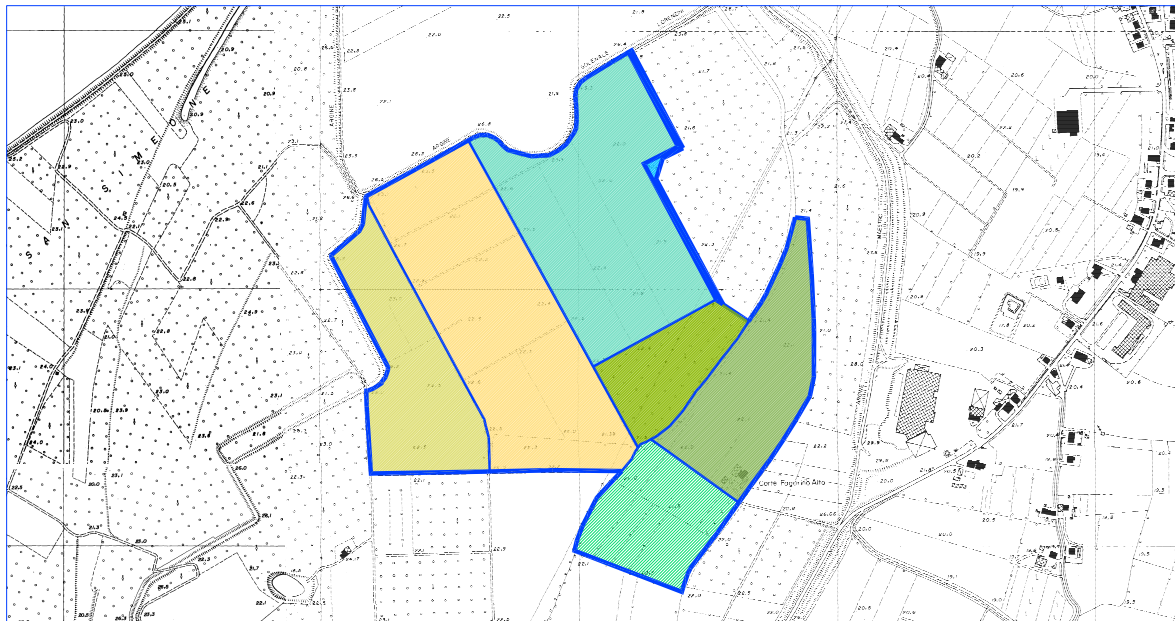




COMUNE DI LUZZARA

PROVINCIA DI REGGIO EMILIA

VARIANTE GENERALE AL PIANO COMUNALE DELLE ATTIVITA' ESTRATTIVE IN ADEGUAMENTO ALLA VARIANTE GENERALE 2002 AL P.I.A.E. DELLA PROVINCIA DI REGGIO EMILIA



PROGETTAZIONE GENERALE	STUDIO BININI - ARCHITETTI & INGEGNERI ASSOCIATI Ing. Tiziano Binini Arch. Silvio Binini Arch. Marco Denti Ing. Isabella Caiti
CONSULENZA GEOLOGICA E GEOTECNICA	Dott. Geol. Roberto Farloli GEOLOG S.C.R.L. v. Emilia all'Angelo, 14 Reggio Emilia
CONSULENZA PROGETTAZIONE FORESTALE	Dott.ssa For. Paola Romoli v. Palestro, 20 Reggio Emilia

PRIMA VARIANTE SPECIFICA

ELABORATI DI PROGETTO		Tavola R.P.02.VAR
RELAZIONE GEOLOGICO - TECNICO GENERALE		Scala
01	Variante	Settembre 2009
00	Emissione	Febbraio 2005

STUDIO BININI ARCHITETTI & INGEGNERI ASSOCIATI

STUDIO BININI - via Gazzata, 4 - 42100 Reggio Emilia - tel 0522/580578-580586 - fax 0522/580557 - E-mail: studio.binini@studiobinini.it



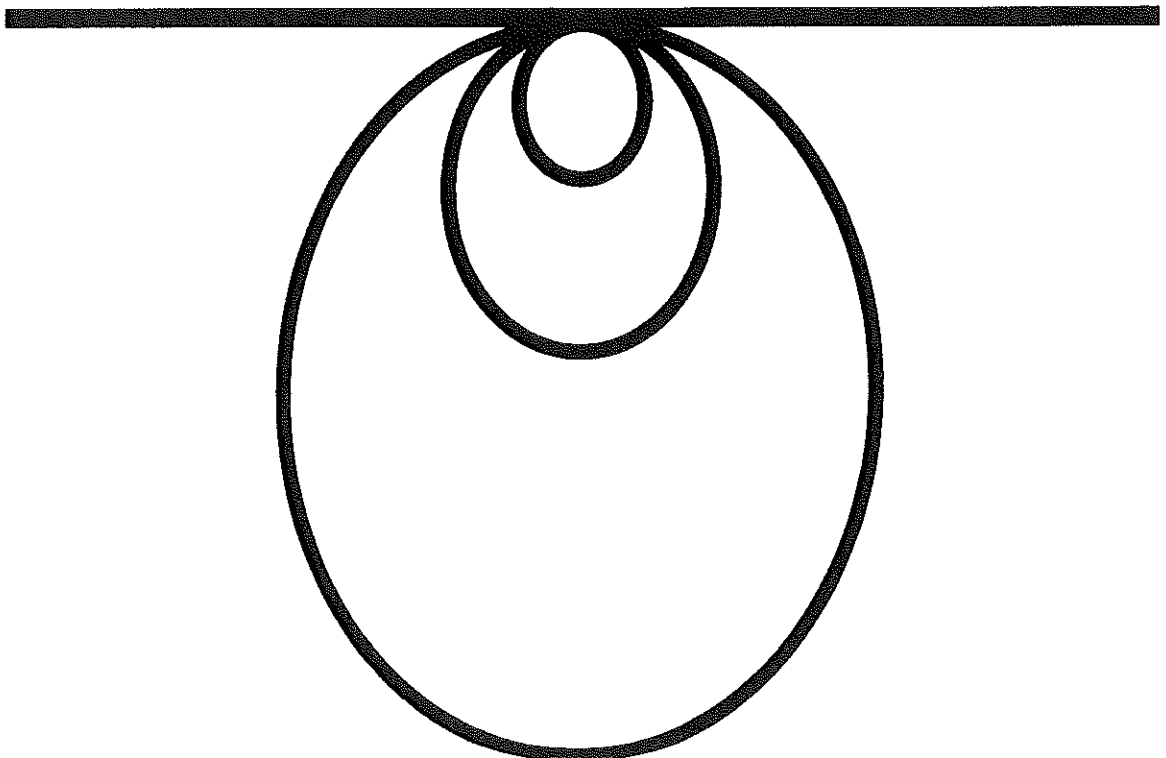
COMUNE DI LUZZARA

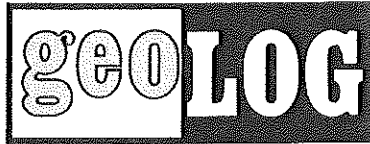
PROVINCIA DI REGGIO EMILIA

**VARIANTE SPECIFICA ALLA VARIANTE GENERALE
AL PIANO COMUNALE DELLE ATTIVITA' ESTRATTIVE
IN ADEGUAMENTO ALLA VARIANTE GENERALE 2002 AL P.I.A.E.
DELLA PROVINCIA DI REGGIO EMILIA**

Relazione geologica e geotecnica

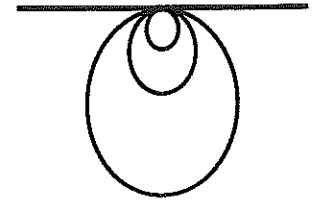
Luglio 2009





SOCIETÀ COOPERATIVA
40123 BOLOGNA - VIA D'AZEGLIO, 74
TEL: 051.331209 - FAX: 051.331209
42100 REGGIO EMILIA - VIA EMILIA ALL'ANGELO, 14
TEL: 0522.934730 - FAX: 0522.387989

N. iscriz. Albo Coop. A152436 - R.E.A. di BO 232167 - PART.IVA 00896920378



COMUNE DI LUZZARA

PROVINCIA DI REGGIO EMILIA

VARIANTE SPECIFICA ALLA VARIANTE GENERALE AL PIANO COMUNALE DELLE ATTIVITA' ESTRATTIVE IN ADEGUAMENTO ALLA VARIANTE GENERALE 2002 AL P.I.A.E. DELLA PROVINCIA DI REGGIO EMILIA

Relazione geologica e geotecnica

Luglio 2009

GEOLOGIA APPLICATA

GEOFISICA

Indice

GEOTECNICA

1	PREMESSA	1
2	SONDAGGI E QUADRO STRATIGRAFICO	1
3	PROVE DI LABORATORIO.....	4
4	LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE.....	5
5	IDROGEOLOGIA E TUTELA DELLE ACQUE SOTTERRANEE.....	5
6	DEFICIT IN SABBIA.....	6
7	ESTENSIONE IN PROFONDITÀ DELLA COLTIVAZIONE	7
8	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
9	VERIFICHE DI STABILITA'	10
9.1	Condizioni statiche.....	11
9.1.1	Verifica 1	11
9.1.2	Verifica 2.....	11
9.2	Condizioni dinamiche (presenza di sisma)	14

IDROGEOLOGIA E
IDROLOGIA

MODELLI MATEMATICI

1 PREMESSA

Questo rapporto riguarda la Variante Specifica alla Variante Generale al Piano delle Attività Estrattive del Comune di Luzzara (RE).

