



PIANI PARTICOLAREGGIATI

ALLEGATO A ALLA DELIB. DI CC N. 101 DEL 14 LUG. 2009

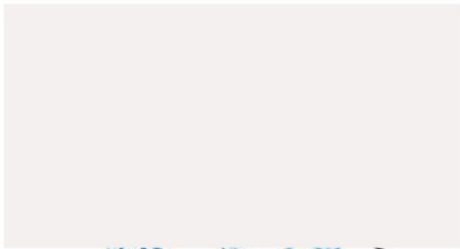
**PIANO PARTICOLAREGGIATO DI
INIZIATIVA PRIVATA
BELLARIVA DI RIMINI VIA VICO-VIA CARLI**

**INDAGINE GEOGNOSTICA LEGATA AL PROGETTO
DI PIANO PARTICOLAREGGIATO
COMUNE DI RIMINI**

PROGETTISTI: ARCH. TERESA D'ALESSANDRO;
ARCH. ANDREA RATTINI; ARCH. DIEGO DE GREGORI

COMUNE DI RIMINI	
NUMERO PROT.: <u>32873</u>	
DATA	<u>24 FEB. 2006</u> ENTRATA
U.O.:	MATR.: MOT.:
CLASSIFICA:	
PRATICA N.:	

RELAZIONE GEOLOGICO GEOTECNICA



GENNAIO 2006

1 - PREMESSE

Su incarico degli architetti Teresa D'Alessandro, Diego De Gregari, Andrea Rattini, abbiamo eseguito un'indagine geologica e geognostica, sui terreni interessati dal progetto di Piano Particolareggiato di iniziativa privata, ubicato in località Bellariva di Rimini, e precisamente in via Vico angolo via Carli.

L'indagine geognostica, redatta nel rispetto della normativa vigente ed in particolare del D.M. 11/03/1988, nonché alle indicazioni del Servizio Provinciale Difesa del Suolo di Rimini, consiste nell'esecuzione di:

- Nr. 9 prove penetrometriche dinamiche pesanti.
- Nr. 4 prove penetrometriche statiche di cui una spinta alla profondità di mt. 22
- Installazione di nr. 7 piezometri nei fori di sondaggio, per il controllo della falda.

La relazione si articola nei seguenti punti:

1. PREMESSE
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GEOMORFOLOGICO GENERALE
3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO
4. INQUADRAMENTO IDROLOGICO
5. SONDAGGI E STRATIGRAFIA LOCALE
6. CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DEI TERRENI
7. SISMICA
8. CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI E CEDIMENTI
9. DIMENSIONAMENTO DEL CORPO STRADALE
10. CONCLUSIONI



2 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

2.1 – INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

L'area oggetto dello studio, è situata in località Bellariva in Comune di Rimini in un contesto geomorfologico di pianura alluvionale sulla propaggine sud del fiume Marecchia, a circa 300 - 400 mt dalla costa ad una quota altimetrica media di 2,00 mt slm. I terreni sono costituiti da depositi di ambiente di transizione in posizione intermedia tra quello continentale e marino, in particolare è situata nel sistema di transizione deltizio del fiume Marecchia.

Dal punto di vista geologico un delta è un accumulo, o corpo sedimentario che si forma in condizioni subaeree e subacquee per una combinazione di processi fluviali e marini che operano in un'area di foce, dove un sistema fluviale introduce sedimenti terrigeni in una massa d'acqua relativamente stazionaria.

La forma del delta riflette in larga misura l'interazione, cioè l'intensità relativa, dei processi fluviali (energia delle correnti e apporti solidi) e di quelli marini costieri e da altri fattori come:

- la quantità di sedimento che giunge alla foce del fiume;
- tipo di sedimento: materiali fini (carico in sospensione) e grossolani (carico di fondo);
- regime fluviale (variazioni nella capacità di trasporto);
- tipo di energia dei processi costieri (ondate, maree, correnti);
- morfologia del bacino accettore;
- tasso di subsidenza;

Nel caso del fiume Marecchia si ha una forma arcuata come mostra la seguente immagine.



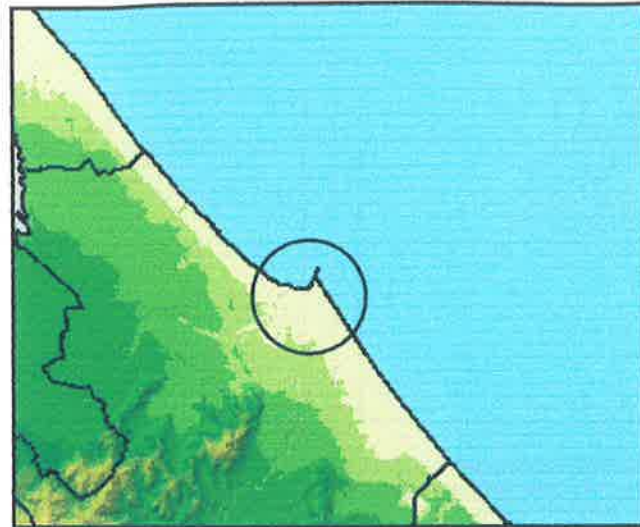


Figura 1 - Forma delta del Marecchia

Questo classifica il delta di tipo semidistruttivo in cui l'azione delle onde gioca un ruolo determinante nella risedimentazione degli apporti fluviali.

In ogni caso la maggior parte del sedimento che giunge a un delta è portato dalle piene e la misura in cui i sedimenti deltizi sono dispersi nell'ambiente marino dipende dall'intensità dei processi marini. Se la piena giunge con periodo di mare calmo di massima intensità dei processi di deposizione fluviale prevalgono i processi di sedimentazione fluviale, viceversa se si ha una mareggiata in un periodo di relativa calma fluviale prevalgono i processi di ridistribuzione marina. Il delta arcuato come quello del Marecchia è caratterizzato da un canale singolo. Durante le piene il fiume riesce a fare avanzare in mare i due argini e la barra di foce, ma successivamente le onde e le correnti lungo costa rielaborano e ripuliscono il sedimento portando i fini in sospensione al largo e accumulando la sabbia in cordoni ai lati della foce.

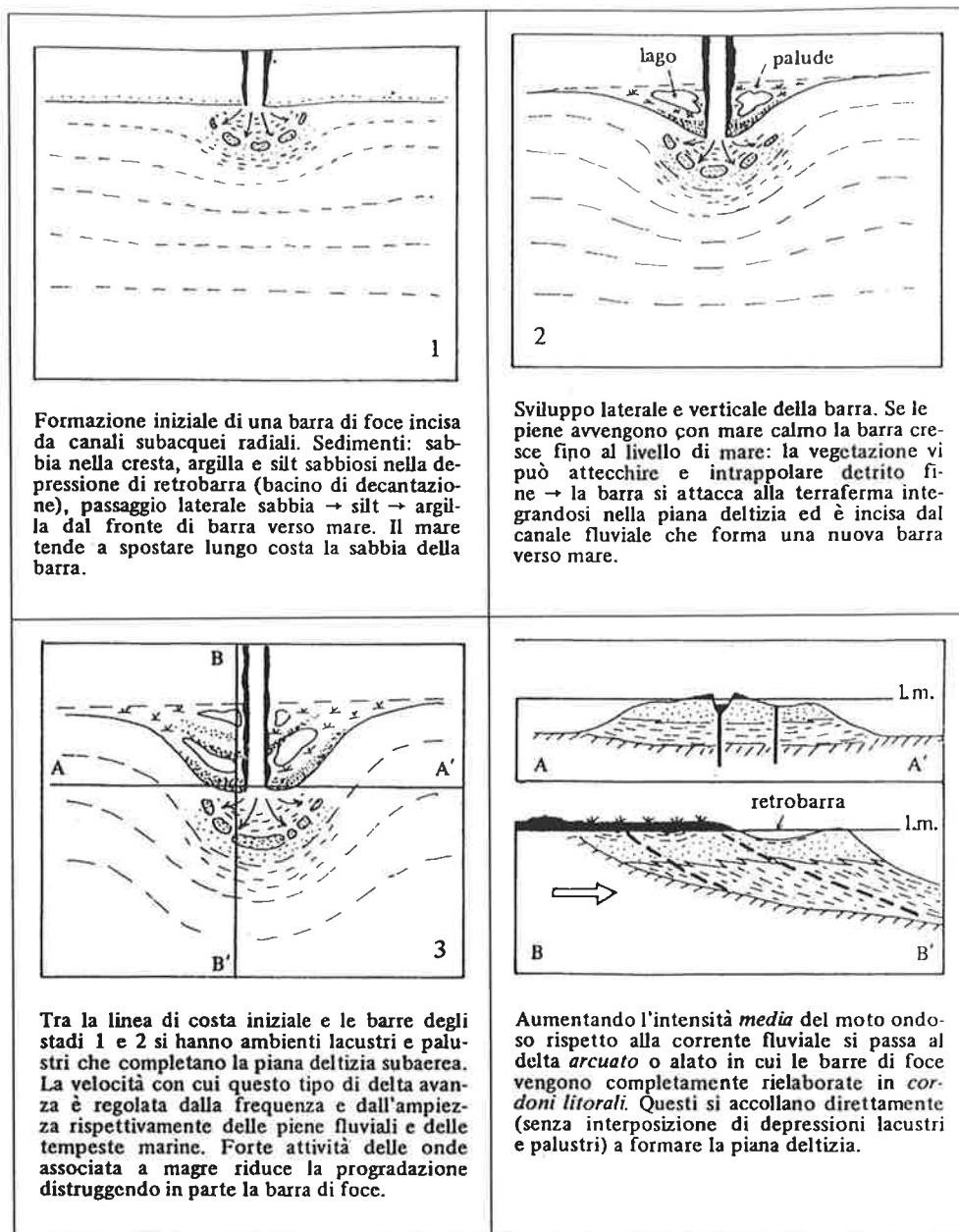
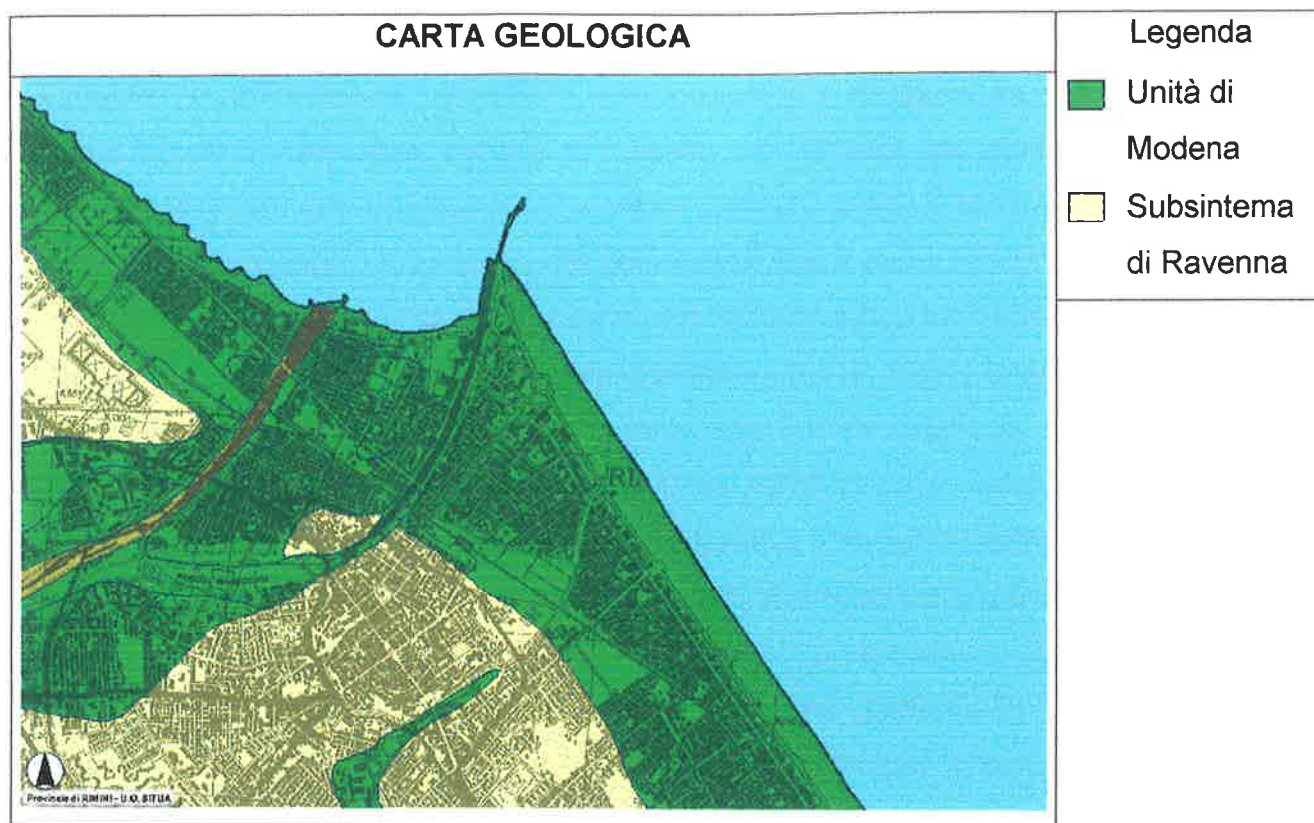


Figura 2 - Formazione ed evoluzione del delta

Nel caso del fiume Marecchia e in generale di tutti i fiumi appenninici che sfociano nell'adriatico essendo il percorso tra la sorgente e la foce relativamente breve i materiali grossolani non sono costituiti solo da sabbie, ma prevalentemente da ghiaie e da sabbie grossolane con ciottoli che raggiungono anche grosse dimensioni, mentre i depositi fini sono costituiti da limi e argille

2.2 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO STRATIGRAFICO GENERALE

La città di Rimini si trova su terreni alluvionali di transizione tra ambiente continentale e marino costituiti da due unità litologiche principali: l'Unità di Modena e il Subsistema di Ravenna, come evidenziato dal successivo stralcio della carta Geologica di pianura:



La descrizione delle due unità è la seguente:

Unità di Modena: Ghiaie, sabbie, limi ed argille di canale fluviale, argine e piana inondabile; sabbie e ghiaie di cordone litorale e di barra di foce; argille e limi di prodelta e di transizione alla piattaforma. Limite superiore sempre affiorante e coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro (2,5Y) al tetto, privo di reperti archeologici romani, o più antichi, non rimaneggiati e caratterizzato da una buona preservazione delle forme deposizionali originarie (es. argini e bacini interfluviali). Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree



intravallive e dal contatto delle tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo (o scarsamente calcareo) di epoca romana (o più antica) nelle aree di pianura. Include, concettualmente, i depositi fluviali in evoluzione b1 che però, in accordo con la tradizione della cartografia geologica preesistente, sono stati cartografati separatamente. Spessore massimo 3-4 metri. Età: post-romana (IV-VI sec. d.C.-Attuale; datazione archeologica).

