idealmente suddiviso il comparto Novello per la costruzione delle sezioni stratigrafiche. Il primo diagramma riporta il quadro comparativo delle 6 prove realizzate in corrispondenza dell'area dell'Ex Mercato Ortofrutticolo (CPT3, CPT4, CPT5, CPT6, CPT7 e CPT8). Il secondo diagramma raggruppa le prove effettuate sulle aree SAIS ed ex AGRINTESA (CPT1, CPT2, CPT9, CPT10 e CPT11), infine l'ultimo diagramma identifica le prove corrispondenti all'area stazione FF.SS. – P.zza Aldo Moro (CPT12, CPT13 e CPT14).

Per poter valutare il grado di consolidazione dei terreni sui diagrammi penetrometrici cumulativi così costruiti è stata sovrainposta la retta che identifica i valori di resistenza alla punta (R_p) corrispondenti ad un terreno argilloso normal consolidato con indice di plasticità (I_p) pari al 20 % secondo la relazione sotto riportata:

$$c_u = \sigma'_{vo} \cdot (0,11 + 0,0037 I_p)$$

dove:

- c_u – coesione non drenata
- σ'_{vo} – pressione efficace;
- I_p – Indice di plasticità;

da cui, applicando la nota relazione $c_u = R_p/20$ si ottiene:

$$R_p = 20 \cdot \sigma'_{vo} \cdot (0,11 + 0,0037 I_p).$$



I diagrammi di Fig. 8.1 mostrano per tutti i tre areali una sovraconsolidazione dei depositi per l'intera altezza della colonna stratigrafica coincidente con i depositi coesivi soggiacenti i livelli granulari profondi. Nel primo tratto, fino a circa 10 metri di profondità, il grado di sovraconsolidazione è netto e risulta particolarmente accentuato sulle verticali di prova CPT1, CPT2, CPT9, CPT10 e CPT11 (area Sais ed ex Agrintesa). Oltre i 10 - 14 metri di profondità si accerta un allineamento dei valori di resistenza alla retta di normal consolidazione (NC) pur mantenendosi sempre in destra di questa fino a raggiungimento dei picchi che connotano l'ingresso nella serie stratigrafica dei primi livelli sabbiosi, quando presenti (Livello B), ovvero lo strato ghiaioso (Livello C). Il diagramma relativo all'area stazione FF.SS. - P.zza Aldo Moro (CPT12, CPT13 e CPT14) indica una minor consistenza e spessore dei depositi coesivi ed un avvicendamento di questi verso i depositi granulari a profondità inferiori rispetto alle due aree (Sais - Agrintesa e Mercato Ortofrutticolo) poste a valle dell'asse ferroviario.

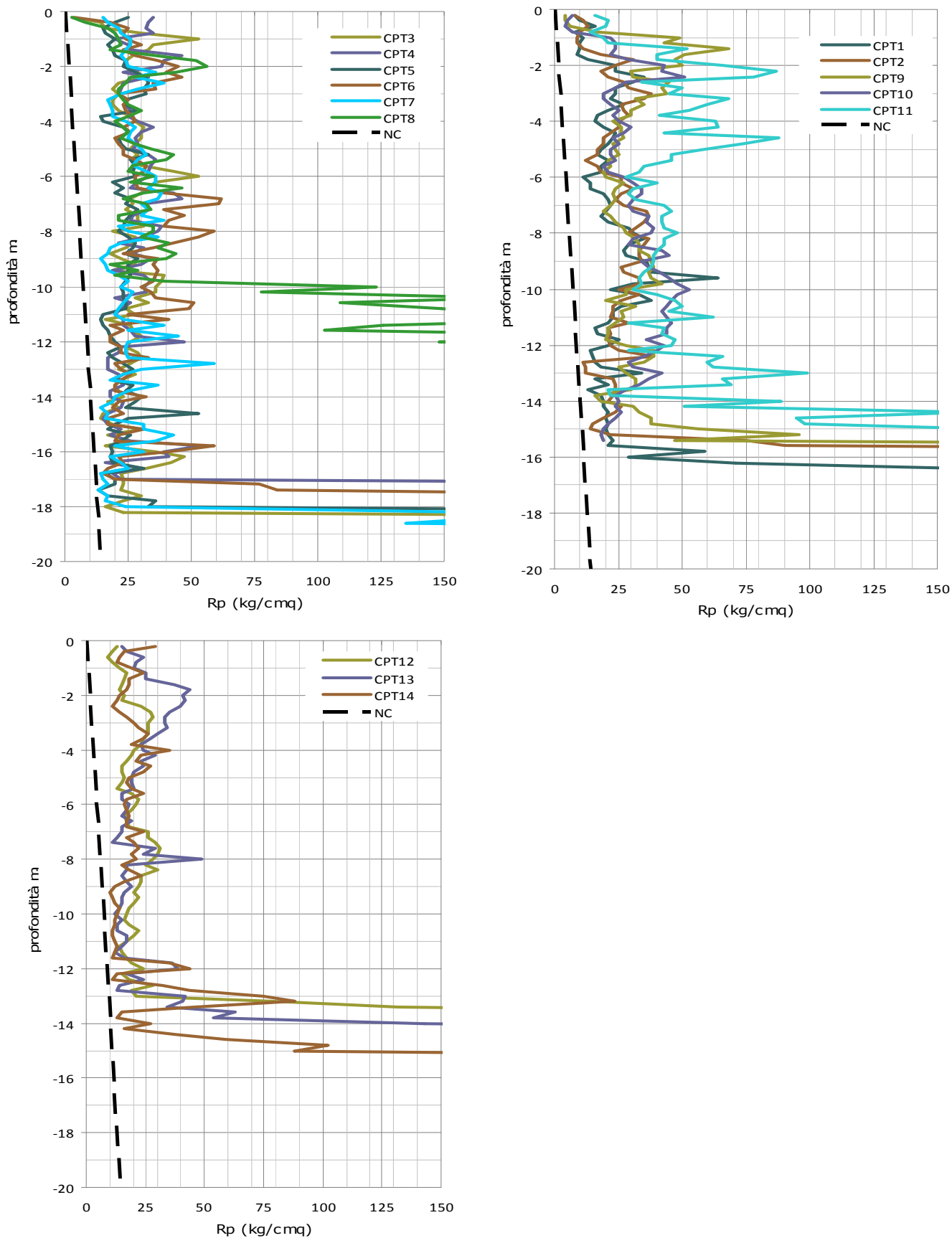


Fig. 8.1 – Diagrammi cumulativi resistenza alla punta (Rp kg/cm²) prove CPT



8.2. Parametrizzazione geotecnica

Con riferimento alle prove penetrometriche statiche realizzate, nelle tavole in appendice (Allegato B), sono riportate indicazioni concernenti i principali parametri geotecnici (coesione non drenata C_u , modulo edometrico M_o , angolo di attrito interno efficace ϕ' , densità relativa D_r , moduli di deformazione non drenato E_u e drenato E' , peso di volume Y ecc.).

Le correlazioni adottate al fine di determinare il valore più probabile della coesione non drenata C_u si basa sulla relazione $C_u = R_p / \beta$ nella quale il coefficiente β è definito secondo diversi autori (Raccomandazioni A.G.I. 1977 - Riccieri et al. 1974 - Marsland et al. 1974/1979) come indicato:

- argille normalmente consolidate N.C. ($R_p \leq 10 \text{ kg/cm}^2$): $\beta = 20$
- argille sovra-consolidate S.C. ($R_p \geq 30 \text{ kg/cm}^2$): $\beta = 30$
- argille intermedie ($10 \leq R_p \leq 30 \text{ kg/cm}^2$): $\beta = \text{valore interpolato}$

Il modulo edometrico (M_o) è stato ricavato attraverso la relazione standard di proporzionalità, opportunamente adattata, con la resistenza alla punta R_p a meno di un coefficiente α . La definizione del coefficiente α utilizzato per il calcolo del modulo edometrico è dipendente dalla natura litologica (Sanglerat 1972 - Mitchell/Gardner 1975 - Riccieri et al. 1974 - Holden 1973). Si riporta a tale riguardo un prospetto esplicativo dei valori di α in funzione delle litologie:

TERRENI COESIVI (A-AO / AS-AO / S-SA)		TORBOSI MOLTO COMPRESSIBILI $R_p \leq 7 \text{ kg/cm}^2$ $R_p/RI \leq 15$		TERRENI GRANULARI (S / S/A - S/AO)	
R_p (kg/cm^2)	$\alpha = M_o / R_p$	umidità W%	$\alpha = M_o / R_p$	R_p (kg/cm^2)	$\alpha = M_o / R_p$
≤ 5	5.0	$\leq 50\%$	3.0	/	3.0
$=10$	4.0	$=100\%$	1.5	/	3.0
$=15$	3.3	$=200\%$	1.0	/	3.0
≥ 20	3.0	$\geq 300\%$	0.4	/	3.0

Sulla base dell'interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche statiche, tramite le correlazioni sopra riportate, nonché attraverso i sondaggi di archivio ed i risultati delle prove di laboratorio a cui sono stati sottoposti i campioni prelevati, è stato possibile determinare in via preliminare il campo di oscillazione dei parametri geotecnici per i livelli riconosciuti.

LIVELLO A:

$$\gamma' = 1,80 - 1,85 \text{ t/m}^3 = 18,0 - 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$c_u = 0,7 - 1,0 \text{ kg/cm}^2 = 70 - 100 \text{ kPa}$$

$$\phi_u = 0^\circ$$



$$\phi' = 20 - 22^\circ$$

$$\phi_{cv} = 16 - 18^\circ$$

$$Ed = 60 - 90 \text{ kg/cm}^2 = 6 - 9 \text{ MPa}$$

$$Er = 150 - 200 \text{ kg/cm}^2 = 15 - 20 \text{ MPa}$$

LIVELLO B:

$$\gamma' = 1,85 - 1,90 \text{ t/m}^3 = 18,5 - 19,0 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi' = 28 - 30^\circ$$

$$\phi_{cv} = 26 - 28^\circ$$

$$E = 100 - 150 \text{ kg/cm}^2 = 10,0 - 15,0 \text{ MPa}$$

LIVELLO C:

$$\gamma' = 1,90 - 1,95 \text{ t/m}^3 = 19,0 - 19,5 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi' = 34 - 38^\circ$$

$$E = 250 - 400 \text{ kg/cm}^2 = 25,0 - 40,0 \text{ MPa}$$

dove:

γ' = peso di volume;

c_u = coesione in termini di sforzi totali;

ϕ_u = angolo di attrito in termini di sforzi totali;

c' = coesione in termini di sforzi efficaci;

ϕ' = angolo di attrito in termini di sforzi efficaci di picco;

Ed = modulo edometrico;

Er = modulo di ricompressione;

E = modulo elastico.

A completamento della caratterizzazione sopra delineata dei livelli geotecnici caratteristici dell'area nella sottostante Tabella 8.2 sono riepilogati i parametri significativi conseguenti alle analisi di laboratorio e speditive effettuate sui campioni prelevati sui sondaggi promossi per l'esecuzione della secante, limitatamente allo strato coesivo superficiale.

Nelle prime tre colonne sono riportati, rispettivamente, il sondaggio, il numero del campione e la profondità di prelievo. In quarta colonna è indicato l'indice di plasticità IP. In quinta colonna si riporta il valore medio della coesione non drenata C_u ricavata dal poket e tore vane tascabile (prove condotte su campione indisturbato). In sesta colonna si riporta il valore $0,22 \times \sigma'v$ che corrisponde all'incirca al valore della C_u per un terreno normal consolidato. Il confronto tra la quinta e la sesta colonna fornisce un'idea del grado di sovraconsolidazione del campione. Infine in settima ed ottava colonna sono riportati i valori



di c' e ϕ' oggetto delle analisi. Questi consistono, in funzione del tipo di prova effettuata, nei risultati di prove di taglio diretto c.d., ovvero di prove triassiali C.U. dove i cerchi di Mohr sono stati traslati verso l'origine degli assi $\tau - \sigma$ dell'entità delle sovrappressioni d'acqua ottenendosi di conseguenza i cerchi in termini di tensioni efficaci ed il conseguente inviluppo di rottura caratterizzato dai parametri c' e ϕ' .

Sondaggio n° (1)	Camp. n° (2)	Prof. (m.) (3)	IP (%) (4)	Cu (Kpa) (5)	Cu N.C. (Kpa) (6)	C' (Kpa) (7)	ϕ' (°) (8)
S2se	1	4.2	25.4	120	18	5	20.5
S3se	3	10.3	25.6	70	43	3	20.5
S4se	2	5.5	35.0	75	23	22	19.3
S4se	3	8.8	35.0	200	36	30	20.5
S5se	2	6.1	27.0	175	25	20	19.8
S5se	3	9.3	18.0	90	39	20	19.3
S5se	4	12.3	17.0	60	51	5	21.3
S6se	1	4.7	36.0	85	20	20	20.3
S6se	2	7.7	26.3	55	32	15	19.8
S6se	3	11.0	14.0	45	46	5	31.2
S7se	2	6.3	14.3	135	26	10	23.0
S7se	3	10.3	10.0	50	43	5	23.2
S7se	4	13.3	14.8	55	55	5	26.8
S8se	1	11.3	17.2	55	47	5	22.3
S8bis_se	1	3.3	25.0	60	14	15	21.5
S8bis_se	2	9.3	25.9	70	38	20	20.8

Tab. 8.2 – Parametri geotecnici livello coesivo da indagini Secante

Nella successiva Tabella 8.3 sono riportati i dati derivati dalle prove edometriche effettuate sui campioni di terreno secondo lo schema di lettura di seguito specificato:

- colonne 1, 2 e 3, rispettivamente il numero del sondaggio, il numero del campione e la profondità del prelievo;
- colonna 4, la profondità della falda freatica in accordo alle misure piezometriche effettuate con strumenti di Casagrande;
- colonna 5, la pressione verticale efficace al livello di prelievo del campione;
- colonna 6, stima del valore della coesione non drenata nell'ipotesi di terreno N.C.. La stima è effettuata con la correlazione: $Cu \text{ N.C.} = 0.22 \times \sigma'_v$;
- colonna 7, valor medio della coesione non drenata misurata con poket e tore vane tascabile sul campione indisturbato (valore della prova U.U. ove disponibile);
- colonna 8, stima del grado di sovraconsolidazione come rapporto tra i dati della colonna 7 e della colonna 6;
- colonna 9, valore del modulo edometrico E_d in corrispondenza della tensione verticale efficace a livello di prelievo del campione nella fase di carico del medesimo;



- colonna 10, valore del modulo E_r (modulo di ricompressione) ricavato dai tratti di scarico della prova edometrica una volta raggiunta la massima tensione prevista (32 oppure 64 bar).

Sond. N° (1)	Camp. N° (2)	Prof. (m.) (3)	Hw (m.) (4)	σ'_v (Kpa) (5)	Cu N.C. (Kpa) (6)	Cu (Kpa) (7)	O.C.R. (-) (8)	Ed (bar) (9)	Er (bar) (10)
4se	3	8.8	23	167	37	185	5.0	138	152
4se	4	12.3	23	233	51	113	2.2	91	155
5se	3	9.3	21	176	39	95	2.4	74	174
5se	4	12.3	21	233	51	60	1.1	77	206
6se	3	11.0	18	209	46	41	0.9	57	240
7se	4	13.3	18	252	55	51	1.0	60	308
8se	1	11.3	18	214	47	59	1.2	55	308

Tab. 8.3 – Risultati prove edometriche derivate da sondaggi Secante

L'esame delle due tabelle mostra un netto grado di sovraconsolidazione della formazione coesiva entro i primi 10 metri di profondità mentre i livelli ubicati oltre tale quota sono caratterizzati da uno stato di sovraconsolidazione intermedio fino a raggiungere in taluni casi valori inferiori a 1 confermando, in parte, quanto desunto attraverso le prove indirette CPT.

8.3. Orientamenti sulla capacità portante

Per la caratterizzazione geotecnica, in assenza di un riferimento progettuale ben definito degli apparati fondazionali che saranno adottati per gli edifici da realizzare sul comparto, prematuro in questa fase del processo attuativo, si è proceduto, al calcolo, in via esemplificativa, della capacità portante dei terreni di fondazioni avvalendosi dei parametri fondamentali ricavati dalle prove geognostiche effettuate (CPT). L'approccio utilizzato è quello definito dalle NTC2008, cioè sulla base della verifica agli stati limiti ultimi (SLU), ipotizzando diverse quote del piano di posa delle fondazioni (-1, -3 e -6 metri dall'attuale piano di campagna), ovvero a partire da una quota di imposta non sensibile alle variazioni volumetriche stagionali dei terreni e due profondità di posa congruenti all'ipotesi di realizzazione rispettivamente di uno o due piani interrati.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione $E_d < R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza. La verifica di questa condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio n. 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti, la prima più severa nei confronti del dimensionamento strutturale, la seconda più severa nei



riguardi del dimensionamento geotecnico. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista una unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nella presente valutazione, relativa al dimensionamento delle fondazioni, è stata scelta la seconda combinazione dell'Approccio 1, cioè quella più severa nei confronti del dimensionamento geotecnico: Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Per la scelta dei coefficienti parziali si sono utilizzate le tabelle presenti nelle NTC 2008 si sono considerati terreni pianeggianti in condizioni non drenate (verifica a breve termine) dotati unicamente di coesione e fondazioni continue con carichi permanenti assiali.

