



REGIONE MARCHE
Dipartimento per le Politiche Integrate di Sicurezza
e per la Protezione Civile



OPCM 3907/2010 – effettuazione delle indagini di
microzonazione sismica (MZS)

**Corso di formazione sulle specifiche
tecniche di MS per i professionisti incaricati**

Ancona – Venerdì 13 aprile 2012

***Caratterizzazione delle aree instabili sotto
il profilo geomorfologico e geotecnico***



Prof. Ing. Claudia Madiati
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale - Università di Firenze



Effetti indotti da



AREE SISMICAMENTE STABILI

- amplificazioni del moto sismico



AREE SISMICAMENTE INSTABILI

- frane
- liquefazione
- cedimenti (densificazione dei terreni, crollo di cavità, ecc...)

Testo guida per la Microzonazione Sismica

Gruppo di lavoro MS, 2008. **Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica.**

Conferenza delle Regioni e delle Province autonome - DPC, Roma, 3 vol. e Dvd.

Livello 1 - Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica

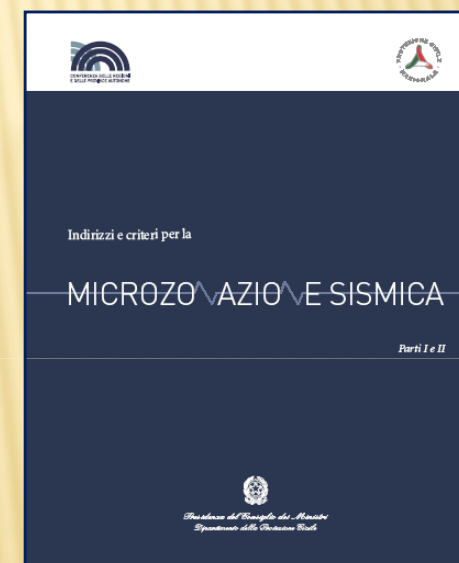
Livello 2 - Carta di microzonazione sismica

- Quantificazioni numeriche degli effetti locali (**amplificazioni** e fenomeni di **instabilità**) sulla base di indagini speditive e metodi semplificati

Livello 3 - Carta di microzonazione sismica con approfondimenti

Quantificazioni numeriche degli effetti locali sulla base di indagini approfondite e modelli numerici (**avanzati**) per:

- zone stabili suscettibili di **amplificazioni locali**, nei casi di **situazioni geologiche e geotecniche complesse**, non risolvibili con l'uso degli abachi, o qualora sia conveniente un'analisi globale di dettaglio o per opere di particolare importanza
- zone suscettibili di **instabilità particolarmente gravose** per complessità del fenomeno e/o diffusione areale, non risolvibili con l'uso di metodologie speditive



NB: per il Livello 1 non è necessaria la definizione di un input sismico di riferimento

Prodotto finale di studi di MS di Livello 2 e Livello 3

Il risultato finale di uno studio di MS di Livello 2 o di Livello 3 è la carta delle 'microzone' che deve contenere tutti gli elementi ingegneristici di interesse ai fini della pianificazione urbanistica e della progettazione:

- 1. la perimetrazione delle aree critiche (instabili) e delle zone a diversa risposta sismica (stabili)**
- 2. l'assegnazione di parametri che permettano di stabilire delle gerarchie di pericolosità tra le diverse aree**