Subsistema di Ravenna: Subsistema sommitale del Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore. In affioramento: depositi fluviali intravallivi e di piana alluvionale, di piana di sabbia litorale e, nel settore a mare, di prodelta e transizione alla piattaforma. Nella valle del F. Marecchia i depositi fluviali sono organizzati in 3 ordini di terrazzo con inclinazione media di 5-6 per mille. 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 (10YR, 2,5Y), spessore dell'orizzonte decarbonatato da 0,3 ad 1 m e contengono reperti archeologici di età dal Neolitico al Romano. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. Limite inferiore coincidente, in affioramento, con una superficie di erosione fluviale o con il contatto delle tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo al tetto di AES7. Nel sottosuolo della pianura: depositi argillosi e limosi grigi e grigio scuri, arricchiti in sostanza organica, di piana inondabile non drenata, palude e laguna passanti, verso l'alto, a limi-sabbiosi, limi ed argille bruni e giallastri di piana alluvionale ben drenata con suoli calcarei e non calcarei al tetto. I depositi di piana alluvionale includono ghiaie di canale fluviale e geometria nastriforme; lungo la fascia costiera passano con contatto netto ed erosivo a sabbie litorali. Limite inferiore nel sottosuolo dato dal contatto netto tra i depositi fini, scuri, generalmente palustri, di base unità con i depositi grossolani di canale e argine fluviale di AES7. Subsistema contenente un'unità di rango gerarchico inferiore (AES8a) che, dove presente, ne costituisce il tetto stratigrafico. Spessore massimo di 20-25 metri.

I terreni superficiali fino a 2,2 -2,8 mt di profondità indicano la predominante influenza dell'azione di risedimentazione marina, infatti si tratta di depositi prevalentemente sabbiosi e sabbioso-limosi a granulometria variabile da fine a molto grossolana con presenza di ciottoli di piccole dimensioni, frammenti di conchiglie. Più in profondità i sedimenti sono di



tipo limoso argilloso-argilloso limoso con presenza di sostanze organiche che invece testimoniano un ambiente di sedimentazione tranquillo.

Quest' area di pianura è in generale esente da instabilità, ma avendo una estrema variabilità nella distribuzione dei materiali, localmente i depositi possono presentare caratteristiche geomeccaniche differenti. Per quanto concerne l'area in esame, i sondaggi hanno rivelato un quadro geostratigrafico locale abbastanza uniforme.

3 - INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

L'idrografia del territorio è caratterizzata ovviamente dalla presenza del Fiume Marecchia, il cui alveo scorre a 2500-3000 mt dall'area indagata, dal torrente Ausa, il cui corso originario si trova a circa 700 mt. Altri elementi idrografici di rilievo sono costituiti nella zona sud di Rimini dalla Fossa Rodella, ed attualmente da nuovi collettori eseguiti in occasione della realizzazione del nuovo Iper. Queste fosse hanno funzioni drenanti importanti, infatti tutti i fossi scolano in questi collettori principali che percorrono i minimi morfologici convogliando le acque a mare.

L'idrogeologia profonda è ovviamente legata a lenti di materiale grossolano alle varie profondità. Non si conosce la presenza di acquiferi sotto l'area indagata. La zona non è interessata da pozzi AMIR, in quanto si ritiene che non esistono falde sfruttabili legate alla presenza di strati ghiaiosi profondi. E' parere unanime siano inesistenti corpi permeabili sospesi significativi rispetto alla sfruttabilità a scopo idropotabile.

4 - INQUADRAMENTO IDROLOGICO

4.1 - Regime pluviometrico del bacino del Fiume Marecchia

L'altezza delle precipitazioni annue medie del bacino del F. Marecchia misurate alle stazioni principali di Badia Tedalda - Casteldelci - Novafeltria - Viamaggio - Miratoio - Pennabilli - S. Leo fornite dal Servizio Idrologico D'Italia è di 1170 mm/anno.

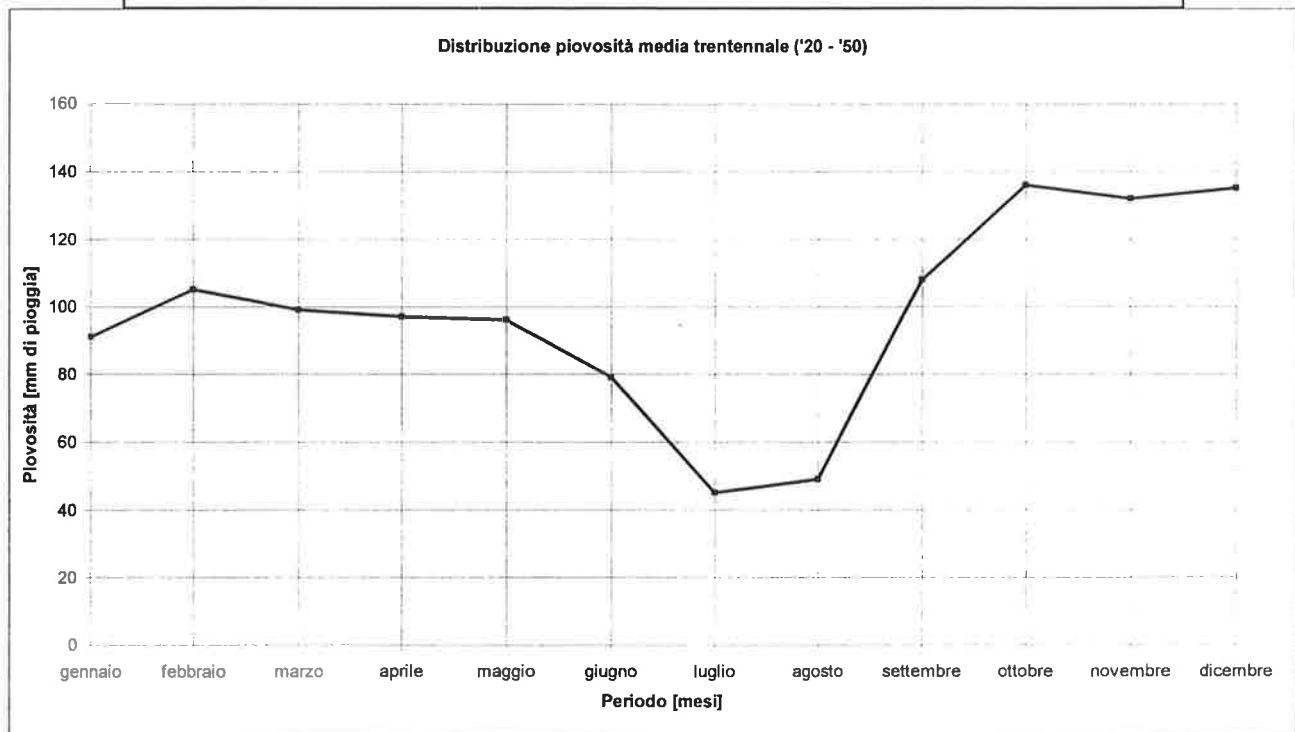


CARATTERISTICHE IDROLOGICHE BACINO IDROGRAFICO

Ampiezza bacino imbrifero a monte di Ponte Verucchio	420 kmq
Piovosità media annua	1170 mm/a nno
Volume medio di pioggia annuo	490×10^6 mc/anno
Media giornaliera	1.346.000 mc = (15,58 mc/sec)

La seguente tabella descrive la media trentennale della piovosità espressa in mm di pioggia:

Genn	Febb.	Mar.	Apr.	Magg.	Giu.	Lug.	Ago.	Sett.	Ott.	Nov.	Dic.
91	105	99	97	96	79	45	49	108	136	132	135



La distribuzione della piovosità durante l'anno rispecchia il modello previsto per i bacini a regime pluviometrico appenninico. Da notare che i mesi in cui si è registrata la maggiore piovosità sono ottobre novembre e dicembre e la minima piovosità si è avuta nel mese di luglio.



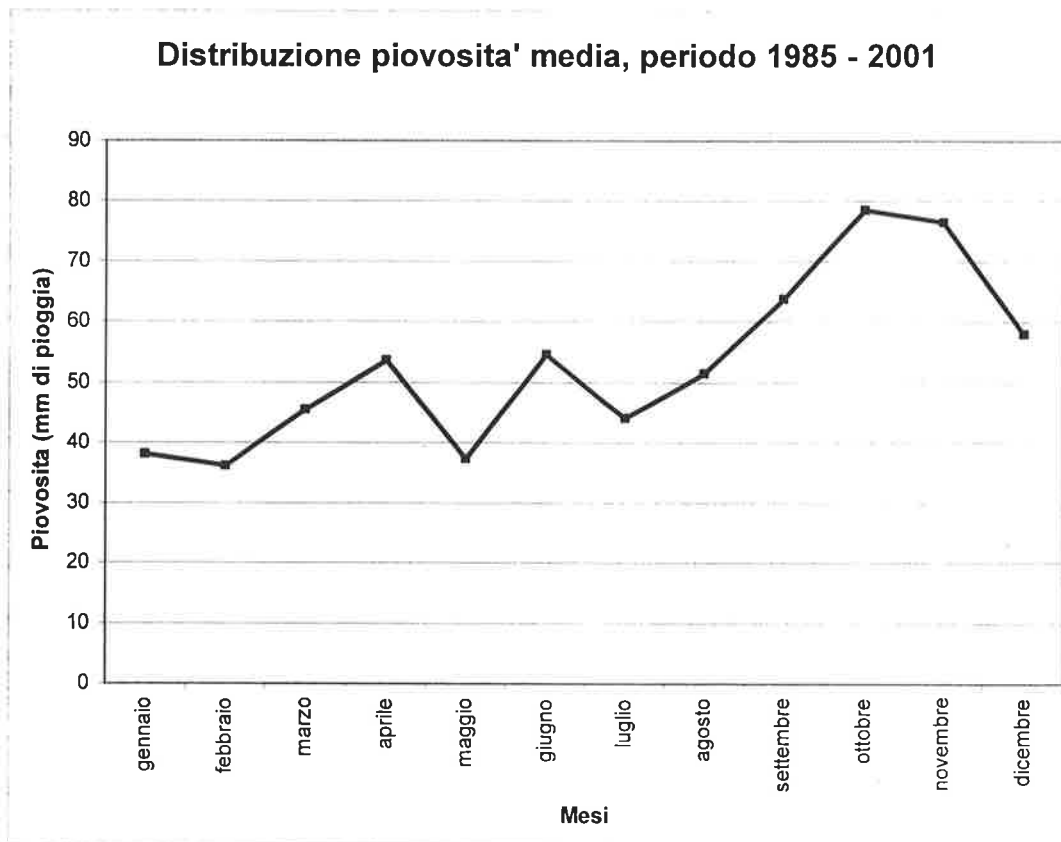
Regime pluviometrico dell'area indagata

L'altezza delle precipitazioni annue medie nell'area indagata misurate alle stazioni AMIR di Rimini è di 742 mm/anno.

Piuvosità media mensile

La seguente tabella descrive la media trentennale della piovosità espressa in mm di pioggia:

Genn	Febb.	Mar.	Apr.	Magg.	Giu.	Lug.	Ago.	Sett.	Ott.	Nov.	Dic.
38	36	46	54	37	55	44	52	64	79	77	58



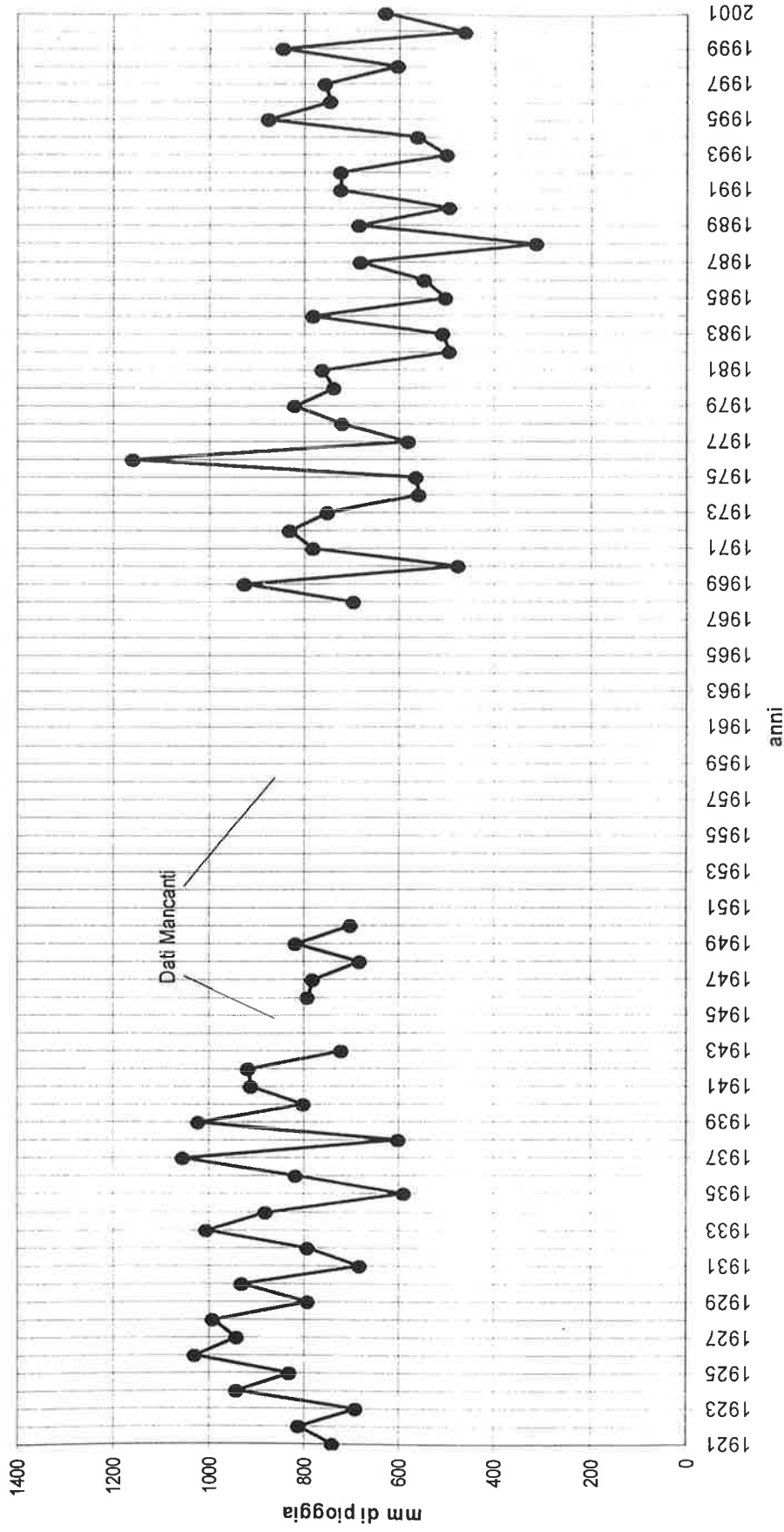
La distribuzione della piovosità durante l'anno rispecchia il modello previsto per i bacini a regime pluviometrico appenninico, con due massimi primavera e autunno e due minimi inverno e estate. Da notare che i mesi in cui si è registrata la maggiore piovosità sono ottobre novembre e dicembre e la minima piovosità si è avuta nel mese di febbraio in corrispondenza del secondo minimo stagionale.

Il grafico riportato nella pagina successiva indica la piovosità totale annua nel periodo di tempo 1921 – 2001, con dati mancanti in corrispondenza del periodo della guerra e dal 1951 – 1967.