Coefficiente parziale per l'azione o per l'effetto delle azioni			
Carichi	Effetto	Coefficiente parziale	A ₂ (GEO)
Permanente	Favorevole	Y _{g1}	1.0
Coefficiente parziale per i parametri geotecnici del terreno			
Parametro	Grandezza utilizzata	Coefficiente parziale	M ₂
Resistenza non drenata	c _{uk}	Y _{cu}	1.4
Coefficienti parziali per capacità portante e per scorrimento			
Verifica	Coefficiente parziale	R ₂	
Capacità portante	Y _R	1.8	
Scorrimento	Y _R	1.1	

Tab. 8.4 – Coefficienti parziali Approccio 1 - Combinazione 2 (NTC2008)

La valutazione della capacità portante dei terreni è stata determinata ipotizzando fondazioni nastriformi con larghezza B = 1.00 metro, lunghezza L = 10.00 metri e incastro D = - 1.00, - 3.00 e - 6.00 metri.

Per valutare il valore di q_d (pressione di progetto) si è operato, nel rispetto delle attuali normative, con un approccio di tipo semiprobabilistico adottando il concetto di stato limite ultimo (SLU). Per il calcolo si è utilizzata la nota formula di Brinch-Hansen semplificata per terreni coesivi (la zona del cuneo di influenza delle fondazioni si trova in terreni limoso-argillosi) con i fattori di forma e di profondità definiti per fondazioni con carichi verticali e con terreno e superficie di posa orizzontali:

$$q_p = (c_{up}N_c s_c d_c + N_q q) / \gamma_R \quad (1)$$

con:

q_p - pressione ammissibile di progetto;

c_{up} - coesione non drenata di progetto;

N_c - coefficiente di coesione che per φ = 0° vale (2 + π);

N_q - coefficiente di portata che per φ = 0° vale 1.00;

q - pressione litostatica (γ·D) totale a livello del piano di fondazione;



s_c - fattore di forma che per fondazioni nastriformi vale 1;

d_c - fattore di profondità che vale $0.4 \cdot k$ con $k = 1 + \tan^{-1}(D/B)$ rad se $D/B > 1$
e $k = D/B$ se D/B è uguale o minore di 1.

L'equazione (1) è valida per condizioni drenate (angolo di attrito interno $\phi \neq 0$), cioè per la stabilità nel lungo periodo in sedimenti granulari; nei sedimenti coesivi la stessa equazione si semplifica dell'ultimo termine a $\gamma \cdot D$ per ϕ tendente a 0° . E' infatti dimostrato che nei sedimenti coesivi le condizioni più cautelative per la stima delle pressioni di rottura sono quelle calcolate per la stabilità nel breve periodo (condizioni non drenate). Peraltro la misura dell'angolo di attrito interno efficace nelle argille drenate non può essere effettuata se non falsando le condizioni di esecuzione della misura, e l'esito contiene sempre una componente ascrivibile invece alla coesione non drenata.

La semplice considerazione della coesione non drenata (c_u), come valore riassuntivo dei due parametri drenati (taglio e coesione efficaci), riesce a stimare meglio il comportamento reale dell'ammasso di sedimenti coesivi. Così la relazione (1) diviene:

$$q_p = (c_{up} N_c s_c d_c + q) / \gamma_R \quad (2)$$

Le informazioni di base da inserire nella funzione di calcolo (2) derivano direttamente dagli esiti delle prove penetrometriche realizzate (CPT1 ÷ CPT14)

La correlazione empirica, tra le varie disponibili, che qui si adotta al fine di determinare il valore più probabile della coesione non drenata si basa sulla relazione $Cu = R_p / \beta$, nella quale il coefficiente β è definito secondo diversi autori (Raccomandazioni A.G.I. 1977 - Riccieri et al. 1974 - Marsland et al. 1974/1979) assume i seguenti valori:

- argille normalmente consolidate N.C. ($R_p \leq 10 \text{ kg/cm}^2$): $\beta = 20$
- argille sovra-consolidate S.C. ($R_p \geq 30 \text{ kg/cm}^2$): $\beta = 30$
- argille intermedie ($10 \leq R_p \leq 30 \text{ kg/cm}^2$): $\beta = \text{valore interpolato}$

Per valutare la coesione non drenata di progetto (c_{up}) si è dapprima calcolato il suo valore caratteristico (c_{uk}) al quale è associata una probabilità di non superamento del 5%.

$$c_{uk} = c_{um}(1 + \chi V_{cu}) \quad (3)$$

con:

c_{um} valore medio della coesione non drenata;

χ parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità di non superamento che nel presente caso vale $\chi = -1.645$;

V_{cu} coefficiente di variazione di c_u , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio (deviazione standard) e la media dei valori di c_u (c_{um});



Per definire il valore di c_{um} si sono utilizzati i valori di c_u relativi allo strato di terreno sottostante la fondazione coinvolto nella "rottura" il cui spessore è valutato secondo la presente relazione $H = 0,5 \cdot B \cdot \text{tg}(45^\circ + \varphi/2)$ (Meyerhof 1953) che per il nostro caso, ovvero per fondazioni con $B = 1.00$ metri, vale $H = 0,50$ metri.

Per quanto riguarda poi il valore della coesione non drenata di progetto c_{up} , per M_2 il coefficiente parziale è $\gamma_{cu}=1.4$ per cui si ha $c_{up}=c_{uk}/1,4$.

Utilizzando poi la combinazione (A2+M2+R2) dell'approccio 1, assumendo un coefficiente parziale per la capacità portante $\gamma_R = 1,8$ ed ipotizzando, infine, un peso di volume medio dei terreni pari a $1,85 \text{ t/m}^3$ (18 kN/m^3) si sono desunti i valori delle pressioni di progetto (q_p) riassunti in tabella 8.5. Nella stessa tabella sono in calce riportati alcuni parametri statistici: media, deviazione standard e coefficiente di variazione del campione costituito dai 14 punti di verifica per ciascuna delle tre quote di attestazione dei piani fondazionali considerati. Per una valutazione immediata dell'intervallo di valori entro cui si posizionano le pressioni di progetto per ciascuna delle verticali di prova è stato costruito, sulla base dei valori della Tab. 8.5, il diagramma di Figura 8.6.

Rif. Prove penetrometriche	Profondità piano posa fondazione da p.c. (metri)		
	- 1.00	- 3.00	- 6.00
CPT1	45.11	167.69	166.71
CPT2	36.28	173.58	227.51
CPT3	81.40	165.73	240.26
CPT4	79.43	186.33	187.31
CPT5	65.70	180.44	203.00
CPT6	76.49	184.37	209.86
CPT7	76.49	155.93	262.82
CPT8	53.94	177.50	194.17
CPT9	98.07	199.07	221.63
CPT10	77.47	163.77	253.01
CPT11	53.94	318.72	214.77
CPT12	62.76	188.29	188.29
CPT13	66.69	187.31	182.40
CPT14	62.76	178.48	195.15
Media	66.90	187.66	210.49
Deviazione standard	16.22	39.43	27.95
Coeff. di Variazione	24.24%	21.01%	13.28%

Tab. 8.5 – Valori caratteristici delle pressioni di progetto per ogni punto investigato dalle prove CPT

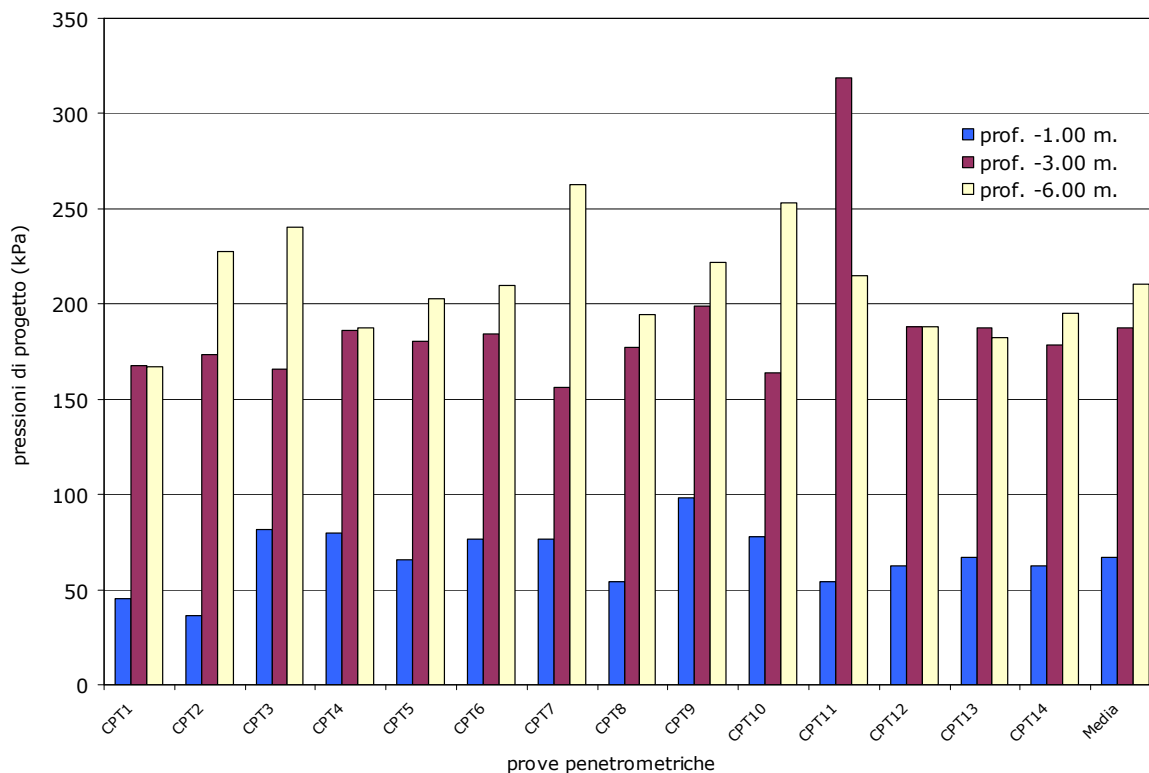


Fig. 8.6 – Rappresentazione grafica valori di Tabella 8.5

Un esame immediato della tabella 8.5 e del diagramma (Fig. 8.6) evidenzia come le pressioni di progetto subiscano sensibili incrementi all'aumentare della profondità del piano di posa. Ciò, ovviamente, è dovuto principalmente all'aumento con la profondità della componente dovuta al carico litostatico ($q = \gamma \cdot D$) presente in entrambe le equazioni (1) e (2), e più limitatamente al complessivo miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni passando dalla quota superficiale (-1 metro) verso le due ulteriori profondità considerate (-3 e -6 metri) e rappresentato specificamente dall'unico parametro geotecnico (c_u) che compare nell'equazione (2).

I deboli valori delle pressioni di progetto riscontrabili nell'intervallo di posa immediatamente al di sotto del piano di campagna (-1.00 metro), e la loro variabilità areale, sono da porre in relazione alla presenza nel tratto delle colonne stratigrafiche considerate di terreni poco consistenti, in quanto talvolta sciolti, e con valori della c_u discontinui. In quest'ultimo caso si accerta infatti come il valore caratteristico della coesione (c_{uk}) subisce un "appiattimento", rispetto al valore medio (c_{um}), per effetto dell'operatore statistico (3) che esalta i valori minori della popolazione considerata.

Anche sulla quota di posa fondale -3.00 metri si constata una certa variabilità dei valori delle pressioni progetto rispetto al valore medio (Deviazione standard 39 e Coefficiente di Variazione 21%), attribuibile al differente grado di sovraconsolidazione dei terreni verificati sulle differenti verticali di prova prodotto dagli effetti di essiccamento, dal livello di falda



molto depresso e dalla conseguente assenza di una frangia capillare. E' emblematico il caso del livello rilevato sulla verticale della prova CPT11 in corrispondenza del quale si sono derivati, dalla resistenza alla punta, valori di coesione superiori a 2.00 kg/cm^2 (196 kPa) che hanno fatto "rimbalzare" la pressione di progetto ad oltre 300 kPa.

Da ultimo sulla quota di posa corrispondente a -6.00 metri dal p.c. si osserva una buona omogeneità dei valori della pressione di progetto sull'intero ambito d'intervento (Deviazione standard 28 e Coefficiente di Variazione 13%) con un valore medio di oltre 180 kPa pur non mancando valori di picco di oltre 250 kPa in prossimità dei livelli più sovraconsolidati.

L'ammissibilità delle pressioni di progetto sopra calcolate dipende da ultimo, e soprattutto, dall'entità dell'interazione struttura-terreno, in altre parole dal valore del cedimento assoluto e differenziale in relazione alle caratteristiche delle strutture. Pertanto i valori di q_p indicati devono essere considerati come risultati preliminari e generici, la stima della reale pressione di progetto dovrà essere effettuata per ogni situazione, una volta noti i dati progettuali determinando i valori dei cedimenti effettivamente accettabili dalle strutture. Per lo stesso motivo si omettono le verifiche a scorrimento, non essendo oggi note sia le caratteristiche delle azioni di progetto sul sistema fondale e l'eventuale esistenza di carichi inclinati (componenti tangenziali) o momenti sul piano di fondazione. Pertanto nella fase esecutiva di realizzazione degli edifici dovranno trovare conferma, attraverso indagini mirate e di miglior dettaglio rispetto quelle oggi svolte sull'area, il quadro geomeccanico sopra definito tenuto conto delle azioni di progetto e della compatibilità delle opere in rapporto ai prevedibili cedimenti di consolidazione.

A conclusione, sulla base delle caratteristiche dei terreni indagati, si può affermare come l'area del comparto "Novello" risulti edificabile con le normali tecniche costruttive: sono pienamente compatibili per le opere in elevazione fondazioni superficiali in caso di strutture connotate da usuali pressioni di esercizio e distribuzione simmetrica ed omogenea dei carichi.

Considerata l'attuale assenza di falda in corrispondenza dei differenti livelli di presunta attestazione delle fondazioni si ritiene di non dovere prevedere, in fase progettuale, particolari presidi di protezione delle porzioni interrate dei manufatti e delle opere da realizzare nei confronti dell'acqua, necessari a limitare possibili ammaloramenti alle strutture. In ogni caso dovrà essere confermata la situazione idrogeologica rilevata sull'area dal presente studio al momento di effettiva realizzazione delle opere atte ad escludere la presenza di eventuali falde sospese e/o zone di ristagno idrico di tipo "epidermico".



9. SISMICITÀ

9.1. Sismicità Storica

Il territorio della provincia di Forlì-Cesena è stato sede di una frequente e intensa attività sismica. La figura 9.1, nella quale le dimensioni del cerchio sono proporzionali alla magnitudo momento (Mw), sono riportati gli epicentri dei principali terremoti storici che hanno interessato la Romagna (DBMI04, Stucchi et al., 2007).

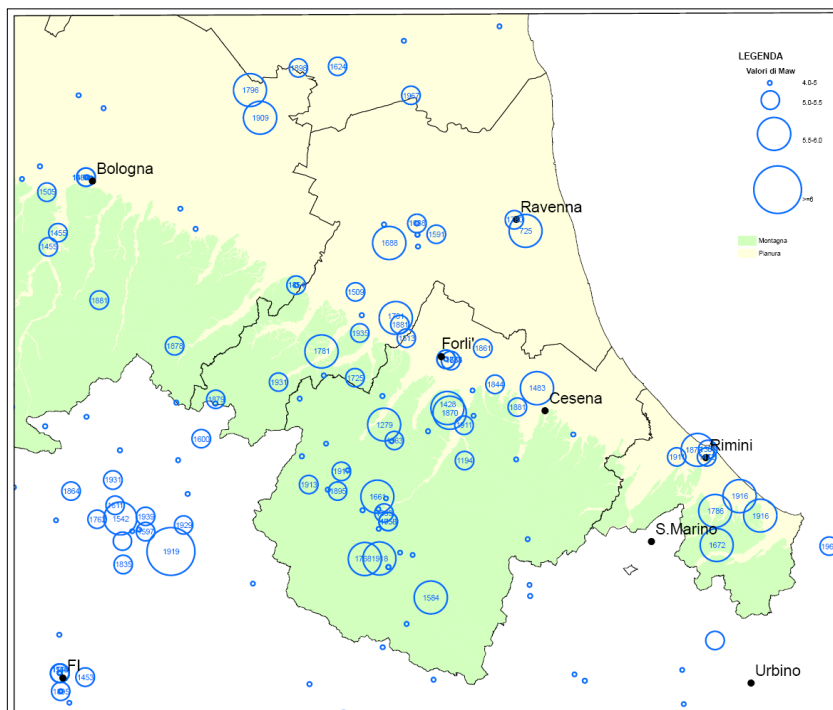


Figura 9.1 - Carta degli epicentri dei principali terremoti

La tabella 9.2, tratta dal database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani (DBMI04), riporta la storia sismica di Cesena [lat. 44.139, long. 12.243]. La successiva Figura 9.3 rappresenta in forma grafica la distribuzione temporale dei terremoti che hanno interessato sempre l'ambito cesenate.

