

Comune di Manerbio

Provincia di Brescia

Lottizzazione residenziale area dell'ex consorzio agrario

Piano attuativo – PA conv 1:

ex Piano di Recupero C.I.S.6



RELAZIONE GEOLOGICA

Febbraio 2026

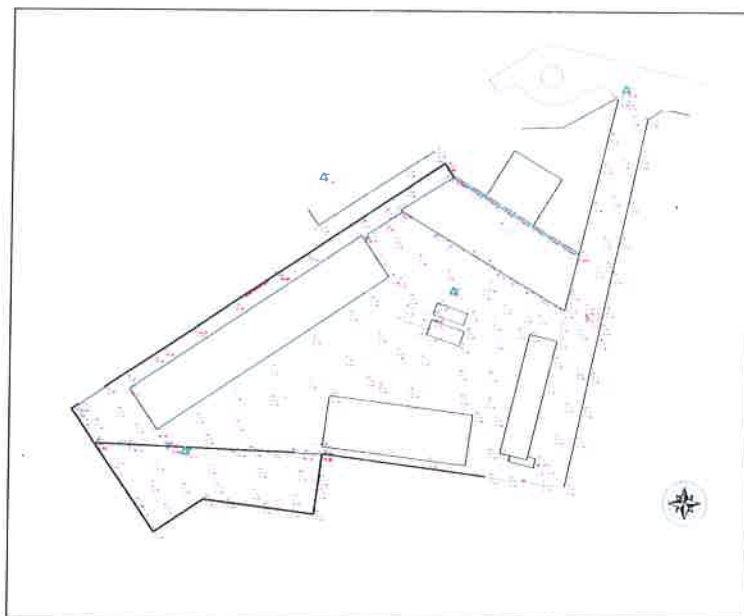
Progettista: Arch. Fausto Bianchi

EOS PROJECT CONSULTING s.r.l

Via San Giovanni Bosco 11, Brescia

Realizzazione di un nuovo complesso residenziale-commerciale presso l'area dell'Ex Consorzio Agrario, in Viale Stazione

Committente: CAPODIM S.r.l.



RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

Data
Novembre 2007

Il Tecnico

Dott. Geol. Rosanna Lentini
Ordine dei Geologi della Lombardia n° 1034



INDICE

1. PREMESSA	2
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEMORFOLOGICO.....	3
2.1 Inquadramento geografico	3
2.2 Inquadramento geologico.....	3
2.3 Inquadramento geomorfologico - Idrografia	4
3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	4
4. CAMPAGNA DI INDAGINE GEOGNOSTICA	6
5. NATURA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI	6
6. MODALITA' DI CIRCOLAZIONE IDRICA SOTTERRANEA.....	8
7. SISMICITA'	8
7.1 Normativa vigente – Sismicità'	8
7.2 Dati sismostratigrafici	10
7.3 Categoria di Suolo – Parametri sismici	13
7.4 Potenziale di liquefazione dei terreni.....	14
8. INTERVENTO DI PROGETTO - EDIFICABILITA'	15
9. FONDAZIONI DIRETTE - CAPACITA' PORTANTE E CEDIMENTI	17
9.1 Fondazioni Nastriformi	17
9.2 Fondazione a platea.....	20
10. OPERAZIONI DI SCAVO – INTERVENTI DI DRENAGGIO	20
11. COMPATIBILITA' DELL'INTERVENTO DI PROGETTO CON LE NORME DI FATTIBILITA' GEOLOGICA E LA VULNERABILITA' DELLA FALDA- INTERVENTI PROPOSTI.....	23
12. CONCLUSIONI	23

1. PREMESSA

Su incarico della CAPODIM s.r.l. è stato eseguito uno studio geologico relativo al progetto di realizzazione di un nuovo complesso residenziale-commerciale presso l'area dell'ex Consorzio Agrario sita in Viale Stazione a Manerbio (BS).

Vengono richiesti un'indagine geognostica ed uno studio geologico-geotecnico per la realizzazione degli edifici di progetto in ottemperanza alle vigenti normative (D.M. 11/03/88 e D.M. 14/09/05) ed in applicazione delle norme di fattibilità geologica vigenti.

L'area di progetto ricade entro la classe di fattibilità "2b" dello studio geologico del territorio comunale, caratterizzata da modeste limitazioni d'uso.

Lo studio è finalizzato alla verifica della natura litologica dei terreni di fondazione presenti nell'area e, mediante la loro caratterizzazione geotecnica, alla determinazione della pressione limite e della capacità portante rispetto alla resistenza al taglio ed in funzione dei cedimenti.

Deve quindi essere inquadrato l'assetto idrogeologico della zona con particolare riguardo alla presenza di falde acquifere superficiali.

Dovranno inoltre essere definite le problematiche connesse alle operazioni di scavo, previste anche in fregio ai margini di proprietà ed all'edificato esistente.

Sono stati eseguiti il rilievo geologico e geomorfologico di dettaglio dell'area. E' stata quindi predisposta una campagna d'indagine geognostica mediante prove penetrometriche dinamiche standard (S.C.P.T.), con avanzamento delle aste ogni 30 cm.

L'indagine geognostica si è svolta inoltre in ottemperanza alle normative di legge vigenti in materia geotecnica (D.M. 11.03.1988, D.M. 14/09/05) e secondo le prescrizioni e gli oneri contenuti nelle raccomandazioni A.G.I. (1977).

Sono stati inoltre utilizzati i dati derivanti da indagini geognostiche eseguite in aree prossime a quelle in esame ed in contesti omologhi, mediante sondaggi a carotaggio continuo e prove penetrometriche dinamiche standard (SCPT).

A seguito dell'Ordinanza Ministeriale n. 3274 del 20-03-2003 il Comune di Manerbio, precedentemente non classificato come area sismica, è stato incluso in zona 3 come individuato dall'Allegato A dell'ordinanza e dall'Allegato A della D.G.R. n° 7/14964 del 7/11/03.

Con la pubblicazione del nuovo Testo Unico per l'edilizia, che definisce con D.M. del 14/09/05 le "Norme Tecniche per le costruzioni" è divenuto vigente l'obbligo di eseguire la progettazione in prospettiva sismica in tutte le aree classificate in zona sismica 1, 2 e 3. Nell'attuale fase transitoria, prorogata fino al 31/12/07, per la progettazione in prospettiva sismica delle strutture non è previsto, in ogni caso, l'obbligo di attenersi alle Norme Tecniche allegate all'OPCM 3274 e/o al D.M. 14/09/05, e si potrà fare riferimento alle precedenti normative sismiche.

Lo studio è stato pertanto condotto in prospettiva sismica, secondo le procedure e metodologie dettate dalle norme vigenti (D.M. del 16/01/96 e D.M. 14/09/05).

Per la definizione del modello geofisico e geotecnico dell'area d'intervento e per la classificazione dei terreni di fondazione nelle categorie di suolo previste dalla più recente normativa sismica (Ord. 3274 del 20/03/03 e D.M. 14/09/05), sono stati determinati i valori di velocità di propagazione delle onde S nel sottosuolo, mediante stendimenti di sismica multicanale con acquisizione delle onde superficiali, comprese quelle a bassa frequenza, ed elaborazione dei dati secondo la procedura tipo MASW.

- Corografia con ubicazione dei pozzi (scala 1:10.000)
- Carta Geolitologica con elementi geomorfologici e del reticolo idrografico (scala 1:5.000)
- Planimetria con ubicazione dei punti d'indagine (scala 1:500)
- Diagrammi delle prove penetrometriche
- Tavole Fotografiche
- Stratigrafie dei pozzi
- Tabelle e grafici della Stima del potenziale di liquefazione dei terreni

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEMORFOLOGICO

2.1 Inquadramento geografico

L'area d'intervento è ubicata presso il Viale Stazione, in fregio al lato W del rilevato ferroviario, nelle immediate adiacenze della stazione.

Il sito di progetto, attualmente occupato da numerosi fabbricati del Consorzio Agrario Bresciano, è posto ai margini occidentali del centro abitato di Manerbio, ad una quota di circa 67 m s.l.m.

2.2 Inquadramento geologico

Il sito di progetto ricade nell'ambito della **Bassa Pianura Padana Bresciana**. Il limite tra l'Alta e la Bassa Pianura Padana viene definito dalla fascia delle risorgive o fontanili. Si tratta di un'ampia fascia con andamento circa E-W, ubicata più a nord del territorio comunale di Manerbio.

La geologia è caratterizzata dalla presenza di potenti **depositi fluvioglaciali** quaternari, riferiti all'unità stratigrafica wurmiana, in parte ripresi dai corsi d'acqua olocenici.

La litologia, in questo settore della pianura padana, è prevalentemente riferibile a terreni a granulometria da media a grossolana, quali sabbie, ghiaie medio-fini, sabbie limose ed in subordine limi sabbiosi.

Il modello deposizionale fluvioglaciale-alluvionale prevede in ogni caso una certa variabilità laterale con presenza di lenti o livelli più francamente sabbioso-ghiaiosi o limoso-argillosi. Localmente possono aversi depositi più francamente alluvionali, antichi e medio-recenti, depositati da canali e corsi d'acqua secondari o in corrispondenza di antiche aree con tendenza all'impaludamento.

2.3 Inquadramento geomorfologico - Idrografia

L'**assetto geomorfologico** dell'area di intervento è pianeggiante. La pianura è stata modellata, in epoca tardoglaciale, dall'azione degli scaricatori fluvioglaciali alimentati dallo scioglimento dei ghiacciai. Le originarie condizioni topografiche sono state in parte modificate da interventi di accumulo di terreni di riporto mediante i quali il piano campagna è stato localmente rialzato. Peraltro l'elemento antropico condiziona fortemente il paesaggio dell'intera Bassa Pianura Bresciana in modo particolare presso i centri abitati.

L'assetto morfologico del territorio risulta piuttosto monotono e regolare, sebbene l'andamento pianeggiante sia localmente interrotto da deboli depressioni prevalentemente orientate in direzione N-S attribuibili ad antiche direzioni di deflusso delle acque superficiali.

La **rete idrografica** nella zona prossima al sito in oggetto afferisce al bacino del Fiume Mella, il cui corso è articolato a poco meno di 1 km, verso N. Non sono segnalate, per le aree di interesse, problematiche di tipo idraulico correlate a questo corso d'acqua.

L'**idrografia** della zona è comunque ascrivibile essenzialmente a canali irrigui, rogge, fossati, ripartitori, colatori campestri. Si tratta di una maglia idrografica sovente contraddistinta da un intreccio a graticciata che segue in generale l'andamento e la forma dei campi, parzialmente obliterata dalla progressiva urbanizzazione.

Per importanza si distingue la Roggia Bassana che deriva le proprie acque dal Fiume Mella, a NW di Manerbio, per poi solcare, con varie diramazioni, la piana da Manerbio verso Bassano Bresciano. La Roggia Bassana (cod. canale SIBITER 43) viene gestita dal Consorzio Mella e dei Fontanili.

La Roggia Bassana lambisce l'angolo W dell'area d'intervento; un canale secondario, intubato, attraversa la porzione meridionale del sito per confluire verso la roggia.