***Analisi di dettaglio finalizzate
alla valutazione della stabilità
dei pendii in condizioni sismiche***

***UN CASO DI STUDIO
(Livello 3)***

Localizzazione dell'area

Spinello - Comune di S. Sofia (FC) - Alto Appennino Romagnolo-Forlivese



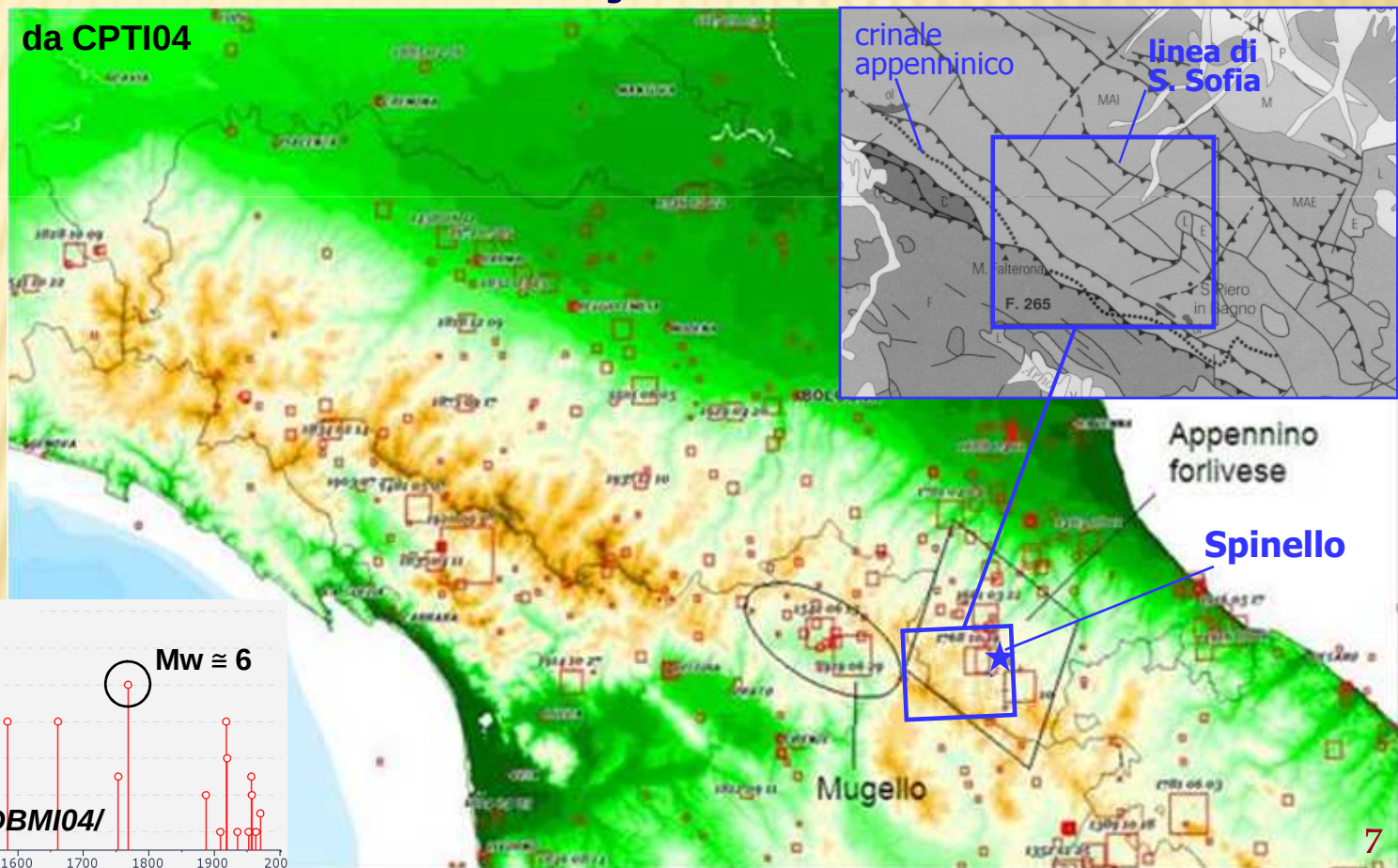
Sismicità dell'area

Sismicità medio-alta (terremoti storici con $I_{MCS}=IX$) – Zona sismica 2

Zona sismogenetica ("ZS9"): 914 ($M_w = 6.14$)

M_w da disaggregazione: 4.5 ÷ 5.0 (50%); 5.5 ÷ 6.0 (10%) ($R \leq 10$ km)

Accelerazione massima su suolo rigido, a_g : 0.209 g ($T_r=475$ anni) (NTC08)



Geologia dell'area

Centro abitato

Centro sportivo

Movimenti in atto
(o recenti)

Maggiori spostamenti

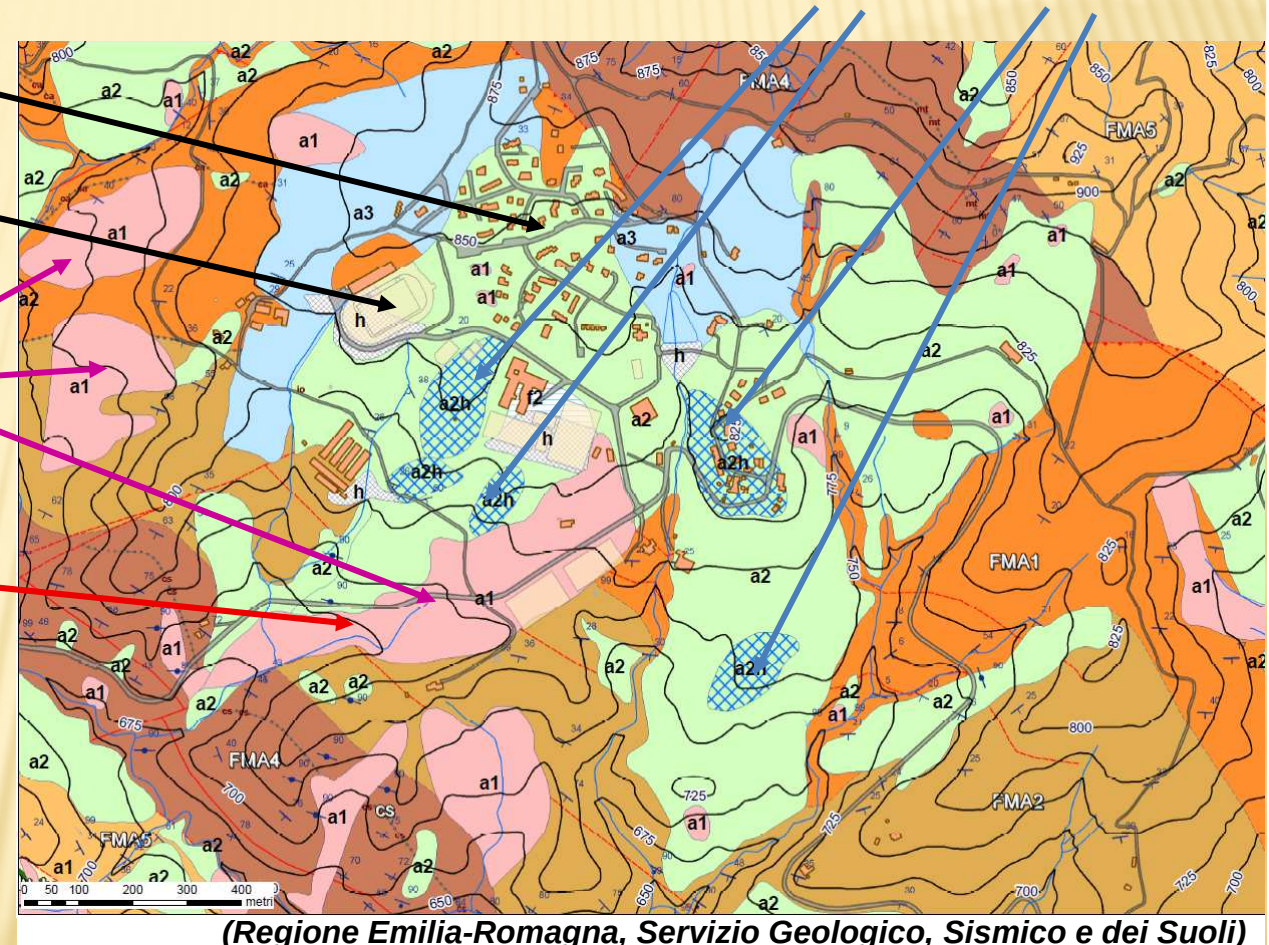
LEGENDA

FMA: formazione marnoso-arenacea (substrato)

a : coltre detritica
(spessore fino a 30 m) di
materiale argilloso-sabbioso
eterogeneo ed eterometrico