Chi scrive riferì sugli aspetti inerenti la geologia, la geomorfologia, l'idrologia e l'idrogeologia locale nelle relazioni del Piano di Coltivazione della sottozona A (Agosto 2004), della Variante Generale al Piano delle Attività Estrattive (Febbraio 2005), degli approfondimenti delle sottozone B ed A, datate rispettivamente Aprile 2006 e Giugno 2006 e del Piano di Coltivazione della sottozona E (Luglio 2006).

Onde evitare inutili ripetizioni, si rimanda il lettore a quei testi per le tematiche generali nonché per i dettagli relativi alle misure in campo e di laboratorio; di seguito, dopo un sintetico riepilogo dei dati emersi, sono esposti solo gli argomenti di attualità ed i calcoli sull'equilibrio delle scarpate secondo le nuove Norme.

2 SONDAGGI E QUADRO STRATIGRAFICO

Per le considerazioni di ordine litologico-geomeccanico si è fatto riferimento alla nutrita serie di sondaggi effettuati sull'area.

Nello specifico si dispone di 45 prove penetrometriche statiche (CPT), 13 pozzetti con escavatore meccanico e 5 carotaggi di cui 3 a rotazione e due a vibroinfissione.

La tipologia e la frequenza delle prove è resa in figura 1.

I risultati indicano una spessa bancata di sabbia con alcune laminazioni sabbioso-limose, coperta da una coltre alluvionale argillo-limosa con frequenti passaggi a limi, sabbie limose e qualche orizzonte francamente sabbioso intercalato. Una sottile cotenna di terreno vegetale (circa 30 cm) chiude la serie.

Per rendere visivamente l'idea del quadro litologico, in figura 2 riporto uno stralcio della sezione 2-2' disegnata in occasione del piano di coltivazione della sottozona A.

L'elaborato mostra una forte anisotropia macrostrutturale del primo sottosuolo, con frequenti interdigitazioni tra i diversi episodi alluvionali.

Le più basse resistenze alla punta q_c competono a livelli di limo grigio che in alcune zone si spingono fino a -6 m e mostrano potenze apprezzabili.

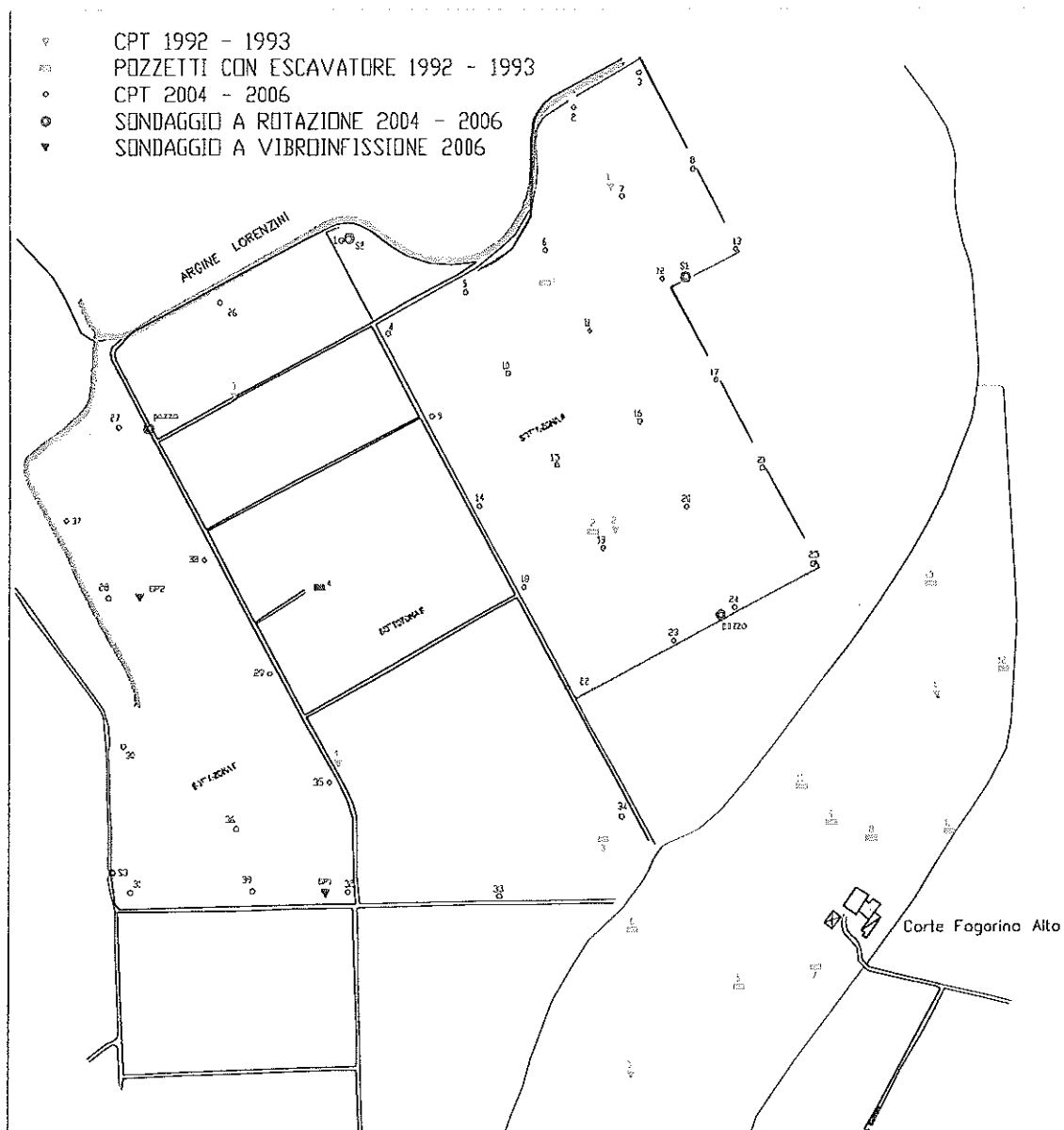


Figura 1

Ai fini del lavoro meritano infine di essere segnalate le sabbie intercalate nei metri più superficiali, distribuite nel settore secondo sottili lamine o lenti di spessore generalmente inferiore al mezzo metro.