Osservazioni disponibili: 62

Intensità
al sito
(MCS)

Is	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Se	AE area epicentrale	Intensità epicentrale (MCS)	Magnitudo momento
8	1483	08	11	19	40		Romagna meridionale	8	5.67
7	1428	07	03	05			PREDAPPPIO	8	5.58
7	1688	04	11	11	30		ROMAGNA	9	5.88
7	1881	09	28				CESENA	6-7	5.03
7	1911	02	19	07	18	30	Romagna meridionale	7	5.38
6-7	1194						GALEATA	7	5.17
6-7	1653	08	15				CESENA	6-7	5.03
6-7	1661	03	22	12	45		Appennino romagnolo	9	5.83



6-7	1786	12	25	01		Riminese	8	5.67	
6-7	1813	09	21	07	45	Romagna centrale	7	5.32	
6-7	1861	10	16			FORLI'	6-7	5.13	
6-7	1870	10	30			MELDOLA	8	5.59	
6-7	1875	03	17	23	51	Romagna sud-orient.	8	5.74	
6	1672	04	14	15	45	Riminese	8	5.60	
6	1781	04	04			FAENTINO	9	5.84	
6	1916	05	17	12	50	Alto Adriatico	8	5.85	
6	1916	08	16	07	06	14	Alto Adriatico	8	5.92
6	1918	11	10	15	12	28	Appennino romagnolo	8	5.79
5-6	1828	10	08	22	30		Romagna meridionale	5-6	4.63
5	1584	09	10	20	30		Appennino tosco-emiliano	9	5.97
5	1741	04	24	09	20		FABRIANESE	9	6.08
5	1781	06	03				CAGLIESE	9-10	6.23
5	1841	04	14	04			CAGLI	6-7	5.00
5	1844	03	10	17	15		FORLI'	6-7	5.03
5	1909	01	13		45		BASSA PADANA	6-7	5.53
5	1914	10	27	09	22		GARFAGNANA	7	5.79
5	1915	01	13	06	52		AVEZZANO	11	6.99
5	1919	06	29	15	06	13	Mugello	9	6.18
5	1930	10	30	07	13		SENIGALLIA	9	5.94
5	1935	06	05	11	48		FAENTINO	6	5.34
4-5	1509	04	19				Faentino	7	5.17
4-5	1781	07	17	09	40		Romagna	8	5.53
4-5	1911	03	26	13	51		RIMINI	6	5.18
4-5	1997	09	26	09	40	25	Appennino umbro- marchigiano	8-9	6.05
4	1913	07	21	22	35		VALLE DEL LAMONE	6	5.07
4	1920	09	07	05	55	40	Garfagnana	9-10	6.48
4	1951	09	01				SARNANO	7	5.31
4	1956	05	26	18	40		S. SOFIA	6	5.09
4	1963	08	09	06	05		FAENTINO	5-6	5.32
4	1987	07	05	13	12	36	VALMARECCHIA	6	4.65
F	1222	12	25	11			Basso bresciano	8-9	6.05
F	1505	01	03	02			Bologna	7	5.47
F	1768	10	19	23			Appennino romagnolo	9	5.84
3-4	1869	06	25				VERGATO	7-8	5.32
3-4	1970	02	09	07	39		MERCATO SARACENO	5-6	4.67
3-4	1984	04	29	05	02	59	GUBBIO/VALFABBRICA	7	5.68
3-4	1996	10	15	09	55	60	CORREGGIO	7	5.44
3	1779	06	04	07			Bolognese	6-7	4.97
3	1780	05	25				RAVENNA	6-7	5.03
3	1873	03	12	20	04		Marche meridionali	8	5.88
3	1874	10	07				IMOLESE	7	4.99
3	1879	04	27	04	06		Valle del Senio	7	5.18
3	1895	04	14	22	17		Slovenia	8	6.25
3	1897	12	18	07	24	20	Appennino umbro- marchigiano	7	5.18
3	1939	02	11	11	17		MARRADI	7	5.17
3	1957	04	17	02	22		S. SOFIA	6	4.85
2-3	1983	11	09	16	29	52	Parmense	6-7	5.10
2-3	1986	12	06	17	07	19	BONDENO	6	4.56
NF	1887	02	23	05	21	50	Liguria occidentale	9	6.29
NF	1913	11	25	20	55		VAL DI TARO	5	4.85
NF	1924	01	02	08	55		SENIGALLIA	7-8	5.59
NR	1308	01	25	16			Rimini	7-8	5.37

Tabella 9.2 - Storia sismica del Comune di Cesena

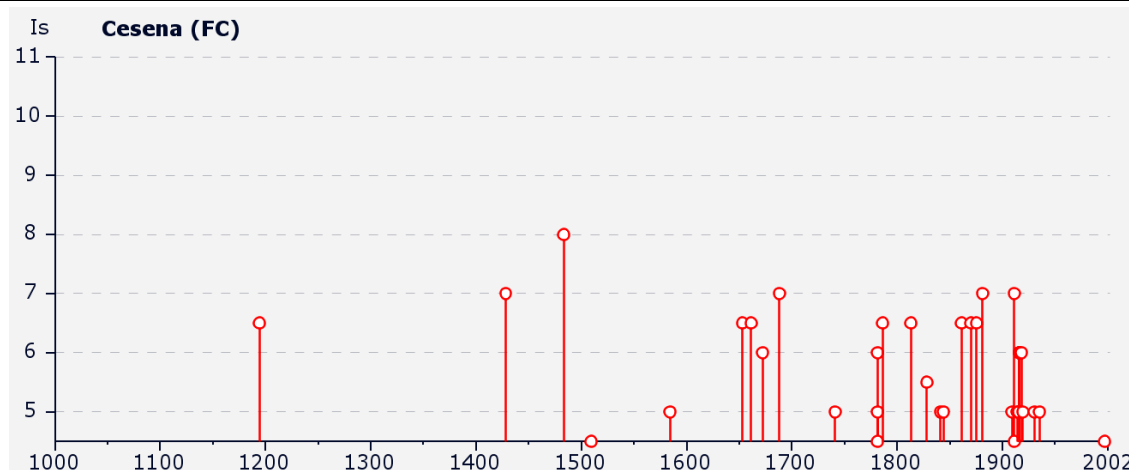


Figura 9.3 - Distribuzione temporale dei terremoti nel cesenate

Da questi dati risulta evidente come il Comune di Cesena sia soggetto ad una sismicità che può essere definita medio-alta rispetto alla realtà nazionale, con terremoti che hanno provocato effetti fino al VIII grado di Intensità MCS (I_0) e con magnitudo massima stimata (M_w) compresa tra 5,5 e 6.

Per questi motivi già dal 1927, a seguito dei forti terremoti che tra il 1916 e il 1920 hanno interessato la Romagna e la dorsale appenninica tosco-emiliana, alcuni comuni dell'Appennino forlivese sono stati classificati sismici di II categoria e dal 1983 tale classificazione è stata estesa all'intero territorio provinciale, comprendendo quindi anche Cesena.

9.2. Aspetti Sismotettonici

L'attività sismica che interessa il territorio cesenate è principalmente dovuta a strutture sismogenetiche (vedi Fig. 9.4, da Boccaletti et al., 2004) localizzate nel sottosuolo del settore appenninico e lungo il margine appenninico-padano (zona sismogenetica 914 della ZS9, Meletti & Valensise, 2004) e nel sottosuolo padano (parte sud-orientale della zona sismogenetica 912).

La sismicità si concentra soprattutto nei primi 35 chilometri di profondità in particolare lungo strutture che interessano il basamento, a profondità maggiori di 10 chilometri.

Ciò è in accordo con l'assetto generale dell'Appennino romagnolo che mostra una generale geometria ad anticlinale. Tale strutturazione sembra dovuta ad accavallamenti lungo superfici, orientate circa WNW-ESE e vergenti verso NNE, che hanno coinvolto il basamento. I meccanismi focali disponibili indicano che le deformazioni di queste strutture sono prevalentemente di tipo compressivo e transpressivo (Boccaletti et al., 2004).

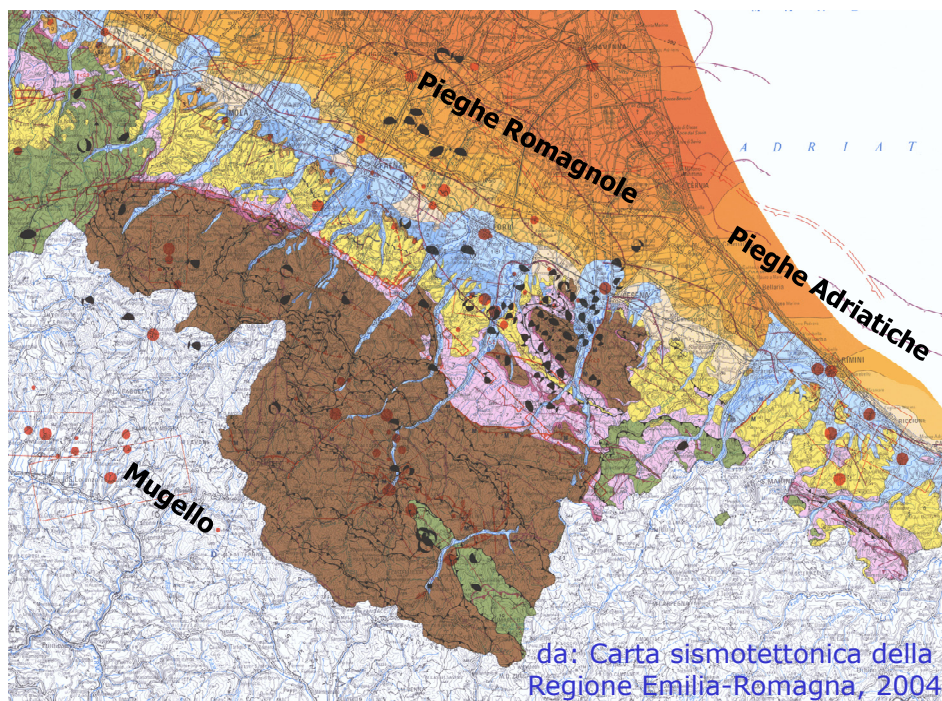


Figura 9.4: Stralcio della Carta Sismotettonica della Regione Emilia-Romagna per l'area romagnola (Boccaletti et al., 2004).

Le strutture sismogenetiche sembrano collegarsi verso la superficie alle strutture di sovrascorrimento dell'Appennino romagnolo (Farabegoli et al., 1990; Cerrina Feroni et al., 2002), del pedeappennino (*Pedeappenninic Thrust Front* di Boccaletti et al., 1985) e alle Pieghe Romagnole (Pieri & Groppi, 1981).

Nella stessa zona sono presenti anche terremoti più superficiali con meccanismi focali distensivi (come ad esempio quello di S. Sofia del gennaio 2003), probabilmente legati all'attività di strutture estensionali al di sopra dell'anticlinale profonda.

Il cesenate risente inoltre della sismicità delle zone sismogenetiche limitrofe, quali il Mugello (zona 915 della ZS9), il riminese e l'alto Adriatico (zona 917 della ZS9), dove in passato si sono verificati terremoti con magnitudo stimata anche ≥ 6 .

La Figura 9.5 riporta uno schema sismotettonico di sintesi in cui sono rappresentate le principali strutture considerate attive che interessano la Romagna e le aree limitrofe.

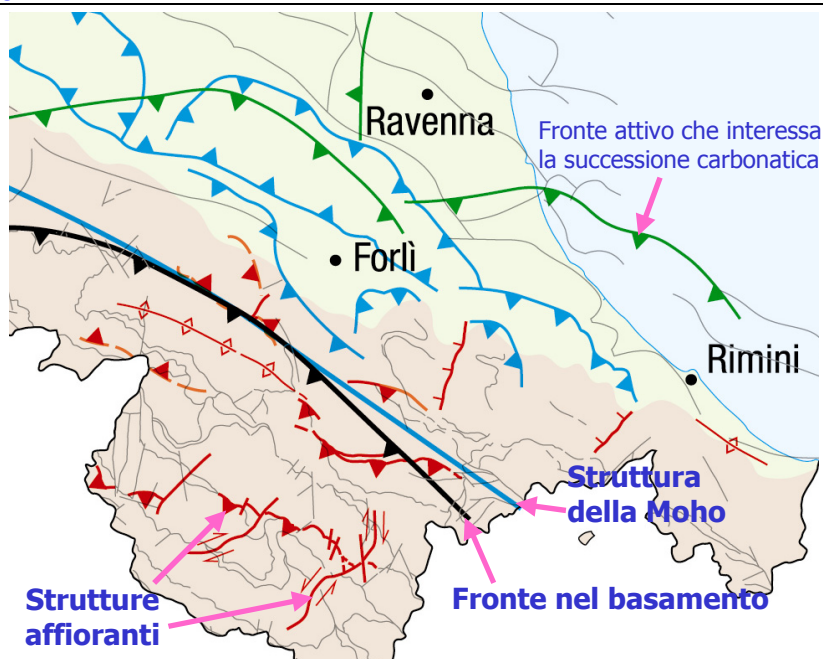


Figura 9.5: Schema delle principali strutture attive della Romagna (da note illustrative della Carta Sismotettonica della Regione Emilia-Romagna, Boccaletti et al., 2004).

9.3. Zonizzazione Sismica nazionale e regionale

Negli ultimi anni il punto di riferimento per le valutazioni di pericolosità sismica è costituito dalla zonazione sismogenetica ZS9 (Scandone et al. 1996 - 2000) che rappresenta la traduzione operativa del modello sismotettonico riassunto in Meletti et al. (2000). In seguito all'emanazione dell'O.P.C.M. 20/03/2003, n. 3274 è stato redatto a cura di un gruppo di lavoro dell'INGV un documento denominato "Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall' O.P.C.M. 20/03/2003, n. 3274. Rapporto conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici".

Tale modello riprende sostanzialmente il retroterra informativo della precedente zonazione, recependo i più recenti avanzamenti delle conoscenze sulla tettonica attiva della penisola anche considerando le indicazioni derivanti da episodi sismici più recenti (es. Bormio 2000, Monferrato 2001, ecc...).

La zonizzazione è stata condotta tramite l'analisi cinematica degli elementi geologici, cenozoici e quaternari coinvolti nella dinamica delle strutture litosferiche profonde e della crosta superficiale. Il confronto tra le informazioni che hanno condotto alla costruzione del modello geodinamico e la sismicità osservata ha permesso di costruire la carta nazionale delle zone sismogenetiche.

Per il reperimento dei dati relativi alla sismicità osservata è stato considerato il catalogo storico contenente 2.488 eventi degli ultimi 1.000 anni con intensità epicentrali maggiore o uguale al V - VI grado MCS la cui magnitudo è maggiore o uguale a 4.

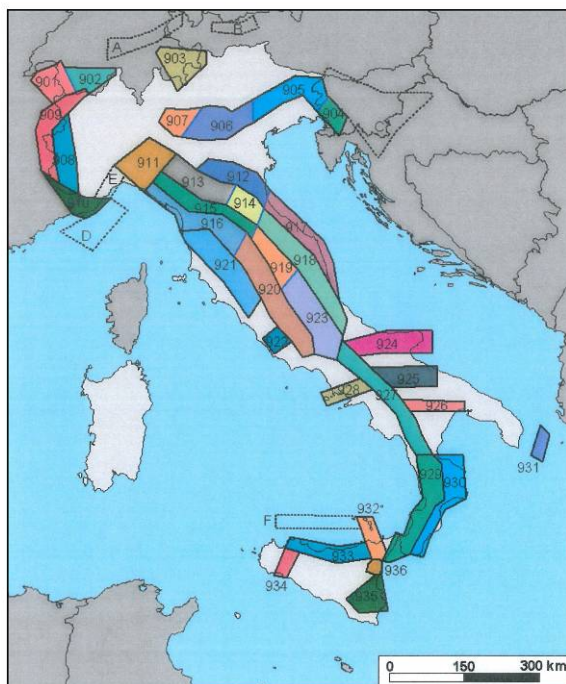


Figura 9.6 - Zonizzazione sismogenetica ZS9

La zona che interessa l'area in esame è la 914 "Forlivese" (cfr. Fig. 9.6). Ogni zonizzazione sismogenetica è caratterizzata da un definito modello cinematico il quale sfrutta una serie di relazioni di attenuazione stimate sulla base di misurazioni accelerometriche effettuate sia sul territorio nazionale che europeo (cfr. Fig. 9.7). Sulla base di tali zone, per tutto il territorio italiano, sono state sviluppate le carte della pericolosità sismica.

Nella Zona Sismogenetica 914 sono previsti, sulla base dei meccanismi focali, valori di massima magnitudo ($M_{w,max}$) pari a 6,14. In pratica la sismicità massima del territorio cesenate è paragonabile a quella della scossa più forte della crisi sismica del settembre 1997 che ha colpito l'Umbria e le Marche.

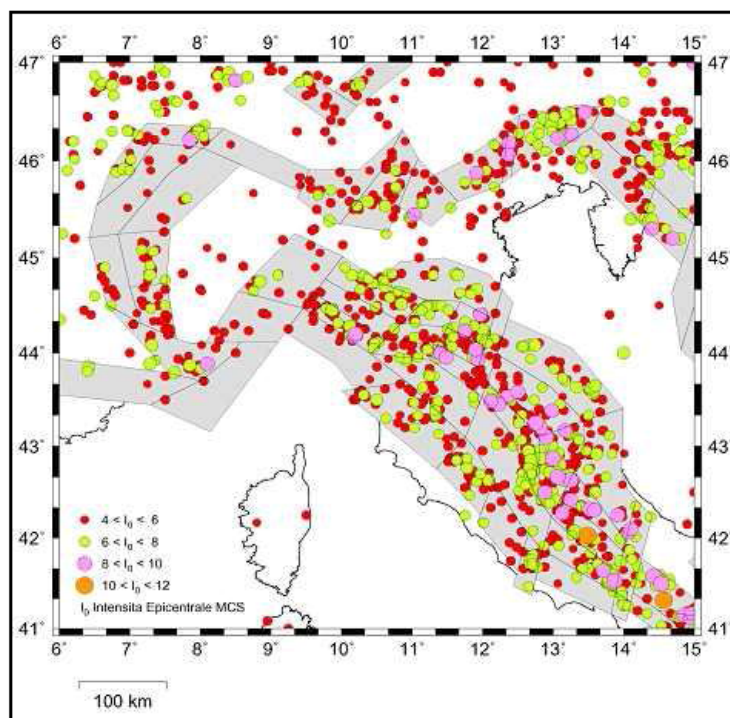


Figura 9.7 - Zone sismogenetiche e principali epicentri sul territorio Italiano

Il risultato, per ogni comune, è rappresentato da una stima del rischio sismico che tiene conto dell'intera storia sismica riportata nel catalogo sismico nazionale e che viene espresso in termini probabilistici. La pericolosità sismica di riferimento ipotizza un substrato omogeneo in roccia ed è espressa in PGA (Peak Ground Acceleration) con associato un periodo di ritorno di 475 anni, valore convenzionale in quanto rappresenta l'accelerazione associata alla probabilità del 90% di non superamento considerando un periodo di ritorno di 50 anni.