Coltre detritica di origine gravitativa
Coltre detritica di altra natura (a3)

Frane attive (a1)
Frane quiescenti (a2)



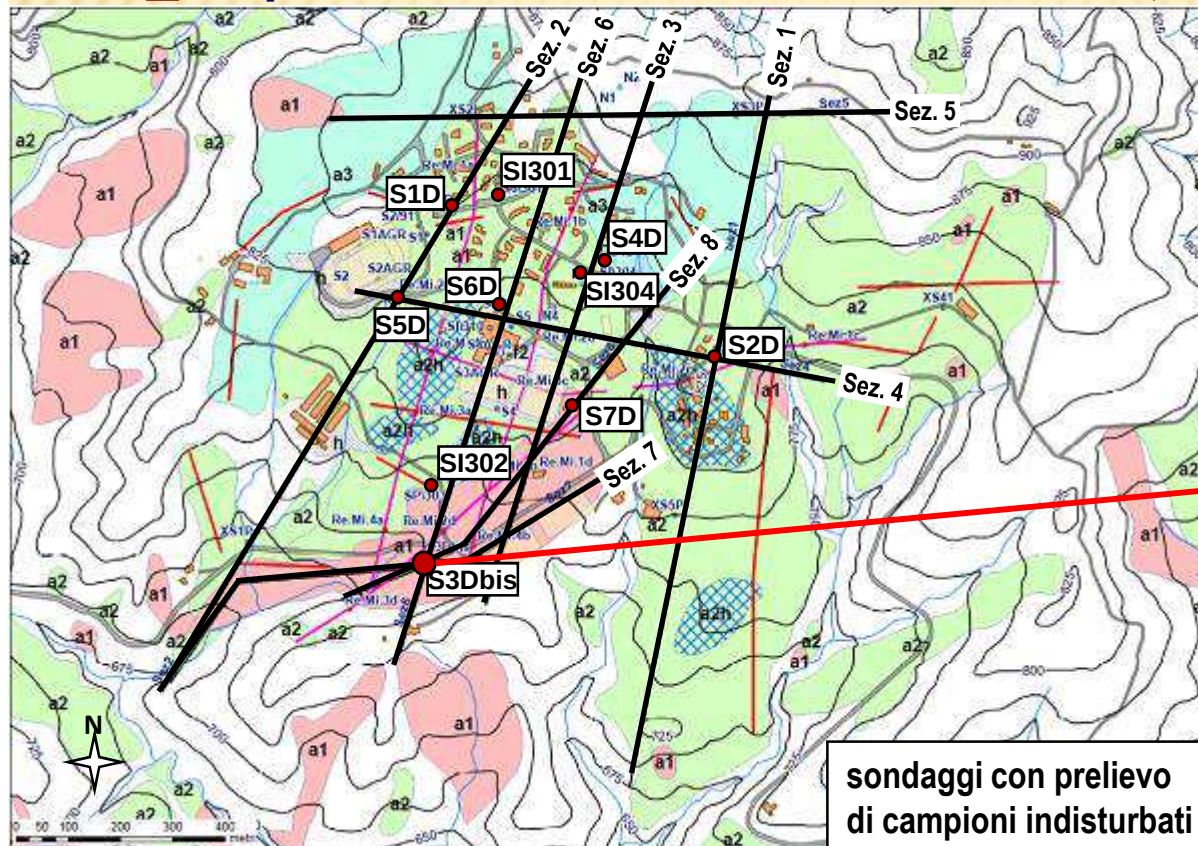
Caratterizzazione geotecnica – Indagini integrative 2004-2008

PROVE IN SITO

- 19 sondaggi geotecnici (51 campioni)
- 27 prove SPT
- 8 prove Lefranc
- 56 prove di sismica a rifrazione
- 15 prove Re.Mi.
- 2 prove down-hole

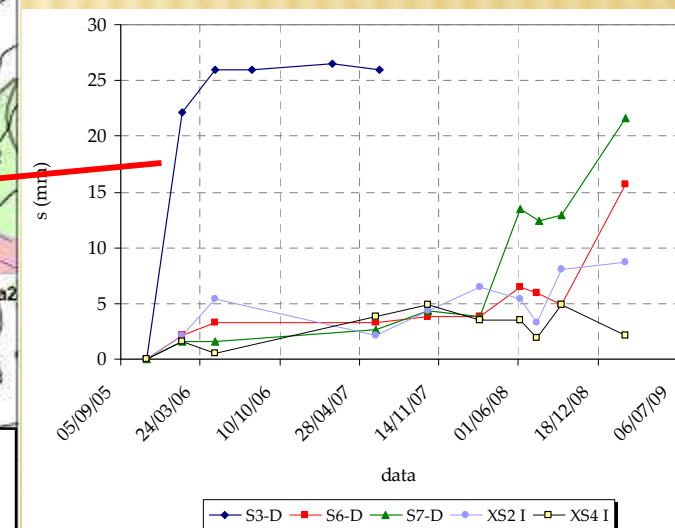
PROVE DI LAB.