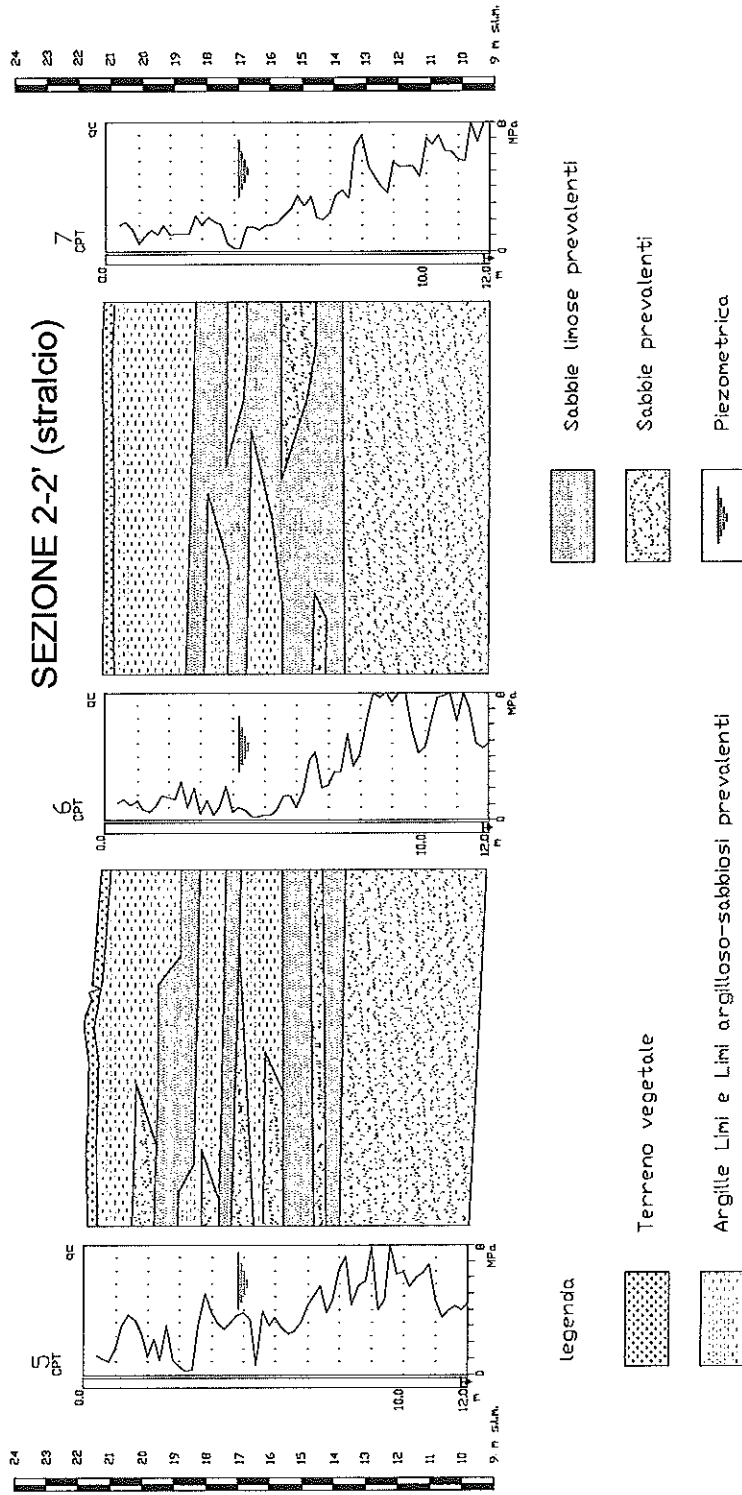


Figura 2

3 PROVE DI LABORATORIO

Dei numerosi campioni raccolti durante le fasi di carotaggio, una ventina è stata sottoposta ad analisi granulometrica e definizione dei limiti di Atterberg, un paio a prove di taglio diretto C.D.

La tabella 1 mostra i risultati conseguiti nel corso dell'indagine per la sottozona A.

Sondaggio S1

Campione	L.L. - L.P. - I.P.	lim'arg - sabb - gh	pass allo 0.42	Classe
S1 C1 1.60 - 1.80 m	52 - 28 - 24			A-7-6
S1 C2 3.50 - 3.70 m	44 - 25 - 19			A-7-6
S1 C3 4.30 - 4.45 m	41 - 23 - 18			A-7-6
S1 C1-B 4.70 - 5.10 m	31 - 19 - 12			A-6
S1 C5 5.90 - 6.10 m	n.d.	3 95 2	45	A2
S1 C7 9.00 - 9.60 m	n.d.	6.5 93 0.2	75	A3

Descrizione parti sabbiose

Campione	quarzi	feldspati	pirrosseni	miche	note
S1 C1 B	35-40	40-45	10-15	5	grigio omogeneo grani molto piccoli
S1 C5	40-45	35	15-20	5	chiaro porri dei grani ben evidenti
S1 C7	55	25	10	10	marca chiaro grani abb. piccoli

Sondaggio S2

Campione	L.L. - L.P. - I.P.	lim'arg - sabb - gh	pass. allo 0.42	Classe
S2 C1 1.60-1.80 m	30 22 16			A6
S2 C2 5.70-5.90 m	n.d.	51.5 - 48.5 - 0	97	A4
S2 C3 6.50-6.80 m	n.d.	26 - 74 - 0	98	A2
S2 C4 7.50-7.70 m	n.d.	11 - 89 - 0	93	A3
S2 C5 8.00-8.15	n.d.	9.5 - 90.5 - 0	90	A3
S2 C6 10.2-10.4 m	n.d.	0.8 - 99.2 - 0	37	A2

Descrizione parti sabbiose

Campione	quarzi	feldspati	pirrosseni	miche	note
S2 C2	35-40	35-40	15-20	5-10	grigio omogeneo grani piccoli
S2 C3	40	35	15-20	5-10	grigio omogeneo grani abbast. piccoli
S2 C4	40	35	20	5	come sopra
S2 C5	55	25	15	5	marca grigio abb. grossi
S2 C6	50	25-30	15-20	0-5	come sopra più evidenti i pirross.

Note.
Le percentuali sono state stimate mediante la legge.
Grani piccoli: indica che non sono ben distinguibili con la lente
I numeri nelle tabelle indicano tutti %
La categoria "lim'arg" (limi e argille) corrisponde al setaccio n.200 (0.075 mm)

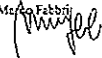
Dr. Geol. Massimo Fabbri


Tabella 1

Su limi di bassa consistenza si determinò una resistenza al taglio data dalla coppia di valori:

coesione intercetta $c' = 2.25$ kPa - angolo d'attrito interno $\varphi' = 24.7^\circ$

La tabella 2 mostra i risultati conseguiti nel corso dell'indagine per la sottozona E.

campione	quota (m)	limo e argilla %	sabbia %	ghiaia %
GP1 C1	2.04-2.44	22.60	77.38	0.02
GP1 C2	4.15-4.50	13.56	86.44	--
GP1 C3	5.70-6.10	4.30	95.11	0.59
GP1 C4	8.00-8.54	1.95	96.30	1.75
GP2 C1	3.26-3.66	5.59	94.39	0.02
GP2 C2	6.90-7.32	2.17	97.69	0.14
GP2 C3	8.54-9.76	0.98	98.02	1.00
S3 C1	1.10-1.53	limo argilloso nocciola ($c' \approx 8.5$ kPa - $\varphi' \approx 25^\circ$)		

Tabella 2

4 LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE

Sebbene il Comune di Luzzara sia compreso tra le zone 4 (secondo il D.G.R. n. 1677 del 24/10/2005), il che implica un'accelerazione massima di ancoraggio dello spettro di risposta per suolo di tipo A pari a 0.05 g, si è verificata la suscettibilità alla liquefazione dei depositi incoerenti.

Tutte le verifiche effettuate hanno escluso che il fenomeno possa riguardare le sabbie del giacimento pur avendo imposto un sisma di magnitudo 5.7

5 IDROGEOLOGIA E TUTELA DELLE ACQUE SOTTERRANEE

Per questo tratto della fascia rivierasca, l'analisi prodotta in sede di P.A.E. ed i successivi studi hanno delineato in modo esaustivo l'assetto delle acque nel sottosuolo.

Il flusso idrico sotterraneo è generalmente verso NW. Le quote assolute della prima tavola d'acqua sono soggette ad escursioni talora apprezzabili, essendo la falda condizionata dal vicino Fiume e dalle interconnessioni del substrato sabbioso con l'alveo.

I gradienti idraulici sono decisamente modesti, dunque non sono da attendersi elevate velocità dei deflussi idrici.

Vale la pena ricordare uno studio specialistico richiesto dal Servizio Igiene Pubblica di Correggio e Guastalla in merito ai riflessi che uno scavo spinto alle massime profondità consentite può indurre sulla dinamica delle falde e sul rischio di diffusione di sostanze tossiche¹.

I risultati di maggior interesse sono riassunti nei punti seguenti.

- Il sistema acquifero può essere schematizzato come un'alternanza di strati a diversa permeabilità. Il primo orizzonte impermeabile, individuato tra -65 e -75 m dal piano campagna, delimita inferiormente un potente strato di sabbia (acquifero A) entro cui ha sede la falda freatica.
- Sulla scorta dei dati disponibili risulta che un eventuale rilascio di sostanze inquinanti potrà contaminare in qualche misura il solo acquifero A, non quelli più profondi.
- Durante i periodi secchi (flusso idrico sotterraneo diretto a Po) anche ammettendo che sia in atto l'approfondimento della cava, le distanze teoriche percorse da filetti idrici a partire dal fondo invaso sono dell'ordine di 250 m ogni 100 anni.
- Quando l'andamento si inverte e le acque del Po alimentano la falda (condizioni "di piena") i percorsi attesi in 100 anni non eccedono 100 m.
- Considerato che le prime condizioni prevalgono sulle seconde, si può immaginare un trend principale a fiume rallentato da fluttuazioni di verso contrario in Autunno e Primavera, il che si traduce in un aumento considerevole dei tempi di percorrenza.

6 DEFICIT IN SABBIA

Uno dei nuovi temi d'interesse è la mancata cubatura delle sabbie rispetto ai volumi previsti dalla coltivazione della sottozona A.