Piovosità annuale

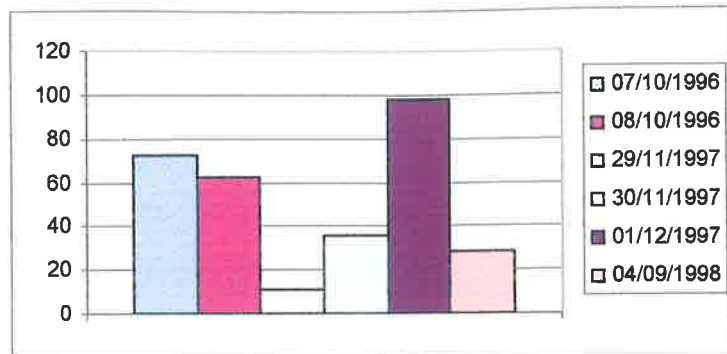
Precipitazioni totali annue dal 1921 al 2001



Eventi pluviometrici eccezionali

Negli ultimi anni si sono verificati diversi eventi di piovosità eccezionale con la caduta di notevoli quantità d'acqua in poco tempo. In particolare nel 1996, 1997, 1998 si sono verificati eventi con queste caratteristiche

Giorno	mm totali
07/10/1996	72,6
08/10/1996	62,6
29/11/1997	10,6
30/11/1997	35,6
01/12/1997	98
04/09/1998	28,2



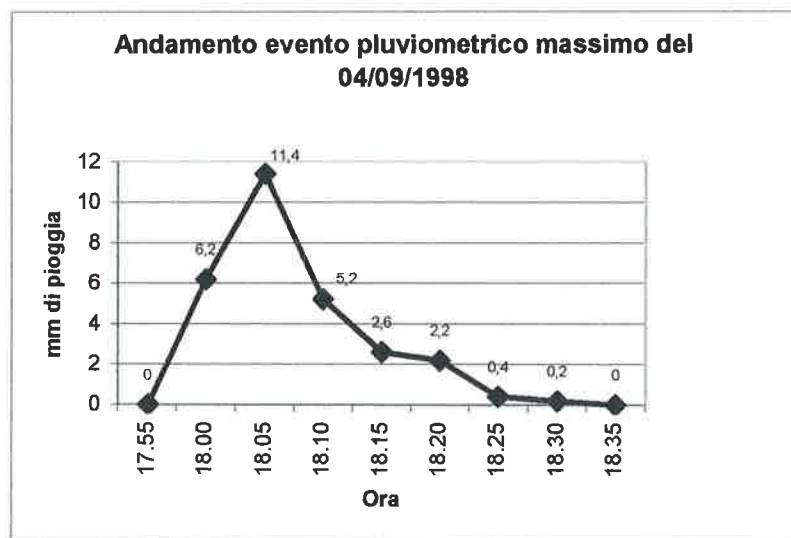
Dal punto di vista dell'intensità orario si hanno i seguenti valori

Precipitazioni di punta		
Giorno	Massimo Orario	Massimo in 5 min
08/10/1996	41,4	6
01/12/1997	23	4,8
04/09/1998	28,2	11,4

L'ultimo evento pluviometrico di notevole intensità si è verificato il 4/09/1998 in un periodo di tempo molto breve, ma con una notevole quantità d'acqua.

Andamento dell'ultimo evento massimo pluviometrico

Ora	mm di pioggia
17.55	0
18.00	6,2
18.05	11,4
18.10	5,2
18.15	2,6
18.20	2,2
18.25	0,4
18.30	0,2
18.35	0



Come si può notare nell'arco di 5 min sono caduti 11.4 mm di pioggia, per un valore complessivo di 28.2 mm di pioggia in un'ora



5 - SONDAGGI E STRATIGRAFIA LOCALE

Al fine di verificare la situazione stratigrafica e idrologica locale e determinare i parametri di resistenza del terreno sono state effettuati i seguenti sondaggi geognostici

- nove prove penetrometriche dinamiche pesanti.
- Quattro sondaggi penetrometrici statici di cui uno spinto alla profondità di mt. 22
- Installazione di 7 piezometri per il controllo della falda.

I risultati e l'interpretazione dei dati penetrometrici, sono stati utilizzati per effettuare la classificazione geotecnica del tipo di terreno, determinare i parametri di resistenza e deformabilità utilizzati per il calcolo della capacità portante del terreno e dei relativi cedimenti.

5.1 - Stratigrafia

In funzione dei risultati dei sondaggi è stata fatta una classificazione stratigrafica per ogni punto di sondaggio:

SONDAGGIO STATICO N°1

STRATO	PROFONDITÀ (mt)	STRATIGRAFIA
I°	da 0,0 a 0,50-1,00 mt	Sabbie limose sciolte.
II°	da 0,50-1,00 mt a 6,0 mt	Sabbie medie e medio-fini con sabbie limose e limi sabbiosi-passaggi di sabbie addensate con ghiaia fine-livelli di ghiaia grossolana
III°	da 6,0 mt a 22,0 mt	Argille limose-argille N.C.-passaggi a livelli di sabbie-limose e limi argillosi

SONDAGGIO STATICO N°2

STRATO	PROFONDITÀ (mt)	STRATIGRAFIA
I°	da 0,0 a 0,5-1,00 mt	Sabbie limose sciolte.
II°	da 0,5-1,0 mt a 5,60 mt	Sabbie medie e medio-fini con sabbie limose e limi sabbiosi-passaggi di sabbie addensate con ghiaia fine-livelli di ghiaia grossolana
III°	da 5,60 mt a 18,40 mt	Argille limose-argille N.C.-passaggi a livelli di sabbie-limose e limi argillosi



SONDAGGIO STATICO N°3

STRATO	PROFONDITÀ (MT)	STRATIGRAFIA
I°	da 0,0 a 0,5-1,0 mt	Sabbie limose sciolte.
II°	da 0,5-1,0 mt a 5,80 mt	Sabbie medie e medio-fini con sabbie limose e limi sabbiosi-passaggi di sabbie addensate con ghiaia fine-livelli di ghiaia grossolana
III°	da 5,80 mt a 18,40 mt	Argille limose-argille N.C.-passaggi a livelli di sabbie-limose e limi argillosi

SONDAGGIO STATICO N°4

STRATO	PROFONDITÀ (mt)	STRATIGRAFIA
I°	da 0,0 a 0,50-1,0 mt	Sabbie limose sciolte.
II°	da 0,5-1,0 mt a 6,0 mt	Sabbie medie e medio-fini con sabbie limose e limi sabbiosi-passaggi di sabbie addensate con ghiaia fine-livelli di ghiaia grossolana
III°	da 6,0 mt a 15,0 mt	Argille limose-argille N.C.-passaggi a livelli di sabbie-limose e limi argillosi

Le colonne stratigrafiche di dettaglio relative ad ogni singolo sondaggio sono riportate in allegato.

Nelle seguenti tabelle viene indicata una stratigrafia schematica riunendo terreni con caratteristiche simili e riferita ai sondaggi penetrometrici dinamici:

Stratigrafia locale derivata dai sondaggi	
Profondità	Litologia
Da 0 a 0.50 – 0.55 mt	Sabbia sciolta
Da 0.50 – 0.55 a 4,0-5,00 mt	Materiale di natura sabbiosa- livelli sabbiosi con ghiaia
Da 4,00-5,00 mt a 5,50-6,20	Ghiaia con sabbia
Da 5,50-6,20 a 6,20-7,00 mt	Limi sabbiosi
Da 6,20-7,00 a 12,00 mt	Limi argillosi grigi



5.2 - FALDA

Dai piezometri installati nei fori di sondaggio sono stati misurati i livelli dell'acqua. Le misure sono state effettuate dopo pochi giorni dall'installazione degli stessi in data 12/12/2005, e tenuta sotto controllo per 15-20 giorni.

I valori sono riferiti alla quota del piano campagna:

N°	LIVELLO (12/12/2005)	LIVELLO (15/12/2005)	LIVELLO (30/12/2005)
1	-0,90-1,0 mt	-0,90	-0,80
3	-0,70-0,9 mt	-0,70	-0,65
4	-0,80 mt	-0,70	-0,65
5	-0,70-0,8 mt	-0,70	-0,65
6	-0,20-0,3 mt	-0,20	-0,20
7	-0,30 mt	-0,30	-0,20
9	-0,20 mt	-0,20	-0,20

Com'è stato evidenziato in precedenza l'evento piovoso eccezionale, di pioggia continua e persistente, si è verificato nel 1997 con durata di tre giorni in cui sono caduti 144,2 mm di pioggia.

È ipotizzabile quindi, ma del tutto indicativo, che in concomitanza con un evento piovoso pari a quello verificatosi nel 1997 la falda possa risalire fino al piano campagna, (già oggi si trova praticamente a tale quota).



6 - CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DEI TERRENI

I sondaggi geognostici hanno evidenziato una stratigrafia con continuità laterale per tutta la zona indagata. In particolare siamo in presenza di terreni alluvionali a composizione sabbiosa ghiaiosa con limi sabbiosi fino alla profondità di mt 6,00 a cui fa seguito un grosso spessore di limi argillosi e argille grigio-azzurre normal consolidate.

Sulla base dei risultati delle prove penetrometriche vengono forniti i seguenti campi di variazione dei parametri di resistenza geomeccanica per le differenti litologie.

PARAMETRI GEOMECCANICI DELL'AREA		
Profondità (mt)		Caratteristiche geomeccaniche
0,0 ⇒ 0,5 – 1,0	materiale costituito da sabbia sciolta e ghiaio.	Agisce soltanto come sovraccarico
0,5 – 0,55 ⇒ 5,80 -6,0	Sabbie limose nocciola-sabbia con ghiaia e Limi sabbiosi con striature grigio e giallo ocra Ghiaia da fine a media in matrice sabbiosa limosa	$C_u=0,5 \text{ Kg/cm}^2$; $m_v=0,02 \text{ cm}^2/\text{Kg}$; $E'_3=350 \text{ Kg/cm}^2$; $C'_3=0,05 \text{ Kg/cm}^2$; $\varphi'_3=21-22^\circ$; $\gamma=1,9 \text{ t/m}^3$ $E'_1=500 \text{ Kg/cm}^2$; $\varphi'_1=34^\circ$; $\gamma=1,8 \text{ t/m}^3$
6,00 ⇒ 22,0	Limi sabbiosi e Argilla limose con sabbia	$C_u=0,8 \text{ Kg/cm}^2$; $m_v=0,01 \text{ cm}^2/\text{Kg}$; $E_{ed3}=75 \text{ Kg/cm}^2$; $C'_3=0,08 \text{ Kg/cm}^2$; $\varphi'_3=20^\circ$; $\gamma=1,9 \text{ t/m}^3$

7 - SISMICA

SISMICA.

Coefficiente di fondazione Epsilon

Con la nuova riclassificazione sismica del territorio nazionale avvenuta nel 1983, il territorio in esame è stato inserito in zona sismica di seconda categoria. Questo comporta in sede progettuale la valutazione dell'azione sismica orizzontale espressa nella forza:

$$F = K_{hi} \times w_i$$

dove nel primo termine compare il fattore ϵ detto coefficiente di fondazione:

La normativa per le zone sismiche di seconda categoria fornisce un coefficiente sismico $C = 0,07$. La nuova riclassificazione sismica(2004) fornisce invece i valori di accelerazione al suolo per le varie zone sismiche



riclassificate e che risultano essere uno dei parametri fondamentali per le verifiche geotecniche (es. liquefazione), La nuova riclassificazione dice di adottare a max (accelerazione massima) = 0,25.

Calcolo di «ε»

Con riferimento al D.M. 3-3-1978 paragrafo C.G.1.1 si traccia il metodo di valutazione del «coefficiente di fondazione» ε per la determinazione delle forze orizzontali F.

$$F = K_{hi} \times w_i$$

con:

$$K_{hi} = C \times R \times \varepsilon \times D_i \times S_p$$

Il parametro ε è definito come prodotto dei coefficienti C1 e C2.

Definizione coefficiente C1 (litologico-stratigrafico)

$$C1 = f(N1 + N2)$$

Una caratteristica importante del terreno per quanto concerne il suo rapporto con l'intensità sismica è la rigidità sismica. Essa è considerata come il prodotto della velocità delle onde sismiche longitudinali con la densità. L'incremento del grado di intensità sismica riferito a roccia campione è data dalla funzione logaritmica di seguito riportata:

$$N1 = e(\log(V_o Y_s) - \log(V_x Y_x))$$

con x= valore in funzione della litologia

$$N2 = b e^{-0,04 h^2}$$

Definizione coefficiente C2 (parametro morfologico)

Il coefficiente C2 è da mettere in relazione alle effettive condizioni morfologiche e tettoniche locali in grado di accentuare le onde sismiche.



RELAZIONE GEOLOGICA GEOTECNICA

TIPI DI TERRENO		Penetrom. statico (MPa)	Pressiometro Modulo di resistenza (MPa)	Pressione limite (MPa)	Resistenza Complessiva (MPa)	S.P.T. n° colpi	Densità relativa (σ)	Indice di compress. C_c	Velocità onde di taglio (m/sec)	Velocità onde longitudinali entro la copertura (m/sec)	Velocità onde longitudinali alla superficie (m/sec)
Rocce	Rocce omogenee e gessi non alterati		>100	>5	>10				>800		>2.500
A	Terreni da buona o molto buona resistenza meccanica										
	Suoli granulari compatti	>15	>20	>2		>30	>60		>400	>1.800	>800
	Suoli coerenti argille e marne non alterate	>5	>25	>2	>0,4			<0,02			>1.800
B	Terreni a resistenza meccanica media										
	Rocce alterate o fessurate		50-100	2,5-5	1-10				300-800		400-2.500
	Suoli granulari mediamente compatti	5-15	6-20	1-2		10-30	40-60		150-400	1.500-1.800	500-800
	Suoli mediamente consistenti	1,5-5	5-25	0,5-2	0,1-0,4			0,02-0,10			1,00-1.800
C	Terreni a debole resistenza meccanica										
	Suoli granulari molli	<5	<6	<1		<10	<40		<150	<1.500	<500
	Suoli non coerenti (argille molli e limose)	<1,5	<5	<0,5	<0,1	<2		>0,10			
Attribuzione del valore di ϵ ai diversi tipi di terreni individuati		<ul style="list-style-type: none"> -Rocce e suoli di tipo (A) con spessori <15 m → $\epsilon = 1,0$ -Suoli di tipo (B) con spessori >15 m → $\epsilon = 1,1$ -Suoli di tipo (B) con spessori < 30 m → $\epsilon = 1,2$ -Suoli di tipo (B) con spessori > 30 m → $\epsilon = 1,3$ -Suoli di tipo (C) con spessori <15 m → $\epsilon = 1,3$ -Suoli di tipo (C) con spessori >15 m → $\epsilon = 1,0$ 									

Schema di valutazione sintetica di ϵ in base ai diversi tipi di terreni in relazione alle caratteristiche geomeccaniche e alla velocità delle onde di taglio.

Effettuati i calcoli, ne deriva un coefficiente di fondazione epsilon pari a 1. Ciò concorda anche con il DM 16 gennaio 1996 che impone un coefficiente di fondazione 1,0 in presenza di depositi alluvionali di spessore > di 20 mt. come nel caso in esame.