- 1 espansione laterale libera
- 2 edometriche
- 10 limiti di Atterberg
- 6 taglio diretto (TD)
- 3 triassiali (TxCIU)
- 5 colonna risonante (RC)



MONITORAGGIO:

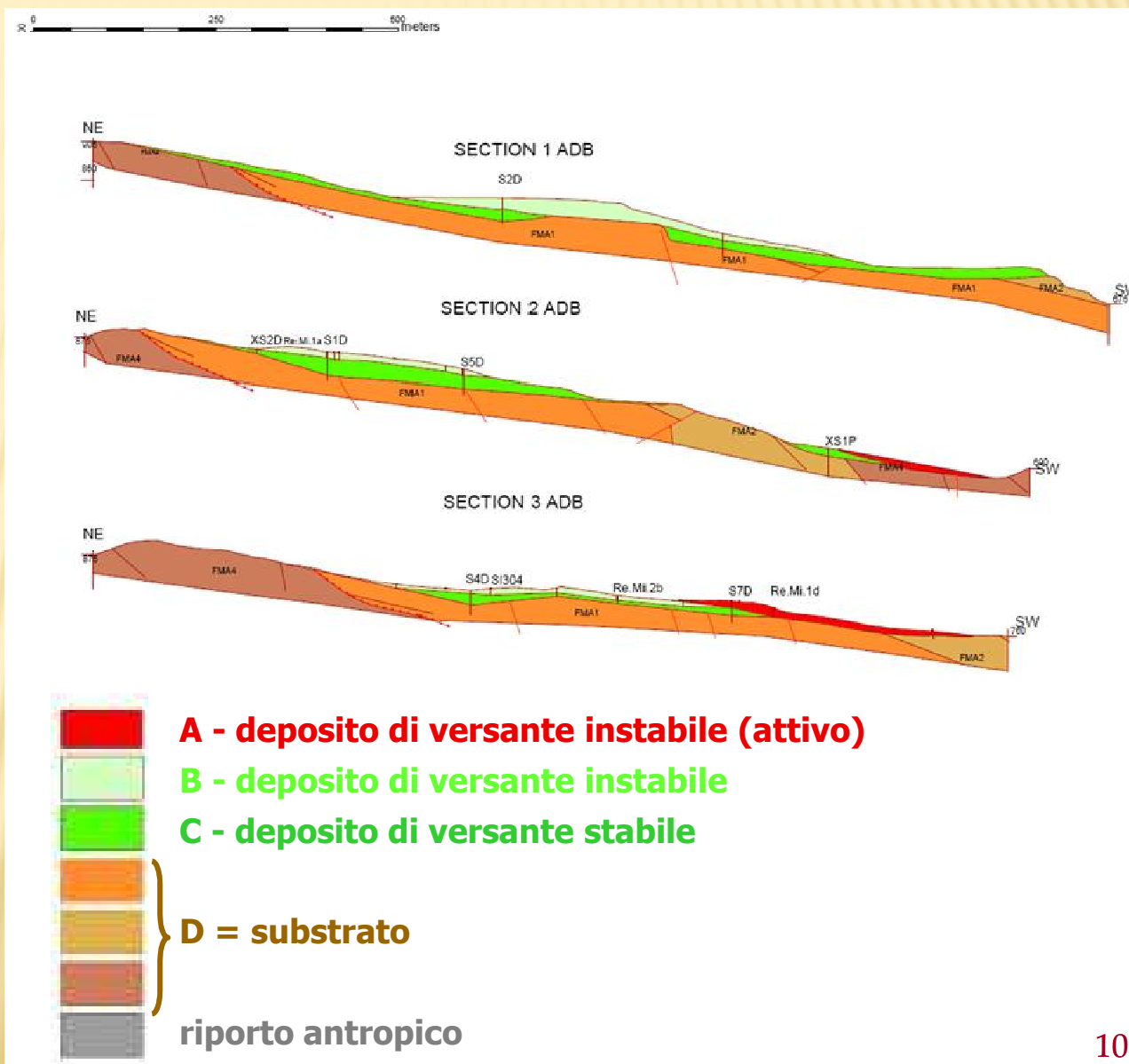
- 8 piezometri
- 12 inclinometri



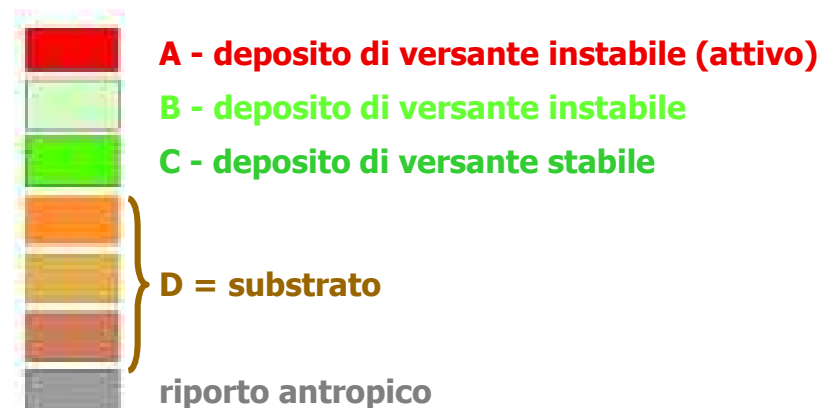
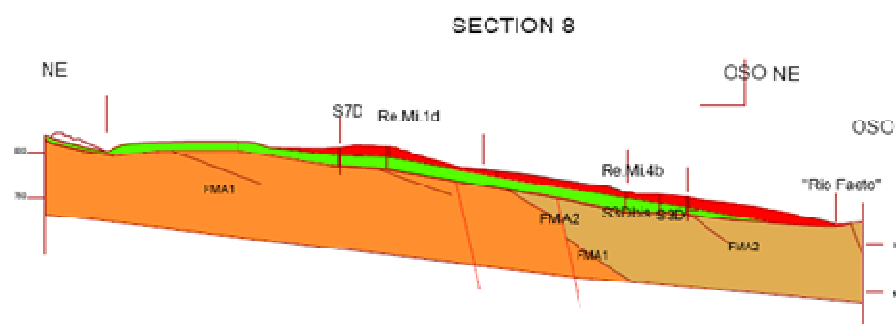
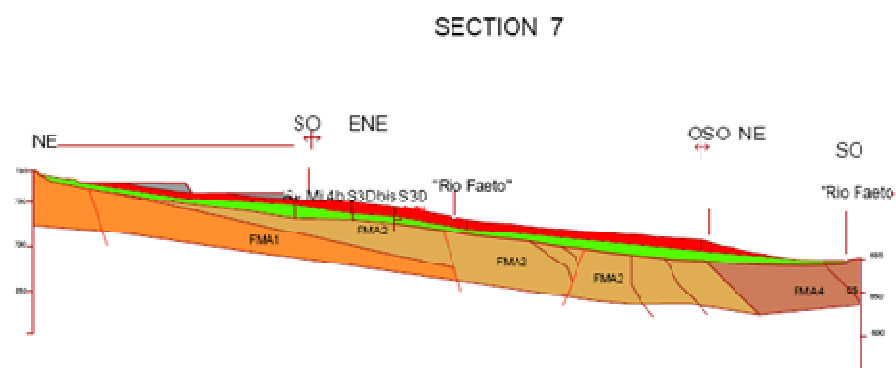
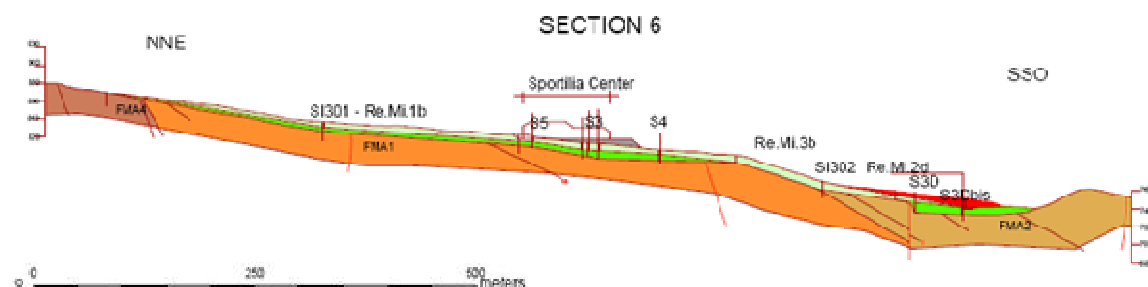