¹ Il lavoro, al quale si rimanda per i dettagli, fu prodotto in risposta alle osservazioni avanzate alla Variante al Piano di Coltivazione e sistemazione ambientale della sottozona B del Polo di P.I.A.E. N° PO015 "Belgrado Fogarino"

Il motivo fu chiarito in un sopralluogo effettuato lo scorso anno.

In quell'occasione cercai di confrontare i dati ottenuti dalle penetrometrie con le alternanze litologiche visibili su alcuni sbancamenti già prodotti in zona.

La successione stratigrafica dei fronti di scavo risultò sostanzialmente simile a quella tratta per via strumentale, pur mostrando laminazioni sabbiose ancora più fitte di quelle attese (laddove la stratigrafia è molto articolata, lievi divergenze tra le interpretazioni e le successioni naturali sono per così dire "fisiologiche" per il fatto che il penetrometro non "legge" in continuo la litologia attraversata).

Sebbene presenti in percentuali rilevanti (ad esempio si veda l'assetto in corrispondenza del CPT 5 di figura 2), le sabbie si trovavano in livelli sottili alternati agli strati di sabbie sporche e di argilla.

Ai fini della coltivazione e del successivo trattamento, una siffatta anisotropia comporta difficoltà elevate.

Non essendo possibile procedere a scavi selettivi, se non a fronte di improbabili e costosi palleggiamenti, gli straterelli sabbiosi finiscono per essere dispersi nel toutvenant a marcata componente coesiva. Un materiale di questo genere non è adatto ad essere inviato all'impianto di lavaggio, in quanto non riesce ad essere lavorato, da qui la decisione di rinunciare a selezionare le sabbie pregiate.

D'altra parte, il materiale non si presta nemmeno ad essere impiegato come terra per la fabbricazione di laterizi, considerato il suo contenuto in sabbia.

7 ESTENSIONE IN PROFONDITÀ DELLA COLTIVAZIONE

In vista di ulteriori approfondimenti in alcuni settori, conviene valutare i luoghi più idonei alla coltivazione della sottozona A.

La necessità deriva dal fatto che nel comparto sono presenti bancate di limo fino a profondità di 6 ÷ 7 m circa, di nessun interesse estrattivo.

Una stima in proposito può essere tratta dalle penetrometrie condotte a suo tempo nel settore in oggetto, escludendo ovviamente quelle centrali (CPT 9, 10, 14, 15) della parte già coltivata. A seguire è un elenco che permette una prima analisi, le quote sono riferite al piano campagna.

- CPT 1 da -4.5 a -7.5 m prevalenza di sabbie limose e argille limose, quindi sabbie pregiate fino a -12 m
- CPT 2 da -4.5 a -12 m sabbie con rari livelli decimetrici di sabbia limosa
- CPT 3 da -4.5 a -12 m sabbie con livelli di sabbia limosa in subordine
- CPT 4 da -4.5 a -12 m sabbie con intercalazione argillosa tra -5 e -6 m
- CPT 5 da -4.5 a -7 m alternanze di sabbie, sabbie limose e argille limose, quindi sabbie pregiate con livelli di sabbie limose in subordine fino a -12 m
- CPT 6 da -4.5 a -6 m prevalgono i limi e le argille, da -6 a -7.5 sono presenti sabbie limose con sabbie in subordine, quindi sabbie fino a -12 m
- CPT 7 da -4.5 a -7.5 sabbie limose e sabbie in subordine, poi sabbie fino a -12 m
- CPT 8 da -4.5 a -6 m prevalgono i limi e le argille, da -6 a -12 m sono presenti sabbie con sabbie limose in subordine
- CPT 11 da -4.5 a -5.5 m prevalgono i limi e le argille, quindi sono presenti sabbie con sabbie limose in subordine fino a -12 m
- CPT 12 da -4.5 a -6 m prevalgono i limi e le sabbie limose, da -6 a -12 m sono presenti sabbie e sabbie limose in parti quasi uguali
- CPT 13 da -4.5 a -5 m prevalgono i limi, da -5 a -12 m sono presenti sabbie con sabbie limose in subordine
- CPT 16 da -4.5 a -5.5 m prevalgono i limi e le argille, da -5.5 a -12 m sono presenti sabbie con sabbie limose in subordine
- CPT 17 da -4.5 a -6 m sabbie, da -6 a -7 m argille, quindi sabbie con subordinate sabbie limose fino a -12 m
- CPT 18 da -4.5 a -12 m sono presenti sabbie con sabbie limose in subordine
- CPT 19 da -4.5 a -7.5 m prevalgono limi, argille e sabbie limose, da -7.5 a -12 m sono presenti sabbie con rari episodi di sabbie limose
- CPT 20 da -4.5 a -12 m sono presenti sabbie con rari livelli di sabbie limose
- CPT 21 da -4.5 a -6 m prevalgono i limi e le sabbie limose, da -6 a -12 m sono presenti sabbie con sabbie limose in subordine
- CPT 22 da -4.5 a -12 m sono presenti sabbie con sabbie limose; queste ultime sono frequenti fino a -5.5 m e rare a profondità maggiori

- CPT 23 da -4.5 a -6 m il materiale è per lo più sabbioso limoso, quindi diventa sabbioso con rare intercalazioni di sabbia limosa fino a -12 m
- CPT 24 da -4.5 a -12 m sono presenti sabbie con sabbie limose in subordine
- CPT 25 da -4.5 a -5.5 m prevalgono i limi e le argille, seguono sabbie per uno strato di 1 m, sabbie limose per una bancata di 2 m, quindi sabbie con sabbie limose in subordine fino a -12 m

8 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Con riferimento ai dati CPT, i primi 2 m della bancata superficiale sono caratterizzati da valori della coesione non drenata per lo più compresi tra 40 e 90 kPa; sotto tale quota la compagine manifesta in genere valori più modesti, con punte minime in alcuni casi prossime a 10 - 20 kPa.

I punzonamenti al pocket penetrometer effettuati sui materiali concordano con tali stime (si ricorda che il numero espresso nell'elaborato è la resistenza a compressione semplice, pari al doppio della c_u) e mostrano che i valori più elevati sono attribuibili a livelli argilloso limosi e limo argillosi, mentre quelli più bassi sono da correlarsi a frazioni limose.

Per quanto concerne la resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci si dispone delle determinazioni effettuate sui campioni S3 C1 ed S1 C1A.

Come si è visto, il primo è rappresentativo della cotenna superficiale ed è caratterizzato da una coesione intercetta c' intorno a 8 kPa e da un angolo d'attrito φ' di circa 25°; il secondo è relativo alle intercalazioni limose inconsistenti ed ha fatto registrare una coesione intercetta c' di 2.25 kPa con $\varphi' = 24.7^\circ$.

I valori caratteristici dei dati di laboratorio, utilizzando coefficienti di variazione pari a 28 (Baecher and Christian, 2003) e 13 (Phoon & Kulhawj, 1999) rispettivamente per la stima della coesione intercetta e dell'angolo d'attrito interno, diventano:

$$c'_{(\text{caratteristico})} = 4.7 \text{ kPa}$$

$$\varphi'_{(\text{caratteristico})} = 21.2^\circ$$

Secondo le Nuove Norme tecniche per le Costruzioni, nelle verifiche di stabilità SLU:

$$c'_{(progetto)} = c'_{(caratteristico)} / 1.25$$

$$\varphi'_{(progetto)} = \arctg (\tg \varphi'_{(caratteristico)} / 1.25)$$

dunque:

$$c'_{(progetto)} = 3.8 \text{ kPa}$$

$$\varphi'_{(progetto)} = 17.2^\circ$$

L'angolo d'attrito interno delle sabbie gioca per lo più nel campo $30^\circ - 36^\circ$. Occorre specificare che i valori delle interpretazioni CPT, generalmente intorno a $30^\circ - 34^\circ$, sono prudenziali, in quanto relativi al campo delle grandi deformazioni (Durgunoglu e Mitchell, 1975), e che allo stesso materiale possono essere attribuiti valori superiori di φ se il riferimento è alla misura di picco.

A tal riguardo si osserva che la media dei valori N_{SPT} disponibili è circa 13, il che corrisponde ad una densità relativa intorno al 37% (Gibbs-Holtz, 1957). Questo parametro, riferito alle litologie sabbiose prevalenti (sabbie fini ben gradate / sabbia media ben gradata - figura 1), porta a stimare valori di φ variabili da 35° a 38° .

Fissato un valore medio cautelativo pari a 36° (per coesione intercetta $c' = 0$) ed applicando a quest'ultimo parametro la riduzione imposta per le verifiche SLU si ottiene:

$$\varphi'_{(progetto)} = \arctg (\tg 36 / 1.25) = 30.16^\circ$$

9 VERIFICHE DI STABILITA'

I calcoli sono riferiti al settore indagato dalla verticale CPT 8, che una spessa coltre coesiva a bassa consistenza configura come tra i più critici dal punto di vista geostatico.