Il deflusso idrico superficiale nell'area d'indagine ed in quelle limitrofe avviene in ogni caso essenzialmente per spaglio superficiale, con linee di flusso orientate verso gli elementi idrografici più prossimi.

L'area risulta stabile e non è interessata da fenomeni geomorfici in atto.

3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista idrogeologico, la successione stratigrafica dei depositi della pianura padana è definita (in base alla nomenclatura introdotta in "Geologia degli Acquiferi Padani della Regione Lombardia" – Regione Lombardia Gennaio 2002), partendo dal basso, dall'**Unità Villafranchiana** (Pleistocene Inferiore), caratterizzata da **depositi di fascies marina e continentale prevalentemente a granulometria fine** (argille, limi, limi sabbiosi e argillosi grigio-azzurri) **cui si intercalano rari intervalli sabbiosi-ghiaiosi**. Entro questa unità circolano le cosiddette "falde profonde continentali", che costituiscono gli acquiferi profondi, confinati e ad elevato grado di protezione naturale rispetto alla superficie (Unità idrostratigrafiche C e D – III acquifero).

L'intervallo argilloso del Villafranchiano rappresenta quindi il substrato impermeabile rispetto agli acquiferi sovrastanti appartenenti al cosiddetto "acquifero tradizionale", che consta di una falda

superficiale per lo più non confinata (unità idrostratigrafica A – I acquifero) e una seconda falda generalmente semiconfinata (unità idrostratigrafica B – II acquifero), costituenti talora un'unica falda.

L' "acquifero tradizionale" circola quindi entro la **sequenza conglomeratica** riferibile al Pleistocene Medio ("Ceppo"), costituita da conglomerati compatti e/o fessurati permeabili per fratturazione (coefficiente di permeabilità $k = 10^{-2}-10^{-3}$ cm/sec), con intercalazioni di ghiaie, sabbie e più raramente limi e argille. La sovrastante **sequenza ghiaioso-sabbiosa** del Pleistocene Superiore-Olocene, che rappresenta per lo più il non saturo, è costituita da ghiaie e sabbie con ciottoli e grossi trovanti con permeabilità elevata ($k = 10^{-1}-10^{-2}$ cm/sec).

Le stratigrafie dei pozzi presenti nel territorio studiato, ed in particolare del pozzo comunale di Via Verdi (vedi stratigrafia in allegato), interessano per lo più i primi 100-110 metri di sottosuolo e confermano l'assetto idrogeologico sopradescritto, seppure con alcune peculiarità.

Si evidenzia la presenza inizialmente di depositi prevalentemente ghiaioso-sabbiosi con livelli ciottolosi, caratterizzati da una permeabilità per porosità elevata, entro cui circola la falda freatica. A partire da circa 37 m di profondità dal piano campagna è presente un'alternanza di livelli argillosi e livelli ghiaioso-sabbiosi che fungono da base per l'acquifero freatico.

La presenza di orizzonti a scarsa permeabilità, determina un deflusso preferenziale dell'acqua nei litotipi più permeabili e di conseguenza una circolazione idrica sviluppata preferenzialmente in livelli sovrapposti.

Nella zona di Manerbio la falda freatica risulta quindi separata dagli acquiferi profondi, confinati, in quanto è presente un livello a bassa permeabilità, con spessori significativi, buona estensione ed una certa continuità.

Il modello idrogeologico di riferimento per questo settore di pianura è, in ogni caso, quello di un **acquifero di tipo multistrato in cui i diversi orizzonti acquiferi sono, a larga scala, tra loro in connessione idrogeologica ed in equilibrio.**

L'alimentazione della falda deriva essenzialmente dall'infiltrazione diretta delle acque meteoriche nelle estese zone di ricarica dell'Alta Pianura Padana e da dispersioni di subalveo da parte della rete idrica superficiale, compresa la rete artificiale irrigua.

La soggiacenza della falda freatica subisce delle naturali oscillazioni stagionali in funzione della piovosità con valori massimi di norma posti in corrispondenza del periodo primaverile. Nel periodo autunnale si registrano i valori di minima soggiacenza.

Presso l'area di piano la profondità della falda freatica si attesta intorno a 4,8-5,00 m di profondità dal p.c.

4. CAMPAGNA DI INDAGINE GEOGNOSTICA

Vengono di seguito esposte le metodologie ed i risultati della campagna d'indagine geognostica, eseguita nel mese di Settembre c.a., finalizzata alla definizione dei seguenti punti:

- ricostruzione stratigrafica dei terreni presenti
- caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione
- presenza di eventuali falde acquifere superficiali

Per il controllo della litologia esistente e per la caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti sono state eseguite **n. 7 prove penetrometriche dinamiche standard (S.C.P.T.)**, spinte in ogni caso a rifiuto, con avanzamento delle aste ogni 30 cm, mediante penetrometro DPHS "Pagani" TG 63/200.

L'ubicazione delle prove è stata distribuita entro l'ingombro degli edifici di progetto. La profondità massima raggiunta è di -15.90 m rispetto al p.c. esistente.

Le prove penetrometriche, il cui andamento è riassunto nei diagrammi allegati, sono sufficientemente rappresentative dei terreni presenti e risultano correlabili tra loro e con altre indagini eseguite in aree poco distanti da quella di interesse. Dal valore di N_{SCPT} (numero di colpi per 30 cm di infissione delle aste) può essere ricavato il corrispondente valore di $N_{S.P.T.}$ mediante la relazione:

$$N_{DPSH} = 0.6 N_{S.P.T.}$$

Entro i fori delle prove ed in alcuni piezometri posti in opera, sono stati riscontrati fenomeni di circolazione idrica sotterranea a profondità di circa -4.80 m dal p.c. (P3) -5.30 m dal p.c. (P4).

5. NATURA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Viene schematizzata in base ai dati ottenuti la successione stratigrafica dei terreni presenti, partendo dall'alto verso il basso e prendendo come quota di riferimento il p.c. esistente:

Da 0.0 a -0.30/-1.20 m dal p.c.: si ha suolo limoso-argilloso scarsamente consistente (prova P6), materiali di riporto eterogenei per lo più scarsamente addensati (prove P1 e P2), conglomerato bituminoso e massicciata di sottofondo (prove P3-P4-P5 e P7). Si tratta quindi di materiali eterogenei con spessore massimo in corrispondenza dell'edificio N (prove P1 e P2), con caratteristiche geotecniche variabili e nel complesso scadenti.

Da -0.30/-1.20 m a -1.80/-3.30 m dal p.c.: sono presenti sabbie da fini a medio grossolane, con ghiaia, contraddistinte complessivamente da grado di addensamento scarso. Le caratteristiche geotecniche di questi materiali possono essere complessivamente schematizzate come segue:

γ	18 kN/m ³	Peso unitario del terreno
Cu	0 kPa	Coesione non drenata
Dr	30%- 45 %	Densità relativa (Skempton)
ϕ	23°-24°	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	170-210 m/sec	Velocità di propagazione delle onde S

Da -1.80/-3.30 m a -4.80/-5.10 m dal p.c.: è presente un'unità geotecnica costituita prevalentemente da sabbie e ghiaie addensate, contraddistinte in ogni caso da una certa variabilità laterale. In particolare sono presenti nell'intorno delle prove P2, P3, P4 e P7, banchi sabbioso-ghiaiosi di spessore pari a circa 1,5-2,0 m, molto addensati. Allo stesso modo sono presenti livelli più francamente sabbioso-limosi da scarsamente a mediamente addensati (intorno prova P1). La loro posizione ed il loro spessore risulta pertanto differente, come indicato nei diagrammi delle prove penetrometriche dinamiche. Le caratteristiche geotecniche di questi materiali possono essere complessivamente schematizzate come segue:

γ	18-19 kN/m ³	Peso unitario del terreno
γ'	8-9 kN/m ³	Peso unitario del terreno in falda
Cu	0 kPa	Coesione non drenata
Dr	60%- 75 %	Densità relativa (Skempton)
ϕ	30°-32°	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	220-260 m/sec	Velocità di propagazione delle onde S

Da -4.80/-5.10 m a -5.10/-6.00 m dal p.c.: è presente un intervallo costituito limi sabbioso-argillosi o sabbie limoso-argillose scarsamente addensati, saturi. Il loro spessore risulta variabile da un minimo di circa 30 cm (prove P4 e P7) ad un massimo di 1.2 m (prove P5 e P6). Le caratteristiche geotecniche di questi materiali possono essere schematizzate come segue:

γ	18 kN/m ³	Peso unitario del terreno
γ'	8 kN/m ³	Peso unitario del terreno in falda
Cu	0 kPa	Coesione non drenata
Dr	30%- 45 %	Densità relativa (Skempton)
ϕ	24°-25°	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	150-180 m/sec	Velocità di propagazione delle onde S

Da -5.10/-6.00 m a -7.50/-9.60 m dal p.c.: è presente un'unità geotecnica costituita prevalentemente da sabbie medio-grossolane e ghiaia in matrice limosa talora abbondante, mediamente addensate. Localmente possono essere presenti livelli, di spessore inferiore a 1 m, più francamente limoso-sabbiosi scarsamente addensati. Le caratteristiche geotecniche possono essere, complessivamente, così schematizzate:

γ	18-19 kN/m ³	Peso unitario del terreno
γ'	18-19 kN/m ³	Peso unitario del terreno immerso in falda
Cu	0 kPa	Coesione non drenata
Dr	45% - 65%	Densità relativa (Skempton)
ϕ	28°-30°	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	200-250 m/sec	Velocità di propagazione delle onde S

Da -7.50/-9.60 m a -15.60 m dal p.c.: è infine presente l'unità geotecnica rappresentata da ghiaie da medie a grossolane e sabbie in matrice limosa subordinata, con alternanza di livelli addensati e molto addensati. Le caratteristiche geotecniche possono essere, nel complesso, così schematizzate:

γ	20 kN/m ³	Peso unitario del terreno
γ'	10 kN/m ³	Peso unitario del terreno immerso in falda
Cu	0 kPa	Coesione non drenata
Dr	75% - 95%	Densità relativa (Skempton)
ϕ	34°-38°	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	340-385 m/sec	Velocità di propagazione delle onde S

E' stata rilevata circolazione d'acqua entro i fori di prova e nei piezometri posti in opera, a scarsa profondità dal p.c., in accordo con l'assetto idrogeologico dell'area.

Oltre la profondità raggiunta nel corso dell'indagine geognostica i depositi alluvionali grossolani possiedono grado di addensamento crescente, con Vs fino a 400-450 m/sec, e risultano continui fino a profondità di varie decine di m dal p.c. (vedi stratigrafie dei pozzi e dati sismostratigrafici, descritti nei capitoli successivi).

6. MODALITA' DI CIRCOLAZIONE IDRICA SOTTERRANEA

In tutti i fori delle prove penetrometriche è stata rilevata circolazione d'acqua. Entro i fori delle prove P3 e P4, sono stati messi in opera piezometri da ½" per la misura della profondità della falda freatica. Il livello piezometrico, alla data di esecuzione della campagna d'indagine (Settembre 2007) si attestava rispettivamente a -4.8 m (P3) e -5.3 m (P4) dal p.c. che corrisponde ad un valore di soggiacenza elevato, in relazione ad un periodo di marcata e prolungata siccità.