Sezioni analizzate

Criteri di scelta delle sezioni:

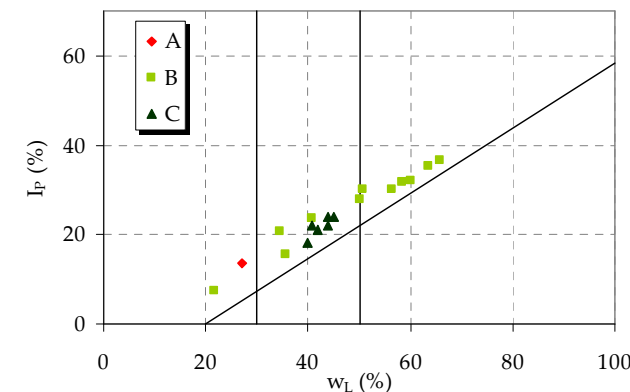
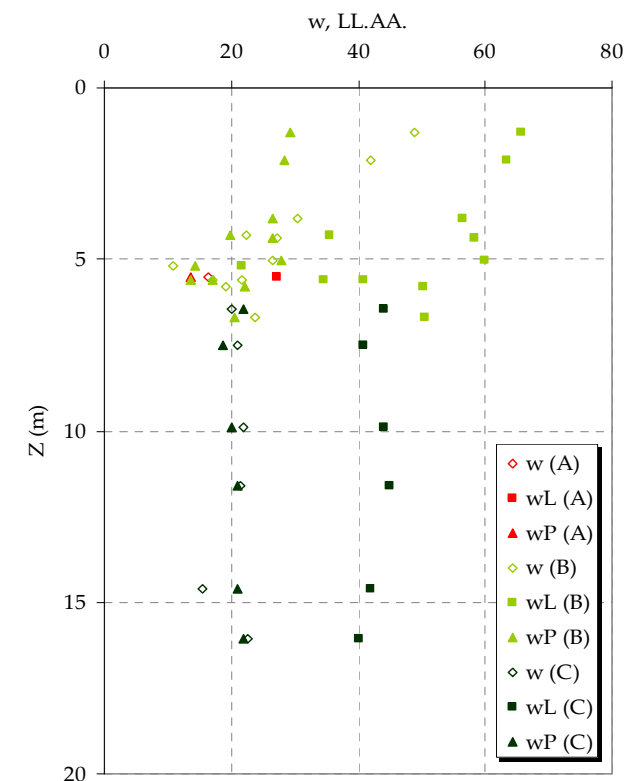
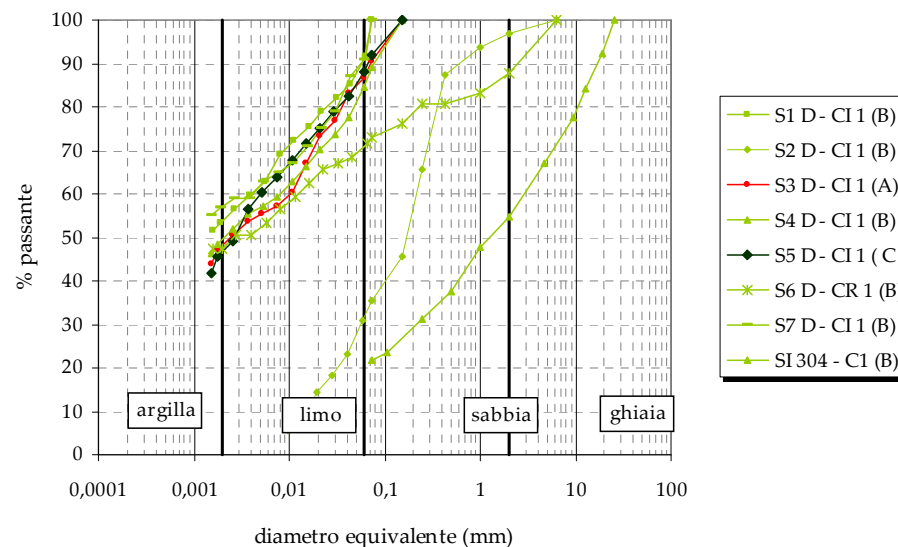
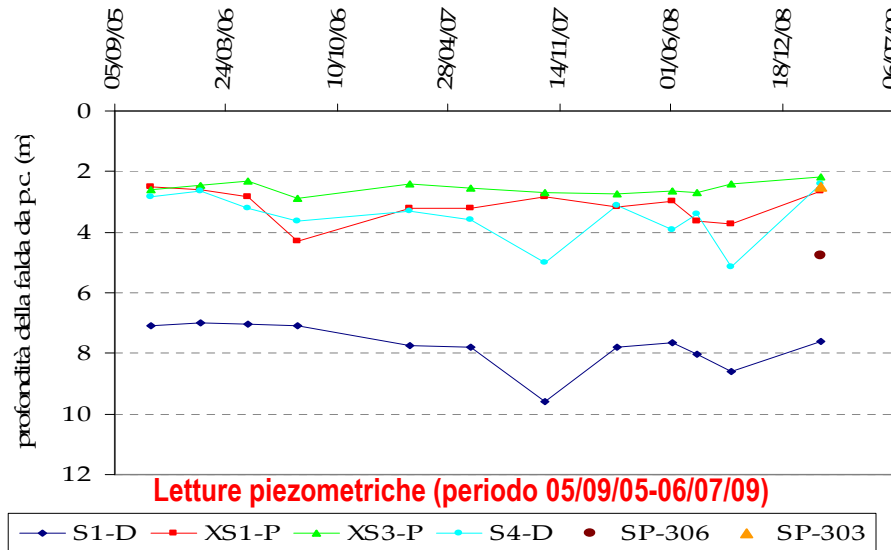
- interessare le diverse zone dell'area (in particolare quelle soggette a movimenti attivi)
- seguire le direzioni di massima pendenza
- utilizzare al meglio le informazioni esistenti