Quanto al quadro idrogeologico, la posizione della falda è stata fissata a -4.5 m.

Le geometrie sono quelle di progetto, cioè pendenza 1/2 sia per la scarpata sovrastante sia per quella sottostante la banca intermedia (larga 3 m).

Il calcolo del fattore di stabilità è eseguito tramite STABL della Purdue University, Indiana; questo codice utilizza il metodo Bishop-Modificato, adottando una originale tecnica statistica per individuare le più critiche superfici di rottura potenziale.

Gli elaborati di sintesi sono in schede che riportano i dati numerici e due disegni: il destro mostra tutte le superfici di verifica, il sinistro solo le 10 più critiche con evidenziato il piano di scorrimento a fattore minimo.

9.1 Condizioni statiche

Fermo restando i parametri di progetto (SLU) stimati per le sabbie di fondo, i calcoli sono stati effettuati ammettendo che la bancata coesiva superficiale risponda in condizioni drenate (verifica 1) ed in condizioni non drenate (verifica 2).

9.1.1 Verifica 1

Sulla base dei valori di progetto precedentemente stimati, si ottiene un coefficiente di sicurezza F pari a 1.121 (scheda 1).

9.1.2 Verifica 2

Estraendo dal CPT 8 i valori della coesione non drenata, tramite opportune elaborazioni si ottiene:

dati N. 24

media = 58 kPa

deviazione standard = 0.28

c_u (caratteristico) (5° percentile) = 50 kPa

c_u (progetto) = 36 kPa

La scheda 2 mostra che in questo ambito $F > 1.6$

PROBLEM DESCRIPTION Input file : TU1

BOUNDARY COORDINATES

6 TOP BOUNDARIES

7 TOTAL BOUNDARIES

BOUNDARY NO.	X-LEFT (MT)	Y-LEFT (MT)	X-RIGHT (MT)	Y-RIGHT (MT)	SOIL TYPE BELOW BND
1	10.00	10.00	20.00	10.00	1
2	20.00	10.00	29.20	14.60	1
3	29.20	14.60	36.20	18.10	2
4	36.20	18.10	39.20	18.10	2
5	39.20	18.10	44.20	20.60	2
6	44.20	20.60	60.00	20.60	2
7	29.20	14.60	60.00	14.60	1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 TYPE(S) OF SOIL

SOIL TYPE NO.	TOTAL UNIT WT. (T/MC)	SATURATED UNIT WT. (T/MC)	COHESION INTERCEPT (T/MQ)	FRICTION ANGLE (DEG)	PORE PRESSURE PARAMETER	PRESSURE CONSTANT (T/MQ)	PIEZOMETRIC SURFACE NO.
1	1.9	1.9	.0	30.2	.00	.0	1
2	2.0	2.0	.4	17.2	.00	.0	1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

UNITWEIGHT OF WATER = 1.00

PIEZOMETRIC SURFACE NO. 1 SPECIFIED BY 2 COORDINATE POINTS

POINT NO.	X-WATER (MT)	Y-WATER (MT)
1	10.00	16.10
2	84.00	16.10

A CRITICAL FAILURE SURFACE SEARCHING METHOD, USING A RANDOM TECHNIQUE FOR GENERATING CIRCULAR SURFACES, HAS BEEN SPECIFIED. 300 TRIAL SURFACES HAVE BEEN GENERATED.

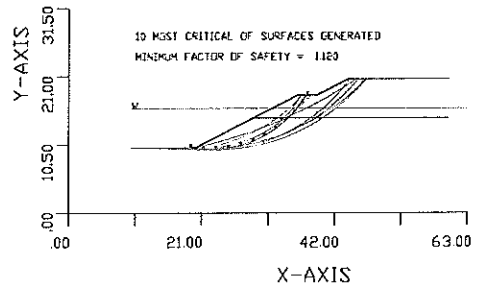
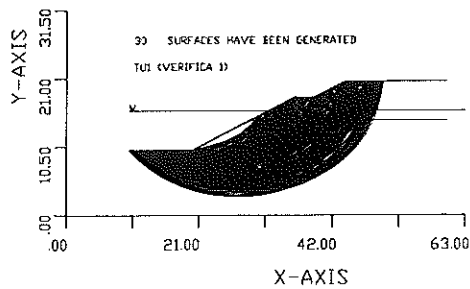
30 SURFACES INITIATE FROM EACH OF 10 POINTS EQUALLY SPACED ALONG THE GROUND SURFACE BETWEEN X = 10.00 MT. AND X = 20.00 MT. EACH SURFACE TERMINATES BETWEEN X = 30.00 MT. AND X = 50.00 MT. UNLESS FURTHER LIMITATIONS WERE IMPOSED, THE MINIMUM ELEVATION AT WHICH A SURFACE EXTENDS IS Y = .00 MT. 2.00 MT. LINE SEGMENTS DEFINE EACH TRIAL FAILURE SURFACE.

FOLLOWING IS DISPLAYED THE MOST CRITICAL OF THE TRIAL FAILURE SURFACES EXAMINED

FAILURE SURFACE SPECIFIED BY 12 COORDINATE POINTS

POINT NO.	X-SURF (MT)	Y-SURF (MT)
1	18.89	10.00
2	20.87	9.72
3	22.87	9.67
4	24.86	9.84
5	26.82	10.24
6	28.72	10.86
7	30.54	11.70
8	32.25	12.73
9	33.84	13.95
10	35.27	15.34
11	36.54	16.89
12	37.32	18.10

*** 1.121 ***



PROBLEM DESCRIPTION Input file : TU2

BOUNDARY COORDINATES

6 TOP BOUNDARIES

7 TOTAL BOUNDARIES

BOUNDARY NO.	X-LEFT (MT)	Y-LEFT (MT)	X-RIGHT (MT)	Y-RIGHT (MT)	SOIL TYPE BELOW BND
1	10.00	10.00	20.00	10.00	1
2	20.00	10.00	29.20	14.60	1
3	29.20	14.60	36.20	18.10	2
4	36.20	18.10	39.20	18.10	2
5	39.20	18.10	44.20	20.60	2
6	44.20	20.60	60.00	20.60	2
7	29.20	14.60	60.00	14.60	1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 TYPE(S) OF SOIL

SOIL TYPE NO.	TOTAL UNIT WT. (T/MC)	SATURATED UNIT WT. (T/MC)	COHESION INTERCEPT (T/MQ)	FRICTION ANGLE (DEG)	PORE PRESSURE PARAMETER	PRESSURE CONSTANT (T/MQ)	PIEZOMETRIC SURFACE NO.
1	1.9	1.9	.0	30.2	.00	.0	1
2	1.9	1.9	3.6	.0	.00	.0	1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

UNITWEIGHT OF WATER = 1.00

PIEZOMETRIC SURFACE NO. 1 SPECIFIED BY 2 COORDINATE POINTS

POINT NO.	X-WATER (MT)	Y-WATER (MT)
1	10.00	16.10
2	84.00	16.10

A CRITICAL FAILURE SURFACE SEARCHING METHOD, USING A RANDOM TECHNIQUE FOR GENERATING CIRCULAR SURFACES, HAS BEEN SPECIFIED. 300 TRIAL SURFACES HAVE BEEN GENERATED.

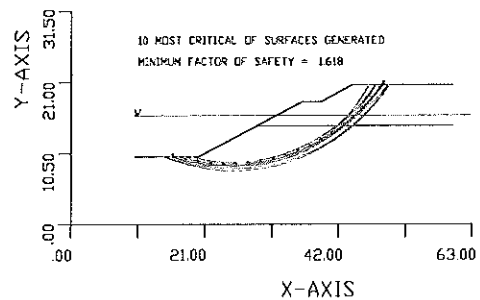
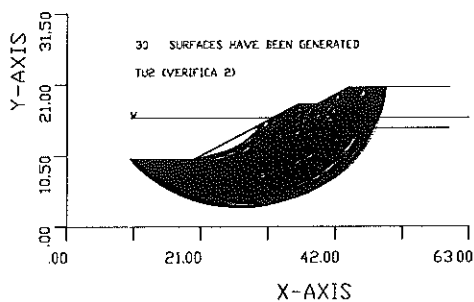
30 SURFACES INITIATE FROM EACH OF 10 POINTS EQUALLY SPACED ALONG THE GROUND SURFACE BETWEEN X = 10.00 MT. AND X = 20.00 MT. EACH SURFACE TERMINATES BETWEEN X = 30.00 MT. AND X = 50.00 MT. UNLESS FURTHER LIMITATIONS WERE IMPOSED, THE MINIMUM ELEVATION AT WHICH A SURFACE EXTENDS IS Y = .00 MT. 2.00 MT. LINE SEGMENTS DEFINE EACH TRIAL FAILURE SURFACE.