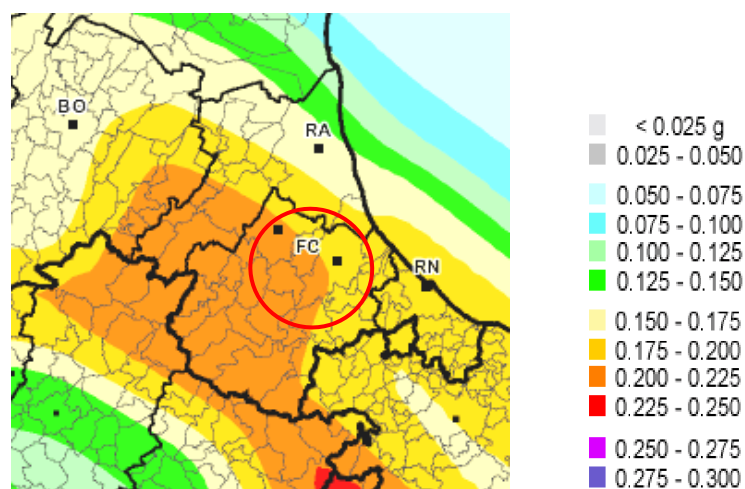


Figura 9.8 - Carta di pericolosità sismica del territorio romagnolo espresse in accelerazione orizzontale di picco PGA con periodo di ritorno di 475 anni



La mappa di pericolosità sismica del territorio, riportata in stralcio alla figura 9.8, tratta dall'allegato 2 punto 3.1 della succitata OPCM 3274, individua per l'ambito cesenate un'accelerazione massima attesa, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni e riferita a suoli rigidi ($V_s > 800$ m/sec), compresa tra 0.175 e 0.225 g.

Più precisamente, da uno studio realizzato per la valutazione della pericolosità sismica dell'Emilia-Romagna e il calcolo del moto di input (Marcellini & Pagani, 2006) nell'ambito delle attività per la formulazione di linee guida per microzonazione sismica in Emilia-Romagna, il comune di Cesena presenta valori di a_g pari a 0,195 g.

Ciò detto il territorio italiano è stato suddiviso in quattro zone (o categorie) contraddistinte da differenti valori di PGA (cfr. Tabella 9.9).

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni
1	>0.25
2	0.15-0.25
3	0.05-0.15
4	<0.05

Tabella 9.9 - Valori di PGA per le varie zone

Di seguito si riporta la zonizzazione relativa al territorio regionale.

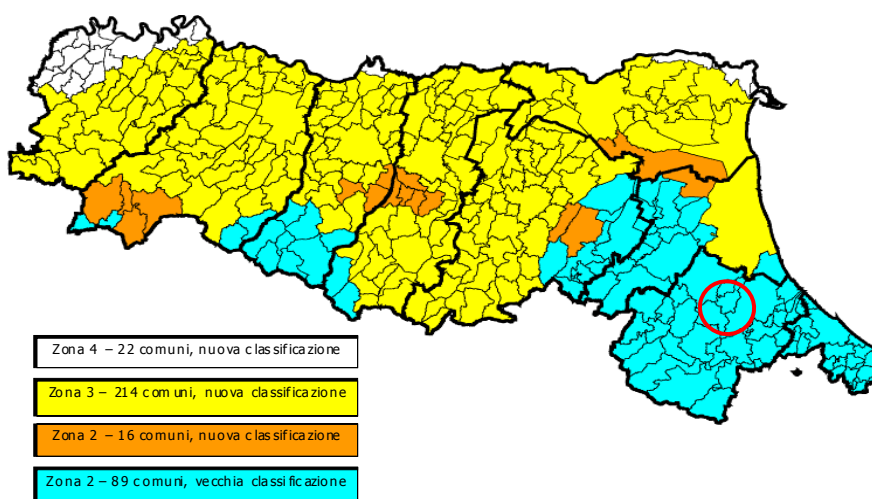


Figura 9.10 - Classificazione sismica vigente dei Comuni della Regione Emilia-Romagna. In cerchiato rosso è inquadrato il Comune di Cesena



Come si può verificare dalla carta di macrozonazione sismica della Regione Emilia Romagna (cfr. Figura 9.10), il Comune di Cesena ricade nella Zona 2, definita come zona a "sismicità media" ($S=9$ secondo la precedente Normativa).

L'accelerazione massima di riferimento, per il sito oggetto di studio, raggiunge valori massimi di PGA compresa tra 0,15 e 0,25 g.

Le Norme Tecniche per le costruzioni del D.M. 14/01/2008 (NTC08) hanno modificato le modalità di valutazione delle azioni di progetto. In particolare nel documento sulla pericolosità sismica (Allegato A - NTC08), l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base, che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta quindi in modo da renderla compatibile con le NTC ed è definibile con un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali.

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni a_g e dai parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- 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.

Questi tre parametri sono definiti in corrispondenza dei punti di un reticolo di riferimento, i cui nodi non distano fra loro più di 10 km, per diverse probabilità di superamento in 50 anni e per diversi periodi di ritorno (variabili tra 30 e 975 anni).

9.4. La pericolosità sismica locale

Come è noto le particolari situazioni locali, quali il grado e tipo di insediamento urbano, l'assetto morfologico dei luoghi e la natura geologico-tecnica dei terreni, condizionano in maniera non trascurabile gli effetti di un sisma.

In particolare, la pericolosità sismica risulta connessa a due fattori.

Il primo, che definisce la pericolosità sismica di base, è correlato all'energia del terremoto e alla distanza dalle zone sorgenti (ipocentri) ed è quantificabile, ad esempio, dall'accelerazione al suolo massima attesa per una data area e un certo periodo di ritorno, a sua volta determinabile grazie alla storia sismica dei luoghi; infatti, considerando che i mutamenti geologici avvengono in tempi dell'ordine dei milioni di anni, la sismicità storica è considerata rappresentativa anche della sismicità attuale in quanto le strutture



sismogenetiche che hanno generato terremoti nel recente passato sono da considerarsi geologicamente ancora attive.

Il secondo fattore, che definisce la pericolosità sismica locale, è rappresentato dalle condizioni morfologiche e litostratigrafiche del sito che possono modificare il moto sismico in superficie. In particolari condizioni geologiche, in caso di amplificazioni del moto sismico, si possono avere anche effetti permanenti di deformazione del territorio (fenomeni di liquefazione, cedimenti, frane, ecc.). L'amplificazione del moto e gli effetti di deformazione permanenti sono noti come "effetti locali".

Le principali condizioni geo-morfologiche che possono determinare "effetti locali" in Emilia-Romagna sono note e possono essere individuate con un'attenta analisi della cartografia geologica e topografica, da cui è possibile derivare mappe della pericolosità sismica locale.

L'art. A-2 dell'allegato alla L.R. 20/2000 stabilisce che, nei territori regionali individuati come zone sismiche, gli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica concorrono alla riduzione e alla prevenzione del rischio sismico, sulla base di analisi di pericolosità, di vulnerabilità ed esposizione.

La risposta a tale esigenza, ovvero la definizione di criteri omogenei e riconosciuti per le analisi e le verifiche per la specificazione degli elementi di pericolosità sismica del territorio, sono state formulate nella Deliberazione di Assemblea Legislativa n. 112/2007 *"Approvazione dell'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c. 1, della L.R. 20/2000 in merito a Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica"*.

L'approvazione, da parte dell'Assemblea legislativa regionale, di tale atto di indirizzo ha fornito pertanto criteri uniformi a livello regionale per la valutazione della risposta sismica locale e per la microzonazione sismica del territorio; tali criteri devono essere osservati dalle Amministrazioni comunali nell'elaborazione della propria strumentazione urbanistica.

La delibera n. 112/2007 delinea, quale necessaria componente del quadro conoscitivo, la predisposizione di analisi sempre di maggiore dettaglio scendendo dalla scala territoriale a quella comunale, definite, in primo luogo, dall'individuazione del grado di pericolosità sismica alla scala territoriale e, successivamente, alla determinazione dei moduli di amplificazione sismica locale degli ambiti di trasformazione individuati dalla pianificazione comunale.

Gli studi della pericolosità sismica, di base e locale, hanno come obiettivo:

- l'individuazione delle aree dove in occasione dei terremoti possono verificarsi effetti locali;
- la stima quantitativa della risposta sismica locale dei depositi e delle morfologie presenti nell'area di indagine (analisi della risposta sismica locale);



- la suddivisione del territorio in sottozone a diversa pericolosità sismica locale (microzonazione sismica).

Per la definizione degli studi di Risposta Sismica Locale (RSL) e di Microzonazione Sismica (MZS) la Delibera 112/2007 individua un percorso metodologico che identifica due distinte e successive fasi:

I fase: definisce gli scenari di pericolosità sismica locale, cioè identifica le parti di territorio suscettibili di effetti locali e il tipo di effetti attesi (amplificazione, cedimenti, instabilità dei versanti); per ogni scenario di pericolosità vengono definite le successive indagini di approfondimento;

II fase: consente la valutazione della risposta sismica locale e la microzonazione sismica del territorio indagato.

Gli studi di RSL e di MZS si compongono, pertanto, di diversificati livelli di approfondimento, in funzione delle finalità, delle applicazioni e degli scenari di pericolosità locale rilevati. In particolare la Delibera 112/2007 individua per la MZS due differenziati livelli di approfondimento e, per ciascuno di essi, definisce i relativi programmi di indagini da attuare.

La prima fase è richiesta nella predisposizione del PTCP e del Piano Strutturale Comunale (PSC), nel caso in cui lo strumento sovraordinato non vi abbia ancora provveduto o quale ulteriore specificazione nel passaggio dalla scala territoriale a quella comunale e consiste nell'individuazione delle aree soggette ad effetti locali in base a rilievi, osservazioni e valutazioni di tipo geologico e geomorfologico, svolte alla scala territoriale, ed è associata alla raccolta di informazioni sugli effetti indotti dai terremoti passati. Questa prima fase, attuata principalmente mediante elaborazione dei dati disponibili, concorre alla definizione delle scelte di piano, fornendo prime indicazioni sui limiti e le condizioni per la pianificazione nelle suddette aree.

La specifica cartografia di sintesi del PTCP, comprendente l'intero territorio della provincia, si identifica nella cosiddetta "*Carta provinciale delle aree suscettibili di effetti locali*". In tale documento cartografico sono evidenziate le zone caratterizzate da differenti scenari di pericolosità locale con indicazione degli effetti locali attesi. Essa costituisce il primo livello di valutazione della suscettività sismica delle diverse parti del territorio, nonché contributo propedeutico di supporto alla pianificazione urbanistica comunale per orientare le proprie previsioni verso ambiti meno esposti alla pericolosità sismica. Al PSC compete, successivamente, dare attuazione agli indirizzi dettati dalla pianificazione sovraordinata realizzando una cartografia della pericolosità sismica locale, ad una scala di maggior dettaglio rispetto la precedente, che individua le parti del territorio caratterizzate dai



differenti scenari di pericolosità sismica locale e per ciascuna di queste, interessate da processi di trasformazione, attua le indagini di successivo e ulteriore approfondimento.

Ciò detto particolari aspetti morfologici o la presenza di terreni incoerenti o poco consolidati, di spessore generalmente non inferiore ai 5 metri, caratterizzati da basse velocità di propagazione delle onde di taglio S (V_s) (indicativamente $\ll 800$ m/s) al di sopra di terreni più rigidi caratterizzati da V_s molto maggiore (indicativamente ≥ 800 m/s) possono determinare amplificazione del moto sismico.

Altresì le forme del territorio che possono determinare effetti di amplificazione sismica sono soprattutto i versanti più ripidi, i cocuzzoli, le creste e le dorsali allungate con larghezza della sommità molto minore di quella della base, ovvero, in accordo con le indicazioni dell'Eurocodice 8, quei rilievi con acclività dei versanti maggiore di 15° e altezza (dislivello) maggiore di 30 metri; inoltre su detriti di versante con acclività maggiore di 15° , indipendentemente dalla genesi della copertura detritica, forti terremoti possono generare fenomeni di instabilità.

I documenti di analisi territoriale, in special modo le basi topografiche di dettaglio e i modelli digitali del terreno, unitamente alle conoscenze geologiche e geomorfologiche oggi disponibili in Emilia-Romagna, consentono l'identificazione degli elementi del territorio che possono determinare effetti locali a seguito di eventi sismici. Questo rappresenta il primo livello di approfondimento volto a definire gli scenari di pericolosità sismica locale.

Sulla base delle considerazioni sopraesposte, ai fini di rispondere all'esigenza della riduzione del rischio sismico, è stata predisposta nel Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale la Carta provinciale delle zone suscettibili di effetti locali contrassegnata come Tavola 6 "*Rischio sismico - Carta delle zone suscettibili di effetti locali*".

Attraverso l'individuazione in via preliminare dei depositi e delle forme del territorio che possono determinare una amplificazione del moto sismico in superficie, e quindi alterazioni permanenti dei terreni (cedimenti e frane), la Tavola 6 del PTCP raggruppa elementi, ovvero una combinazione di questi, che rappresentano le parti del territorio caratterizzate da differenti scenari di pericolosità fornendo indicazione degli effetti sismici locali. In altre parole, attraverso un processo di "overlay-mapping", che identifica differenti combinazioni di elementi topografici, morfologici, litologici e stratigrafici, la carta distingue qualitativamente differenti scenari di pericolosità sismica ed i possibili effetti e/o fenomeni attesi.

Tale carta di sintesi costituisce strumento analitico propedeutico alla predisposizione delle carte di microzonazione sismica comunale che, per il Comune di Cesena, dovranno trovare attuazione nel corso di predisposizione della nuova strumentazione urbanistica (PSC - POC) secondi i disposti ed contenuti precisati dalla L.R. 20/2000.

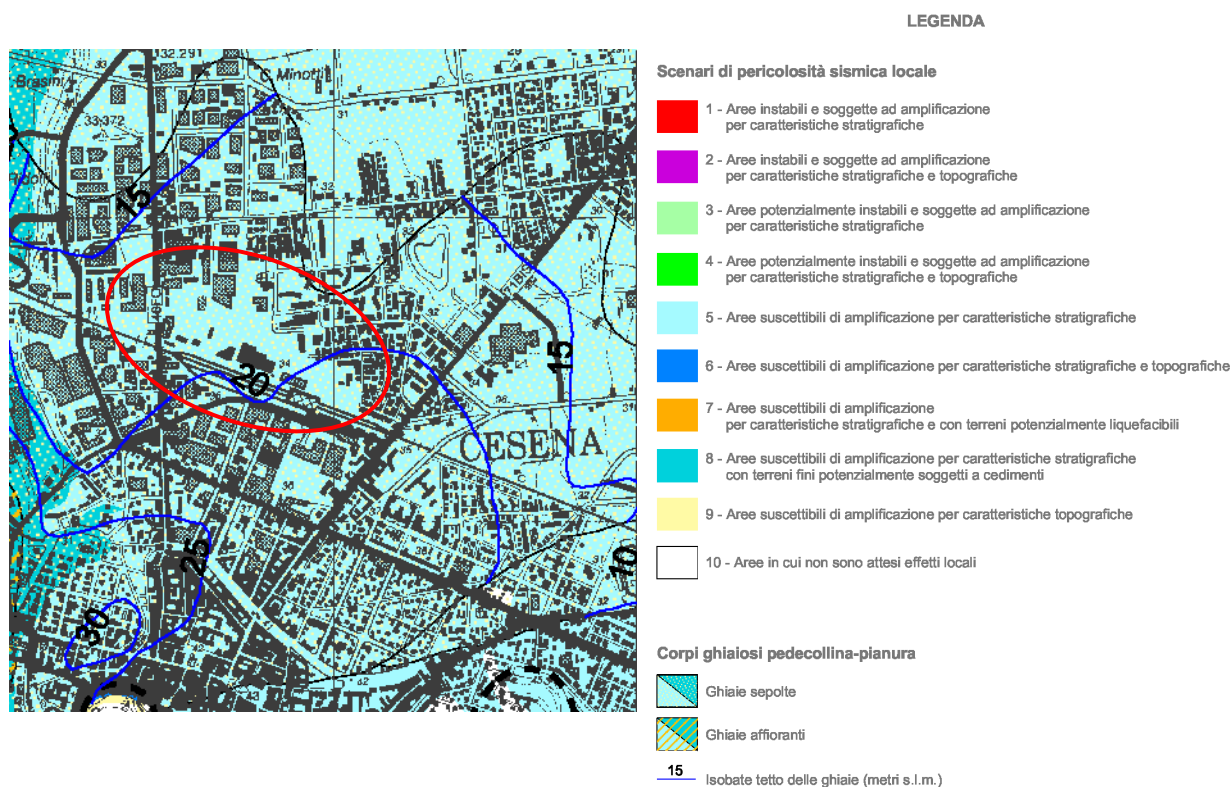


Figura 9.11 - Stralcio della Tavola 6 "Carta provinciale delle aree suscettibili di effetti locali" del PTCP

In questa fase dovranno essere organicamente sviluppati gli approfondimenti, estesi all'intero territorio ed alle aree di potenziale trasformazione urbanistica, richiesti dalla Delibera 112/2007.