Sezioni analizzate



Caratterizzazione geotecnica – Indagini integrative 2004-2008



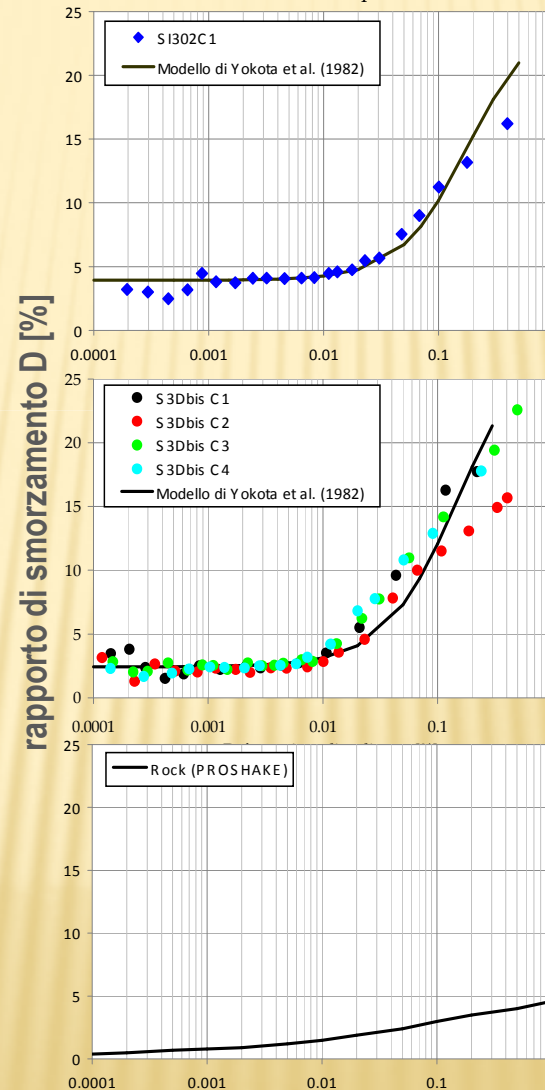
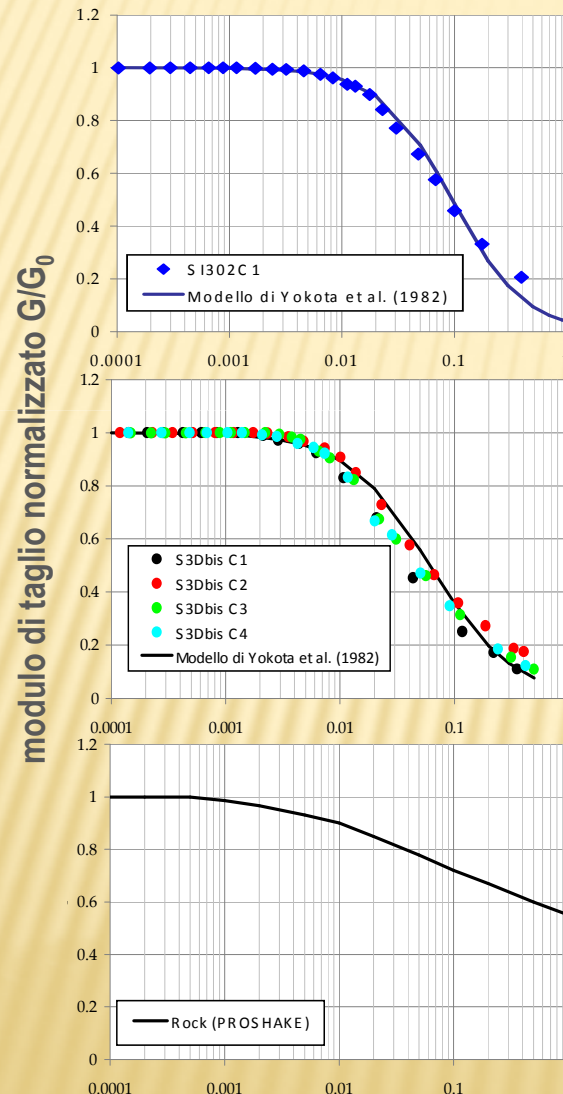
Caratterizzazione geotecnica – Indagini integrative 2004-2008