Lecture eseguite nella giornata del 27/11/07, a seguito di alcune giornate di pioggia intensa e prolungata, hanno evidenziato un modesto innalzamento del livello piezometrico dell'acquifero con misure che si attestano a profondità di circa -4.6 m (P3) e -5.2 m (P4) dal p.c. attuale.

Tuttavia tale valore risulta inferiore a quello di minima soggiacenza, tenuto conto dell'andamento delle precipitazioni meteoriche durante l'intero periodo di misura e quello ad esso precedente.

Tali dati sono in accordo con l'assetto idrogeologico ricostruito per l'area di studio. La falda è in ogni caso soggetta ad escursioni collegate all'andamento delle precipitazioni meteoriche e delle pratiche irrigue, nonché alle stagioni.

7. SISMICITA'

7.1 Normativa vigente – Sismicità'

La normativa sismica in Italia, anteriormente al Marzo 2003, suddivideva il territorio nazionale in tre categorie di pericolosità (elevata, media e bassa). Per ciascuna categoria sono assegnati un grado di sismicità (S) ed un coefficiente di intensità sismica ($C=(S-2)/100$). Lo spettro di progetto $S_a(T)$ si ottiene moltiplicando il coefficiente C (pari a 0.10g - 0.07g - 0.04g in ordine decrescente di pericolosità sismica) per una forma spettrale $R(T)$ indipendente dalle condizioni del sottosuolo. Queste normative

sismiche non tengono conto del ruolo del terreno sulla modifica di forme ed ordinate spettrali, se non con la moltiplicazione dello spettro per il coefficiente di fondazione ϵ che di regola è unitario, salvo che per “terreni particolarmente compressibili” per i quali si consiglia di incrementare ϵ fino a 1.3.

La nuova legislazione, Ordinanza n°3274 del 20/03/03 e Norme Tecniche allegate, che inserisce il territorio di **Manerbio in zona sismica 3**, fa riferimento a metodologie più recenti in cui il moto sismico è caratterizzato anche in relazione alle condizioni locali. In tale direzione si è già mosso l'Eurocodice 8 (EC8) che stabilisce le regole per il progetto e la costruzione di strutture in zona sismica per i paesi membri della Comunità Europea. Secondo l'EC8, come anche secondo la nuova normativa, i territori nazionali vengono suddivisi in zone sismiche in funzione della pericolosità locale, descritta in termini di accelerazione orizzontale massima attesa alla superficie di un sito rigido di riferimento (a_g).

I valori di accelerazione massima fissati nella nuova ordinanza per le zone 1, 2, 3 e 4 (rispettivamente 0.35g - 0.25g - **0.15g** - 0.05g) recepiscono la proposta del G.N.D.T. (1985) e risultano maggiori di quelli della precedente normativa.

Con la pubblicazione del nuovo Testo Unico, che definisce con D.M. del 14/09/05 le “Norme Tecniche per le costruzioni” è divenuto vigente l'obbligo di eseguire la progettazione in prospettiva sismica in tutte le aree classificate in zona sismica 1, 2 e 3, secondo l'OPCM 3274 e la D.G.R. 7/14964 del 7/11/03. Nelle aree inserite in zona sismica 4, la progettazione in prospettiva sismica è obbligatoria per gli edifici e le opere di interesse strategico e/o rilevante, come definite dal D.d.u.o. 19904 del 21/11/03.

Nell'attuale fase transitoria, prorogata fino al 31/12/07, per la progettazione in prospettiva sismica delle strutture non è previsto, in ogni caso, l'obbligo di attenersi alle Norme Tecniche allegate all'OPCM 3274 e/o al D.M.14/09/05, e si potrà fare riferimento alle precedenti normative sismiche.

Il progettista potrà quindi utilizzare i valori di a_g fissati dalla vecchia normativa per zone sismiche di terza categoria ($a_g = 0.04$ g); in questo caso per le **strutture di fondazione superficiali** potrà essere adottato, un coefficiente di fondazione $\epsilon = 1.3$.

Nel caso in cui, si volesse eseguire la progettazione secondo la nuova normativa, si potrà utilizzare un valore di accelerazione sismica di base pari a **0.15 g**, come indicato per le zone 3. Si sottolinea che i valori di accelerazione sismica della nuova normativa risultano piuttosto elevati, in funzione di una maggiore cautelatività cui sono improntate le recenti modifiche legislative. Di recente l'OPCM 3519 del 27/04/06 inserisce il territorio di Manerbio in zona sismica 3, ed in particolare nella sottozona caratterizzata da valori di a_g compresi tra 0.125 e 0.150. Al progettista spetta la scelta, cautelativa o meno, dei nuovi valori di a_g , peraltro non ancora recepiti dalla Regione Lombardia, con apposita deliberazione di giunta.

Nella scelta dei parametri sismici da utilizzare per la progettazione si dovrà tener conto dei coefficienti di amplificazione (S) correlati alla categoria di suolo dei terreni di fondazione e di eventuali fenomeni di amplificazione litologica (vedi paragrafo 7.3).

7.2 Dati sismostratigrafici

L'andamento delle onde Vs lungo la verticale, è stato determinato mediante l'esecuzione di uno stendimento di sismica multicanale con registrazione delle onde superficiali, anche a bassa frequenza.

Acquisizione dati

L'acquisizione dei dati è avvenuta secondo le modalità “*common-shot gathers*”, utilizzando strumentazione “Geometrics” costituita da un sismografo modulare GEODE 3-1000 a 24 canali, con collegati 24 geofoni verticali GEOSPACE (GS11D) con frequenza di 4,5 Hz e puntale da 3”.

L'energizzazione è stata ottenuta mediante massa battente, collocata all'esterno dello stendimento dei geofoni.

E' stata quindi utilizzata la procedura di analisi MASW (*Multi-channel Analysis of Surface Waves*); i dati acquisiti sono stati elaborati mediante il software winMASW (creato dalla EliaSoft-Università degli Studi di Trieste).

Il risultato finale è la determinazione, in corrispondenza di ciascuno stendimento sismico del **profilo verticale medio della Vs** (velocità delle onde di taglio), necessario per l'applicazione delle procedure di 2° livello.

Cenni sulla metodologia MASW

La procedura di analisi MASW utilizza la propagazione nel sottosuolo delle onde di superficie. Infatti le onde di Rayleigh (o di superficie) in un mezzo non stratificato si propagano in maniera lineare in funzione della distanza del geofono, al contrario in un mezzo stratificato subiscono il fenomeno della dispersione.

La curva di dispersione permette quindi di determinare le caratteristiche del sottosuolo. La velocità di propagazione per una certa lunghezza d'onda (λ , quindi frequenza, è infatti influenzata dalle proprietà che il mezzo possiede fino ad una profondità di $\lambda-\lambda/2$).

La velocità delle onde di Rayleigh (V_R) è correlabile alla Vs, essendo pari a circa il 90% della velocità delle onde di taglio (Vs).

Tenuto conto di quanto richiesto per l'applicazione della normativa relativa alla pianificazione territoriale ed alla definizione della categoria di suolo, si è ritenuto che la metodologia di analisi MASW, la cui validità tecnica e scientifica risulta oramai consolidata, fosse la più idonea.

Metodi di analisi dei dati con procedura MASW

La stima dell'andamento in profondità delle velocità Vs, mediante acquisizione sismica multicanale, viene ottenuta tramite inversione delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh.

La procedura prevede la possibilità di considerare tanto il modo fondamentale che quelli superiori e consta di due fasi operative principali:

- Determinazione dello spettro di velocità - Individuazione delle curve di dispersione
- Determinazione dell'andamento della velocità delle onde di taglio (Vs) sulla verticale - Inversione e/o *modelling* diretto della curva di dispersione

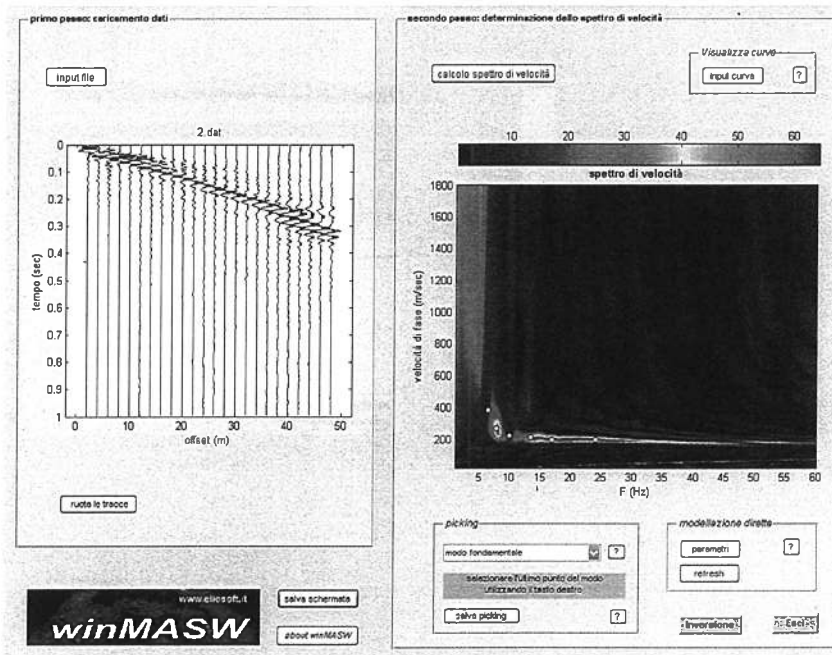
Profilo sismostratigrafico

Vengono qui di seguito riportati i dati, le procedure ed i risultati relativi allo stendimento sismico predisposto entro l'area di progetto.

La linea sismica è stata eseguita nella porzione mediana dell'area d'intervento. L'allineamento ha previsto una distanza tra geofoni pari a 2 m; lo shot 1, utilizzato per l'analisi MASW, è stato ubicato 2 m all'esterno rispetto al primo geofono.

Fase 1 - Determinazione spettro di velocità e picking della curva di dispersione

La prima operazione eseguita è la lettura del file acquisito in campagna (common-shot gather 2.dat). Una volta caricati i dati si procede con il calcolo dello spettro di velocità. Viene indicato come unico vincolo le massime e minime velocità e frequenze (in altri termini i limiti dello spettro di velocità).



Nel caso in esame è stato individuato un unico modo, utilizzato per la successiva inversione della curva di dispersione.

Fase 2 - Inversione della curva di dispersione

Il secondo passo da affrontare per ottenere il profilo verticale della Vs è l'inversione della curva di dispersione precedentemente "piccata".

Nel contesto in esame poiché il gradiente di velocità non subisce variazioni drastiche è valida, per determinare il possibile spazio di ricerca, la cosiddetta assunzione $\lambda/2$ (data una certa lunghezza d'onda λ si assume che la sua velocità di propagazione dipenda dalle caratteristiche del mezzo ad una profondità pari a $\lambda/2$). I limiti del search space ("spazio di ricerca" o "spazio dei parametri") prescelti sono in ogni caso piuttosto ampi.

Per l'elaborazione dei modelli di velocità è stato impostato l'utilizzo di 6 strati, compatibile con l'assetto stratigrafico del sito d'interesse e con le finalità del presente studio.