7.1-VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Perché ci sia liquefazione, occorre la presenza di sabbie sciolte, monogranulari, immerse in falda. Si tratta quindi di depositi naturali o accumuli artificiali di natura sabbiosa, monogranulare, immersi in falda. Nel corso di un evento sismico, questi depositi subiscono una forte riduzione della resistenza al taglio, a seguito della quale, il terreno può scorrere o fluire nel caso di terreni in pendenza o assestarsi nel caso di una giacitura orizzontale. Il fenomeno è dovuto ad un aumento temporaneo, della pressione interstiziale “u” causato dalle sollecitazioni cicliche del terremoto fino a valori prossimi alle pressioni totali σ . Ora, nel caso in esame, siamo in presenza di sabbie limose con ghiaino ben addensate e quindi non soggette a liquefazione, come dimostra la seguente verifica.

La verifica alla liquefazione viene effettuata con il metodo di Seed, Mori & Chan(1982)



Il parametro rappresentativo del terremoto è dato dal rapporto:

$$\tau_{av} / \sigma v_0$$

dove:

σv_0 = tensione efficace agente in sito alla profondità z ;

τ_{av} = tensione di taglio orizzontale media indotta dal sisma, determinato dall'espressione :

$$\tau_{av} = 0,65 \gamma_z a_{max} / rd$$

a_{max} = massima accelerazione orizzontale della superficie del terreno

γ = peso di volume naturale del terreno

g = accelerazione di gravità

rd = fattore riduttivo di profondità

Il fattore 0,65 indica che la sollecitazione di taglio equivalente è il 65% della massima sollecitazione reale.

Per il terreno, il parametro è la resistenza alla penetrazione dinamica di punta N_{SPT} corretto per tener conto dell'influenza delle pressioni in sito. L'espressione (da Gibbs & Hotz 1957) è la seguente:

$$N_1 = C_N N_{SPT}$$

Dove:

$$C_N = 1 - 1,25 \log p / p_0$$

Dove:

p_0 = pressione di riferimento = 1 t/sqft (107,3 kPa)

p = pressione efficace alla profondità corrispondente al valore di N_{SPT}

Il fattore di resistenza alla liquefazione è quindi fornito dall'espressione:

$$F = (\tau / \sigma v') / \tau_{av} / \sigma v_0$$

Dove:



$$\tau_{av}/\sigma_{v0} = 0,65 \gamma_z a_{max}/g rd /\sigma_{v0}$$

La verifica effettuata, a diversi livelli di profondità, Ha fornito coefficienti di sicurezza in tutti i casi superiori a 1,3

8 – CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI E CEDIMENTI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.**

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. LL.PP. del 14/02/1992.**

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- **D.M. 9 Gennaio 1996**

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- **D.M. 16 Gennaio 1996**

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

- **D.M. 16 Gennaio 1996**

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- **Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.**

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- **Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.**

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

Con particolare riferimento a:

D.M. 11/3/88; 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

9.1 - Carico limite di fondazioni su terreni

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \text{ valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$



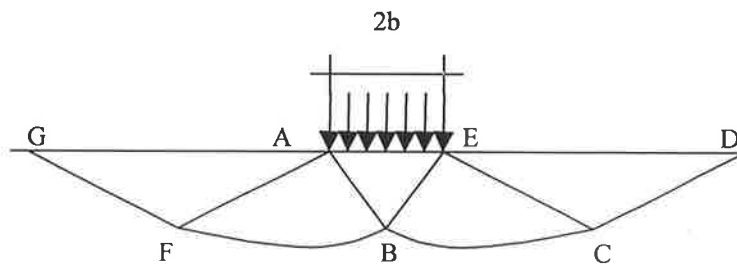
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie $GFBCD$.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione d'equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad un'equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo d'attrito φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\frac{\pi g \varphi}{\operatorname{tg} (45^\circ + \varphi/2)} - 1} \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile in sostanza, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.



fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*, le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi = 0$

D/B 0 1 1.1 2 5 10 20 100



d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62
--------	---	------	------	------	------	------	------	------

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_{c'} = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$s_c = 1$ per fondazioni nastroforni

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_{c'} = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori d'inclinazione del carico

$$i'_{c'} = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori d'inclinazione del terreno (fondazione su pendio):



$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (10.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\varphi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

CRITERIO DI VESIC

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

CRITERIO DI SANO

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{\max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove A_{\max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.



Questo criterio, rispetto a quello di *Vesic*, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di *Q_{lim}*.

Le correzioni di *Sano* e di *Vesic* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado d'addensamento e dell'angolo d'attrito.

8.2 - CEDIMENTI

Cedimenti elastici

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni B×L posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_i = Coefficienti di influenza dipendenti da: L/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto L/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base d'appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.



Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

Cedimenti Edometrici

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni d'espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica. Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso. L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- a) il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta\sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.



In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento Secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione; C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*; T tempo in cui si vuole il cedimento secondario; T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

8.3 - RISULTATI DI CALCOLO

8.3.1-FONDAZIONI

Dai calcoli effettuati si deducono valori della capacità portante per fondazioni superficiali continue, riferiti a condizioni di carico dinamiche, cioè in presenza di sisma pari a 1,2-2,00k/cm². Si consiglia comunque di assumere come carico ammissibile in condizioni sismiche, il valore di carico riferito al metodo Terzaghi, e che tenga conto degli strati sabbioso-limosi comprimibili interclusi. In sostanza i carichi ammissibili, saranno condizionati al valore dei cedimenti totali e/o differenziali calcolati sotto i carichi indotti dagli edifici, ciò andrà attentamente valutato in fase progettuale dei singoli edifici.



8.3.2-COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

In base alla situazione stratigrafica riscontrata vengono forniti i relativi valori indicativi del coefficiente di reazione K:

TABELLA 16.2
Valori indicativi del modulo di reazione *k*

Terreno	<i>k</i> , kN/m ³	t/m ³	kg/cm ³
Sabbia sciolta	4.800 ÷ 16.000	480-1.600	0,48-1,6
Sabbia mediamente compatta	9.600 ÷ 80.000	960-8.000	0,96-8
Sabbia compatta	64.000 ÷ 128.000	6.400-12.800	6,4-12,8
Sabbia argillosa mediamente compatta	32.000 ÷ 80.000	3.200-8.000	3,2-8
Sabbia limosa mediamente compatta	24.000 ÷ 48.000	2.400-4.800	2,9-4,8
Terreno argilloso:			
$q_u \leq 200$ kPa	12.000 ÷ 24.000	1.200-2.400	1,2-2,4
200 < $q_u \leq 400$ kPa	24.000 ÷ 48.000	2.400-4.800	2,4-4,8
$q_u > 400$ kPa	> 48.000	4.800	4,8

Considerando che siamo in presenza di terreni argillo-limosi con sabbia mediamente compatti il valore di K va scelto in un campo di variazione compreso fra 3,2 e 8 kg/cm³. Esso andrà calcolato in fase progettuale dei singoli interventi.

9 - DIMENSIONAMENTO DEL CORPO STRADALE

Il corpo stradale o soprastruttura flessibile sarà costituito da uno strato base e da uno strato di superficie o pavimentazione propriamente detta. Lo strato base si colloca tra il sottofondo (o la fondazione se il sottofondo non è soddisfacente) e la pavimentazione, allo scopo:

1. dare alla pavimentazione un supporto uniforme e non cedevole
2. ripartire i carichi trasmessi dalle ruote dei veicoli in misura tale da non superare la capacità portante del sottofondo o dell'eventuale strato di fondazione.



Sulla verticale a sinistra sono riportati gli indici di gruppo, sull'orizzontale in alto i volumi giornalieri di traffico composto dai veicoli pesanti e sulla verticale a destra gli spessori della pavimentazione e dello strato base. L'applicazione del diagramma presuppone che tutta la terra dei rilevati e il terreno in sito per i primi 15 cm di profondità siano costipati sino al 95% della densità AASHO standard e che invece lo strato di fondazione e lo strato di base siano costipati sino al 100% della densità AASHO standard. In considerazione della litologia superficiale, si fa riferimento a valori dell'indice di gruppo elevati con minimo di 8, massimo di 11,56 e media di 9,92 (sabbie limose e limi sabbiosi del gruppo A5, A6) che sono da ritenersi scarsi come materiale da sottofondo. In funzione del valore dell'indice gruppo di 10, in base al grafico precedente si ottiene che la sovrastruttura dovrà avere nel suo complesso almeno 10 cm di massicciata in ghiaia o pietrisco e 21 di fondazione con indice di gruppo zero. Per quel che riguarda la pavimentazione, questa è in funzione del traffico giornaliero dei veicoli industriali. Ipotizzando un traffico leggero – medio con circa 250 veicoli al giorno avremo per la sovrastruttura uno spessore complessivo di 40 cm così suddivisi:

3 cm di pavimentazione bituminosa
 16 cm di stabilizzato (base granulare)
 21 cm di mistogranulare (fondazione)

In alternativa si potrebbe anche adottare:

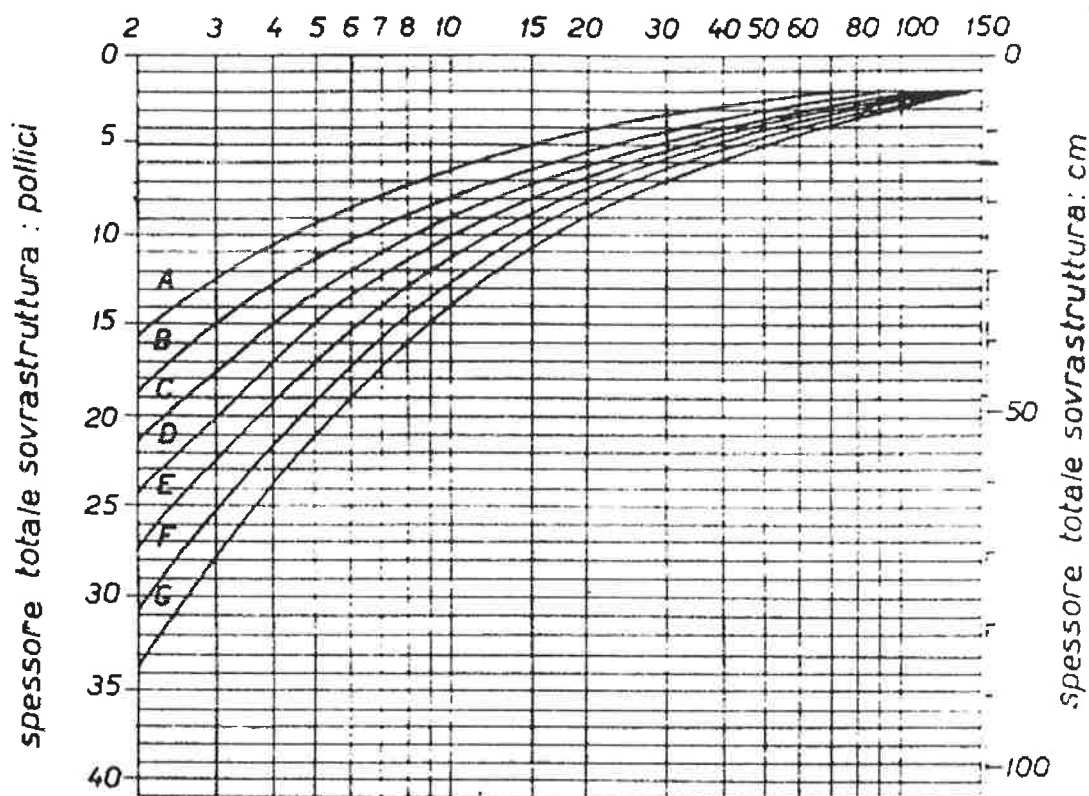
3 cm di conglomerato bituminoso di usura
 6 cm di conglomerato bituminoso di collegamento
 10 cm di stabilizzato (base granulare)
 20 cm di mistogranulare (fondazione)

Lo strato di fondazione dovrà in ogni modo essere costipato al 100% della densità AASHO standard, mentre i primi 15 cm del terreno in sito dovrà essere costipato al 95% della densità AASHO standard.



9.2- METODO CBR (CALIFORNIA BEARING RATIO)

Questo metodo, giunge alla determinazione dello spessore della sovrastuttura servendosi della prova di laboratorio condotto su un campione della terra di sottofondo (di cui non disponiamo, ma facciamo riferimento a parametri indicativi), e di un diagramma empirico basato sui risultati della prova stessa.



CLASSIFICAZIONE DEL TRAFFICO	
curve	numero giornaliero di veicoli di tara superiore a 1.5 tonn
A	0 15
B	15 45
C	45 150
D	150 450
E	450 1500
F	1500 4500
G	> 4500



Con tale diagramma, conoscendo il valore dell'indice CBR, in funzione della tipologia di traffico (carichi delle ruote) è possibile risalire allo spessore totale della sovrastruttura.

Considerando un valore di CBR di riferimento, lo spessore della sovrastruttura è in funzione del traffico (curve A,B,C,D,E,F,G). **Per un traffico medio** lo spessore è di **35÷45 cm**. Lo strato di fondazione dovrà in ogni modo essere costipato al 100% della densità AASHO standard, mentre i primi 15 cm del terreno in sito dovrà essere costipato al 95% della densità AASHO standard.

Il metodo CBR è attualmente il più applicato e diffuso. Il metodo dell'indice di gruppo è invece stato adottato anche dal C.N.R. Italiano.

In alternativa alla costipazione del terreno di sottofondo, per almeno 15 cm di terreno al 95% della densità AASHO standard si può stendere sul fondo un livello di tessuto su cui verranno adagiati 40 cm di sabbione ben addensato, per uno spessore totale del corpo stradale di 80-85 cm

10 – CONCLUSIONI

Esaminato il progetto, impostate le indagini geognostiche così come stabilito dal D.M. 11.03.88, in relazione all'importanza dell'intervento, rispettate le indicazioni del Servizio Provinciale Difesa Del Suolo della provincia di Rimini, siamo giunti alla determinazione di quanto segue:

10.1-FONDAZIONI

0)-Si ritengono i terreni edificabili con fondazioni superficiali continue.

1)-le fondazioni, dovranno incastrarsi tassativamente nello strato portante a non meno di 1,50 mt di profondità dal piano campagna attuale.

2)-I carichi ammissibili in condizioni dinamiche(presenza di sisma), sono pari a 1,2-2,0 kg/cmq da valutarsi attentamente in fase di progettazione dei singoli interventi e da mettere in stretta relazione con i cedimenti totali e/o differenziali tollerabili dalle normali strutture in c.a.