FOLLOWING IS DISPLAYED THE MOST CRITICAL OF THE TRIAL FAILURE SURFACES EXAMINED.

FAILURE SURFACE SPECIFIED BY 20 COORDINATE POINTS

POINT NO.	X-SURF (MT)	Y-SURF (MT)
1	15.56	10.00
2	17.49	9.48
3	19.45	9.10
4	21.43	8.84
5	23.43	8.70
6	25.43	8.70
7	27.42	8.83
8	29.41	9.09
9	31.37	9.48
10	33.30	10.00
11	35.20	10.64
12	37.05	11.40
13	38.84	12.28
14	40.58	13.27
15	42.24	14.38
16	43.83	15.59
17	45.34	16.91
18	46.76	18.32
19	48.09	19.81
20	48.70	20.60

*** 1.618 ***



9.2 Condizioni dinamiche (presenza di sisma)

Il procedimento seguito per giungere alla stima degli spostamenti teorici in caso di sisma è frutto dell'interpretazione del nuovo Testo Unico.

L'iter è riassunto di seguito, per i dettagli si rimanda alla bibliografia indicata.

La ricerca delle V_s , eseguita con riferimento ai dati CPT 8, utilizza le relazioni di Rix e Stokoe (1991) per le sabbie e di Mayne e Rix (1993) per le argille.

L'indice dei vuoti necessario per quest'ultima è stato stimato variabile linearmente in funzione della coesione non-drenata in ragione di:

$$e = -0.0025 \cdot c_u \text{ (kPa)} + 1.05$$

Il grafico risultante è in figura 3

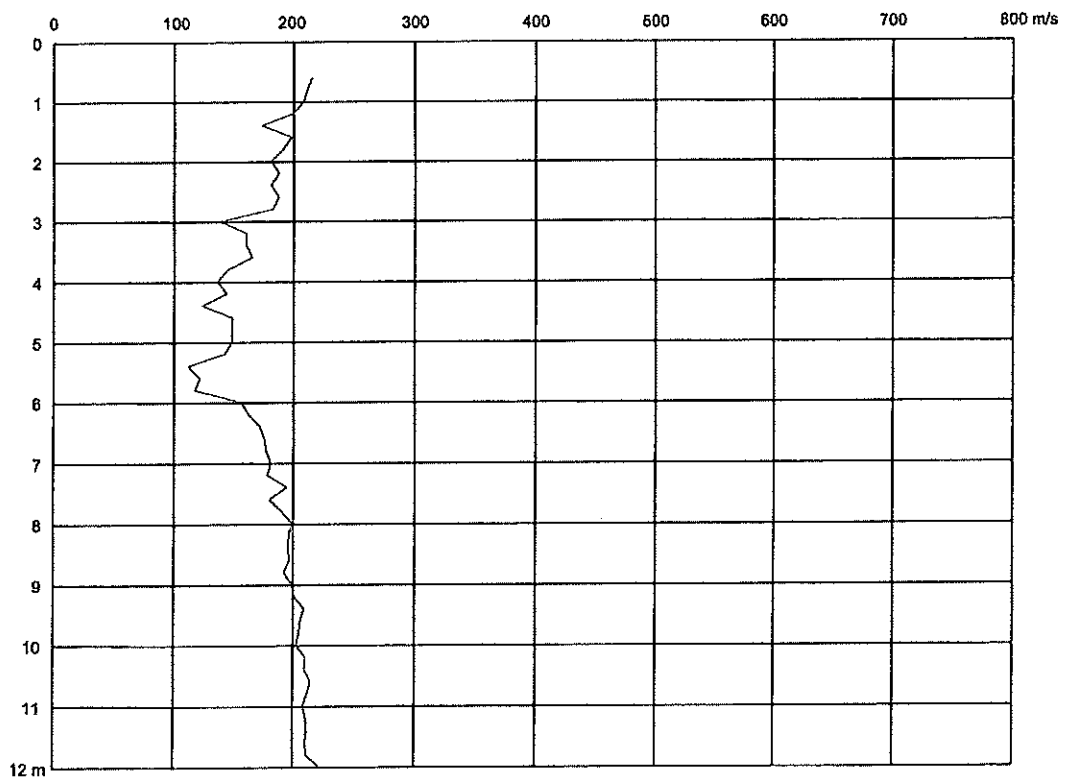


Figura 3

L'interpolazione lineare del tratto sabbioso fornisce la seguente equazione di tendenza:

$$y = - 0.1543 x + 21.61$$

Estrapolando fino a circa 800 m/s, il bed-rock sismico dovrebbe collocarsi intorno a 100 m.

Considero una stratigrafia sismica come quella in figura 4.

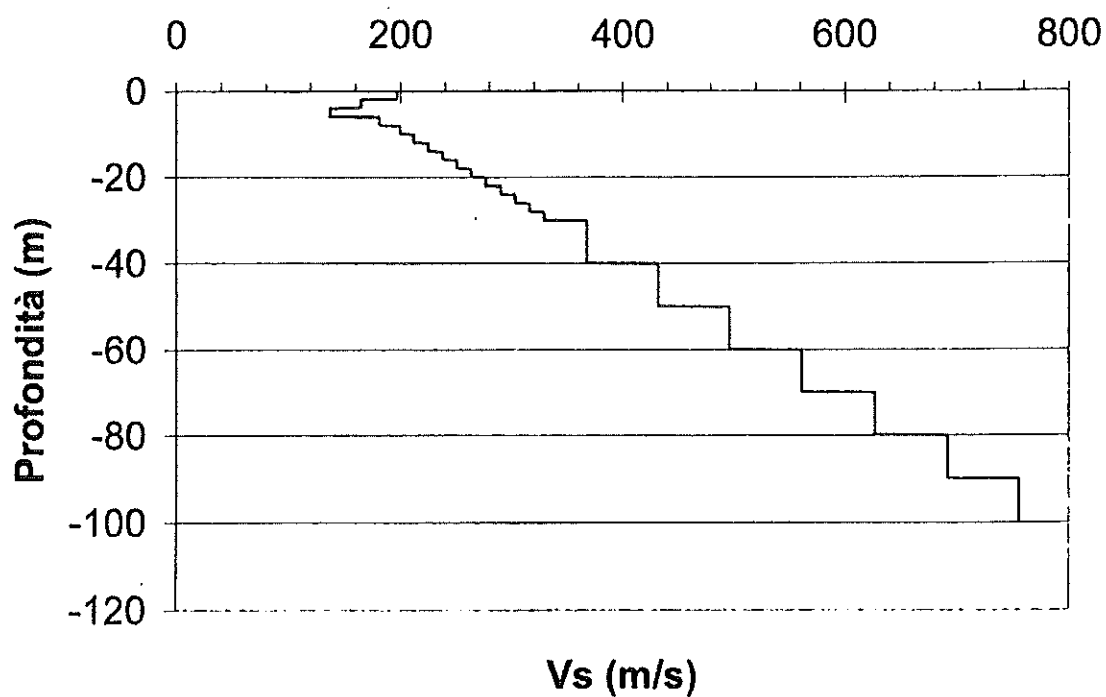


Figura 4

Importo in EERA² i tre accelerogrammi scalati dalla Regione per il Comune di Luzzara e considero il profilo di Tabella 3.

² Equivalent-Linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposit – J.P. Bardet, K. Ichii, and C. H. Lin - August 2000 - UNIVERSITY OF SOUTHERN CALIFORNIA

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1	Profile											
2	Fundamental period (s) = 0.83											
3	Average shear wave velocity (m/sec) = 432.78											
4	Total number of sublayers = 22											
5		Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)
6	Surface	1	1		2.0	77.54		19.60	197			1.0
7		2	1		2.0	54.26		19.65	165			3.0
8		3	1		2.0	37.31		19.60	137		W	5.0
9		4	2		2.0	59.11		17.70	181			7.0
10		5	2		2.0	72.38		17.75	200			9.0
11		6	2		2.0	81.65		17.80	212			11.0
12		7	2		2.0	92.12		17.85	225			13.0
13		8	2		2.0	103.35		17.90	238			15.0
14		9	2		2.0	115.28		17.95	251			17.0
15		10	2		2.0	127.88		18.00	264			19.0
16		11	2		2.0	141.18		18.05	277			21.0
17		12	2		2.0	155.17		18.10	290			23.0
18		13	2		2.0	169.86		18.15	303			25.0
19		14	2		2.0	185.26		18.20	316			27.0
20		15	2		2.0	201.37		18.25	329			29.0
21		16	2		10.0	255.39		18.60	368			35.0
22		17	2		10.0	356.70		18.75	432			45.0
23		18	2		10.0	478.41		19.00	497			55.0
24		19	2		10.0	619.78		19.25	562			65.0
25		20	2		10.0	781.45		19.50	627			76.0
26		21	2		10.0	964.07		19.75	692			85.0
27	Bedrock	22	0			1165.21		20.00	766	Outcrop		90.0
28												
29												
30												
31												
32												

Tabella 3

Per le argille utilizzo le funzioni di Seed e Sun, 1989, relative alle variazioni di G/G_0 e $D\%$ verso $\gamma\%$; per le sabbie ed il bed-rock quelle di Seed e Idriss, 1970.