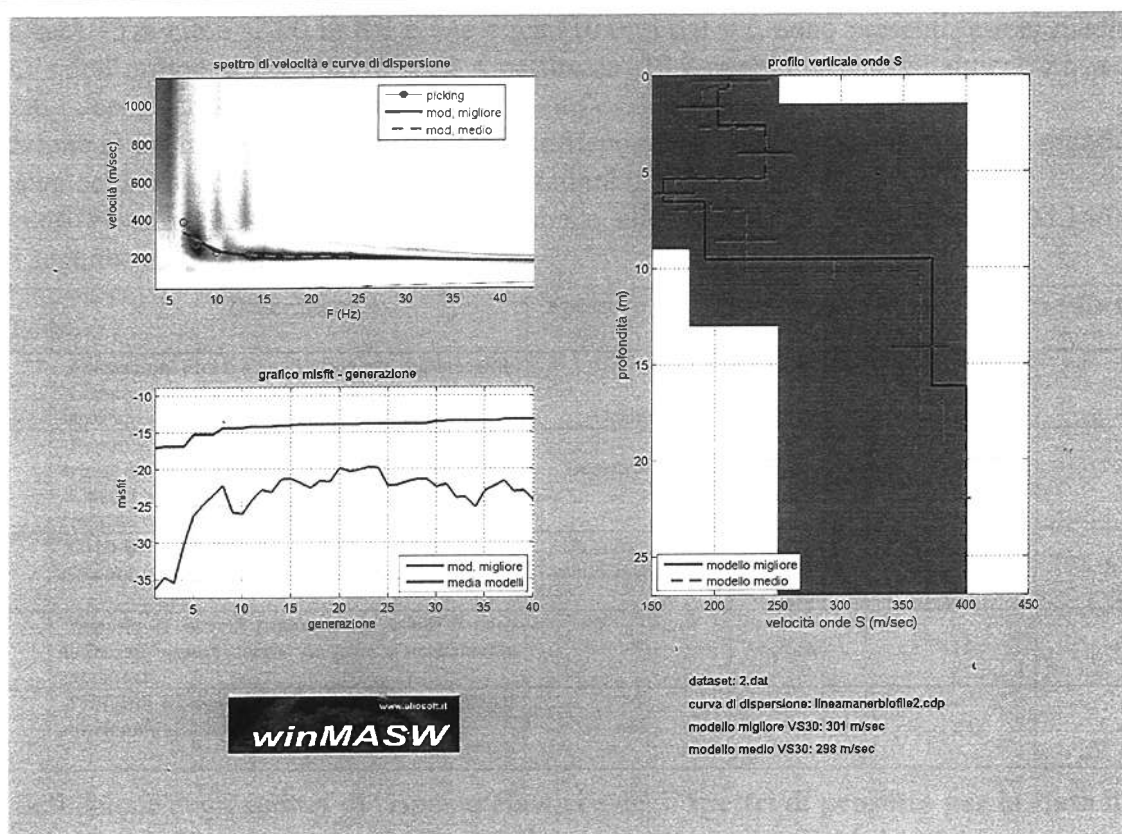
Alcuni parametri genetici sono stati considerati pari a valori standard; i tassi di crossover e di mutazione sono fissati ad esempio sui valori di 0.75 e 0.1.

Dati relativi all'elaborazione dello shot 1:

curva di dispersione: lineamanerbiofile2.cdp

Numero di individui: 40 Numero di generazioni: 40

Numero di modelli utilizzati per il calcolo del modello medio: 1465



MODELLO MEDIO:

VS (m/sec):	211.489	188.3638	239.2548	167.898	223.8461	363.0401	399.1268
Deviazione standard (m/sec):	30.6408	18.8171	22.7145	16.1359	24.4669	22.344	4.21646

Spessore (m):	0.72693	2.0048	2.674	1.5759	3.2062	7.8805
Deviazione standard (m):	0.11824	0.37795	0.25985	0.24092	0.53469	1.2446

VS5 del modello medio: 212 m/sec

VS20 del modello medio: 265 m/sec

VS30 del modello medio: 298 m/sec

Possibile Tipo di Suolo: C (stimato sulla base del modello medio)

winMASW 1.5 Software per la determinazione dello spettro di velocità e l'inversione della curva di dispersione secondo il metodo MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves www.eliosoft.it

7.3 Categoria di Suolo – Parametri sismici

L'andamento del profilo verticale delle Vs ha evidenziato una buona correlazione con le indagini eseguite entro l'area di studio.

Al di sotto del terreno vegetale, è presente un primo strato di spessore ridotto (circa 3 m) che possiede velocità Vs correlabili a terreni da mediamente a scarsamente addensati (Vs dell'ordine di 170-210 m/sec). Seguono, fino a circa 5-6 m dal p.c., terreni mediamente addensati (Vs pari a circa 220-260 m/sec) e quindi un intervallo di circa 1-1.5 m di spessore scarsamente addensato (Vs pari a 150-180 m/sec). Tra circa -7.00 m dal p.c. e circa -10.0 m dal p.c. sono presenti terreni mediamente addensati (Vs dell'ordine di 200-250 m/sec). A partire da -10.2 m dal p.c. fino ad almeno 27 m dal p.c. sono presenti i depositi fluvioglaciali molto addensati (Vs dell'ordine di 400 m/sec).

In relazione al profilo delle Vs ricostruito in corrispondenza della linea sismica può quindi essere stimata una velocità **Vs₃₀ dell'ordine di 298 m/s** e quindi una **categoria di suolo C**.

Il terreno è stato classificato secondo le tabelle allegate all'Ord.3274 ed al D.M.14/09/05 e riportate di seguito:

Classe Terreno	Descrizione	Spessore (m)	Vs (m/s)	Nspt	Cu (kPa)
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi. Comprendono eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.	Qualsiasi	≥ 800		
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti. Caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	Decine di metri	≥ 360 ≤ 800	>50	>250
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza.	Da decine fino a centinaia di metri	≥ 180 ≤ 360	>15 <50	>70 <250
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti.		< 180	<15	<70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, giacenti su un substrato rigido.	>5 <20	$\approx$ C e D	$\approx$ C e D	$\approx$ C e D

Per la definizione degli **spettri di risposta elastici** e degli **spettri di progetto per lo stato limite di danno** potranno essere usati i valori indicati dalle tabelle normative (D.M. 14/09/05):

Spettro di risposta elastico - Fattori e periodi che tengono conto dell'amplificazione stratigrafica:

Tab 3.2.II - Valori dei parametri nelle espressioni dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali.

Classe di Terreno	S	T _b	T _c	T _d
A	1	0,15	0,40	2,0
B-C-E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

Tab 3.2.III - Valori dei parametri nelle espressioni dello spettro di risposta elastico della componente verticale.

Classe di Terreno	S	T _b	T _c	T _d
A-B-C-D-E	1	0,05	0,15	1,0

Spettro di progetto per lo stato limite di danno -Fattori e periodi che tengono conto dell'amplificazione stratigrafica:
 Tab 3.2.IV - Valori dei parametri nelle espressioni dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali.

Classe di Terreno	S	T_b	T_c	T_d
A	1	0,05	0,25	1,2
B-C-E	1,5	0,05	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2

Tab 3.2. V - Valori dei parametri nelle espressioni dello spettro di risposta elastico della componente verticale.

Classe di Terreno	S	T_b	T_c	T_d
A-B-C-D-E	1	0,05	0,15	1,0

Per il parametro S, tenendo conto del contesto morfologico, non si ritiene necessario considerare alcun incremento.

Dai dati acquisiti si ritiene altresì utile verificare la possibilità che avvengano fenomeni di liquefazione dei terreni di fondazione.

7.4 Potenziale di liquefazione dei terreni

Il fenomeno di liquefazione dei terreni si può verificare durante un evento sismico in presenza di terreni sabbiosi o sabbioso-limosi saturi poco addensati. Per la determinazione empirica del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione devono essere considerati i seguenti fattori:

- età dei depositi
- magnitudo del sisma di riferimento
- pressione di confinamento
- storia tensionale (sollecitazioni sismiche pregresse):
- presenza di intervalli di sabbie fini o sabbie limose in falda con fuso granulometrico che ricade nel intervallo granulometrico compreso tra 0.075 mm e 2.0 mm.
- uniformità granulometrica con sabbie e sabbie limose con indice di plasticità IP inferiore al 10 %.
- addensamento molto scarso dei terreni sabbiosi con valori di densità relativa (D_r) inferiore al 50 % e correlata a bassi valori di NSPT, in ogni caso funzione della profondità.

L'interazione dei fattori sopraindicati può portare a fenomeni di liquefazione di terreni, in funzione di un sisma violento con Magnitudo superiore a 7 ed in campo di pressione non confinata.

D'altra parte viene anche segnalata la suscettibilità alla liquefazione di depositi di accumulo recente (età inferiore a 500 anni) in occasione di eventi sismici di magnitudo inferiore. I depositi sabbiosi con più alto potenziale di liquefazione sono i più recenti, in quanto la struttura di un deposito antico è resa più stabile e omogenea anche per gli effetti delle vibrazioni indotte da precedenti terremoti, in proporzione all'entità.

Per i terreni di fondazione in esame è possibile la presenza di livelli sabbioso-limosi in falda. Il calcolo per la valutazione del potenziale di liquefazione è stato condotto mediante vari criteri (Seed e

Idriss, 1982; Iwasaki, 1984; Tokimatsu e Yoshimi, 1983), considerando Magnitudo di riferimento pari a 5.6, ricavata in base alla sismicità storica. Per quel che concerne l'accelerazione sismica di progetto ($S a_g$) si è tenuto conto dei parametri normativi maggiormente cautelativi (a_g pari a 0,15) e di valori di amplificazione stratigrafica massima, correlabile ad una categoria di suolo C relativa allo Spettro di Progetto per lo Stato Limite di Danno (Tab. 3.2 IV del D.M. 14/09/05, S pari a 1,5).

I metodi sopraindicati tengono conto di un coefficiente di sicurezza (F_s) definito dal rapporto tra la resistenza alla liquefazione (R) e lo sforzo dinamico normalizzato alla quota di calcolo (T). Ogni metodo tiene conto di un valore di F_s minimo, oltre il quale un terreno è considerato **non liquefacibile**. Cautelativamente si potrà tener conto di un valore soglia pari a $F_s > 1,3$.

In base ai risultati delle verifiche (vedi tabelle di calcolo in allegato), ottenuti in condizioni di stato limite di danno, per i terreni di fondazione in oggetto è stato stimato complessivamente un indice di liquefazione pari a 0, cui è correlato un indice di rischio molto basso. Anche i singoli livelli stratigrafici non evidenziano la presenza di alcun intervallo con valori di F_s superiori a quelli di soglia. Pertanto si possono escludere fenomeni di liquefazione.

8. INTERVENTO DI PROGETTO - EDIFICABILITA'

L'intervento di progetto prevede la realizzazione di un vasto piano interrato, di un edificio principale, a destinazione residenziale, con andamento piuttosto articolato e di un edificio adibito a terziario, collocato in fregio al confine nord.