Nelle more di adeguamento della strumentazione urbanistica comunale la suddetta Tavola 6 "Carta provinciale delle aree suscettibili di effetti locali" del PTCP costituisce pertanto riferimento conoscitivo utile a definire la suscettività sismica dell'area oggetto d'indagine.

Secondo la Tavola 6 l'intera estensione del comparto Novello ricade completamente nella classe 5 "Aree suscettibili di amplificazione per caratteristiche stratigrafiche" per le quali il piano provinciale precisa la necessità di determinare il coefficiente di amplificazione litologico secondo le modalità previste dal punto 2a § Disposizioni generali - § 4.1 - Secondo livello di approfondimento – analisi semplificata – Allegato A2 Delibera n. 112/2007 dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna.

Nello specifico la pericolosità sismica di base viene definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g , in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A) con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente.



Relazione geologico-tecnica "NOVELLO"

Al territorio del Comune di Cesena è assegnato un valore di accelerazione di riferimento (a_{refg}) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, $a_{refg} = 0.195$ g e magnitudo di riferimento $M_w = 6,14$ (Da Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - GNDT).

La pericolosità sismica in un sito generico è pertanto definita in termini di accelerazione orizzontale massima e dal relativo spettro di risposta a probabilità uniforme, che descrive le caratteristiche del moto sismico atteso.

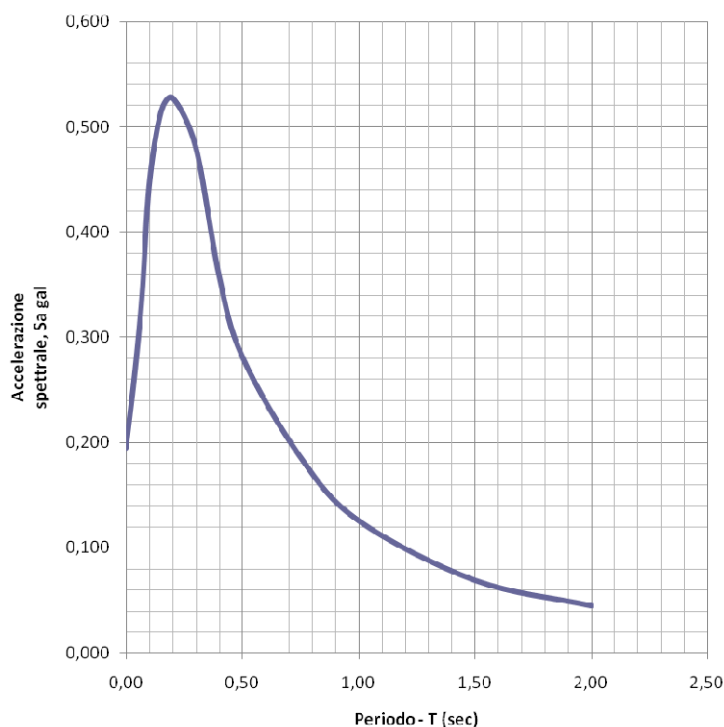


Figura 9.12 - Spettro di risposta ($TR = 475$ anni, smorzamento = 5%) per il Comune di Cesena

T (sec)	S_a / a_{refg}	S_a (g)
0,00000	1,00000	0,195000
0,04000	1,38865	0,270787
0,07000	1,75927	0,343058
0,10000	2,28349	0,445281
0,15000	2,63726	0,514266
0,20000	2,70745	0,527953
0,30000	2,46642	0,480952
0,40000	1,84047	0,358892
0,50000	1,44476	0,281728
0,75000	0,95494	0,186213
1,00000	0,64546	0,125865
1,50000	0,35479	0,069184



2,00000	0,23070	0,044987
---------	---------	----------

Tabella 9.13 – Valori dello spettro di risposta del Comune di Cesena

Nella prima colonna della Tabella 9.13 sono riportati i valori del periodo proprio T , espresso in secondi, nella seconda i valori di accelerazione spettrale normalizzata al valore di accelerazione massima orizzontale (PGA), espressa in frazione dell'accelerazione di gravità g (pari a $9,81\text{m/s}^2$), al corrispondente periodo T .

Lo spettro di risposta isoprobabile (cfr. Fig. 9.12) è ottenuto moltiplicando i valori della seconda colonna della Tabella 9.13 per il valore di $a_{\text{ref}g}$ relativa al Comune di Cesena e pari a $0,195\text{ g}$ (m/sec^2).

L'azione sismica così individuata è poi da adeguare alle effettive condizioni locali, ovvero alla risposta sismica locale (RSL) tramite opportuni coefficienti moltiplicativi.

Infatti, in assenza di "terreno rigido orizzontale", occorre tener conto degli effetti locali, legati alle diverse situazioni geologico, geomorfologiche, litologiche e strutturali del territorio secondo le categorie schematiche sotto riportate:

- a) siti in vicinanza a faglie (sismogenetiche e non, attive o inattive) e ad altre importanti discontinuità nell'ammasso roccioso:
 - possibilità di deformazioni a taglio non tollerabili dalle opere;
- b) siti con possibili fenomeni di instabilità, per cause e secondo modalità diverse:
 - innesco di frane (sia quiescenti, sia di neoformazione);
 - fenomeni di liquefazione di depositi sabbiosi saturi;
 - addensamento di depositi non coesivi sciolti;
 - cedimenti in terreni coesivi poco consistenti (anche se asciutti);
- c) siti con possibile amplificazione della risposta sismica:
 1. depositi alluvionali con spessori maggiori di 5 metri su substrato roccioso;
 - effetti stratigrafici;
 2. depositi detritici, su substrato ad andamento irregolare;
 - effetti di bordo:
 3. sommità di rilievi, creste, promontori, orli di terrazzi morfologici, parti superiori di versanti acclivi:
 - effetti topografici.

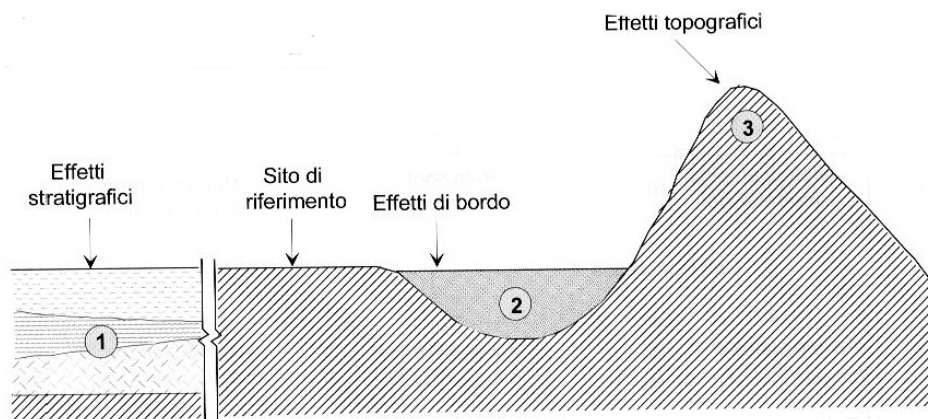


Figura 9.14 - Rappresentazione schematica dei fattori di amplificazione dell'azione sismica

L'area in esame è soggetta ad un'attività sismica media indotta sia da terremoti documentati con epicentro nell'ambito del territorio provinciale sia, di riflesso, dagli eventi più intensi provenienti dalle aree limitrofe. Nell'area non sono presenti faglie superficiali, discontinuità o cavità tali da indurre un incremento della pericolosità sismica.

Con riferimento allo schema riportato in Figura 9.14, presentando il sito d'intervento una morfologia perfettamente pianeggiante (pendenze $\lll 15^\circ$), ed essendo i depositi sedimentari presenti caratterizzati da una geometria di tipo tabulare e spessori uniformi (assenza di effetti di bordo), l'unico elemento che governa l'amplificazione della risposta sismica locale è dato unicamente dalle caratteristiche stratigrafiche dei depositi superficiali presenti nell'area (lett. c p.to 1 dello schema sopra).

Ciò risulta in pieno accordo alle indicazioni riportate nella Tav. 6 "Carta provinciale delle aree suscettibili di effetti locali" del Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale.

In relazione a tale aspetto sono state quindi sviluppate analisi specifiche volte alla determinazione del fattore di amplificazione dell'azione sismica riferibile alle caratteristiche dei depositi sedimentari presenti in situ.

In rapporto all'eventuale effetto di amplificazione dell'input sismico dovuto alla topografia si specifica che la normativa stabilisce che tale elemento possa essere trascurato nel caso di pendii con inclinazione media inferiore a 15° , mentre devono essere considerati gli effetti dovuti alla topografia nel caso di configurazioni geometriche bidimensionali e tridimensionali (cocuzzolo, cresta, dorsale allungata) di altezza (H) superiore a 30 metri. Essendo l'area d'indagine perfettamente pianeggiante la risposta sismica locale non terrà ovviamente conto dell'eventuale coefficiente di amplificazione topografica.



9.5. Risposta sismica locale

La delibera dell'Assemblea Legislativa della RER 112/2007, in accordo con l'Eurocodice 8 ed il D.M. 14 gennaio 2008, stabilisce che la valutazione dell'effetto della risposta sismica locale, ovvero dei Fattori di Amplificazione (F.A.), deve essere condotta mediante specifiche analisi che permettano la definizione dello spessore del deposito di copertura e della profondità del bedrock (H) e della velocità equivalente delle onde di taglio per lo spessore considerato (V_{S_H} e $V_{S_{30}}$) del deposito di copertura secondo le formule di seguito riportate:

$$V_{S_{MEDI A}} = \frac{H}{\sum \frac{h_i}{V_{S_i}}}$$

H = spessore totale (in metri) dei terreni di copertura o profondità del bedrock

h_i = spessore (in metri) dello strato i-esimo (fino al bedrock)

V_{S_i} = velocità (in m/s) dello strato i-esimo (fino al bedrock);

$$V_{S_{30}} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{S_i}}}$$

h_i = spessore (in metri) dello strato i-esimo (fino alla profondità di 30 m);

V_{S_i} = velocità (in m/s) dello strato i-esimo (fino alla profondità di 30 m).

L'obiettivo che ci si prefigge è quello di effettuare una stima quantitativa della risposta sismica locale (RSL) così come previsto dagli "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territorio e urbanistica".

Il modello sismico monodimensionale (V_s -profondità) costituisce infatti l'aspetto principale sia nella stima degli effetti sismici di sito che nella definizione dell'azione sismica di progetto, in quanto consente di conoscere l'incidenza delle locali condizioni litostratigrafiche nella modifica della pericolosità sismica di base.

L'attuale normativa sismica (D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni") individua cinque categorie di sottosuolo in base ai valori della velocità equivalente delle onde di taglio entro i primi trenta metri sotto le fondazioni ($V_{S_{30}}$) e due categorie per le quali è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione dell'azione sismica di sito.

**Descrizione**

- A) Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
- B) Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- C) Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- D) Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
- E) Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
- S1) Depositati di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
- S2) Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti (casi reali piuttosto frequenti nel nostro Appennino).

Tabella 9.15 - Categorie di suolo di fondazione - D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni"

La valutazione della risposta sismica locale dell'intervento di trasformazione urbanistica in esame è stata condotta mediante un'apposita indagine geofisica sviluppata con metodologia MASW che ha consentito la determinazione del parametro V_{s30} su tre distinte verticali (punti medi degli stendimenti) rappresentative dei caratteri medi di amplificazione sismica presenti all'interno del comparto Novello.



La traccia degli stendimenti sismici è riportata in appendice nella planimetria di dettaglio (Tavola 8) mentre i dettagli dei parametri strumentali e l'elaborazione dei dati acquisiti sono contenuti nell'apposito rapporto tecnico, riportato sempre in appendice alla presente relazione (Allegato E).

Per ciascuno dei punti investigati, utilizzando le tabelle dell'Allegato A2 della Delibera RER 112/2007, sono stati determinati i fattori di amplificazione sismica rispetto ad un suolo di riferimento. Questi fattori sono espressi sia in termini di rapporto di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA0) sia di rapporto di Intensità di Housner (SI/SI0) per prefissati intervalli di periodi.

In accordo con l'assetto stratigrafico profondo che caratterizza l'area (cfr. Tavv. 4, 5 e 7) i fattori di amplificazione applicati sono riferibili alla tipologia dell'allegato 2 della delibera RER 112/2007 "ambito di pianura caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da alternanze di sabbie e peliti, con spessori anche decametrici, talora con intercalazioni di orizzonti di ghiaie (di spessore anche decine di metri), con substrato profondo (≥ 100 m da p.c.) (PIANURA 2)" dove in funzione della velocità di propagazione delle onde S misurata sono riportati i fattori di amplificazione a queste corrispondenti.

Vengono di seguito riassunte le caratteristiche per ogni sito investigato:

Numero profilo	Vs ₃₀ (m/s)	Categoria suolo	F.A PGA	S.I. 0,1<To<0,5	S.I. 0,5 <To<1
MASW 1	390	B	1,4	1,5	1,8
MASW 2	345	C	1,4	1,7	2,0
MASW 3	338	C	1,4	1,7	2,0

La comparazione dei risultati ottenuti mostra valori delle velocità delle onde sismiche di taglio nei primi 30 metri di sottosuolo (Vs₃₀) abbastanza omogenee per i tre punti considerati. Queste sono tali da associare i suoli indagati nella categoria di suolo C per i siti MASW 2 e 3, con valori assoluti di velocità prossimi al limite superiore della categoria di riferimento (Vs₃₀ = 360 m/sec). Il sito MASW 1 è invece caratterizzato da una categoria del suolo B, anche se con valori assoluti di velocità di poco superiore al limite inferiore della classe di riferimento.

I parametri riportati nelle ultime tre colonne della tabella sopra riportata coincidono con i coefficienti di amplificazione sismica (FA) che vengono espressi sia in termini di rapporto di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA0) sia di rapporto di intensità di Housner o spettrale (SI/SI0). L'intensità di Housner è definita come l'integrale dello spettro di risposta in velocità con smorzamento pari al 5%. PGA0 e SI0 sono rispettivamente l'accelerazione massima orizzontale e l'intensità di Housner definiti al suolo di riferimento per il comune di



Cesena, mentre PGA e SI sono le corrispondenti grandezze di accelerazione e intensità attese alla superficie sito specifico.

I due intervalli di periodo nei quali viene calcolato il valore di Fa per l'intensità di Housner identificano le due principali classi di tipologie costruttive: in particolare l'intervallo tra 0.1-0.5 s si riferisce a strutture relativamente basse (massimo 4-5 piani), regolari e rigide, mentre l'intervallo 0.5-1.5 s si riferisce a strutture più alte e più flessibili.

Per tutti e tre i siti indagati si accertano valori del fattore di amplificazione in termini di PGA uguali a 1.4 mentre si differenziano con un sensibile incremento, passando dalla categoria di suolo B, della MASW 1, a quella C, delle MASW 2 e 3, i corrispondenti fattori di amplificazione dell'intensità di Housner.

Al fine di consentire una determinazione della risposta sismica locale più accurata (cosiddetto III livello Del. 112/2007)) sono stati considerati i segnali di riferimento definiti nell'Allegato 4 della Del. 112/2007, assegnati ad ogni comune della RER e disponibili nel database della stessa regione all'indirizzo www.regione.emilia-romagna.it/geologia/sismica.

Tali segnali sono rappresentativi dello scuotimento atteso su un suolo di riferimento, quest'ultimo inteso come la superficie al di sotto della quale si può assumere una velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) superiore o uguale a 800 m/s.

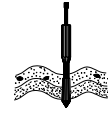
Sulla base di questi dati è stato possibile calcolare, gli accelerogrammi e lo spettro di risposta riferito ad un periodo di ritorno di 475 anni e ad uno smorzamento $\zeta = 5\%$ per i tre differenti punti investigati dalle indagini MASW in ragione delle effettive condizioni di suscettività della risposta sismica locale.

L'andamento delle accelerazioni così ottenuto è stato quindi confrontato sia con lo spettro di risposta isoprobabile definito dalla regione, opportunamente scalato del fattore $a_{refg} = 0.195$ riferito al Comune di Cesena, sia con lo spettro di risposta fornito dalla normativa nazionale per suoli di tipo A. Entrambi gli spettri di confronto sono stati moltiplicati per i Fattori di Amplificazione (F.A.) desunti dall'Allegato 2 della Del. 112/2007 e corrispondenti agli esiti delle indagini geofisiche effettuate, come sintetizzati nella tabella di sintesi sopra riportata.

La modellazione numerica dei dati desunti dalle prove dirette ed indirette disponibili per l'area è stata ottenuta tramite l'ausilio del software EERA che è un software di calcolo realizzato per verifiche monodimensionali il quale, eseguendo una sequenza di analisi lineari complete, è in grado definire valori di rigidità G e di smorzamento D compatibili con le caratteristiche delle effettive colonne litologiche presenti in sito.

La verifica monodimensionale dell'amplificazione locale, si compone di due fasi: 1) elaborazione del modello e simulazione degli effetti indotti dal sisma di progetto.