10.2- la FALDA

Il livello della falda, riscontrato durante le perforazioni e misurato ad intervalli diversi successivamente, fornisce il seguente quadro:

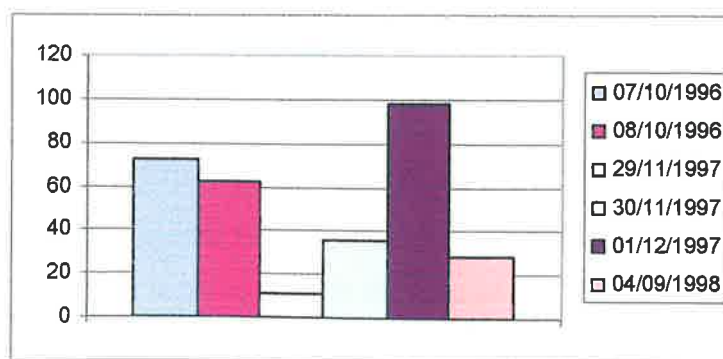
Dai piezometri installati nei fori di sondaggio delle prove penetrometriche sono stati misurati i livelli dell'acqua. Le misure sono state effettuate dopo pochi giorni dall'installazione degli stessi in data 12/12/2005, e per 20 giorni successivi

N°	LIVELLO (12/12/2005)	LIVELLO (15/12/2005)	LIVELLO (30/12/2005)
1	-0,90-1,0 mt	-0,90	-0,80
3	-0,70-0,9 mt	-0,70	-0,65
4	-0,80 mt	-0,70	-0,65
5	-0,70-0,8 mt	-0,70	-0,65
6	-0,20-0,3 mt	-0,20	-0,20
7	-0,30 mt	-0,30	-0,20
9	-0,20 mt	-0,20	-0,20

Eventi pluviometrici eccezionali

Negli ultimi anni si sono verificati diversi eventi di piovosità eccezionale con la caduta di notevoli quantità d'acqua in poco tempo. In particolare nel 1996, 1997, 1998 si sono verificati eventi con queste caratteristiche

Giorno	mm totali
07/10/1996	72,6
08/10/1996	62,6
29/11/1997	10,6
30/11/1997	35,6
01/12/1997	98
04/09/1998	28,2



01/12/1997	98
04/09/1998	28,2

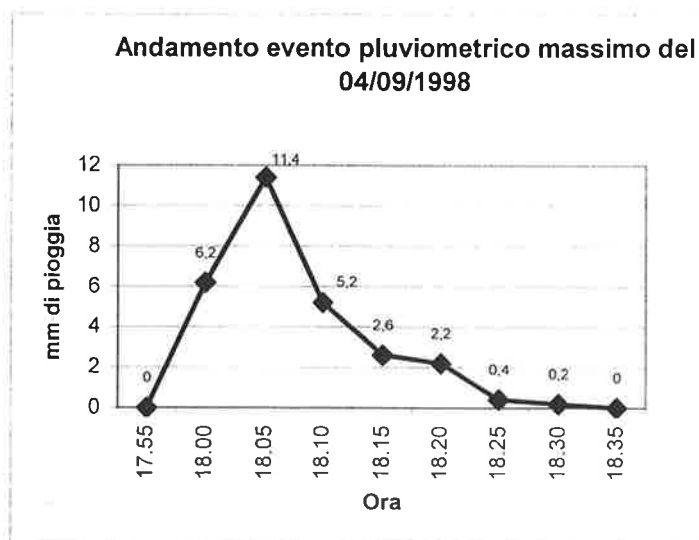
Dal punto di vista dell'intensità orario si hanno i seguenti valori

Precipitazioni di punta		
Giorno	Massimo Orario	Massimo in 5 min
08/10/1996	41,4	6
01/12/1997	23	4,8
04/09/1998	28,2	11,4

L'ultimo evento pluviometrico di notevole intensità si è verificato il 4/09/1998 in un periodo di tempo molto breve, ma con una notevole quantità d'acqua.

Andamento dell'ultimo evento massimo pluviometrico

Ora	mm di pioggia
17.55	0
18.00	6,2
18.05	11,4
18.10	5,2
18.15	2,6
18.20	2,2
18.25	0,4
18.30	0,2
18.35	0



Come si può notare nell'arco di 5 min sono caduti 11.4 mm di pioggia, per un valore complessivo di 28.2 mm di pioggia in un'ora

10.3-DIMENSIONAMENTO DEL CORPO STRADALE

Considerando un valore di CBR di riferimento, lo spessore della sovrastruttura è in funzione del traffico (curve A,B,C,D,E,F,G). **Per un traffico medio** lo spessore è di **35÷40 cm**. Lo strato di fondazione dovrà in ogni modo essere costipato al 100% della densità AASHO standard, mentre i primi 15 cm del terreno in sito dovrà essere costipato al 95% della densità AASHO standard.



Il metodo CBR è attualmente il più applicato e diffuso. Il metodo dell'indice di gruppo è invece stato adottato anche dal C.N.R. Italiano.

In alternativa alla costipazione del terreno di sottofondo, per almeno 15 cm di terreno al 95% della densità AASHO standard si può stendere sul fondo un livello di tessuto su cui verranno adagiati 40 cm di sabbione ben addensato, per uno spessore totale del corpo stradale di 80-85 cm.

ALLEGATI:

- **SONDAGGI**
- **PLANIMETRIA CON TRACCE SEZIONI ED UBICAZIONE SONDAGGI 1:500**
- **SEZIONI GEOSTRATIGRAFICHE**



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE

LOCALITA': Bellariva di Rimini

MAGLIO: 63,5 Kg

COMMITTENTE: arch. D'Alessandro-Gregori-Rattini

VOLATA: 75 cm

DATA: Dic. 2005

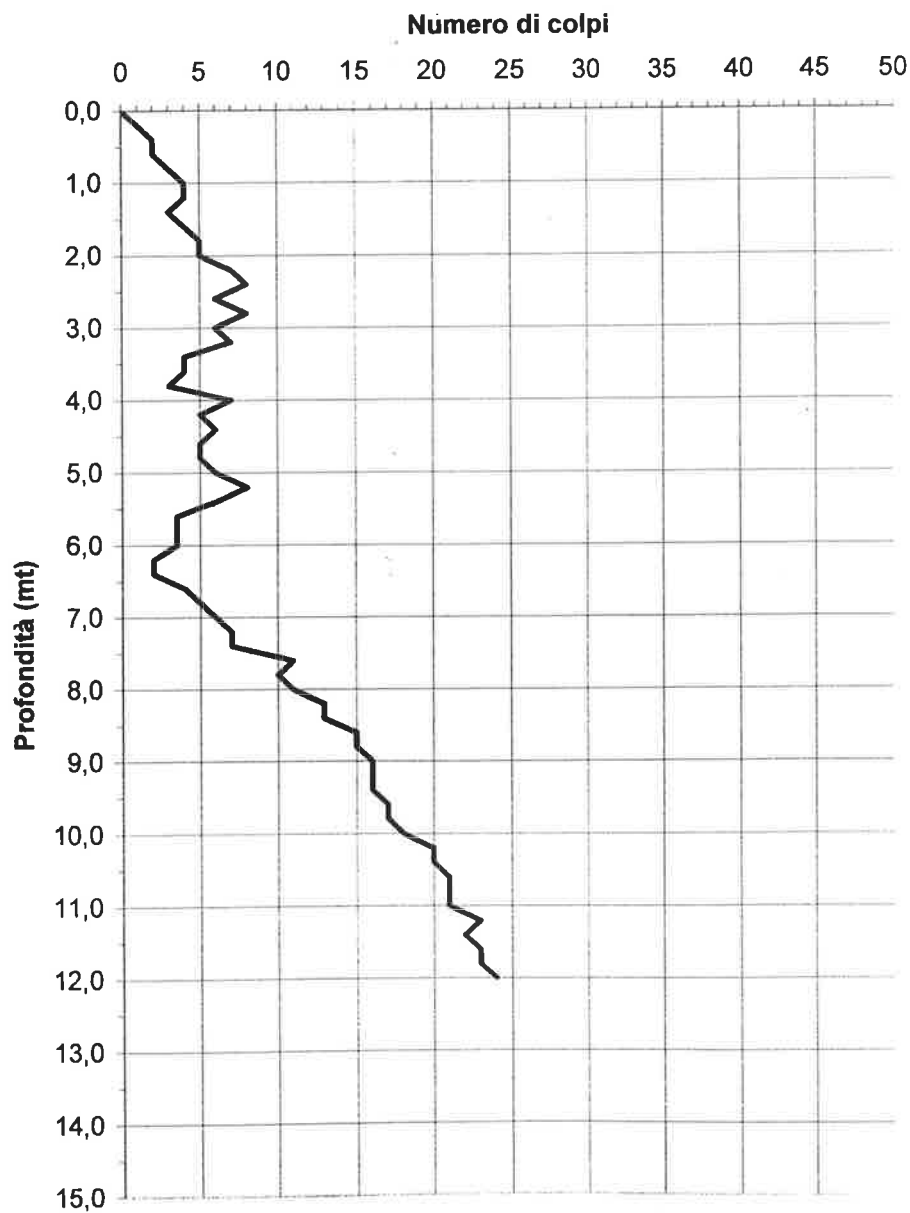


PUNTA: 20 cm²

LIVELLO FALDA: -1,00 mt

PESO ASTE = 6 Kg/mt

SONDAGGIO N° 1



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE

LOCALITA': Bellariva di Rimini

MAGLIO: 63,5 Kg

COMMITTENTE: arch. D'Alessandro-Gregori-Rattini

VOLATA: 75 cm

DATA: Dic. 2005

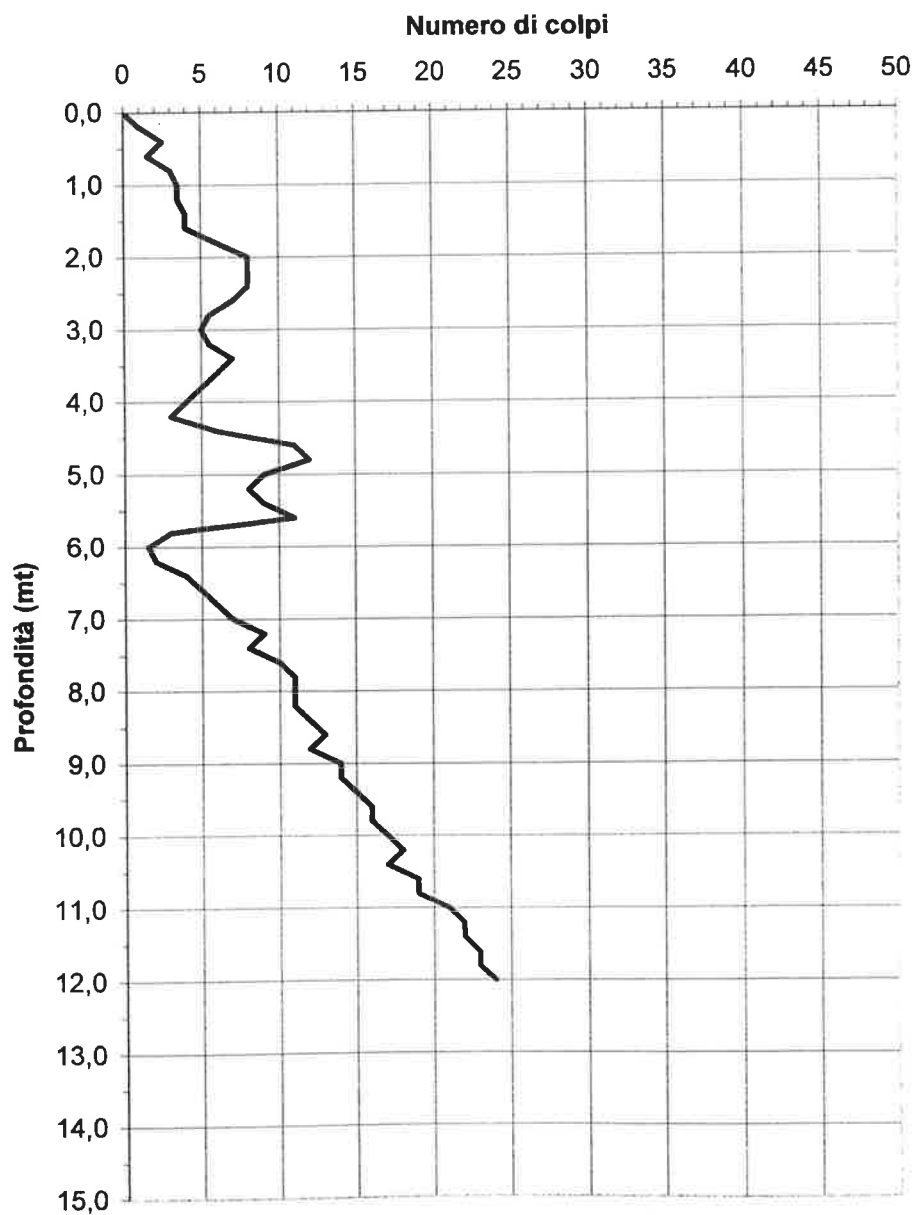


PUNTA: 20 cm²

LIVELLO FALDA: -0,80-0,90 mt

PESO ASTE = 6 Kg/mt

SONDAGGIO N° 2



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE

LOCALITA': Bellariva di Rimini

MAGLIO: 63,5 Kg

COMMITTENTE: arch. D'Alessandro-Gregori-Rattini

VOLATA: 75 cm

DATA: Dic. 2005

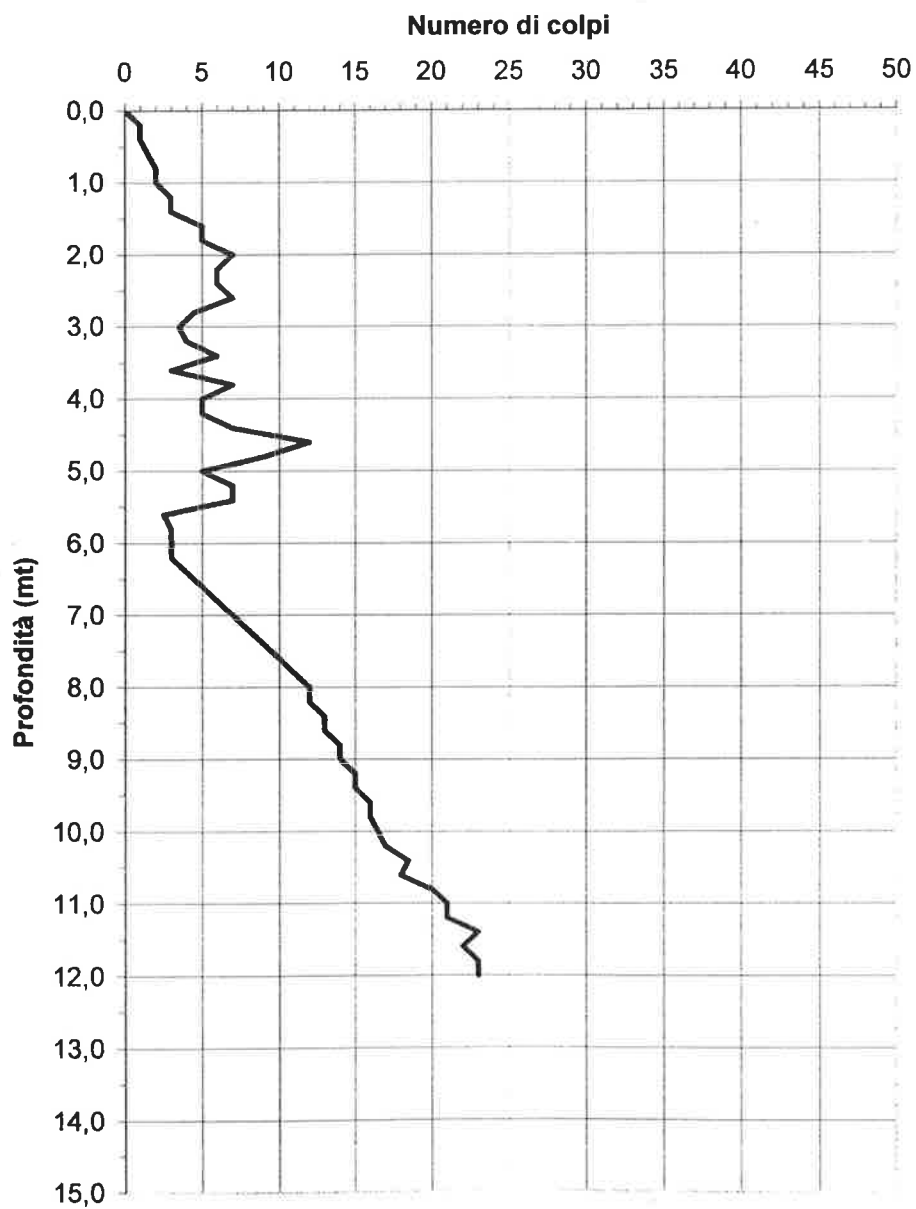


PUNTA: 20 cm²

LIVELLO FALDA :-0,80-0.90 mt

PESO ASTE = 6 Kg/mt

SONDAGGIO N° 3



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE

LOCALITA': Bellariva di Rimini

MAGLIO: 63,5 Kg

COMMITTENTE: arch. D'Alessandro-Gregori-Rattini

VOLATA: 75 cm

DATA: Dic. 2005



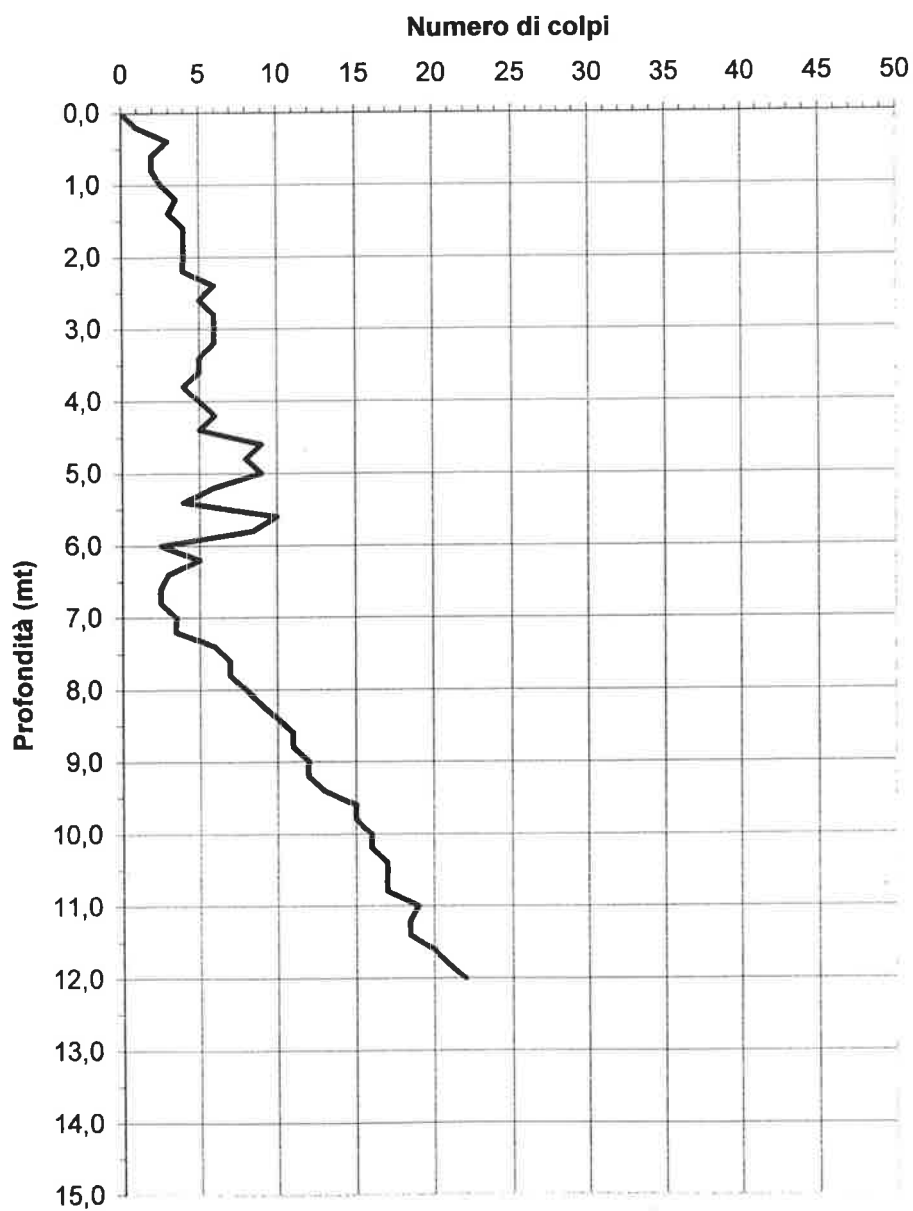
PUNTA: 20 cm²

LIVELLO FALDA : -0,80-0,90 mt

PESO ASTE = 6 Kg/mt

INTERNATIONAL

SONDAGGIO N° 4



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE

LOCALITA': Bellariva di Rimini

MAGLIO: 63,5 Kg

COMMITTENTE: arch. D'Alessandro-Gregori-Rattini

VOLATA: 75 cm

DATA: Dic. 2005

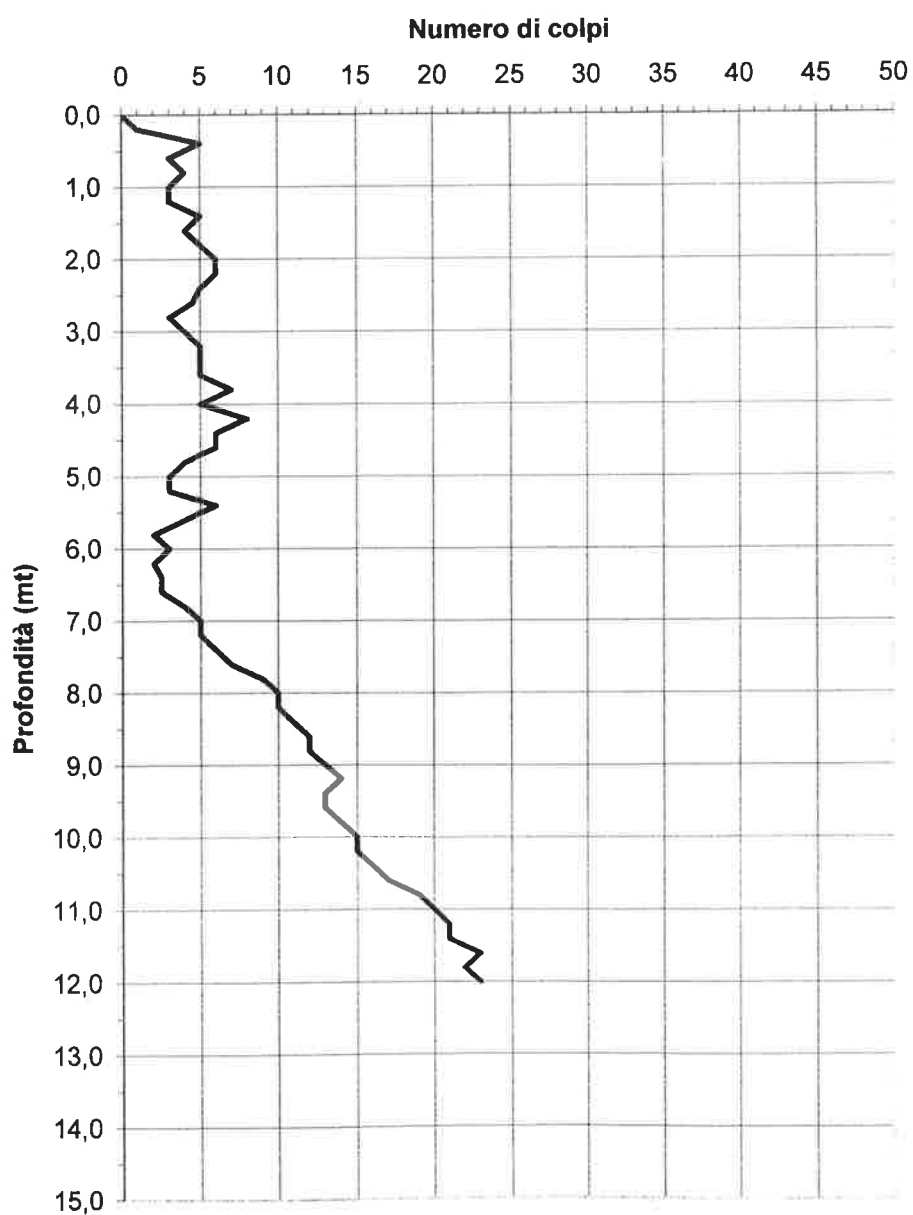