Il piano di calpestio del piano interrato è previsto ad una quota di circa -3.50 m dal p.c. del piazzale esistente. Nell'ipotesi progettuale dovranno essere eseguiti scavi con fronti di altezza pari a circa 4.5 m, anche in prossimità dei margini di proprietà e dell'edificio esistente.

Le scelte progettuali ed i criteri realizzativi per i fabbricati di progetto dovranno essere, in ogni caso, finalizzati a garantire l'esecuzione dei fronti di scavo in condizioni di sicurezza, nonché la verifica della pressione limite e della capacità portante dei terreni di fondazione in funzione dei cedimenti previsti.

Mediante la campagna di indagine è stata accertata la presenza di terreni superficiali da scarsamente a mediamente addensati cui seguono, alla quota di posa delle strutture di fondazione dirette, terreni per lo più mediamente addensati e localmente scarsamente addensati.

Entro l'intera area di intervento i terreni sono peraltro contraddistinti da una certa eterogeneità litologica. Il substrato alluvionale ghiaioso-sabbioso, da addensato a molto addensato è presente a partire da una profondità di circa 7.5-9.0 m dal p.c.

Il modello geotecnico del sito di progetto è quindi assimilabile ad un terreno stratificato in cui si hanno livelli continui, seppure con spessore limitato e variabile presso i differenti punti di indagine, di limi e limi sabbioso-argillosi talora molto compressibili. In tale contesto sono escluse fondazioni di tipo isolato (plinti), mentre sono consentite strutture di fondazione continue piuttosto larghe e fondazioni a platea.

Dai dati acquisiti è stata inoltre evidenziata la presenza di un acquifero superficiale circolante a scarsa profondità dal p.c., con livello piezometrico che si attesta, nel periodo di esecuzione delle indagini, ad una profondità minima di circa -4.6/-5.2 m.

Tenendo conto delle possibili oscillazioni della soggiacenza dell'acquifero freatico si ritengono certe interferenze tra le operazioni di scavo, alla quota prevista in progetto, e gli acquiferi sotterranei. La falda risulta continua nell'area e può presentare notevoli oscillazioni in funzione delle precipitazioni meteoriche.

L'esecuzione degli scavi di progetto in condizioni di sicurezza e la posa di eventuali strutture di fondazione dirette, al di sotto del livello di falda, dovrà avvenire mediante specifiche tecniche realizzative. L'escavazione di terreni sciolti in falda comporta infatti possibili fenomeni di rifluimento e crollo delle pareti di scavo. Si potrà rendere necessaria la posa di opportuni sistemi di drenaggio con l'utilizzo di sistemi tipo *well point* o pompe sommerse. Sarà cura delle ditte esecutrici il dimensionamento dei sistemi tipo *well point* e la valutazione dell'interazione con l'edificio esistente al contorno delle operazioni di abbattimento della falda.

Per la realizzazione dei fronti di scavo, condotti in condizioni di sicurezza, in prossimità dell'edificio esistente e dei margini di proprietà si dovrà prevedere la realizzazione di adeguate strutture di sostegno preventivamente eseguite. Si rende pertanto necessaria la posa in opera di una paratia di micropali affiancati (berlinese) o di un diaframma in cls idoneamente dimensionati ed intestati, in funzione della profondità raggiunta dal fondo scavo e dei carichi esistenti al contorno, eventualmente rinforzati mediante una o più file di tiranti. In relazione all'assetto geologico-geotecnico ed idrogeologico dell'area si ritiene da preferire l'utilizzo di diaframmi in cls, previa verifica da parte delle ditte esecutrici della logistica dei luoghi e dell'interazione delle procedure di messa in opera con l'edificio esistente al contorno.

I restanti fronti di scavo, interni alla proprietà, potranno essere eseguiti senza opere di sostegno preventive ma nel rispetto dell'edificio esistente e secondo le modalità indicate nel relativo paragrafo.

Il piano interrato, successivamente alla fase realizzativa, interferirà con le acque di falda e/o con l'umidità correlata alla frangia di capillarità, soprattutto in concomitanza di periodi piovosi caratterizzati da minima soggiacenza dell'acquifero. Si dovrà quindi prevedere la messa in opera di adeguati interventi di impermeabilizzazione (cartelle di bentonite sodica, ecc.) del piano di calpestio del piano interrato e dei muri laterali, associati ad un adeguato sistema di drenaggio con predisposizione di pompe che potranno essere utilizzate in concomitanza di periodi di maggiore innalzamento della falda. L'utilizzo di fondazioni a platea potrà garantire ulteriormente l'impermeabilizzazione del piano di calpestio del piano interrato.

Tenuto conto di tutto quanto sopra esposto si ritiene opportuno prendere in considerazione la possibilità di rialzare la quota di posa delle fondazioni e del piano di calpestio del piano interrato di circa 0.80/1.00 m. Tale scelta potrebbe garantire pressioni limite ed ammissibili maggiori, con cedimenti più contenuti e comporterebbe altezze di scavo ridotte. Anche le interazioni tra le operazioni di sbancamento ed i fenomeni di filtrazione idrica risulterebbero meno marcati.

9. FONDAZIONI DIRETTE - CAPACITA' PORTANTE E CEDIMENTI

La recente introduzione del D.M. del 14/09/05, che prevede una fase transitoria prorogata al 31/12/2007, comporta la possibilità per il progettista delle strutture e delle opere di fondazione di avvalersi, a propria discrezione, delle nuove norme o di quelle ad esse precedenti.

Secondo i metodi ed i criteri richiesti dal D.M. 11/03/88, il calcolo della capacità portante (P_{amm}) dei terreni di fondazione, riferita alla resistenza al taglio, viene eseguito applicando al valore della pressione limite (P_{lim}) o pressione a rottura del terreno un coefficiente di sicurezza non inferiore a 3.

Il Testo Unico (D.M. 14/09/05), che definisce le nuove "Norme Tecniche per le costruzioni", comporta metodologie di calcolo articolate in maniera alquanto differente. In particolare vengono introdotte innovazioni riguardo la valutazione della sicurezza e delle prestazioni delle opere interagenti con i terreni e con le rocce. La valutazione della sicurezza è quindi intesa in termini di stati limite per tutte le ipotizzabili situazioni di funzionamento.

Nel caso in esame il calcolo della pressione limite (P_{lim}) è stato eseguito utilizzando il criterio di **Brinch-Hansen (1970)**, considerando carichi centrati e terreni di fondazione, unicamente granulari ($\phi > 0$, $c = 0$).

$$P_{lim} = 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q$$

in cui:

- γ_1 = peso di volume del terreno di fondazione
- γ_2 = peso di volume medio del terreno sopra il piano di posa
- N_γ, N_q = fattori di capacità portante funzione di ϕ
- $q = \gamma_2 H$ = pressione esistente nel terreno alla quota d'imposta della fondazione
- H = profondità del piano di posa delle fondazioni
- B = lato minore della fondazione s_γ, s_q = fattori di forma d_q = fattori di profondità

9.1 Fondazioni Nastriformi

Il calcolo della P_{lim} è stato eseguito in funzione di **fondazioni dirette nastriformi**, assumendo una **quota di imposta pari a circa - 4.20/-4.50 m dal p.c. (quota di progetto) ed a -3.50 m dal p.c. (quota consigliata)**, ed in ogni caso al di sotto dei materiali di riporto e del terreno superficiale scarsamente addensato. Nel caso in cui si riscontrasse la presenza locale di terreni sabbioso-limosi scarsamente addensati, in corrispondenza del piano di posa, si dovrà procedere ad opportuni interventi di bonifica con rimozione di un idoneo strato di terreno, a cui dovrà seguire il getto di magrone.

Le fondazioni risulteranno quindi poggiate sui depositi sabbioso-limosi nel complesso mediamente addensati. Per diverse geometrie di fondazione, si ottengono i seguenti valori:

Piano di posa a -3.50 m dal p.c.

FONDAZIONI NASTRIFORMI

$B = 1.00 \text{ m}$	$P_{lim} = 3.7 \text{ kg/cm}^2 = 363 \text{ kPa}$
$B = 1.20 \text{ m}$	$P_{lim} = 4.0 \text{ kg/cm}^2 = 392 \text{ kPa}$
$B = 1.50 \text{ m}$	$P_{lim} = 4.3 \text{ kg/cm}^2 = 421 \text{ kPa}$
$B = 2.00 \text{ m}$	$P_{lim} = 4.9 \text{ kg/cm}^2 = 480 \text{ kPa}$

Piano di posa a -4.20/4.50 m dal p.c.

FONDAZIONI NASTRIFORMI

B = 1.00 m	$P_{lim} = 2.3 \text{ kg/cm}^2 = 225 \text{ kPa}$
B = 1.20 m	$P_{lim} = 2.4 \text{ kg/cm}^2 = 235 \text{ kPa}$
B = 1.50 m	$P_{lim} = 2.5 \text{ kg/cm}^2 = 245 \text{ kPa}$
B = 2.00 m	$P_{lim} = 2.7 \text{ kg/cm}^2 = 265 \text{ kPa}$

Tali valori potranno essere utilizzati per il calcolo della P_{amm} , secondo il D.M. 11/03/88, e per la verifica di sicurezza allo SLU del complesso fondazione-terreno richiesta dal Cap.7 del D.M. 14/09/05 (paragrafo 7.3.1.1).

Il valore di P_{lim} può essere considerato, infatti, coincidente con la resistenza di progetto R_d , stimata applicando per i parametri del terreno i coefficienti (γ_m) del caso M1 (tab. 7.2 I del D.M. 14/09/05).

Il calcolo di R_d nel caso M2 (tab. 7.2.I del D.M. 14/09/05) richiede, altresì, l'applicazione di coefficienti riduttivi ($\gamma_m \geq 1$), ai parametri geotecnici del terreno. Procedendo nel calcolo si ottengono i seguenti valori:

Piano di posa a -3.50 m dal p.c.

FONDAZIONI NASTRIFORMI

B = 1.00 m	$R_{d(M2)} = 1.9 \text{ kg/cm}^2 = 186 \text{ kPa}$
B = 1.20 m	$R_{d(M2)} = 2.0 \text{ kg/cm}^2 = 196 \text{ kPa}$
B = 1.50 m	$R_{d(M2)} = 2.2 \text{ kg/cm}^2 = 216 \text{ kPa}$
B = 2.00 m	$R_{d(M2)} = 2.4 \text{ kg/cm}^2 = 235 \text{ kPa}$

Piano di posa a -4.20/-4.50 m dal p.c.

FONDAZIONI NASTRIFORMI

B = 1.00 m	$R_{d(M2)} = 1.3 \text{ kg/cm}^2 = 127 \text{ kPa}$
B = 1.20 m	$R_{d(M2)} = 1.3 \text{ kg/cm}^2 = 127 \text{ kPa}$
B = 1.50 m	$R_{d(M2)} = 1.4 \text{ kg/cm}^2 = 137 \text{ kPa}$
B = 2.00 m	$R_{d(M2)} = 1.5 \text{ kg/cm}^2 = 147 \text{ kPa}$

Il progettista potrà, a propria discrezione, considerare eventuali ulteriori coefficienti parziali di sicurezza ($\gamma_{R,d}$), da applicare ad R_d , che tengano conto delle incertezze nel modellare la resistenza ($\gamma_{R,d} \geq 1$).