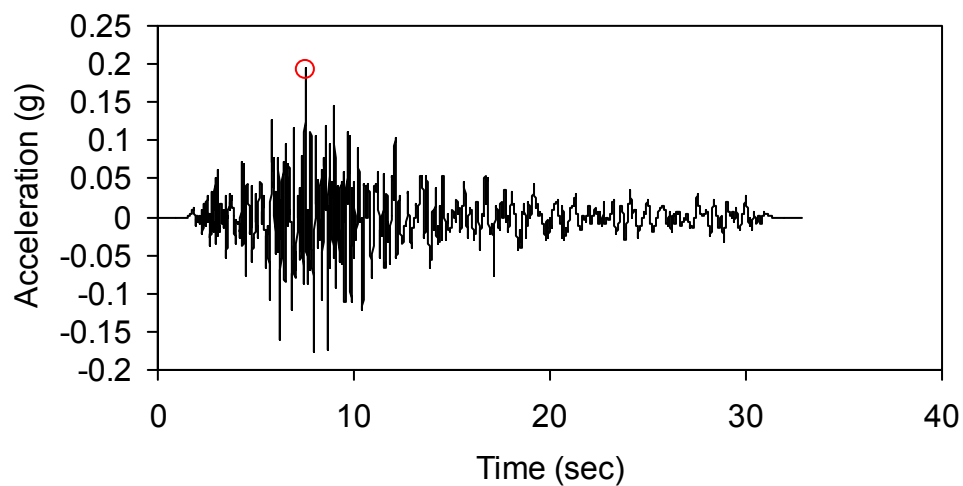
La prima fase consiste nell'inserimento dei dati (intervalli di tempo-accelerazione) relativi ai segnali di riferimento selezionati dalla banca dati accelerometrica "European Strong Motion database- ISESD" e forniti dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli regionale. Tali segnali



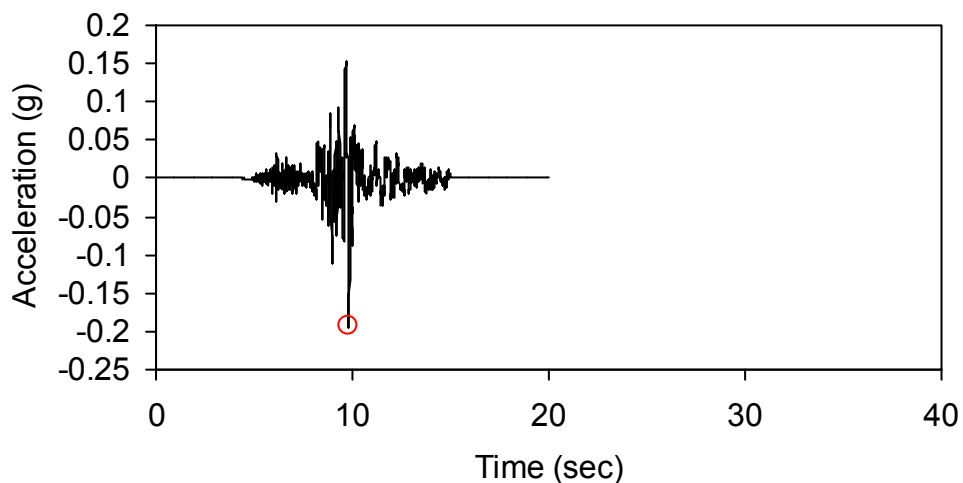
Relazione geologico-tecnica "NOVELLO"

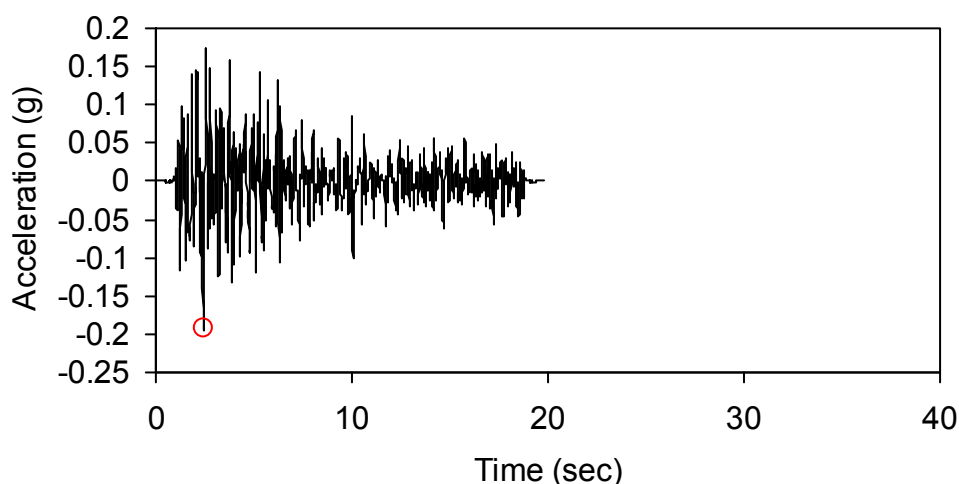
di riferimento sono ricavati attraverso una procedura che valuta la similarità tra una forma spettrale di riferimento (nel nostro caso questa forma spettrale corrisponde alla forma dello spettro di risposta isoprobabile con il 10% di probabilità di eccedenza in 50 anni di figura 9.12) e la forma degli spettri di risposta dei segnali contenuti nella banca dati ISESD. Si tratta di sismi che possono verificarsi nel territorio del Comune di Cesena. Questi tre segnali sono "scalati" rispetto al comune a cui si riferiscono, e sono rappresentati da tre differenti accelerogrammi di progetto (riprodotti a seguire):

- 1) impulsivo;
- 2) con ampio contenuto in frequenze;



- 3) con componente predominante alle alte frequenze.





Dopo aver determinato gli input sismici la seconda fase prevede la ricostruzione della colonna di sottosuolo di riferimento, rappresentata da strati (layer) a differente tessitura e da diversi valori delle onde di taglio S (Vs). La stratigrafia impiegata deriva per i primi 30 ÷ 50 metri dalle prove dirette ed indirette, quali sondaggi, prove penetrometriche e geofisiche disponibili sull'area mentre, per ciò che concerne l'intervallo più profondo, la conoscenza della stratigrafia è stata desunta dai sondaggi profondi dell'archivio della banca dati regionale le cui sintesi in forma cartografica è ben rappresentata nelle Tavv. 4, 5, 7.

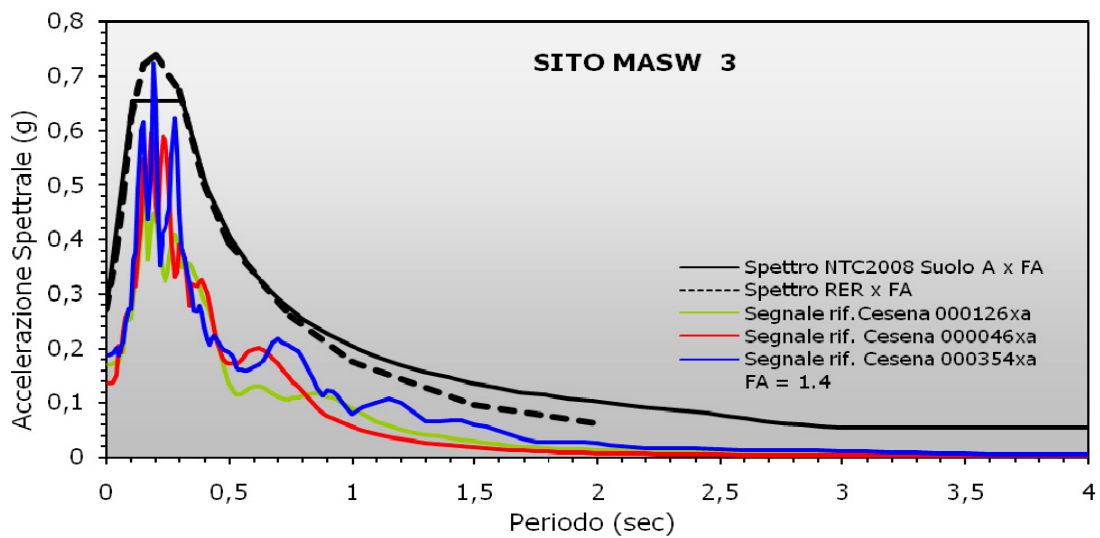
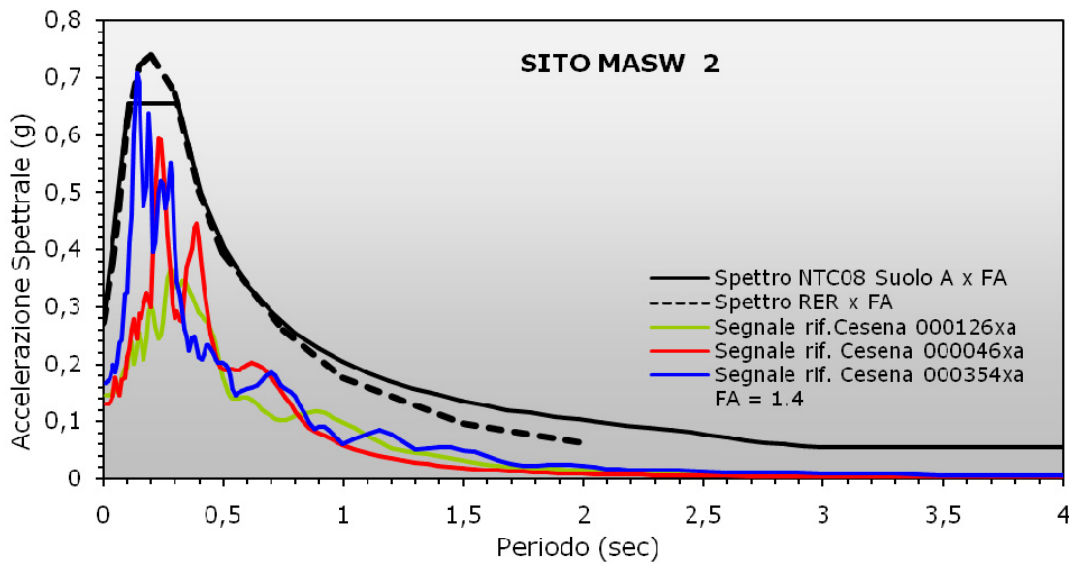
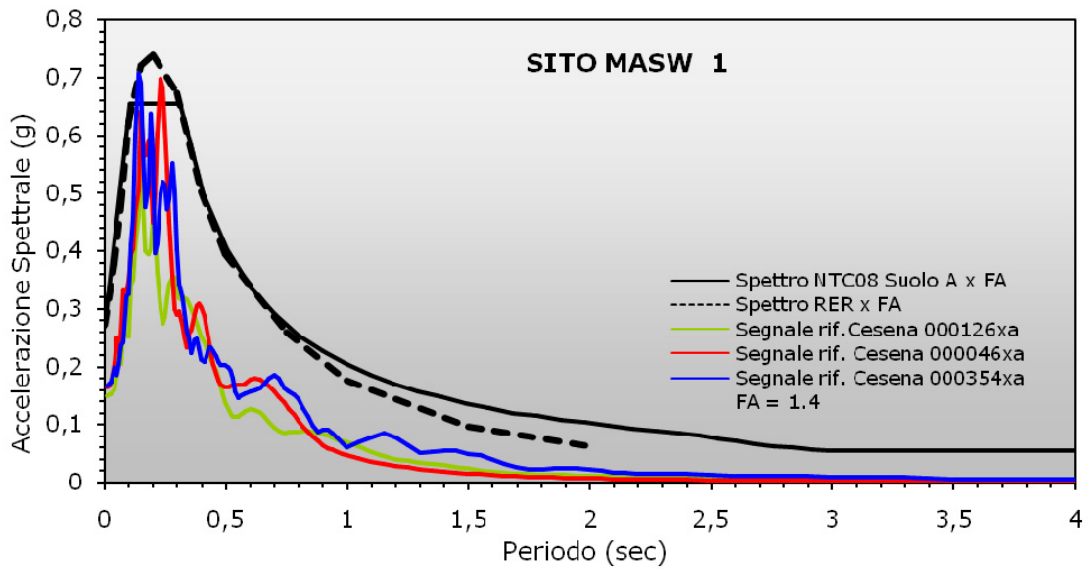
Il completo sviluppo della seconda fase di elaborazione degli effetti indotti dai sisma di progetto consente di ottenere gli "spettri di risposta" per ogni punto indagato.

Nelle figure seguenti sono riportati gli spettri della PGA calcolati raffrontati sia a quello isoprobabile definito dalla RER per Cesena che a quello della normativa per suolo A, entrambi moltiplicati per i diversi F.A. in PGA relativi ad ogni singolo sito analizzato (MASW 1, MASW 2 e MASW 3).

Ogni spettro calcolato mostra il comportamento dell'accelerazione spettrale assunta dai tre segnali di riferimento come modificati dall'attraversamento degli strati che compongono la colonna litologica di ogni sito per l'intervallo compreso tra 0 e 4 secondi.

Questa operazione è stata eseguita al fine di comprendere se vi siano, in corrispondenza dei punti analizzati, aree che presentano amplificazioni superiori rispetto a quanto indicato dalla normativa sia nazionale che regionale.

Come si può constatare nelle figure seguenti gli spettri proposti dalla normativa (NTC08 e Del. RER 112/2007) contengono gli spettri di risposta calcolati a dimostrazione della congruità dei Fattori di Amplificazione (PGA) desunti attraverso l'analisi semplificata precedentemente condotta (II livello Del. 112/2007).





9.6. Vita nominale delle opere - periodo di ritorno dell'azione sismica

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I dell'allegato A delle NTC 2008 e deve essere precisata nei documenti di progetto (Tab. 9.16).

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 9.16 - Parametri per il calcolo della vita nominale da NTC 2008

In presenza di Azioni Sismiche, le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso, la cui definizione viene di seguito sinteticamente riportata:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, industrie con attività non pericolose per l'ambiente, ponti e reti viarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza, dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi, industrie con attività pericolose per l'ambiente, ponti e reti viarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza, dighe il cui collasso provochi conseguenze rilevanti.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente, reti viarie di tipo A o B (come definite nel D.M. 5 novembre 2001 n. 6792) importanti per il mantenimento delle vie di comunicazione, dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso Cu:

$$VR = VN \times CU$$

Il valore del coefficiente d'uso Cu è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II. dell'allegato A delle NTC 2008 (Tab. 9.17):

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 9.17 - Parametri per il calcolo del coefficiente d'uso da NTC 2008

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 tabella tratta sempre dalle NTC2008.



Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 9.18 - Probabilità di superamento Pvr al variare dello stato limite considerato da NTC 2008

Ai fini della definizione dell’Azione Sismica di progetto occorre valutare gli effetti che le condizioni stratigrafiche locali hanno sulla Risposta Sismica Locale.

In base agli esiti dell’indagine MASW condotta sull’area sono stati definiti valori delle V_{s30} comprese tra 338 e 390 m/sec a cui corrispondono suoli di fondazione di categoria B e C.

Per la determinazione dell’azione sismica occorre considerare anche il contributo derivante dalla morfologia superficiale. Per condizioni topografiche complesse occorre predisporre specifiche analisi di Risposta Sismica Locale; nel caso in cui la topografia non presenti particolare complessità, è possibile adottare la seguente classificazione:

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

Tabella 9.19 - Probabilità di superamento Pvr al variare dello stato limite considerato da NTC 2008

Trattandosi di zona pianeggiante, l’area in esame ricade nella categoria T1, a cui non è attribuibile alcun fenomeno di amplificazione sismica legato alle condizioni topografiche.

Dal punto di vista progettuale, lo spettro di risposta elastico in accelerazione riveste particolare importanza nella definizione delle Azioni Sismiche da adottare. Esso viene riferito ad uno smorzamento η convenzionale pari al 5% e la sua forma spettrale dipende dai fattori precedentemente citati (pericolosità di base a_g , stratigrafia, topografia, probabilità di superamento nel periodo di riferimento riferiti agli stati limite di progetto).

In Figura 9.20 vengono riportati gli spettri in accelerazione orizzontale relativi agli stati limite per l’area di trasformazione, caratterizzati, come precedentemente osservato, da probabilità di superamento differenti nel periodo di riferimento V_R . Nel caso specifico, tali spettri si riferiscono a costruzioni ordinarie Tipo 2 con vita nominale V_N di 50 anni e classe d’uso II.



Con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita, in Figura 9.21 vengono riportati gli spettri di risposta corrispondenti alle due componenti dell'accelerazione in superficie, quella orizzontale e quella verticale.

La sismicità di base è evidenziata dalla forma spettrale tratteggiata in nero, il cui confronto con lo spettro indicato in rosso (accelerazione orizzontale) consente di valutare gli effetti di amplificazione sismica relativi all'area di studio.

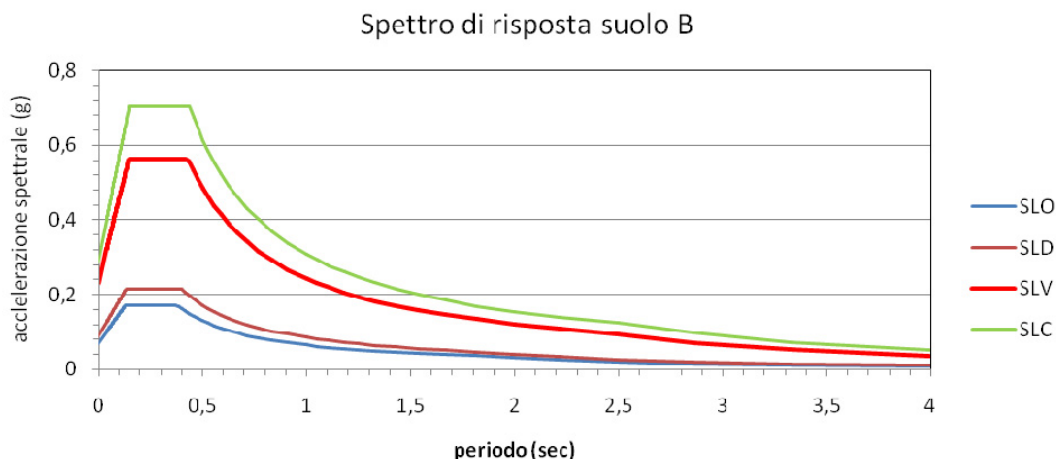


Figura 9.20 - Spettri di risposta in accelerazione orizzontale corrispondenti agli stati limite di esercizio e ultimi. Stato Limite di operatività (SLO), stato limite di danno (SLD), stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e stato limite di collasso (SLC) – Suolo categoria B.