Parametri meccanici in condizioni statiche (prove TD e TxCIU)

Sond. Camp.	prof. (m)	descrizione	prova	Resistenza di picco			Resistenza residua		
				c'_p (kPa)	$\tan\phi'_p$	ϕ'_p (°)	c'_r (kPa)	$\tan\phi'_r$	ϕ'_r (°)
S3 D CI1	5.5	Argilla marnosa (A)	TD	35	0.433	23.4	3	0.240	13.5
S1 D CI1	5.6	Argilla marnosa (B)	TD	32	0.452	24.3	7	0.221	12.5
S4 D CI1	5.6	Argilla marnosa (B)	TD	12	0.548	28.7	1	0.260	14.6
S6 D CR1	4.3	Argilla sabbiosa (B)	TD	20	0.394	21.5	1	0.217	12.2
S7 D CI1	6.7	Argilla limosa (B)	TD	44	0.433	23.4	4	0.238	13.4
S2 D CI1	5.2	Sabbia fine limosa (B)	TD	6	0.589	30.5	0	0.338	18.7
S5 D CI1	7.5	Argilla marnosa (B/C)	TD	24	0.481	25.7	0	0.239	13.5
S3 Dbis CI2	11.6	Limo argilloso (C)	Tx CIU	13	0.577	30.0	-	-	-
S3 Dbis CI3	14.6	Limo argilloso (C)	Tx CIU	2	0.650	33.0	-	-	-
SI 302 CI1	5.05	Argilla limosa (B)	Tx CIU	20	0.498	26.5	-	-	-

Caratterizzazione geotecnica – Indagini integrative 2004-2008

Parametri meccanici in condizioni di carico dinamico e ciclico (prove RC)



coltre detritica superiore

coltre detritica inferiore

substrato marnoso-arenaceo

Analisi della Risposta Sismica Locale

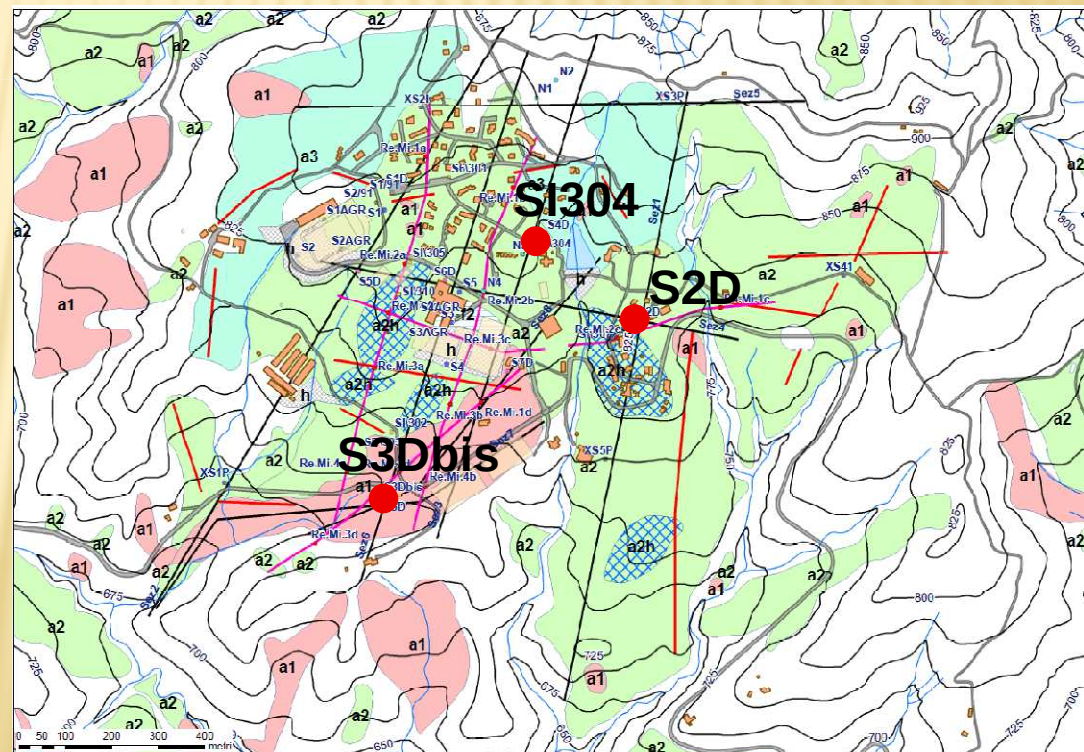
L'accelerazione massima attesa in superficie, a_{maxL} è stata determinata con **analisi di RSL 1D** (geometria e spessore regolari, pendenza $< 20^\circ$) effettuate mediante il **codice di calcolo PROSHAKE**