Nel calcolo della capacità portante (P_{amm}) di un terreno, secondo il metodo delle tensioni ammissibili, viene considerato un fattore di sicurezza (F) da applicare alla P_{lim} , in conformità al D.M. dell'11/03/88, nonché un criterio limitativo riferito ai cedimenti massimi verificabili.

Per il calcolo dei cedimenti è stato utilizzato il metodo di **Burland-Burbidge (1983)**:

$$s = f_s \cdot f_h \cdot f_t (q' - 2/3 \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c$$

in cui:

q' = pressione efficace lorda (kPa)

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta delle fondazioni (kPa)

I_c = indice di compressibilità, funzione di N_{spt}

f_s, f_h, f_t = fattori correttivi di forma.

Il calcolo viene condotto tenendo conto di cedimenti differiti nel tempo (20 anni) limitando, dove necessario, il valore della P_{amm} ottenuto, allo scopo di riportare i valori massimi entro i limiti di tollerabilità proposti da Terzaghi per le strutture.

Piano di posa a -3.50 m dal p.c.

FONDAZIONI NASTRIFORMI

B = 1.00 m	$P_{amm} = 1.20 \text{ kg/cm}^2 = 118 \text{ kPa}$	s = 5 mm
B = 1.20 m	$P_{amm} = 1.20 \text{ kg/cm}^2 = 118 \text{ kPa}$	s = 5 mm
B = 1.50 m	$P_{amm} = 1.20 \text{ kg/cm}^2 = 118 \text{ kPa}$	s = 6 mm
B = 2.00 m	$P_{amm} = 1.20 \text{ kg/cm}^2 = 118 \text{ kPa}$	s = 7 mm

Piano di posa a -4.20/-4.50 m dal p.c.

FONDAZIONI NASTRIFORMI

B = 1.00 m	$P_{amm} = 0.80 \text{ kg/cm}^2 = 78 \text{ kPa}$	s = 2 mm
B = 1.20 m	$P_{amm} = 0.80 \text{ kg/cm}^2 = 78 \text{ kPa}$	s = 3 mm
B = 1.50 m	$P_{amm} = 0.80 \text{ kg/cm}^2 = 78 \text{ kPa}$	s = 3 mm
B = 2.00 m	$P_{amm} = 0.90 \text{ kg/cm}^2 = 88 \text{ kPa}$	s = 4 mm

I valori di P_{amm} calcolati sono conformi al D.M. 11/03/1988 in cui per le strutture di fondazione viene prescritto al paragrafo "C.4.2", un fattore di sicurezza (F) non inferiore a 3, laddove $P_{amm} = 1/F \cdot P_{lim}$.

I cedimenti, calcolati per la stima della P_{amm} potranno, in ogni caso, essere utilizzati per le verifiche in condizioni di esercizio (SLE), in quanto dovranno risultare compatibili, nelle diverse condizioni di carico, con la funzionalità della struttura in elevato e con la durabilità e l'esercizio dell'opera.

Dato il carattere puntiforme delle indagini e la variabilità litologica dei terreni, si richiede in fase esecutiva il controllo della natura litologica dei terreni di fondazione.

9.2 Fondazione a platea

Per l'edificio di progetto e per la **quota di imposta pari a circa -4.20/-4.50 m dal p.c.**, tenuto conto soprattutto della presenza d'acqua, potrà essere più idonea la scelta di utilizzare strutture di fondazione a platea, a condizione che la distribuzione dei carichi risulti omogeneamente distribuita e/o vengano predisposti idonei svincoli strutturali tra porzioni a diverso carico.

Dovrà essere eseguita una bonifica del piano di posa mediante la stesa di terreno grossolano ghiaioso-sabbioso, immediatamente al di sotto del piano di appoggio della platea, secondo le modalità di seguito illustrate:

- Asportazione del terreno fino ad una profondità di circa 40-50 cm dal piano di posa.
- Ricarica con adeguati materiali granulari (ghiaia mista, sabbia-misto di cava, ecc.) opportunamente compattati, preferibilmente mediante vibrocompattazione o in alternativa mediante rullatura in strati successivi di spessore massimo pari a 20-25 cm. La base di questo strato potrà essere convenientemente costituita da grossi ciottoli e pietrame adeguatamente addensati.

Gli interventi di bonifica sono in ogni caso volti alla realizzazione di uno strato artificiale continuo ed omogeneo di almeno 40-50 cm di interposizione tra il terreno a caratteristiche mediocri e le strutture di fondazione.

Le operazioni di bonifica dovranno essere condotte in tempi rapidi evitando l'esposizione dei fronti di scavo per tempi prolungati.

A bonifica ultimata, al piano di appoggio delle strutture di fondazione a platea potrà essere assegnato un valore di P_{amm} dell'ordine di 1.0 kg/cm^2 con cedimenti associati dell'ordine di 18-20 mm ed in ogni caso compatibili con le strutture di progetto.

Per i terreni di fondazione potranno essere utilizzati valori del coefficiente k di Winkler dell'ordine di $1-2 \text{ kg/cm}^3$.

Nel caso in cui la platea sia posta alla quota di -3.50 m dal p.c. potranno essere considerati valori di P_{amm} dell'ordine di 1.2 kg/cm^3 , con cedimenti dell'ordine di 16-18 mm. Le operazioni di bonifica potranno in tal caso essere limitate alla formazione di uno strato di base con spessore pari a 20-30 cm.

10. OPERAZIONI DI SCAVO – INTERVENTI DI DRENAGGIO

La realizzazione delle opere prevede l'esecuzione di scavi con altezza massima di circa 4.50 m, da eseguirsi localmente in prossimità dei margini di proprietà e dell'edificio esistente. Tuttavia la scelta di rialzare il piano di posa potrebbe comportare fronti di scavo di altezza ridotta a circa 3.5 m.

Dai dati acquisiti è stata evidenziata la presenza della falda freatica circolante a scarsa profondità dal p.c.

Nel caso di un piano di fondo scavo posto a -4.50 m dal p.c. attuale si ritengono certe le interferenze tra le operazioni di scavo e gli acquiferi sotterranei. La falda riscontrata nelle indagini risulta continua nell'area e può presentare notevoli oscillazioni in funzione delle precipitazioni meteoriche.

In tal caso l'esecuzione degli scavi in condizioni di sicurezza e la posa delle strutture di fondazione, al di sotto del livello di falda, dovrà avvenire mediante specifiche tecniche realizzative. Infatti l'escavazione di terreni sciolti in falda comporta possibili fenomeni di rifluimento e crollo delle pareti di scavo.

Si ritiene pertanto necessaria la posa di opportuni sistemi di drenaggio sul perimetro dell'interrato ed al fondo degli scavi, con l'utilizzo di sistemi tipo *well point*, drenaggi e pompe sommerse. Sarà cura delle ditte esecutrici il dimensionamento dei sistemi tipo *well point* e la valutazione dell'interazione con l'edificio esistente al contorno.

Nel caso in cui si optasse per un fondo scavo posto a circa -3.50 m dal p.c., l'interferenza con i fenomeni di circolazione idrica risulterebbe ridotto e funzione del periodo di esecuzione degli scavi. Potrà essere in tal caso valutata, previa verifica del livello di falda nei piezometri messi in opera e mediante scavi esplorativi, la possibilità di non utilizzare sistemi di abbattimento della falda preventivi.

Gli scavi di progetto interesseranno la coltre superficiale di riporto e quindi i depositi fluvioglaciali a caratteristiche geotecniche per lo più da scadenti a mediocri. I fronti di scavo dovranno essere eseguiti in condizioni di sicurezza, tenuto anche conto delle caratteristiche geotecniche dei terreni e della presenza di manufatti esistenti. Per qualsiasi operazione di scavo e movimento terra, al fine di garantire la sicurezza per gli operatori, si raccomanda di mantenere sempre, anche localmente, altezze ed inclinazioni dei fronti di scavo rapportabili con le caratteristiche geotecniche dei materiali presenti. Fronti di scavo in condizioni subverticali e in presenza di materiali con caratteristiche geotecniche scadenti, potrebbero infatti innescare fenomeni di crollo.

Alla luce delle osservazioni eseguite, l'esecuzione dei fronti di scavo, secondo le altezze di progetto (circa 4.5 m) in condizioni di sicurezza, soprattutto in prossimità dei fabbricati esistenti (lato Nord) e dei margini di proprietà (lato Ovest), è garantita solo mediante l'esecuzione di opere di sostegno preventive.

Per tali tratti di scavo (lato Nord e lato Ovest), si dovrà necessariamente prevedere la realizzazione di adeguate strutture di sostegno preventivamente eseguite. Si rende pertanto necessaria la posa in opera di diaframmi in cls o di una paratia di micropali trivellati e muniti di cordolo di collegamento (berlinese), eventualmente adeguatamente rinforzati mediante una o più file di tiranti. Le opere di sostegno dovranno essere idoneamente dimensionate ed intestate, in funzione della profondità raggiunta dal fondo scavo e dei carichi esistenti al contorno.

La scelta della tipologia della struttura di sostegno dovrà essere valutata in funzione della logistica dei luoghi, della presenza di fenomeni di filtrazione idrica, della permeabilità dei terreni superficiali, e della presenza dell'edificio esistente, nelle proprietà limitrofe. In relazione all'assetto geologico-geotecnico ed idrogeologico dell'area si ritiene da preferire l'utilizzo di diaframmi in cls, previa verifica da parte delle ditte esecutrici della logistica dei luoghi e dell'interazione delle procedure di messa in opera con l'edificio esistente.

Per i restanti fronti di scavo interni alla proprietà, previa esecuzione di alcuni scavi esplorativi, potrà essere presa in considerazione la possibilità di procedere mediante scavi a campione, tenendo

anche conto della notevole estensione dello scavo e della necessità di dover utilizzare sistemi di abbattimento della falda freatica.

La realizzazione delle operazioni di scavo dovrà in questo caso prevedere campioni di 5-7 m di lunghezza. Si potrà valutare in fase esecutiva la possibilità di procedere con gli scavi a campione contemporaneamente su settori non adiacenti e sufficientemente distanti (almeno 4-5 m) lungo il fronte di scavo. La posa delle armature dovrà essere tempestiva. Quindi si dovrà procedere celermente con il getto (controterra) delle opere di murazione. Si rende necessario evitare l'abbandono dei fronti di scavo aperti per tempi prolungati.

Le modalità sopraindicate permettono di sfruttare l'effetto arco posseduto dal terreno e la stabilità a breve termine dei fronti di scavo.

In relazione al carattere comunque puntuale delle indagini, si ritiene in ogni caso indispensabile eseguire, in fase esecutiva, un attento controllo nella fase iniziale di apertura dei fronti di scavo di ciascun campione. La verifica della natura litologica dei terreni e dei fenomeni di filtrazione idrica potrà comportare la sospensione delle operazioni di scavo a campione, il reinterro dello scavo e l'eventuale necessità di procedere ad opportune opere di consolidamento dei manufatti stessi che dovranno essere attentamente valutate.