PUNTA: 20 cm²

LIVELLO FALDA -0,70-0,90 mt

PESO ASTE = 6 Kg/mt

SONDAGGIO N° 5



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE

LOCALITA': Bellariva di Rimini

MAGLIO: 63,5 Kg

COMMITTENTE: arch. D'Alessandro-Gregori-Rattini

VOLATA: 75 cm

DATA: Dic. 2005

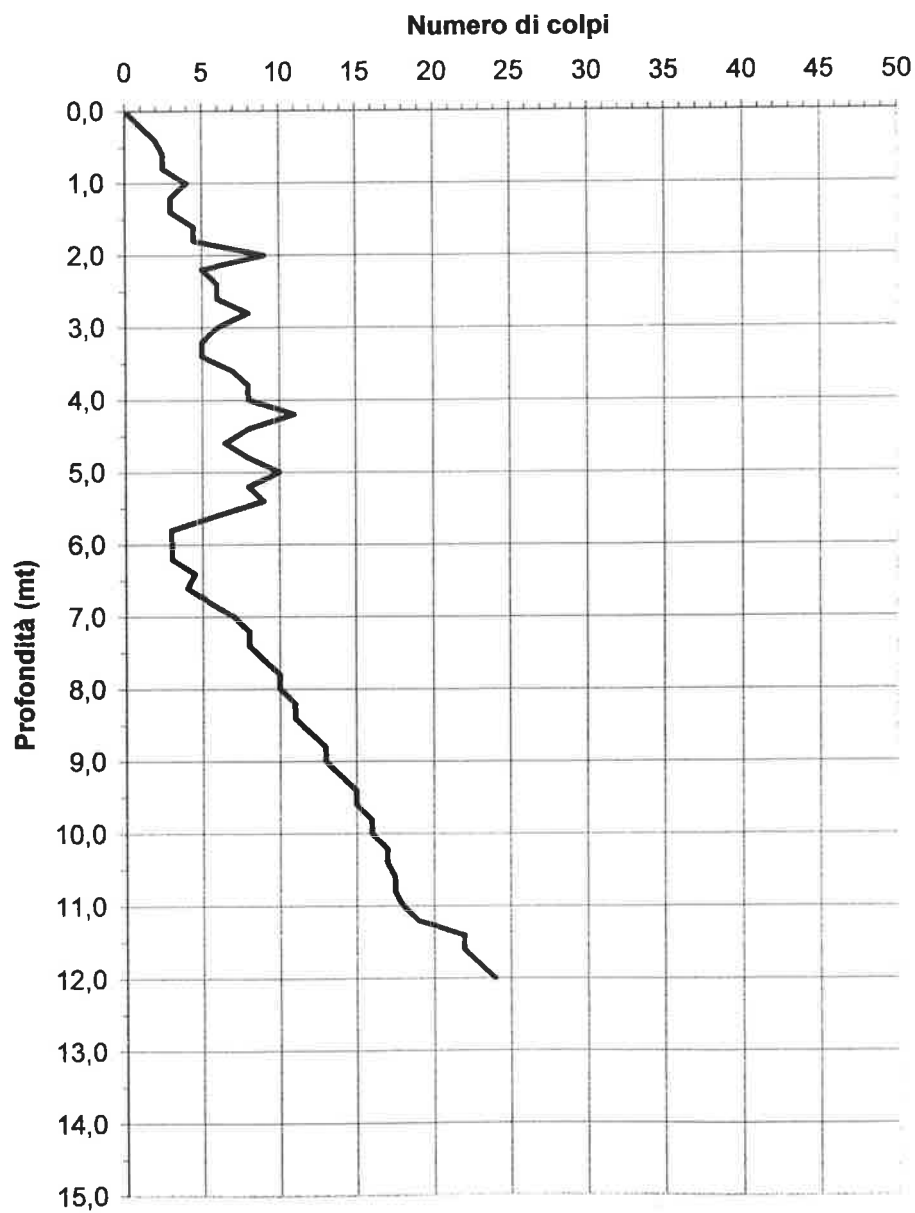


PUNTA: 20 cm²

LIVELLO FALDA -0,20-0,30 mt

PESO ASTE = 6 Kg/mt

SONDAGGIO N° 6



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE

LOCALITA': Bellariva di Rimini

MAGLIO: 63,5 Kg

COMMITTENTE: arch. D'Alessandro-Gregori-Rattini

VOLATA: 75 cm

DATA: Dic. 2005

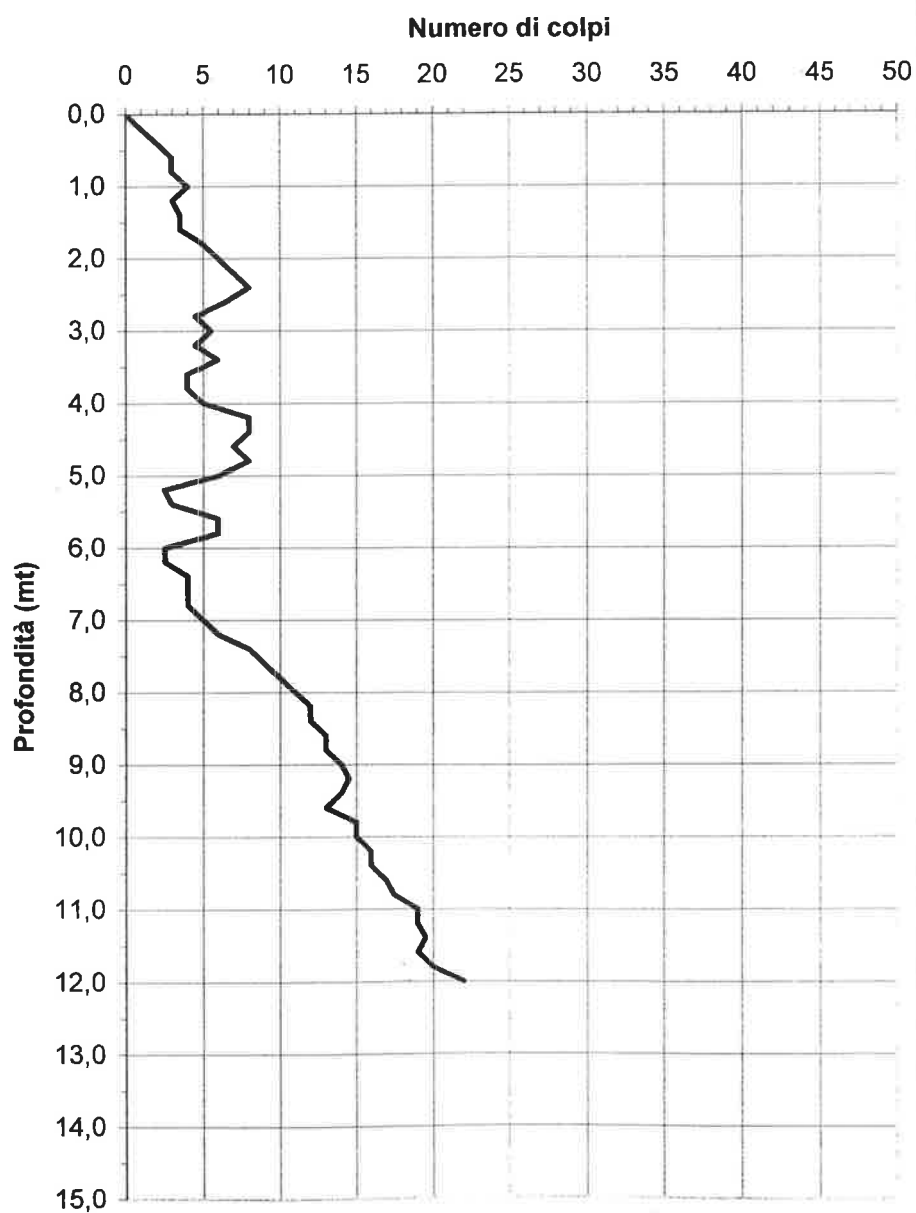


PUNTA: 20 cm²

LIVELLO FALDA - 0,20-0,30 mt

PESO ASTE = 6 Kg/mt

SONDAGGIO N° 7



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE

LOCALITA': Bellariva di Rimini

MAGLIO: 63,5 Kg

COMMITTENTE: arch. D'Alessandro-Gregori-Rattini

VOLATA: 75 cm

DATA: Dic. 2005

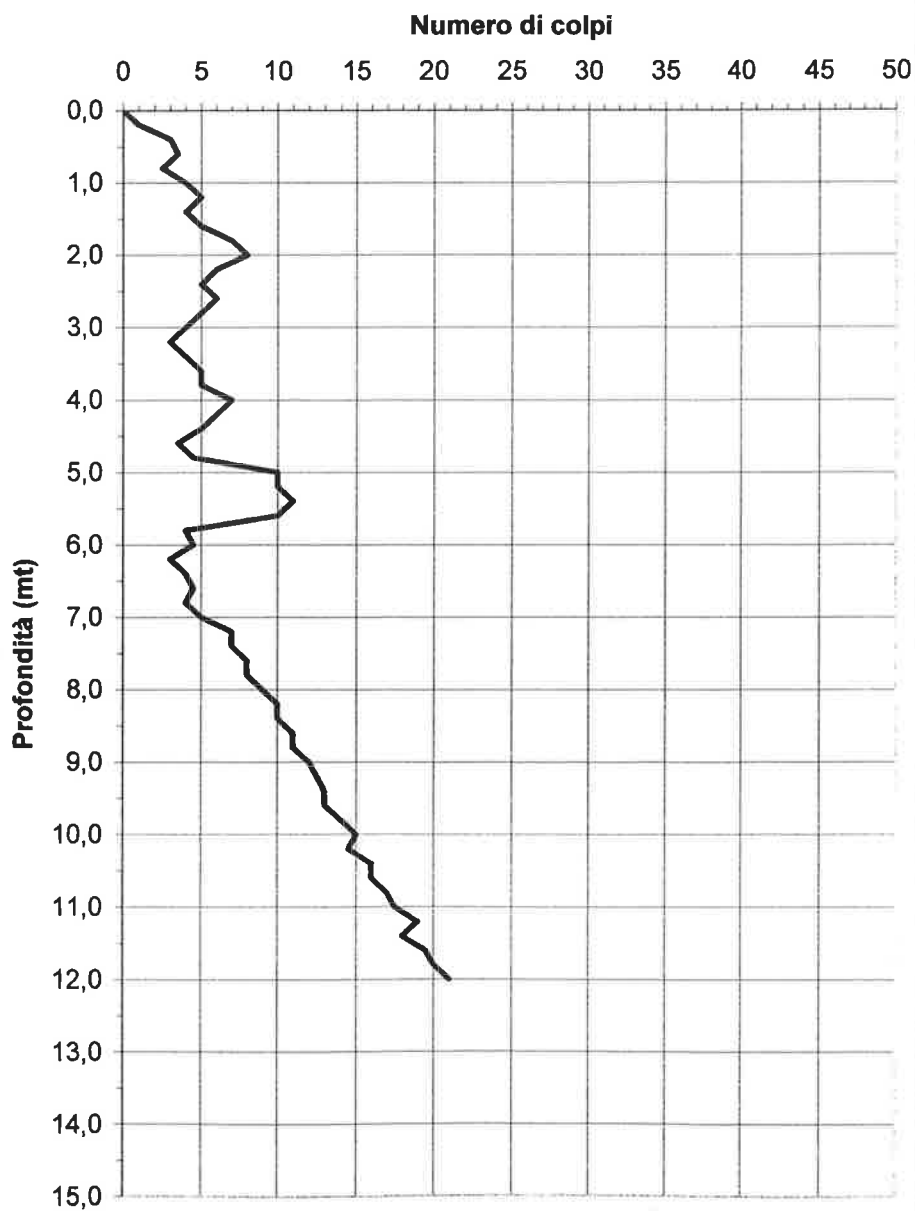


PUNTA: 20 cm²

LIVELLO FALDA p.c.

PESO ASTE = 6 Kg/mt

SONDAGGIO N° 8



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE

LOCALITA': Bellariva di Rimini

MAGLIO: 63,5 Kg

COMMITTENTE: arch. D'Alessandro-Gregori-Rattini

VOLATA: 75 cm

DATA: Dic. 2005

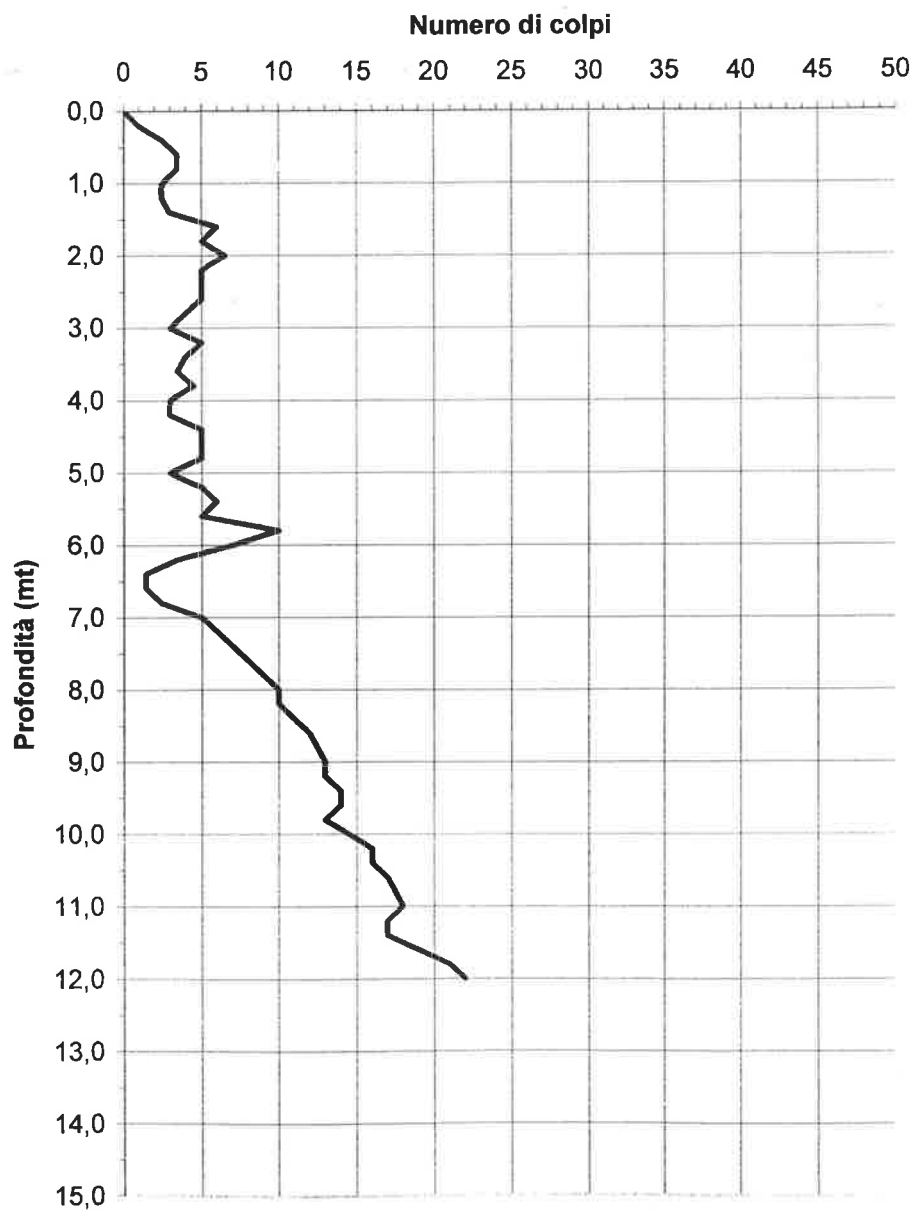


PUNTA: 20 cm²

LIVELLO FALDA -0,20-0,30 mt

PESO ASTE = 6 Kg/mt

SONDAGGIO N° 9



PROVA PENETROMETRICA STATICA N° 1

COMMITTENTE: arch.tti D'Alessandro-De Gregori-Rattini

LOCALITA': Bellariva

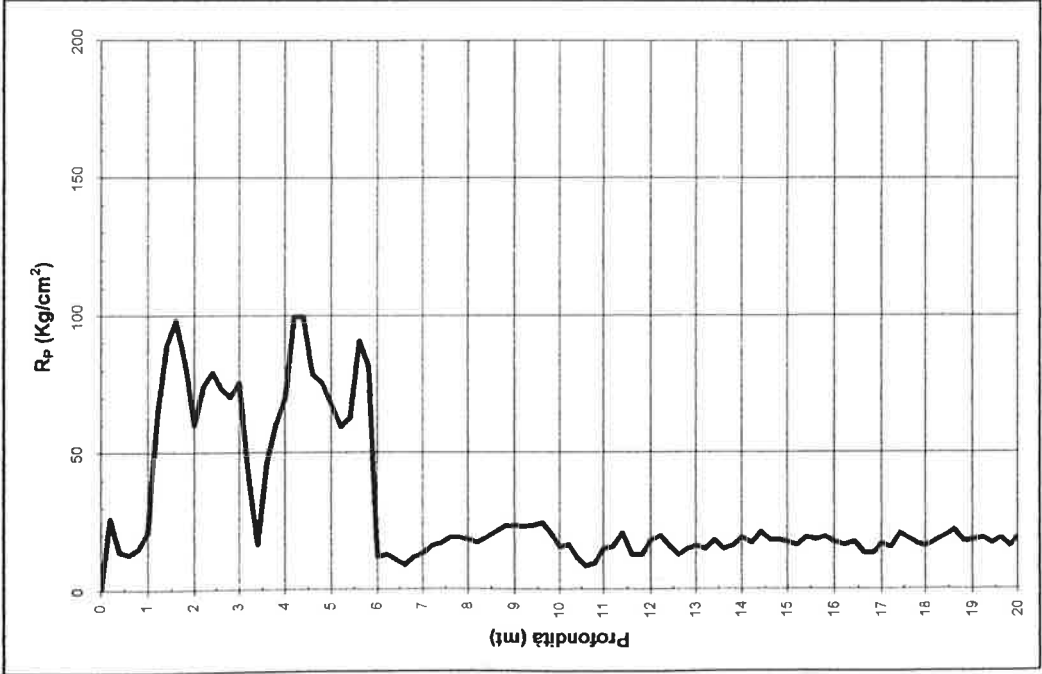
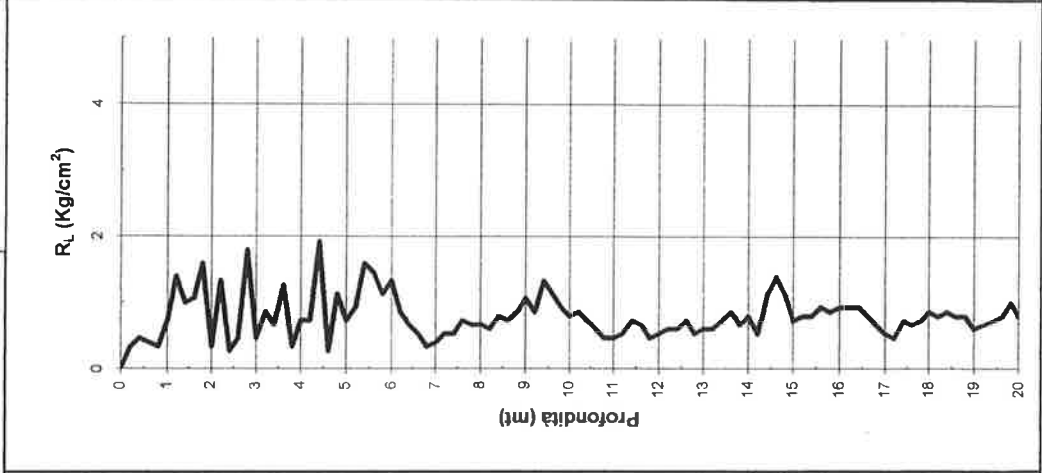
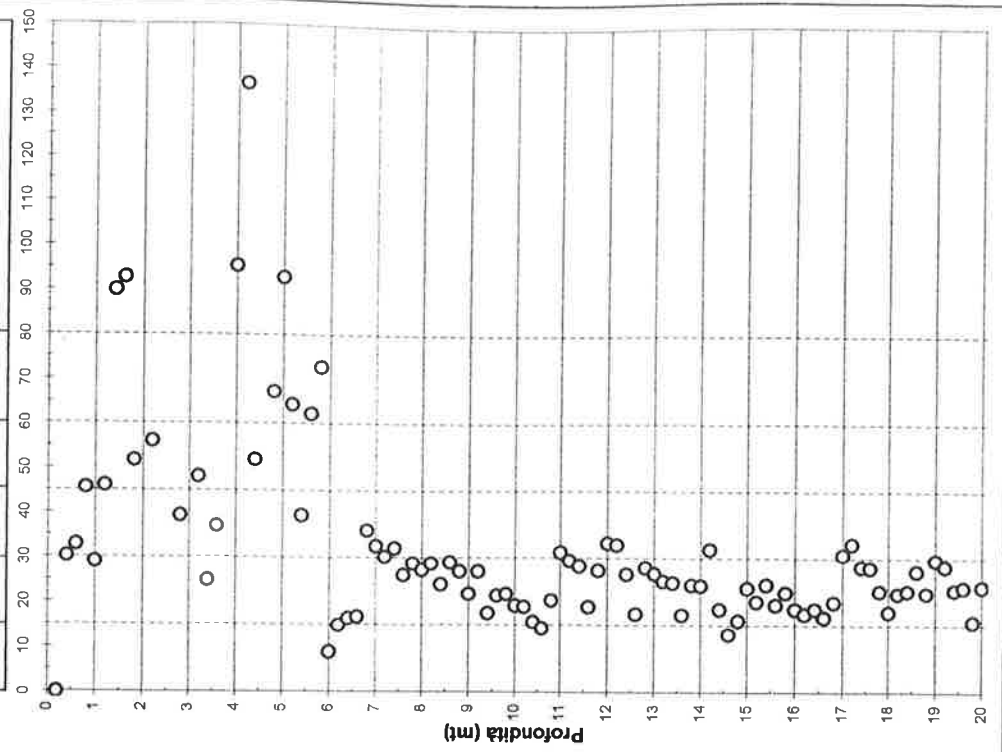
DATA: Dicembre 2005