Con EERA calcolo per i tre sismi l'accelerogramma risultante a 10 m di profondità.

Le tre accelerazioni di picco sono:

- sisma 000046 (a_1) = 0.138 g
- sisma 000126 (a_2) = 0.115 g
- sisma 000354 (a_3) = 0.102 g

Calcolo le intensità di Arias:

- sisma a_1 = 0.126 m/s
- sisma a_2 = 0.048 m/s
- sisma a_3 = 0.183 m/s

Calcolo la durata di Trifunac:

- sisma a1 = 13.16 s
- sisma a2 = 3.43 s
- sisma a3 = 19.7 s

Calcolo la densità dei passaggi degli accelerogrammi su $a = 0$:

- sisma a1 = 10.61 s^{-1}
- sisma a2 = 8.93 s^{-1}
- sisma a3 = 6.27 s^{-1}

Per una verifica in termini di tensioni efficaci è d'interesse l'incremento della pressione interstiziale entro le sabbie dovuto ai sismi; la procedura utilizzata è riportata in allegato. Pongo $D_r = 40\%$ e $\sigma'_{v0} = 133 \cdot (1 + 2(1 - \sin 36)) / 3 = 80.9 \text{ kPa}$ (a 8 m)

Per i tre sismi, da EERA, a 8 m si ha:

- sisma a1 $\tau_{\max} = 21.18 \text{ kPa} \rightarrow \tau_{\text{eq}} = 13.77 \text{ kPa}$
- sisma a2 $\tau_{\max} = 21.89 \text{ kPa} \rightarrow \tau_{\text{eq}} = 14.23 \text{ kPa}$
- sisma a3 $\tau_{\max} = 16.58 \text{ kPa} \rightarrow \tau_{\text{eq}} = 10.78 \text{ kPa}$

dunque

- sisma a1 $\tau_{\text{eq}} / \sigma'_{v0} = 0.17 \rightarrow N_L = 4$
- sisma a2 $\tau_{\text{eq}} / \sigma'_{v0} = 0.18 \rightarrow N_L = 3$
- sisma a3 $\tau_{\text{eq}} / \sigma'_{v0} = 0.13 \rightarrow N_L = 8$

Secondo la procedura di Biondi, 2004,

- sisma a1 $N_{\text{eq}} = 0.024$
- sisma a2 $N_{\text{eq}} = 0.015$
- sisma a3 $N_{\text{eq}} = 0.046$

dunque, secondo Seed e Booker, 1977:

- sisma a1 $\Delta v_N = 9.9 \text{ kPa}$
- sisma a2 $\Delta v_N = 7.5 \text{ kPa}$
- sisma a1 $\Delta v_N = 9.4 \text{ kPa}$

Il massimo incremento delle pressione interstiziale è allora $\Delta V_N = 9.9 \text{ kPa}$ alla quota di 8 m, dove agisce una pressione litostatica efficace $\sigma_3 = 133 \text{ kPa}$.

Con la costruzione in figura 5 determino l'angolo di resistenza a taglio da utilizzare nelle verifiche di stabilità.

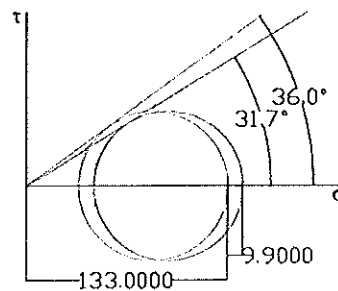


Figura 5

Con STABL eseguo le verifiche aumentando via via l'accelerazione orizzontale e verticale fino ad ottenere $F_s = 1$; l'accelerazione orizzontale ottenuta è quella che produce lo snervamento della scarpata.

Come mostra la scheda 3, quest'ultima risulta $a_{crit} = 0.04 \text{ g}$

Importo nel programma Newmark³ gli accelerogrammi calcolati con EERA a 10 m di profondità ed impongo l'accelerazione di snervamento calcolata in precedenza.

Il risultato è nei grafici finali (figura 6); gli spostamenti sono di circa 1 cm.

³ JAVE PROGRAMS FOR USING NEWMARK'S METHOD AND SIMPLIFIED DECOUPLED ANALYSIS TO MODEL SLOPE PERFORMANCE DURING EARTHQUAKES - Randall W. Jibson and Matthew W. Jibson, 2003 - UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR UNITED STATES GEOLOGICAL SURVEY

PROBLEM DESCRIPTION Input file : sismal

SCHEDA 3

BOUNDARY COORDINATES

6 TOP BOUNDARIES

7 TOTAL BOUNDARIES

BOUNDARY NO.	X-LEFT (MT)	Y-LEFT (MT)	X-RIGHT (MT)	Y-RIGHT (MT)	SOIL TYPE BELOW BND
1	10.00	10.00	20.00	10.00	1
2	20.00	10.00	29.20	14.60	1
3	29.20	14.60	36.20	18.10	2
4	36.20	18.10	39.20	18.10	2
5	39.20	18.10	44.20	20.60	2
6	44.20	20.60	60.00	20.60	2
7	29.20	14.60	60.00	14.60	1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 TYPE(S) OF SOIL

SOIL TYPE NO.	TOTAL UNIT WT. (T/MC)	SATURATED UNIT WT. (T/MC)	COHESION INTERCEPT (T/MQ)	FRICTION ANGLE (DEG)	PORE PRESSURE PARAMETER (T/MQ)	PRESSURE CONSTANT (T/MQ)	PIEZOMETRIC SURFACE NO.
1	1.9	1.9	.0	31.7	.00	.0	1
2	2.0	2.0	.4	17.2	.00	.0	1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

UNITWEIGHT OF WATER = 1.00

PIEZOMETRIC SURFACE NO. 1 SPECIFIED BY 2 COORDINATE POINTS

POINT NO.	X-WATER (MT)	Y-WATER (MT)
1	10.00	16.10
2	84.00	16.10

A HORIZONTAL EARTHQUAKE LOADING COEFFICIENT

OF .040 HAS BEEN ASSIGNED

A VERTICAL EARTHQUAKE LOADING COEFFICIENT

OF .020 HAS BEEN ASSIGNED

CAVITATION PRESSURE = 0.0 T/MQ

A CRITICAL FAILURE SURFACE SEARCHING METHOD, USING A RANDOM TECHNIQUE FOR GENERATING CIRCULAR SURFACES, HAS BEEN SPECIFIED.

300 TRIAL SURFACES HAVE BEEN GENERATED.

10 SURFACES INITIATE FROM EACH OF 10 POINTS EQUALLY SPACED

ALONG THE GROUND SURFACE BETWEEN X = 10.00 MT. AND X = 20.00 MT.

EACH SURFACE TERMINATES BETWEEN X = 30.00 MT. AND X = 50.00 MT.

UNLESS FURTHER LIMITATIONS WERE IMPOSED, THE MINIMUM ELEVATION

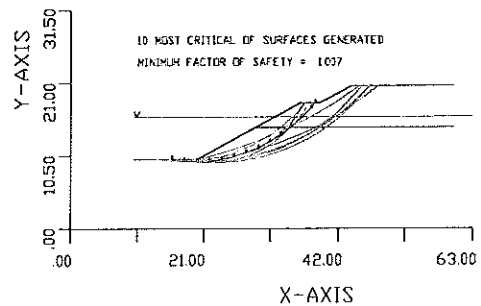
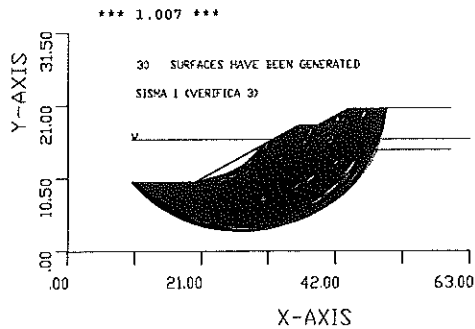
AT WHICH A SURFACE EXTENDS IS Y = 0.00 MT.