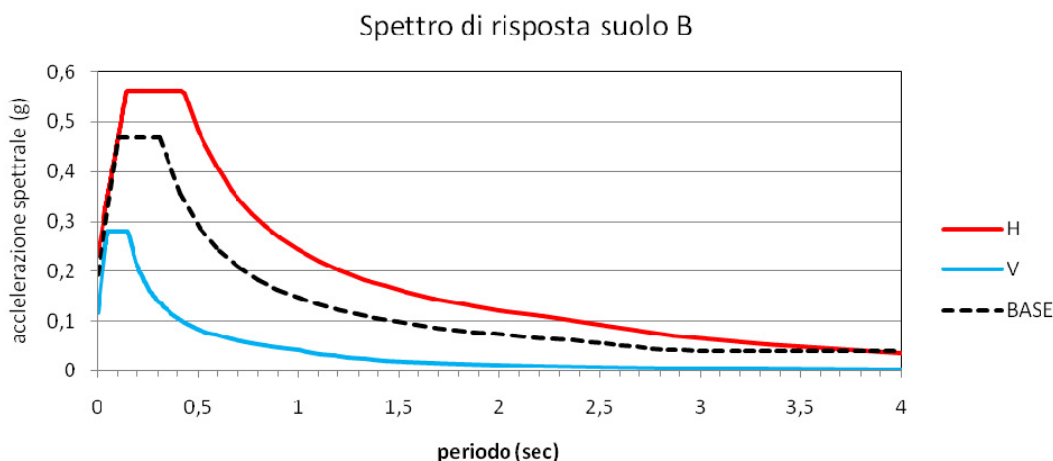


Figura 9.21 - Spettri di risposta relativi alle componenti orizzontale e verticale dell'accelerazione in superficie per l'area di studio riferiti a SLV – Suolo categoria B.

Analogamente le Figure 9.22 e 9.23 riportano gli spettri in accelerazione orizzontale relativi agli stati limite e gli spettri di risposta corrispondenti alle due componenti dell'accelerazione in superficie, quella orizzontale e quella verticale, per l'area di trasformazione, in questo caso però riferiti ad un tipo di suolo C.



Spettro di risposta suolo C

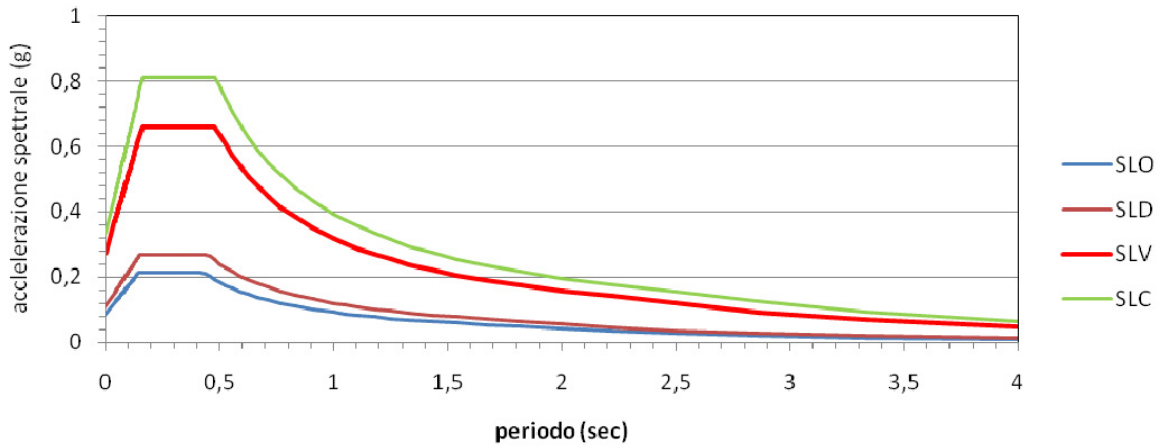


Figura 9.22 - Spettri di risposta in accelerazione orizzontale corrispondenti agli stati limite di esercizio e ultimi. Stato Limite di operatività (SLO), stato limite di danno (SLD), stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e stato limite di collasso (SLC) – Suolo categoria C

Spettro di risposta suolo C

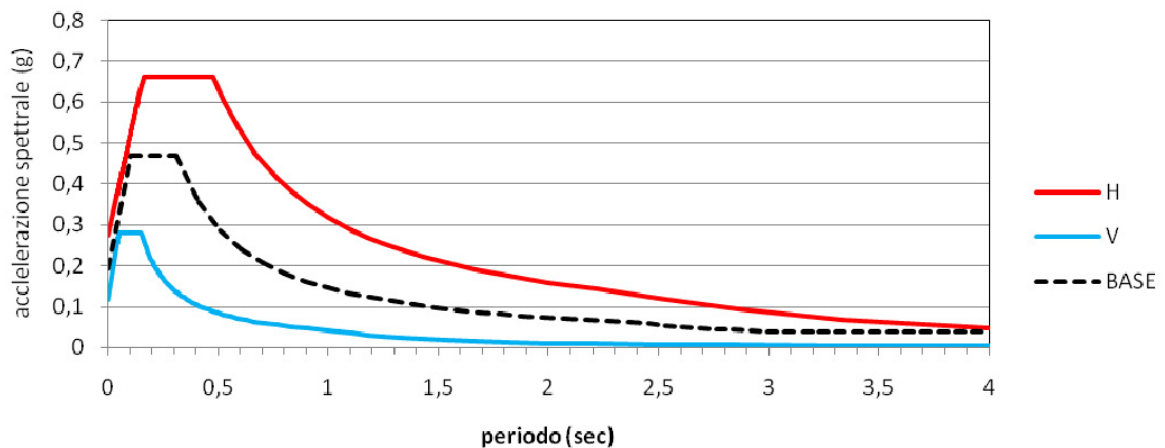


Figura 9.23 - Spettri di risposta relativi alle componenti orizzontale e verticale dell'accelerazione in superficie per l'area di studio riferiti a SLV – Suolo categoria C.



9.7. Suscettibilità alla liquefazione dei terreni

In merito alla possibile liquefazione dei terreni occorre premettere che la suscettibilità a tale fenomeno da parte dei terreni è condizionato da alcuni caratteri generali, quali la morfologia, l'età del deposito, le caratteristiche delle vibrazioni e delle sollecitazioni sismiche e non meno importante dalla storia delle sollecitazioni sismiche.

Il rischio di liquefazione dei terreni in caso di sisma è inoltre dipendente da diversi parametri specifici, difficilmente quantizzabili, unanimemente riconosciuti nelle caratteristiche geotecniche del terreno (grado di sovraconsolidazione, granulometria, addensamento delle sabbie, pressione interstiziale iniziale, condizioni di drenaggio e pressione di confinamento). Kishida ritiene, infatti, non vi sia pericolo di liquefazione per pressioni di confinamento superiore a 2.00 kg/cm^2 , corrispondente ad una profondità del deposito superiore ai 15.00 metri.

La verifica alla liquefazione richiede la stima: del "fattore scatenante" (evento sismico atteso), dei "fattori predisponenti" (caratteristiche meccaniche dei sedimenti), e dei possibili "effetti" sulle strutture esistenti o di progetto.

Per le considerazioni svolte nei paragrafi precedenti le caratteristiche dell'evento sismico atteso sono definite da una magnitudo (M) =6.14 e da un'accelerazione $a_g = 0,195 \text{ g}$. I fattori predisponenti sono riassumibili nella categoria di sottosuolo di fondazione "B" e "C", e nel potenziale di liquefazione dei sedimenti saturi.

La liquefazione nei terreni si manifesta sostanzialmente con la fluidificazione degli stessi con conseguente perdita della resistenza al taglio, addensamento e conseguente riduzione di volume. Il fenomeno è ipotizzabile per terremoti con magnitudo M_w superiore a 5.0, con accelerazioni massime al sito $a_{max} > 0.10 \text{ g}$ e di durata maggiore di 15 sec, per terreni granulari (incoerenti) saturi, non consolidati, con densità relativa $DR < 40\%$ e con granulometria uniforme e medio-fine, come ad esempio limi, sabbie fini di depositi recente e terreni di riporto. Il fenomeno è del tutto improbabile per sabbie inglobanti ghiaie o ciottoli e nei terreni a grana fine (limi argillosi, argille limose e argille).

La vigente normativa tecnica per le costruzioni (NTC08) precisa che la verifica a liquefazione può essere omessa quando ricorre almeno una delle seguenti condizioni:

- 1) eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- 2) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1 \text{ g}$;
- 3) profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni dirette superficiali;
- 4) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$, dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione



efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

- 5) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 9.12 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ (a) e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ (b), dove $U_c = D_{60}/D_{10}$ con D_{60} diametro equivalente passante al 60% e D_{10} diametro equivalente passante al 10%.

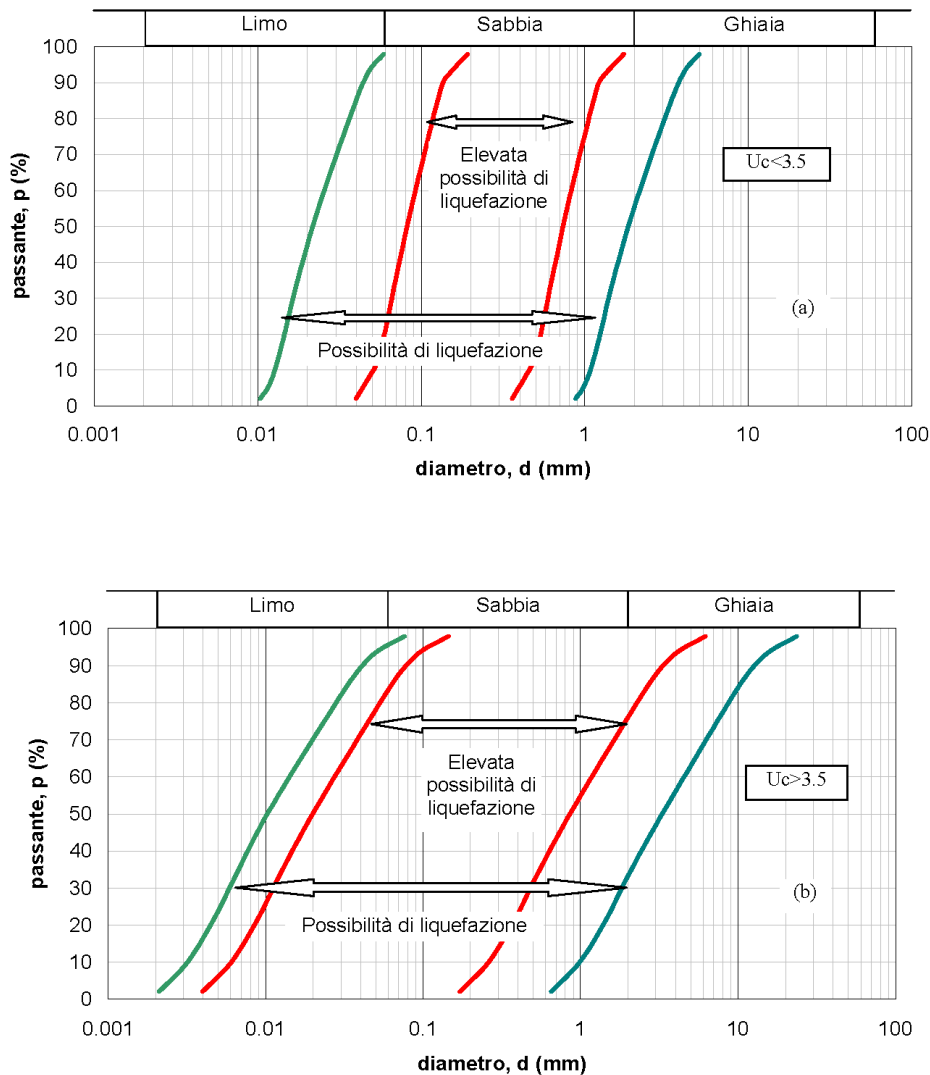


Figura 9.24 - Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno per i terreni a granulometria uniforme (a) ed estesa (b) (da AGI, 2005)

Nel caso in cui non siano soddisfatte le condizioni 1 e 2, come nella situazione in esame, le indagini geotecniche devono essere quindi finalizzate alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 3, 4 e 5.



Ciò detto è opportuno precisare che tra i fattori predisponenti figura, quale elemento fondamentale, il livello della falda, ovvero la sussistenza di una condizione di saturazione dei livelli potenzialmente liquefacibili. Le letture piezometriche disponibili sull'area del comparto Novello, ed i rilievi di falda effettuati nei fori delle prove penetrometriche, hanno precisato l'assenza di una falda superficiale, o quanto meno la sua assenza fino ad una profondità minima di circa 15 metri dal piano di campagna (CPT9). Questa situazione esclude, pertanto, la possibilità di liquefazione in caso di sisma dei livelli potenzialmente liquefacibili presenti nella serie stratigrafica che caratterizza l'area del comparto Novello riconosciuti sulle verticali investigate dalle prove penetrometriche. Ciò è però vero a condizione che permanga nel tempo un tale assetto idrogeologico, escludendo la possibilità di significative oscillazioni del livello piezometrico.

La serie stratigrafica desunta dalle 14 prove penetrometriche di tipo statico effettuate all'interno del perimetro del comparto, in modo da coprire uniformemente l'area d'intervento, mostra un comportamento prettamente coesivo del livello soggiacente il banco ghiaioso-sabbioso rinvenibile mediamente oltre i 15 metri di profondità. Su questo strato superficiale, identificato attraverso il rapporto $F=R_p/R_l$ (*friction ratio*), è molto limitata nei primi 15 metri di profondità la presenza di litotipi granulari con caratteristiche di tessitura (sabbie pulite) e potenza (maggiore di almeno 1 metro) tali da essere considerati nel campo della potenziale liquefacibilità. Quando presenti i livelli sabbiosi, o meglio limoso-sabbiosi o sabbioso-limosi, risultano di modesto spessore e sono sempre confinati all'interno della serie coesiva che definisce la matrice dominante. Unica eccezione al quadro sopra delineato è costituito dalla prova CPT 8, interrotta per rifiuto strumentale alla profondità di 12 metri dal piano campagna, caratterizzata da una litologia a partire dagli 8 metri di profondità definita da alternanze di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi.

Esclusa, alle attuali ed accertate condizioni, la possibilità di liquefazione dei litotipi presenti all'interno del comparto Novello, viene nel seguito sviluppata la verifica del potenziale rischio di liquefazione dei terreni in caso di sisma nell'ipotesi di un presunto, ma improbabile, innalzamento dell'attuale livello di falda in grado di provocare la parziale saturazione dei livelli litologici più superficiali.

Per la valutazione della propensione alla liquefazione dei depositi esistono criteri empirici qualitativi o semiquantitativi basati sulle caratteristiche geologiche e stratigrafiche dei terreni. Questi criteri sono utilizzati in special modo per la microzonazione sismica a scala urbanistica. I criteri empirici hanno tratto origine dall'osservazione di alcune correlazioni fra età, origine, livelli freatici, morfologia dei depositi, e grado di danneggiamento rilevato nelle costruzioni durante i forti terremoti.



Secondo Youd et Al. (1978) la suscettibilità alla liquefazione dei depositi che connotano l'area di studio, basati sull'età del deposito e sulla profondità della falda, è da ritenersi molto debole.

Un ulteriore criterio di stima della probabilità di liquefazione del deposito nel suo complesso, o meglio dell'estensione della liquefazione in superficie, è basato sul valore del rapporto fra lo spessore dello strato superficiale non liquefacibile e quello sottostante potenzialmente liquefacibile, secondo una regola empirica ottenuta esaminando i casi di liquefazione verificati a Bucarest nel 1977.

Indicando con H_1 lo strato superiore non liquefacibile (comprendente cioè eventuali strati argillosi, ghiaiosi o sabbiosi non saturi) e con H_2 lo spessore dello strato liquefacibile, coerentemente alla situazione litostratigrafica presente in sito, se:

$$H_1 > 7 \text{ metri}$$

$$H_2 < 3 \text{ metri}$$

è stato dimostrato da Ishihara (1985) come una eventuale liquefazione del deposito sottostante non comporta danni per liquefazione in superficie per terremoti con accelerazioni di 400-500 gal. Tali valori di accelerazione sono pienamente compatibili a quelli attesi per il sito d'indagine come risultano dalla valutazione della Risposta Sismica Locale (RSL) precedentemente sviluppata.

I criteri empirici sopra indicati, benché utili per valutazioni di massima, non offrono che indicazioni approssimate sulla resistenza dei terreni alla liquefazione. La verifica di stabilità dei depositi, ancorché condotta con metodi semplificati, deve infatti basarsi sul confronto fra gli stati tensionali indotti dalle onde sismiche nella loro propagazione e quelli che producono liquefazione o livelli di deformazione critici. Il metodo semplificato che di seguito viene sviluppato effettua tale confronto con riferimento alla condizione ultima, prescindendo quindi dalle pressioni interstiziali e dalle deformazioni che si sviluppano durante il sisma.