Nella scelta delle modalità esecutive bisognerà tener conto che la realizzazione degli scavi senza l'utilizzo di opere di sostegno preventive comporterà un'organizzazione del cantiere strutturata sulla necessità di esecuzione di numerosi scavi di entità ridotta, cui dovrà essere alternata la posa in opera dei muri di sostegno.

Nella fase di realizzazione di tutti gli sbancamenti si raccomanda in ogni caso di ridurre l'esposizione dei fronti evitando prolungati fermi di cantiere con lo scavo in corso.

Inoltre si consiglia di non intraprendere le operazioni di sbancamento in concomitanza di giornate caratterizzate da piogge intense. I fronti dovranno essere coperti, in caso di pioggia, con teloni impermeabili al fine di evitare l'erosione superficiale.

Nel caso in cui si optasse per operazioni di sbancamento con altezza di scavo ridotta a circa 3.5 m potrà essere valutata la possibilità di procedere mediante scavi a campione lungo il lato Ovest. Allo stesso modo si potrà valutare la possibilità di eseguire gli scavi in un'unica fase di sbancamento per i fronti interni alla proprietà, mantenendo inclinazioni compatibili con le caratteristiche geotecniche dei terreni ed in ogni caso inferiori a circa 40°. Lungo il lato Nord dovrà in ogni caso essere prevista la messa in opera delle strutture di sostegno preventivo (berlinese o diaframmi in cls) già descritte.

11. COMPATIBILITA' DELL'INTERVENTO DI PROGETTO CON LE NORME DI FATTIBILITA' GEOLOGICA E LA VULNERABILITA' DELLA FALDA

- INTERVENTI PROPOSTI

Il sito di studio è inserito nella classe di fattibilità geologica "2b" del vigente PRG, caratterizzata da modeste limitazioni d'uso.

L'area di progetto ricade in un ambito di alta vulnerabilità della prima falda, che possiede soggiacenza minore di 5 m. I pozzi idrici ad uso potabile della zona raggiungono in ogni caso le falde idriche profonde, maggiormente protette dalla presenza di sequenze a bassa permeabilità e quindi a medio-basso grado di vulnerabilità.

Al fine di limitare l'impatto dell'intervento di progetto sulla falda sotterranea dovrà essere evitata l'infiltrazione nel sottosuolo delle acque meteoriche e di prima pioggia provenienti dai tetti, dai piazzali e da tutte le superfici impermeabili di progetto. Si dovrà quindi procedere alla predisposizione di un idoneo sistema di raccolta e smaltimento di tutte le acque meteoriche nella rete fognaria. Non potrà in ogni caso essere prevista la realizzazione di pozzi perdenti.

Per quanto concerne le problematiche realizzative correlate all'esecuzione dei vani interrati, sono state prese in esame, nei capitoli precedenti, le condizioni di stabilità dei fronti di scavo e le modalità necessarie per l'esecuzione degli stessi in condizioni di sicurezza.

L'intervento, se eseguito in conformità a quanto prescritto, è congruente con le risultanze dello studio geologico e con le relative norme di fattibilità.

12. CONCLUSIONI

Su incarico della CAPODIM s.r.l. è stato eseguito uno studio geologico relativo al progetto di realizzazione di un nuovo complesso residenziale-commerciale presso l'area dell'ex Consorzio Agrario sita in Viale Stazione a Manerbio (BS).

Lo studio geologico-geotecnico e l'indagine geognostica sono state eseguite in ottemperanza alle vigenti normative (D.M. 11/03/88 e D.M. 14/09/05) ed in applicazione delle norme di fattibilità geologica vigenti. L'area di progetto ricade entro la classe di fattibilità "2b" dello studio geologico del territorio comunale, caratterizzata da modeste limitazioni d'uso.

Lo studio è stato pertanto condotto in prospettiva sismica, secondo le procedure e metodologie dettate dalle norme vigenti (D.M. del 16/01/96 e D.M. 14/09/05).

I rilievi hanno evidenziato l'assenza di processi geomorfologici in atto. L'area pertanto è stabile e l'intervento di progetto non interferisce con problematiche di tipo idraulico.

Mediante la campagna di indagine è stata accertata la presenza di terreni superficiali da scarsamente a mediamente addensati cui seguono, alla quota di posa delle strutture di fondazione dirette, terreni per lo più mediamente addensati e localmente scarsamente addensati. Entro l'intera area di intervento i terreni sono peraltro contraddistinti da una certa eterogeneità litologica. Il substrato

alluvionale ghiaioso-sabbioso, da addensato a molto addensato è presente a partire da una profondità di circa 7.5-9.0 m dal p.c.

La determinazione dei valori di velocità di propagazione delle onde S nel sottosuolo, mediante stendimenti di sismica multicanale con acquisizione delle onde superficiali, comprese quelle a bassa frequenza, ed elaborazione dei dati secondo la procedura tipo MASW ha permesso di definire la categoria di suolo del terreno di fondazione.

Sulla base di tutti i dati raccolti è stato definito il modello geofisico e geotecnico del sito di progetto, che è assimilabile ad un terreno stratificato in cui si hanno livelli continui, seppure con spessore limitato e variabile presso i differenti punti di indagine, di sabbie limose e limi sabbioso-argillosi talora molto compressibili.

In tale contesto sono escluse fondazioni di tipo isolato (plinti), mentre sono consentite strutture di fondazione continue piuttosto larghe e fondazioni a platea. L'utilizzo di strutture di fondazione a platea è subordinata alla progettazione di edifici con distribuzione dei carichi omogenea e/o con adeguati sistemi di svincolo strutturale tra proiezioni a diverso carico.

Sono state analizzate diverse tipologie e geometrie di fondazione allo scopo di ottenere dei valori di P_{lim} del terreno e di P_{amm} , riferita ai cedimenti, che potranno essere utilizzati nello studio progettuale.

Lo studio ha permesso la ricostruzione dell'assetto idrogeologico dell'area. Dai dati acquisiti è stata evidenziata la presenza della falda freatica circolante a scarsa profondità dal p.c. Tenendo conto delle possibili oscillazioni della soggiacenza dell'acquifero freatico si ritengono certe interferenze tra le operazioni di scavo, alla quota prevista in progetto, e gli acquiferi sotterranei.

L'esecuzione degli scavi di progetto in condizioni di sicurezza e la posa di eventuali strutture di fondazione dirette, al di sotto del livello di falda, dovrà avvenire mediante specifiche tecniche realizzative. Sarà cura delle ditte esecutrici il dimensionamento dei sistemi tipo *well point* e/o mediante pompe sommerse, e la valutazione dell'interazione con l'edificio esistente al contorno delle operazioni di abbattimento della falda.

Per la realizzazione dei fronti di scavo, con le altezze di progetto, condotti in condizioni di sicurezza, in prossimità dell'edificio esistente e dei margini di proprietà si dovrà prevedere la realizzazione di adeguate strutture di sostegno preventivamente eseguite. Si rende pertanto necessaria la posa in opera di una paratia di micropali affiancati (berlinese) o di un diaframma in cls idoneamente dimensionati ed intestati, in funzione della profondità raggiunta dal fondo scavo e dei carichi esistenti al contorno, eventualmente rinforzati mediante una o più file di tiranti. In relazione all'assetto geologico-geotecnico ed idrogeologico dell'area si ritiene da preferire l'utilizzo di diaframmi in cls, previa verifica da parte delle ditte esecutrici della logistica dei luoghi e dell'interazione delle procedure di messa in opera con l'edificio esistente al contorno.

I restanti fronti di scavo, interni alla proprietà, potranno essere eseguiti senza opere di sostegno preventive ma nel rispetto dell'edificio esistente e secondo le modalità indicate nel relativo paragrafo.

Il piano interrato, successivamente alla fase realizzativa, interferirà con le acque di falda e/o con l'umidità correlata alla frangia di capillarità, soprattutto in concomitanza di periodi piovosi

caratterizzati da minima soggiacenza dell'acquifero. Si dovrà quindi prevedere la messa in opera di adeguati interventi di impermeabilizzazione (cartelle di bentonite sodica, ecc.) del piano di calpestio del piano interrato e dei muri laterali, associati ad un adeguato sistema di drenaggio con predisposizione di pompe che potranno essere utilizzate in concomitanza di periodi di maggiore innalzamento della falda. L'utilizzo di fondazioni a platea potrà garantire ulteriormente l'impermeabilizzazione del piano di calpestio del piano interrato.

Tenuto conto di tutto quanto sopra esposto, si ritiene opportuno prendere in considerazione la possibilità di rialzare la quota di progetto prevista per la posa delle fondazioni e per il piano di calpestio dell'interrato di circa 0.80/1.00 m. Tale scelta potrebbe garantire pressioni limite ed ammissibili maggiori, con cedimenti più contenuti e comporterebbe altezze di scavo ridotte. Anche le interazioni tra le operazioni di sbancamento ed i fenomeni di filtrazione idrica risulterebbero meno marcati.

Nel caso in cui si optasse per operazioni di sbancamento con altezza di scavo ridotta a circa 3.5 m potrà essere valutata la possibilità di procedere mediante scavi a campione lungo il lato Ovest. Allo stesso modo si potrà valutare la possibilità di eseguire gli scavi in un'unica fase di sbancamento per i fronti interni alla proprietà, mantenendo inclinazioni compatibili con le caratteristiche geotecniche dei terreni ed in ogni caso inferiori a circa 40°. Lungo il lato Nord dovrà in ogni caso essere prevista la messa in opera delle strutture di sostegno preventivo (berlinese o diaframmi in cls) già descritte.

Poiché l'area di progetto ricade in un ambito di alta vulnerabilità della prima falda, dovrà essere evitata l'infiltrazione nel sottosuolo delle acque meteoriche e di prima pioggia provenienti dai tetti, dai piazzali e da tutte le superfici impermeabili di progetto. Si dovrà quindi procedere alla predisposizione di un idoneo sistema di raccolta e smaltimento di tutte le acque meteoriche nella rete fognaria. Non potrà in ogni caso essere prevista la realizzazione di pozzi perdenti.

Si sottolinea tuttavia che i pozzi idrici ad uso potabile della zona raggiungono in ogni caso le falde idriche profonde, maggiormente protette dalla presenza di sequenze a bassa permeabilità e quindi a medio-basso grado di vulnerabilità.

L'intervento, se eseguito in conformità a quanto prescritto, è congruente con le risultanze del presente studio geologico e con le relative norme di fattibilità.