2.00 MT. LINE SEGMENTS DEFINE EACH TRIAL FAILURE SURFACE.

FOLLOWING IS DISPLAYED THE MOST CRITICAL OF THE TRIAL FAILURE SURFACES EXAMINED

FAILURE SURFACE SPECIFIED BY 14 COORDINATE POINTS

POINT NO.	X-SURF (MT)	Y-SURF (MT)
1	15.56	10.00
2	17.54	9.75
3	19.54	9.66
4	21.54	9.73
5	23.52	9.97
6	25.48	10.36
7	27.40	10.92
8	29.27	11.63
9	31.08	12.49
10	32.81	13.49
11	34.45	14.64
12	35.99	15.91
13	37.43	17.30
14	38.12	18.10



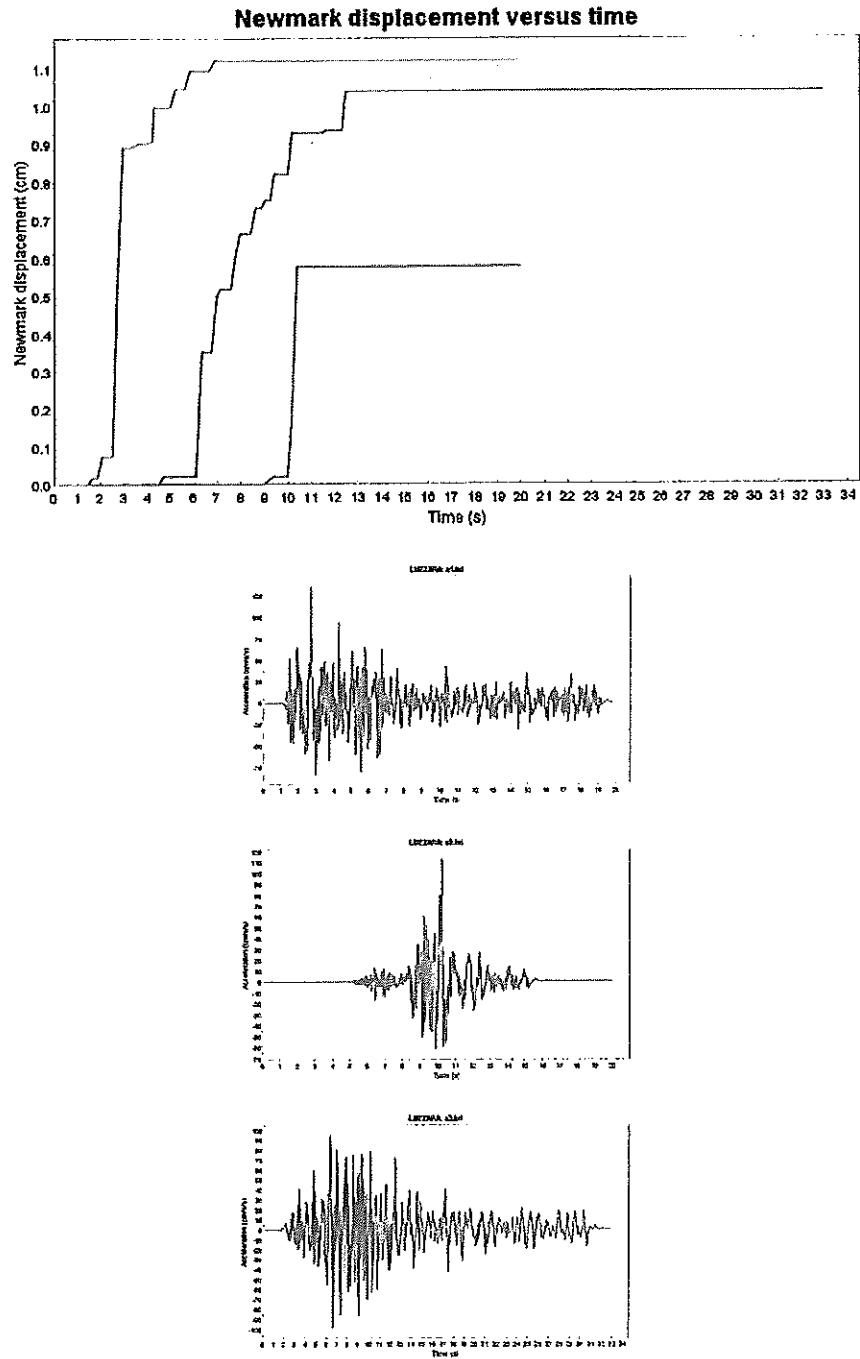


Figura 6



ALLEGATO

Incremento della pressione interstiziale entro le sabbie

metodo di calcolo tratto da

ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA

ASPETTI GEOTECNICI DELLA PROGETTAZIONE IN ZONA SISMICA

LINEE GUIDA

Marzo 2005

Nei terreni granulari, l'incremento di pressione interstiziale generato dalla sollecitazione sismica può essere stimato mediante la seguente relazione empirica (Seed & Booker, 1977):

$$\frac{\Delta u_N}{\sigma'_0} = \frac{2}{\pi} \cdot \sin^{-1} \left[\left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/2a} \right] \quad (8.B.8)$$

dove Δu_N è l'incremento di pressione interstiziale dopo N cicli di carico, σ'_0 il valore iniziale della pressione media efficace alla profondità considerata, N è il numero di cicli di carico di ampiezza costante equivalente al sisma ed N_L è il numero di cicli di carico necessari per produrre la liquefazione nel terreno. La costante sperimentale a può essere valutata mediante la relazione proposta da Fardis & Veneziano (1981), in funzione della densità relativa, D_r (in frazione):

$$a = 0.96 \cdot D_r^{0.83} \cdot e_{\theta} \quad (8.B.9)$$

Il termine e_{θ} ha distribuzione log-normale con valore medio unitario e varianza pari a 0.1^2 .

Per determinare il numero di cicli N che compare nella relazione 8.B.8 è necessario approssimare la storia deformativa di taglio irregolare indotta dal terremoto con una sollecitazione ciclica equivalente di ampiezza costante, τ_{eq} e numero di cicli equivalente $N_{eq} = N$ seguendo una delle numerose procedure presenti in letteratura. Utilizzando ad esempio la procedura proposta da Biondi et al. (2004) si ottiene:

$$\tau_{eq} = 0.65 \cdot \tau_{max} \quad (8.B.10)$$

$$N_{eq} = \exp(\alpha + \beta \cdot \ln \sigma_{max} + \gamma \cdot \ln I_A + \delta \cdot \ln v_0 + \varepsilon \cdot \ln T_D) \quad (8.B.11)$$

Nell'equazione 8.B.10, τ_{max} rappresenta la sollecitazione di taglio massima indotta dal terremoto alla profondità considerata, il cui valore può essere stimato mediante un'analisi della risposta sismica locale (Parte II, cap. 6 - *Risposta sismica locale*) o, in prima approssimazione, mediante la relazione (8.B.5). Nell'equazione (8.B.11), I_A è l'intensità di Arias (m/s), v_0 è l'intensità degli incroci con l'asse dei tempi dell'accelerogramma (s^{-1}), T_D la durata dell'accelerogramma definita da Trifunac e Brady (1975)² (s). Per le costanti che compaiono nella relazione (8.B.11) sono consigliati i seguenti valori: $\alpha = -1.629$; $\beta = -2.493$; $\gamma = 1.239$; $\delta = 0.854$; $\varepsilon = -0.307$.

Per la determinazione del valore di N_L può essere impiegato il grafico di Figura 8.B.2, nel quale N_L è riportato in funzione di D_r e dell'ampiezza dello sforzo di taglio imposto, $\tau_{hv} = \tau_{eq}$, normalizzato rispetto al valore iniziale della tensione media efficace. Una valutazione di N_L può in alternativa essere ottenuta sperimentalmente mediante prove triassiali cicliche o di taglio semplice ciclico; in prove di taglio semplice τ_{hv} è normalizzata rispetto al valore della tensione verticale efficace.

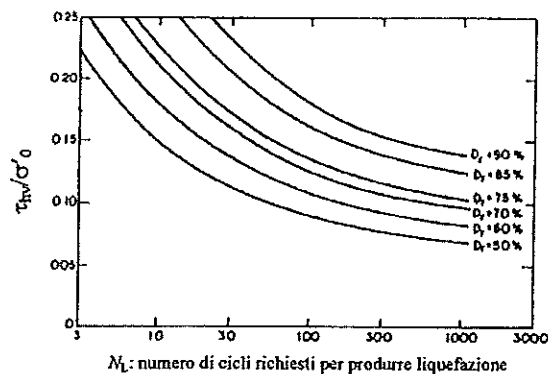


Figura 8.B.2. Curve di resistenza alla liquefazione da prove di taglio cicliche (Seed et al., 1975)