La resistenza del deposito alla liquefazione è valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione, espresso dal rapporto fra la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e la sollecitazione di taglio massima, ovvero attraverso la ricerca del fattore di sicurezza desunto dal rapporto fra la capacità di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di resistenza ciclica, $R = CRR$, e la domanda di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di tensione ciclica, $L = CSR$, ovvero:

$$F_L = R/L = CRR/CSR$$

L'accertamento del fattore di resistenza alla liquefazione è stato condotto sulle intere colonne stratigrafiche investigate dalle prove penetrometriche statiche CPT4, CPT6, CPT7, CPT8, CPT11, CPT13 e CPT14 in quanto caratterizzate da spessori più significativi di litologie



potenzialmente liquefacibili rispetto le restanti penetrometrie realizzate. Ovviamente per consentire lo sviluppo del calcolo è stato assunto un fittizio livello di falda coincidente con la profondità - 2.00 metri dal piano di campagna.

Il parametro di carico sismico, ovvero il profilo del rapporto di tensione ciclica equivalente ad un terremoto è stato considerato di magnitudo 7.5, nonostante la magnitudo momento massima attesa per l'area è di oltre un ordine di grandezza inferiore (la scala della M è logaritmica) può essere stimato con la seguente equazione semplificata proposta da Seed ed Idriss (1982).

$$CSR = \tau_{AV} / \sigma'_{vo} = 0.65 \cdot (a_{max} / g) \cdot (\sigma_{vo} / \sigma'_{vo}) \cdot r_d$$

dove:

- a_{max} è il picco di accelerazione orizzontale in superficie prodotto dal terremoto;
- g è l'accelerazione di gravità;
- σ_{vo} e σ'_{vo} sono rispettivamente le tensioni verticali litostatiche ed efficaci;
- r_d è un coefficiente di riduzione delle tensioni;

$$r_d = 1 - 0.00765 z \quad \text{per } z < 9.15 \text{ metri}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 z \quad \text{per } 9.15 < z < 23 \text{ metri}$$

dove z è la profondità del piano campagna.

Per la classificazione dei terreni da prove penetrometriche statiche è stato utilizzato un diagramma bilogaritmico (Robertson 1990) avente in ascissa il rapporto di attrito normalizzato:

$$F = fs / (qc - \sigma_{vo}) \times 100$$

e in ordinata la resistenza di punta normalizzata adimensionale

$$Q = (qc - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo}$$

Per identificare i terreni si è calcolato:

$$I_c = [(\log F + 1.22)^2 + (\log Q - 3.47)^2]^{1/2}$$

La resistenza alla punta è stata corretta per tener conto dell'influenza della pressione verticale efficace alla profondità della prova e normalizzata utilizzando la seguente equazione:

$$q_{c1N} = C_q = q_c / Pa \quad \text{con } C_q = (Pa / \sigma'_{vo})^n$$

Il valore di n dipende dalle caratteristiche granulometriche del terreno ed è compreso tra 0,5 per le sabbie e 1 per le argille. Se il valore I_c calcolato risulta $> 2,6$ si assume $q_{c1N} = Q = q_c / \sigma'_{vo}$ che equivale ad assumere $n = 1$. Se invece risulta $I_c < 2,6$ si calcola il valore q_{c1N} utilizzando il valore $n = 0,5$, poi si calcola il nuovo valore di I_c . Se il valore di I_c così calcolato è ancora minore di 2,6 viene eseguito il calcolo definitivo di q_{c1N} assumendo il valore di $n = 0,75$.



Il valore ottenuto di q_{c1N} viene poi corretto per tener conto del contenuto di fini non trascurabile delle sabbie applicando un coefficiente correttivo: $(q_{c1N})_{CS} = K q_{c1N}$

in cui K è un fattore funzione di I_c determinato nel modo seguente:

- se $I_c \geq 2.6$ il terreno è a grana fine, e quindi non è liquefacibile;
- se $I_c \leq 1.64$ il terreno ha un contenuto in fini basso e non occorre alcuna correzione, si assume $K = 1$;
- se $2.6 < I_c < 1.64$ il terreno ha un contenuto in fini non trascurabile che ne condiziona la resistenza penetrometrica ma non tale da escludere il verificarsi della liquefazione, con un altro fattore di conversione, calcolato con apposito formulismo, vale $1 \leq K \leq 3,33$.

Da ultimo la resistenza alla liquefazione da prova CPT, valida per terremoto di magnitudo 7.5 e per sabbia pulita proposta da Robertson e Wride e descritta dalla seguente equazione, in cui q_{c1N} rappresenta la resistenza penetrometrica di punta corretta e normalizzata:

$$(q_{c1N})_{CS} < 50 \quad CRR = 0.833 [(q_{c1N})_{CS} / 1000] + 0.05$$

$$(q_{c1N})_{CS} > 50 \quad CRR = 93 [(q_{c1N})_{CS} / 1000]^3 + 0.08$$

Il calcolo del fattore di sicurezza ($FSL = R/L = CRR/CSR$) è stato condotto nell'ipotesi di accelerazioni al suolo di 0.195 g; i risultati ottenuti, riportati nei fogli di calcolo in appendice, forniscono nell'ultima colonna valori del rapporto tra resistenza ciclica e sforzi ciclici sempre abbondantemente superiori ad 1,3 per cui, essendo i terreni analizzati non ascrivibili al campo di potenziale liquefazione, si possono escludere su questi fenomeni di liquefazione, anche nel caso in cui, per ragioni oggi non prevedibili ed improbabili, si verifici un innalzamento della quota della falda fino a raggiungere i due metri dall'attuale piano di campagna.

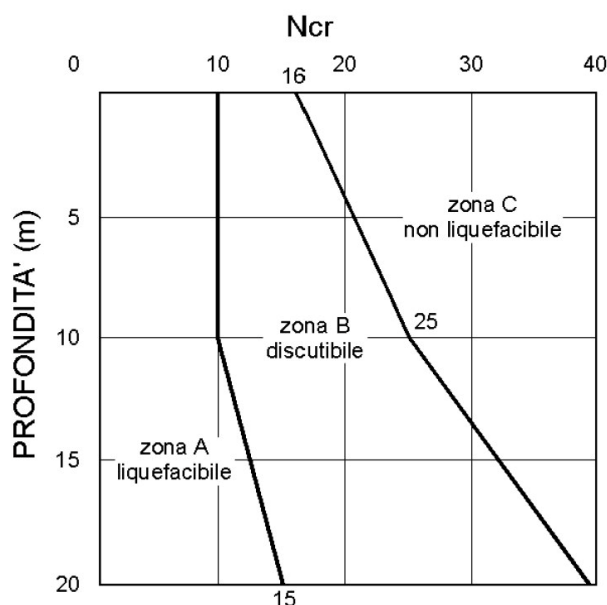
Da ultimo, sempre ai fini della verifica del potenziale a liquefazione dei terreni, sono stati analizzati i riscontri geotecnici riportati nell'ampia documentazione elaborata per la realizzazione del secondo lotto della Secante che interseca il comparto Novello. In particolare si è fatto ricorso alle analisi granulometriche effettuate sui campioni di terreno afferenti il livello superficiale prettamente coesivo, prelevati nel corso dei sondaggi, ed ai valori delle prove SPT, in questo caso svolte sui livelli ghiaioso-sabbiosi grossolani presenti al di sotto della succitata serie coesiva.

Come già evidenziato sono suscettibili di liquefazione i terreni monogranulari fini e più in generale terreni aventi una curva granulometrica compresa dentro la fascia di liquefazione con coefficiente di uniformità ($U = D_{60}/D_{10}$) compresi fra 2 e 10, in quanto più che la forma dei grani è la loro uniformità che facilita la liquefazione, ovvero quanto più la curva



granulometrica si avvicina alla verticalità. Le curve di distribuzione granulometrica dei campioni di terreno analizzati presentano valori del coefficiente di uniformità (U) esterni al fuso granulometrico in cui è possibile il verificarsi di fenomeni di liquefazione in caso di sisma. I valori del coefficiente di uniformità U sono infatti sempre ampiamente superiori a 10.

Per quanto invece concerne la valutazione della suscettività alla liquefazione dei livelli grossolani ghiaioso-sabbiosi presenti a partire dai 12-15 metri di profondità, in corrispondenza dei quali sono andate a rifiuto le prove CPT, sono stati sovrapposti i valori SPT misurati in sito (vedi stratigrafie sondaggi secante - se) sul diagramma di Fig. 9.25 che definisce i profili critici nei confronti della liquefazione dal numero di colpi della prova SPT (da Nishiyama et. Al., 1977).



Profili critici di N_{SPT} nei confronti della liquefazione

Figura 9.25 – Profili critici del numero di colpi alla prova SPT (da Nishiyama et. Al., 1977)

Il numero dei colpi SPT dei sondaggi analizzati, riportati a fianco dei profili degli stessi sondaggi riportati nell'Allegato C, mostrano un addensamento dei terreni da prova SPT, ovvero valori di $N_{spt} = N_2 + N_3$, tali da ricomprendere i litotipi grossolani (ghiaie - ghiaie sabbiose) all'interno della zona C - non liquefacibile - e, più limitatamente, in zona B - liquefazione discutibile - della Fig. 9.25.

Come già precisato nel corso delle verifiche alla liquefazione condotte utilizzando le stratigrafie delle prove CPT, le valutazioni sopra svolte sono valide nell'ipotesi sussistano le condizioni predisponenti il fenomeno della liquefazione, ovvero si sia in presenza di falda a profondità superiore i 15 metri e le pressioni di confinamento siano inferiori a 2.00 kg/cm²



(ca. 200 kPa). In realtà localmente la falda non è presente se non a partire da profondità superiori ai 18 metri (se riferita alle misure piezometriche corrispondenti alle verticali dei sondaggi) ed a tale profondità corrispondono pressioni di confinamento che non ammettono il verificarsi dei fenomeni di liquefazione.

A conclusione si può affermare che sull'area del comparto di trasformazione Novello non sussistono condizioni predisponenti al fenomeno di liquefazione dei terreni in caso di sisma, in quanto i livelli freaticometrici rilevati si trovano al di sotto dei 15 metri di profondità dall'attuale piano di campagna.

Le valutazioni prudenziali condotte, che considerano l'improbabile innalzamento del livello di falda fino a quote prossime al piano di campagna, hanno accertato la non liquefacibilità dei livelli più fini e medio fini inclusi nello strato coesivo superficiale che è stato investigato dalle prove CPT. Infine, la suscettività alla liquefazione dei livelli grossolani profondi che potrebbero essere saturati con maggiore probabilità da un eventuale innalzamento del livello di falda, e comunque a profondità a cui corrispondono pressioni di confinamento compatibili al verificarsi del fenomeno liquefazione (15-20 metri), è da ritenersi nulla o molto dubbia. In ogni caso all'eventuale liquefazione dei livelli profondi grossolani non corrisponde il risentimento in superficie degli effetti di liquefazione e danni alle eventuali opere in considerazione dello spessore dello strato superficiale coesivo non liquefacibile.



10. CONCLUSIONI

L'area interessata dall'intervento di riqualificazione urbana "Novello" è pianeggiante e stabile; non sono presenti fenomeni geologici e geomorfologici attivi in grado di comprometterne la stabilità.

La successione stratigrafica è costituita da una coltre di argille ed argille limose, alternata a rari, ed esigui in spessore, livelli limosi, dello spessore medio di circa 15 metri che ricopre un banco di depositi ghiaioso-sabbiosi. All'interno della coltre coesiva superficiale sono presenti talvolta livelli sabbioso-limosi di spessore al massimo poco più che decimetrico.

La falda si attesta ad una profondità superiore ai 15 metri dal piano campagna e l'assetto idrogeologico locale è tale da rendere improbabile un suo sensibile innalzamento. La vulnerabilità dell'acquifero presente all'interno dei depositi grosolani profondi, stimata utilizzando la metodologia parametrica suggerita dal GNDCI (Gruppo Nazionale Difesa Grandi Catastrofi Idrogeologiche CNR), è da ritenersi bassa.

L'area è soggetta ad un'attività sismica media, indotta sia da terremoti documentati con epicentro nell'ambito del territorio provinciale sia, di riflesso, dagli eventi più intensi provenienti dalle province limitrofe.

Nell'area non sono presenti faglie superficiali, discontinuità o cavità tali da indurre un pericolo sismico aggiuntivo. Non sono inoltre prevedibili fenomeni di amplificazione locale dell'accelerazione sismica dovuti all'assetto topografico o ad effetti di bordo.

La zona sismica di riferimento è la "zona 2".

L'analisi sismica effettuata ha fornito valori di V_{s30} (velocità media di propagazione entro i primi 30 metri di profondità delle onde di taglio) compresi tra 338 e 390 m/s consentendo di attribuire i suoli di fondazione alle categorie "C" e "B" in rapporto ai diversi ambiti del comparto investigati.

In relazione all'assetto stratigrafico l'area è interessata un'amplificazione sismica locale.

Seguendo le procedure fornite dalla Delibera dell'Assemblea legislativa della Regione Emilia-Romagna 112/2007 si ricavano fattori di amplificazione pari a 1,5 nell'intervallo spettrale compreso tra 0.1 - 0.5 sec e di 1,8 tra 0.5 - 1.0 sec, per quanto concerne il suolo di tipo "B" individuato nell'estrema porzione occidentale del comparto, e pari a 1,7 nell'intervallo spettrale compreso tra 0.1 - 0.5 sec e di 2 tra 0.5 - 1.0 sec per il suolo "C" che qualifica sia la porzione centrale del comparto (ambito SAIS - ex Agrintesa), che l'area a monte della linea ferroviaria Bologna-Taranto coincidente con la P.zza Aldo Moro.



Gli spettri di risposta elastici calcolati in termini di accelerazione, assumendo la successione litostratigrafica e l'impedenza sismica dei terreni caratteristiche dell'area, mostrano una buona congruenza con gli spettri elastici forniti dalla normativa a dimostrazione della congruità dei Fattori di Amplificazione (PGA) ricavati attraverso l'analisi semplificata condotta secondo le indicazioni fornite dalla succitata Del. 112/2007 (II livello di approfondimento).

Il rischio di liquefazione dei terreni è da ritenersi nullo per l'assenza di falda a quote inferiori ai 15 metri. Le verifiche alla suscettività alla liquefazione dei depositi, condotte nell'ipotesi di un improbabile innalzamento del livello di falda fino a quote prossime al piano di campagna (-2.00 metri), hanno dimostrato la non liquefacibilità dei livelli granulari che si intercalano nella serie coesiva più superficiale soggiacente i terreni grossolani profondi, ovvero la non propagazione degli eventuali effetti della liquefazione in superficie.

I terreni di fondazione sono contraddistinti da valori capacità portante nella norma per l'area considerata. Considerata l'assenza di terreni molli o molto compressibili, in corrispondenza dei livelli interessati dalle tensioni trasmesse da eventuali fondazioni superficiali delle opere e dei manufatti da realizzare sull'area, sono prevedibili cedimenti di consolidazione contenuti per normali pressioni di esercizio.

In ogni caso la scelta della tipologia di fondazione da adottare dovrà essere valutata sulla base dei carichi previsti. Per carichi usuali, eseguita la valutazione sull'accettabilità dei prevedibili cedimenti, si potrà ricorrere a fondazioni superficiali ammortate nel livello argilloso / argilloso-limoso superficiale (livello A). In alternativa le fondazioni profonde dovranno opportunamente essere attestate nel livello ghiaioso più consistente (livello C), individuato a partire dalla profondità di circa 12-14 metri. In entrambi i casi dovranno essere puntualmente approfondite le indagini geotecniche, al fine di definire dettagliatamente le caratteristiche geometriche e geotecniche dei terreni di fondazione.

Sulla base delle considerazioni sopra esposte l'area risulta preliminarmente idonea alla destinazione edificatoria prevista nel rispetto delle prescrizioni di seguito riportate.

Nel caso di realizzazione di fondazioni superficiali:

- il piano di fondazione dovrà essere posto al di fuori del campo di variazione significative del contenuto d'acqua del terreno e a profondità tali da non risentire di fenomeni di erosione o scalzamento di acque superficiali; e comunque al di sotto della coltre di terreno vegetale, nonché al di sotto dello strato interessato dal gelo;



- il terreno di fondazione non dovrà subire rimaneggiamenti e deterioramenti prima della costruzione delle opere;
- eventuali acque ruscellanti o stagnanti dovranno essere allontanate dagli scavi;
- il piano di posa degli elementi strutturali di fondazione dovrà essere regolarizzato e protetto con conglomerato magro o altro materiale idoneo;
- è opportuno prevedere un unico piano di posa delle fondazioni (alla stessa profondità);
- particolare attenzione dovrà essere posta alla realizzazione degli sbancamenti; prima dell'esecuzione degli scavi dovranno essere predisposte opportune opere provvisorie di sostegno e, in caso di esecuzione di scavi non sostenuti con altezza superiore a 1.0 metri la pendenza dovrà essere $< 30^\circ$.

In funzione della prevedibile variabilità dell'area in termini stratigrafici e geotecnici, nelle successive fasi progettuali dovranno essere eseguite apposite indagini geognostiche. Tali indagini dovranno essere finalizzate alla locale caratterizzazione stratigrafica e geotecnica dei terreni di fondazione interessati dai singoli interventi edificatori. La tipologia delle prove e la profondità di indagine dovrà essere definita sulla base delle indicazioni del DM 11/3/88 e del DM 14/1/2008, nonché delle prescrizioni dell'AGI (1977) e degli Eurocodici 7 e 8.

Cesena, Dicembre 2009

Geologo
Dott. Alessandro Biondi