Desenzano del Garda, Novembre 2007

Dott. Geol. Rosanna Lentini



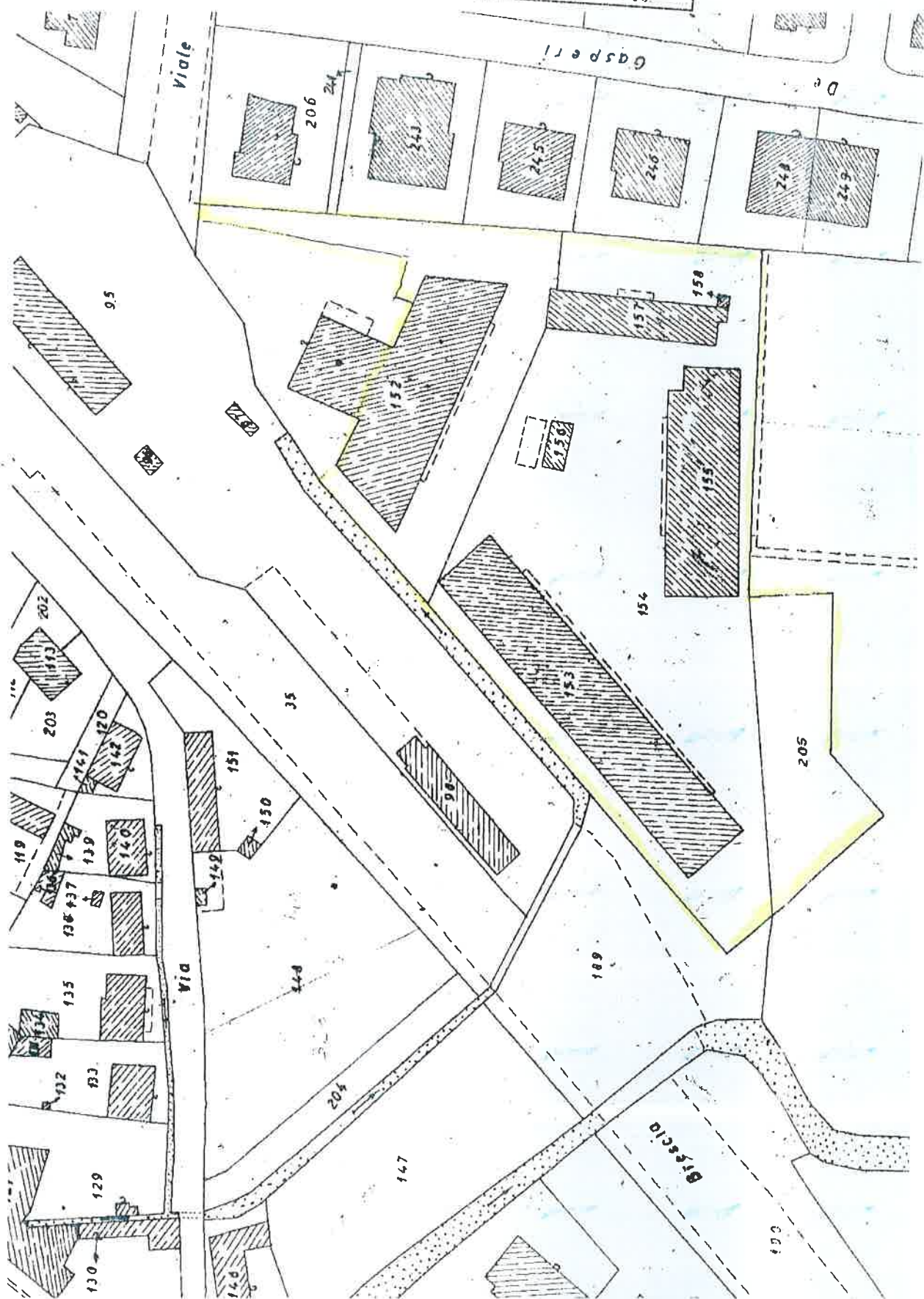
COMUNE DI MANERBIO

ESTRATTO DI MAPPA -

FOG. 17 MAPPE 152-153-154-155-156-157-158-205

Scale 1:1000

MANERBIO	
018856	11XII07
CA	CLAS FASC.



2007

**RELAZIONE TECNICA DI CONFORMITA' DELL'INTERVENTO
ALLA Legge n°13/89 E SUCCESSIVE**

- Legge n° 13 del 09/01/1989
- D.M. n°236 del 14/06/1989
- L.R. n°6 del 20/02/1989

COMUNE DI MANERBIO	
018856	11 XII 07
CAT.	CLAS. FASC.

Oggetto: Progetto di due nuovi fabbricati costituiti da 57 unità immobiliari, di cui 2 destinate al settore terziario e 55 a quello residenziale

Ubicazione: Manerbio, area ex consorzio agrario

Il sottoscritto Dott. Arch. Lorenzo D'Adda, progettista dell'intervento edilizio indicato in oggetto, descrive qui di seguito le caratteristiche degli elementi progettuali per i quali si sono applicate le norme vigenti in materia di eliminazione delle barriere architettoniche con riferimento agli specifici elaborati grafici allegati alla **Dichiarazione di conformità** ex Art. 1 – Comma 4 – Legge n° 13/89.

Gli elementi ed i parametri di raffronto sono quelli più significativi contemplati, per l'edilizia abitativa, dalla Legge n°13/89 (e relativo regolamento di attuazione approvato con D.M. n°236/89) nonché dalla Legge Regionale n°6/89 e prescrizioni tecniche allegate.

E' comunque prevista in progetto, e verrà curata nell'esecuzione dei lavori, l'applicazione dei criteri generali e degli accorgimenti particolari previsti dalle norme sopra richiamate e non indicati in dettaglio nella presente relazione.

Verranno pure introdotti, in quanto ritenuti opportuni o necessari, gli elementi, le soluzioni e gli accorgimenti tecnici previsti dalla circolare del Ministero Lavori Pubblici 19/06/1968 n° 4809 e dal D.P.R. 27/04/1978 n° 384 come risulta specificato in calce della presente relazione.

**COMUNE DI MANERBIO
PROVINCIA DI BRESCIA**

320 2007

COMUNE DI MANERBIO		
018856	11XII07	
CAT.	CLAS.	FASC.

CAPODIM SRL

**SUPERFICI UTILI E SUPERFICI NON RESIDENZIALI
PER IL CALCOLO DEGLI ONERI DI COSTRUZIONE PER
NUOVI EDIFICI ZONA EX CONSORZIO AGRARIO,
VIALE STAZIONE 35**

		IMMOBILE A MANERBIO				CALCOLO SUPERFICIE																	
		MQ		MQ		MQ		MQ		MQ		MQ		MQ		MQ		MQ		MQ		S.N.R	
APP N	PIANO	UFFICIO	SOGGIORNO	CUCINA	CORR 1	CORR 2	CAMERA 1	CAMERA 2	CAMERA 3	BAGNO 1	BAGNO 2	LAVANDERIA	LOGGIATO	BALCONE									
EDIFICIO A																							
1	T	122,98																					
2	T	122,98																					
3	1		32,71		2,78		14,92																
4	1		29,37		2,52	2,04	14,91	9,48							7,49								
5	1		23,25	14,68	5,59	3,14	15,16	20,19															
6	2		32,71		2,78		14,92																
7	2		29,37		2,52	2,04	14,91	9,48															
8	2		23,25	14,68	5,59	3,14	15,16	20,19															
9	3		45,92		3,44		16,12	16,84															
10	3		45,92		3,44		16,12	16,84															
TOTALE A		245,96	262,50	29,36	28,66		122,22	93,02	0	58,56	19,48				58,20	21,84							
EDIFICIO B																							
11	T		26,21		4,81		15,66			5,05					12,30								
12	1		26,21		4,81		15,66			5,05					12,30								
13	T--1		34,30		2,94		14,61	14,24		4,84	5,26				21,08								
14	T		41,67		9,60		11,39	9,68	15,37	7,76	4,00				15,06								
15	T		27,56		1,80		16,33			4,68		2,6											
16	T		37,76		1,98		15,16	15,70		5,19	6,07				11,85								
17	1		41,67		9,60		11,39	9,68	15,37	7,76	4,00				15,06								
18	1		27,56		1,80		16,33			4,68		2,6											
19	1		37,76		1,98		15,16	15,70		5,19	6,07				11,85								
20	2		41,67		9,70		11,39	9,68	15,37	7,76	4,00				15,06								
21	2		27,56		1,80		16,33			4,68		2,6											
22	2		37,76		1,98		15,16	16,10		5,19	6,07				11,85								
23	T		28,80		3,25		15,33			6,64					13,47								
24	T		28,94		3,49		15,38			6,66					13,44								
25	T		26,90		1,80		15,83			4,69					13,47								
26	T		34,51		5,20		14,65	16,27		5,57	4,46				13,44								
27	1		29,21	16,33	9,27		17,75	14,54	9,01	7,74	6,56				26,91								

EDIFICIO B	UFFICIO	SOGGIORNO	CUCINA	CORR 1	CORR 2	CAMERA 1	CAMERA 2	CAMERA 3	BAGNO 1	BAGNO 2	LAVANDERIA	LOGGIATO	BALCONE
28	1	26,90		1,80		15,83			4,69		2,37		
29	1	34,51		5,20		14,65	16,27		5,57	4,46		13,44	
30	2	36,43		1,44	1,66	16,33	15,01		4,36	6,82			25,60
31	2	26,90		1,80		15,83			4,69		2,37		
32	2	34,51		5,20		14,65	16,27		5,57	4,46		13,44	
33	T	27,37		4,23		15,69			4,88			11,88	
34	T	26,33		4,71		16,04			5,41				
35	T	32,84		3,12		14,24	14,89		7,47			12,23	
36	T	28,61		3,05		14,73			6,55			12,96	
37	1	27,37		4,23		15,69			4,88			11,88	
38	1	26,33		4,71		16,04			5,41				
39	1	32,84		3,12		14,24	14,89		7,47			12,23	
40	1	28,61		3,05		14,73			6,55			12,96	
41	2	27,37		4,23		15,69			4,88			11,88	
42	2	26,33		4,71		16,04			5,41				
43	2	32,84		3,12		15,38	14,59		7,47			12,23	
44	2	28,61		3,05		14,73			6,55			12,96	
45	T--1	34,30		2,94		14,24	14,61		4,84	5,26		21,54	
46	T	26,31		2,85		15,66			5,9				
47	T	27,13		1,80		15,75			4,84				
48	T	28,53		1,80		15,92			4,68		2,52	12,88	
49	T	38,06		2,40		14,2	14,09		5,64	5,50	2,52	12,88	
50	1	26,31		2,85		15,66			5,9			9,45	7,87
51	1	27,13		1,80		15,75			4,84		2,52	12,88	
52	1	28,53		1,80		15,92			4,68		2,52	12,88	
53	1	38,06		2,40		14,2	14,09		5,64	5,50		9,45	
54	2	26,31		2,85		15,66			5,9				7,87
55	2	27,13		1,80		15,75			4,84		2,52	12,88	
56	2	28,53		1,80		15,92			4,68		2,52	12,88	
57	2	38,06		2,40 -		14,2	14,09		5,64	5,50		9,45	
TOTALE B	0	1455,14	16,33	166,07	1,66	712,87	270,39	55,12	264,96	83,99	30,03	472,40	53,34
TOTALE A+B	245,96	1717,64	45,69	194,73	1,66	835,09	363,41	55,12	323,52	103,47	30,03	530,60	75,18

CANTINE	S.N.R.
1	7,05
2	9,61
3	10,06
4	11,38
5	6,62
6	6,62
7	16,44
8	9,80
9	9,70
10	9,80
11	5,02
12	3,37
13	5,02
14	3,37
15	6,03
16	5,19
17	5,19
18	6,07
19	12,68
20	12,54
21	6,21
22	5,44
23	5,44
24	6,12
25	6,61
26	12,21
27	12,99
28	6,92
29	6,26
30	6,75
31	8,77
32	10,31
33	11,12
34	7,53
TOTALE CANTINE	274,24