LIVELLO FALDA: -0,50 mt



**Indicazioni sulla natura del terreno
Classificazione di BEGEMANN (RP/RL)**

Ghiaia	100 - 150
Sabbie grossolane	80 - 100
Sabbia con ghiaia Sabbie addensate	60 - 80
Sabbia media e medio fine Sabbia fine	40 - 60
Sabbia limosa Limo	20 - 40
Limo Argilloso	10 - 20
Argilla Limosa Argilla N.C. Argilla Tenera	0 - 10
Argilla organica Torba	0 - 0



PROVA PENETROMETRICA STATICA N° 2

COMMITTENTE: arch. tti D'Alessandro-De Gregori-Rattini

LOCALITA': Bellariva

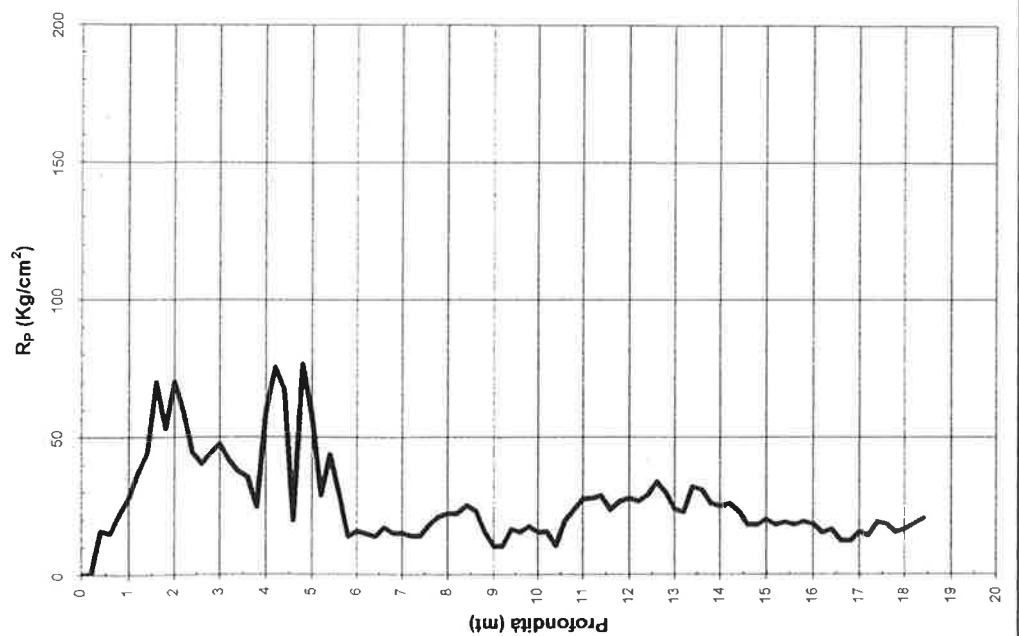
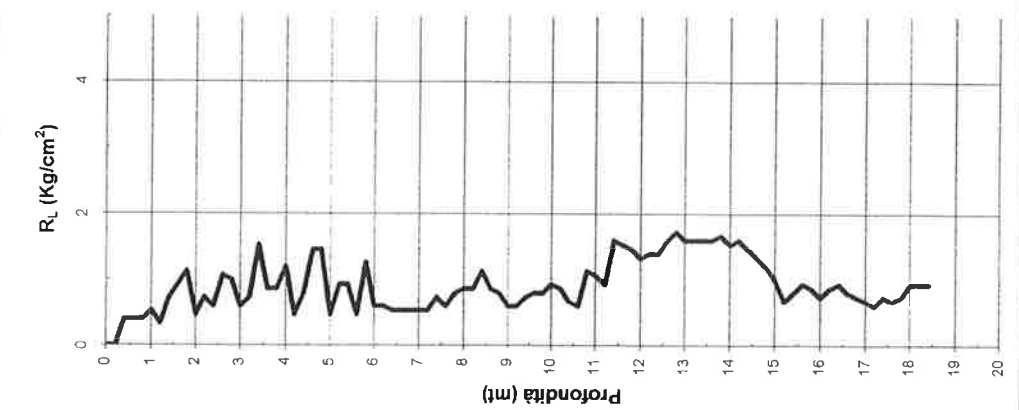
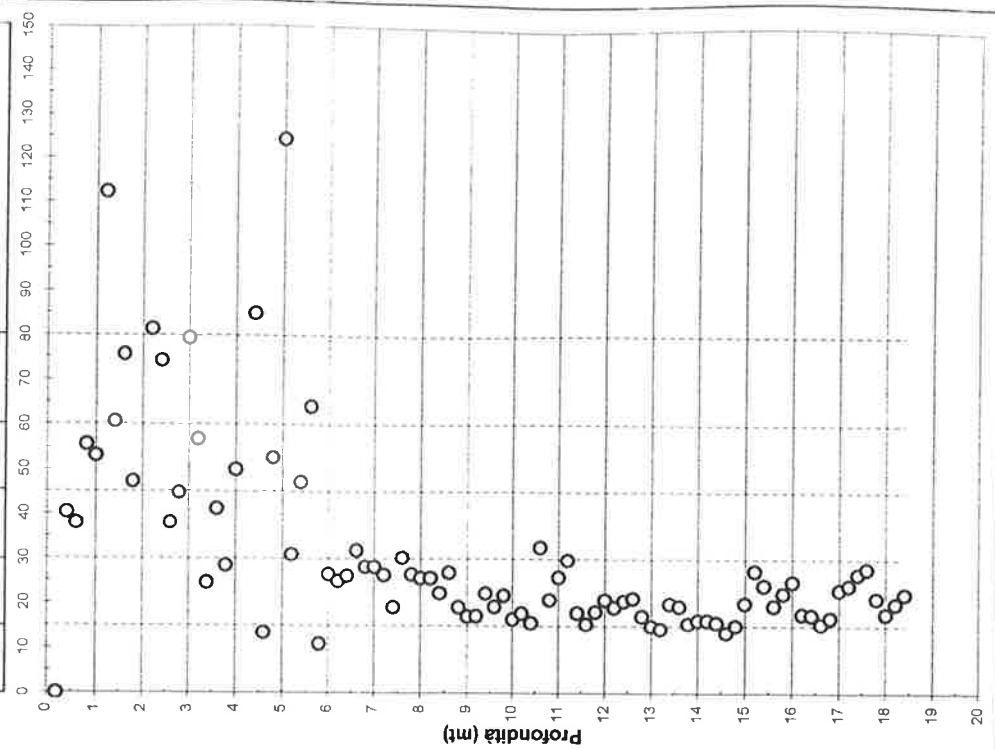
DATA: Dicembre 2005

LIVELLO FALDA: -0,50 mt



Indicazioni sulla natura del terreno
Classificazione di BEGEMANN (RP/RL)

↑ Ghiaia
Sabbie grossolane
Sabbia con ghiaia Sabbie addensate
Sabbia media e medio fine Sabbia fine
Sabbia limosa Limo Limo Argilloso
Argilla Limosa Argilla N.C. Argilla Tenera
Argilla organica Torba



PROVA PENETROMETRICA STATICA N° 3

COMMITTENTE: arch.tti D'Alessandro-De Gregori-Rattini

LOCALITA': Bellariva

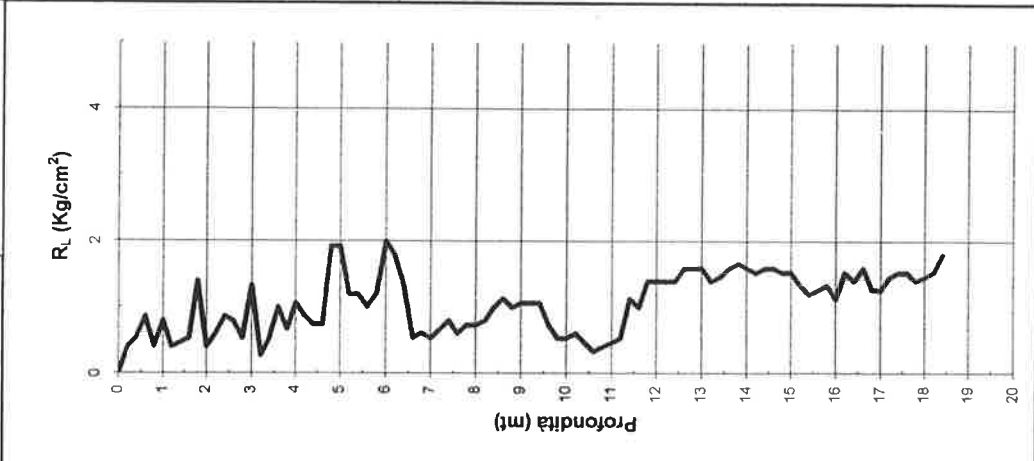
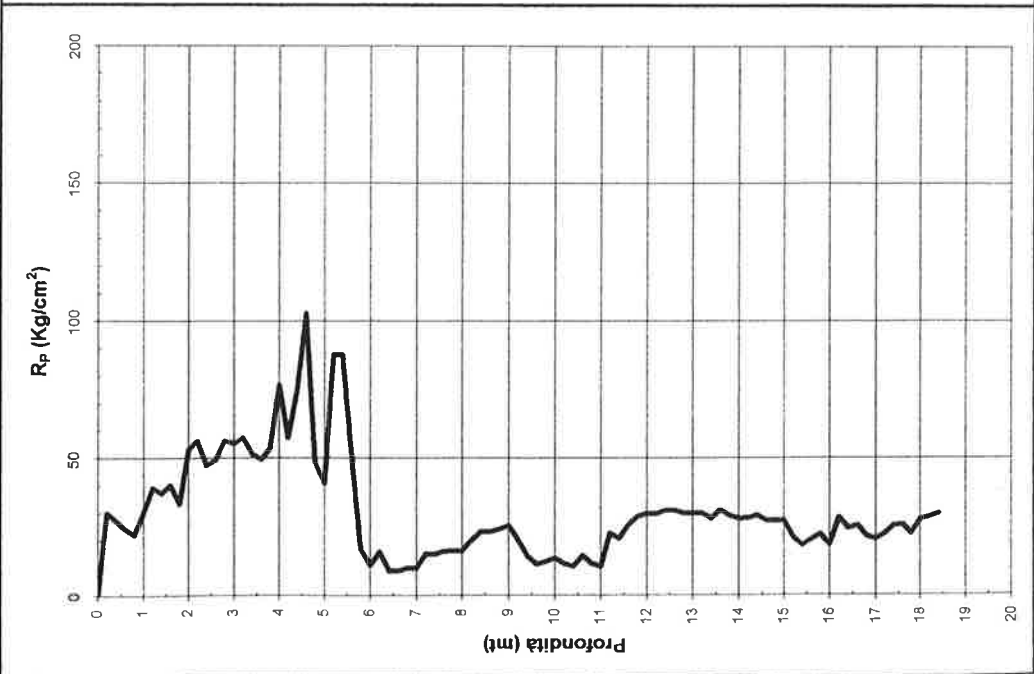
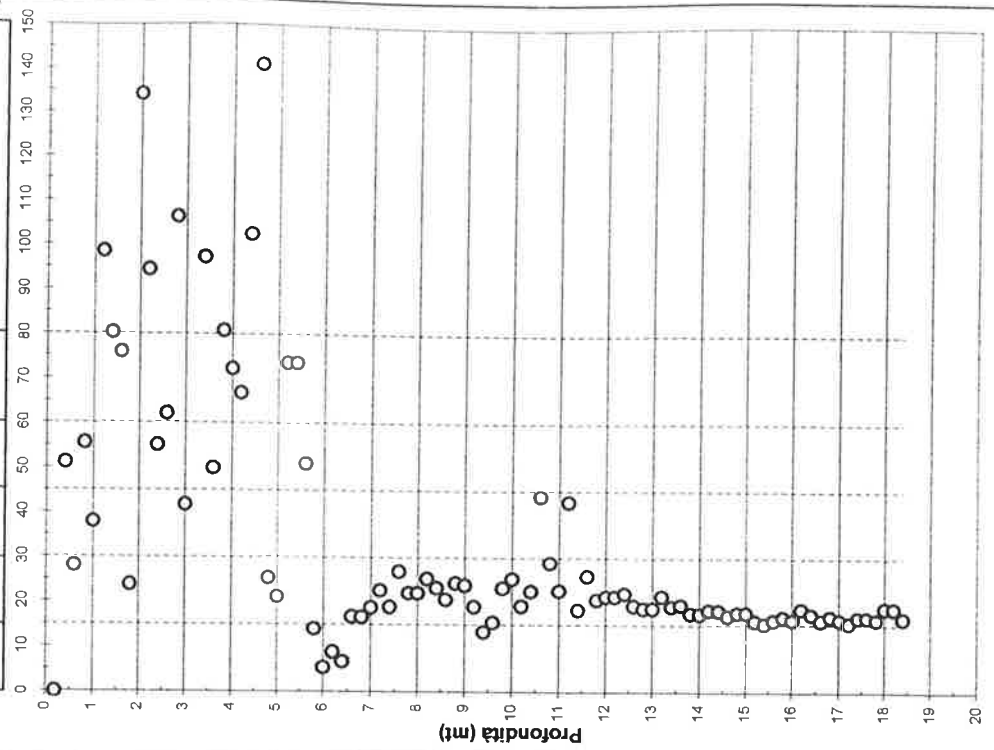
DATA: Dicembre 2005

LIVELLO FALDA: -0,50 mt



**Indicazioni sulla natura del terreno
Classificazione di BEGEMANN (RP/RL)**

Ghiaia
Sabbie grossolane
Sabbia con ghiaia Sabbie addensate
Sabbia media e medio fine Sabbia fine
Sabbia limosa Limo Limo Argilloso
Argilla Limosa Argilla N.C. Argilla Tenera
Argilla organica Torba



PROVA PENETROMETRICA STATICA N° 4

COMMITTENTE: arch.tti D'Alessandro-De Gregori-Rattini

LOCALITA': Bellariva di Rimini

DATA: dicembre 2005

LIVELLO FALDA: -0,30 mt



INFERNAZIONALE

**Indicazioni sulla natura del terreno
Classificazione di BEGEMANN (RP/RL)**

Sabbie grossolane	↑ Ghiaia
Sabbia con ghiaia Sabbie addensate	
Sabbia media e medio fine Sabbia fine	
Sabbia limosa Limo	
Limo Argilloso	
Argilla Limosa Argilla N.C.	
Argilla Tenera	
Argilla organica Torba	