I siti selezionati, oltre a coprire tutte le aree di maggiore interesse, sono rappresentativi di 3 differenti situazioni stratigrafiche :

S2D: elevato spessore della coltre ($S > 30m$) e limitato rapporto di impedenza sismica ($I = 1.4$)

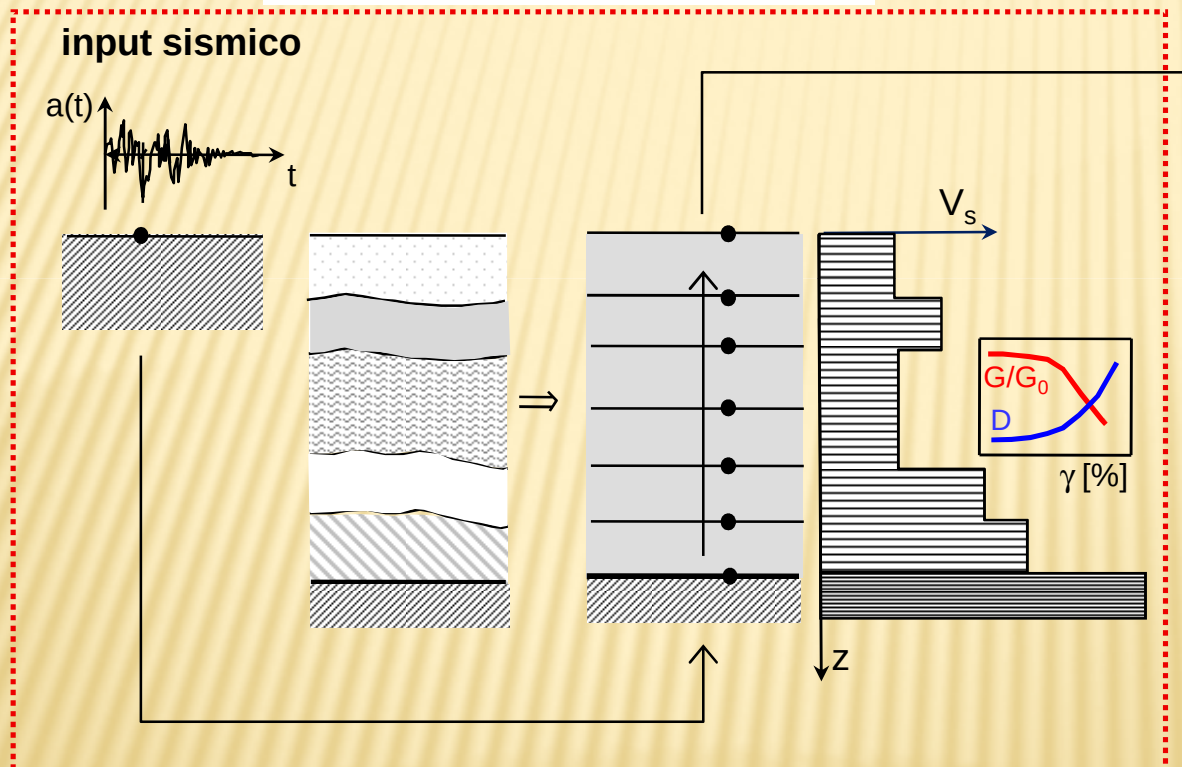
SI304: esiguo spessore della coltre ($S \approx 12m$) e rapporto di impedenza $I = 1.5$

S3Dbis: spessore intermedio ($S \approx 18m$) e $I = 1.77$

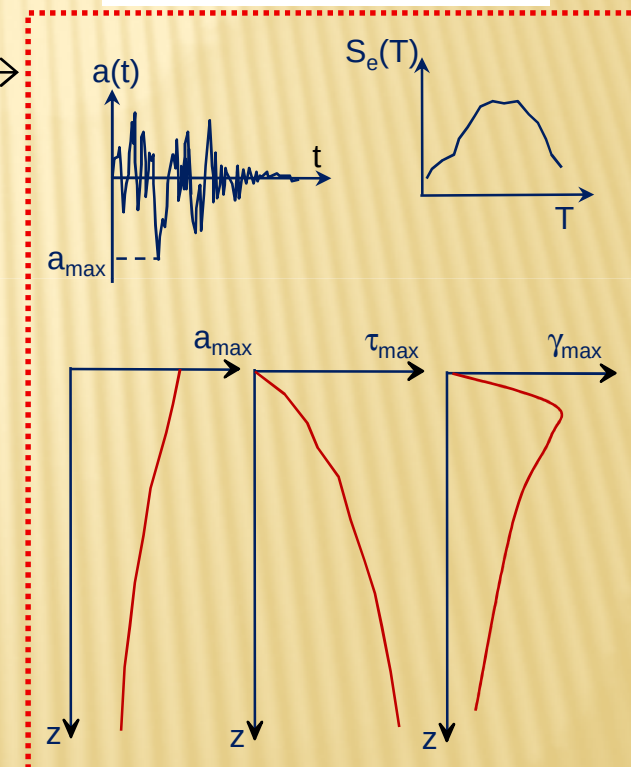


Metodi geotecnici di tipo numerico per analisi di RSL -1D

DATI DI INPUT



OUTPUT



L'analisi può essere condotta nel dominio delle frequenze (modelli a strati continui) o nel dominio del tempo (modelli a elementi discreti)

Codice di calcolo: **PROSHAKE**

Modello a strati continui

- legame visco-elastico lineare
- equazione della trave a taglio

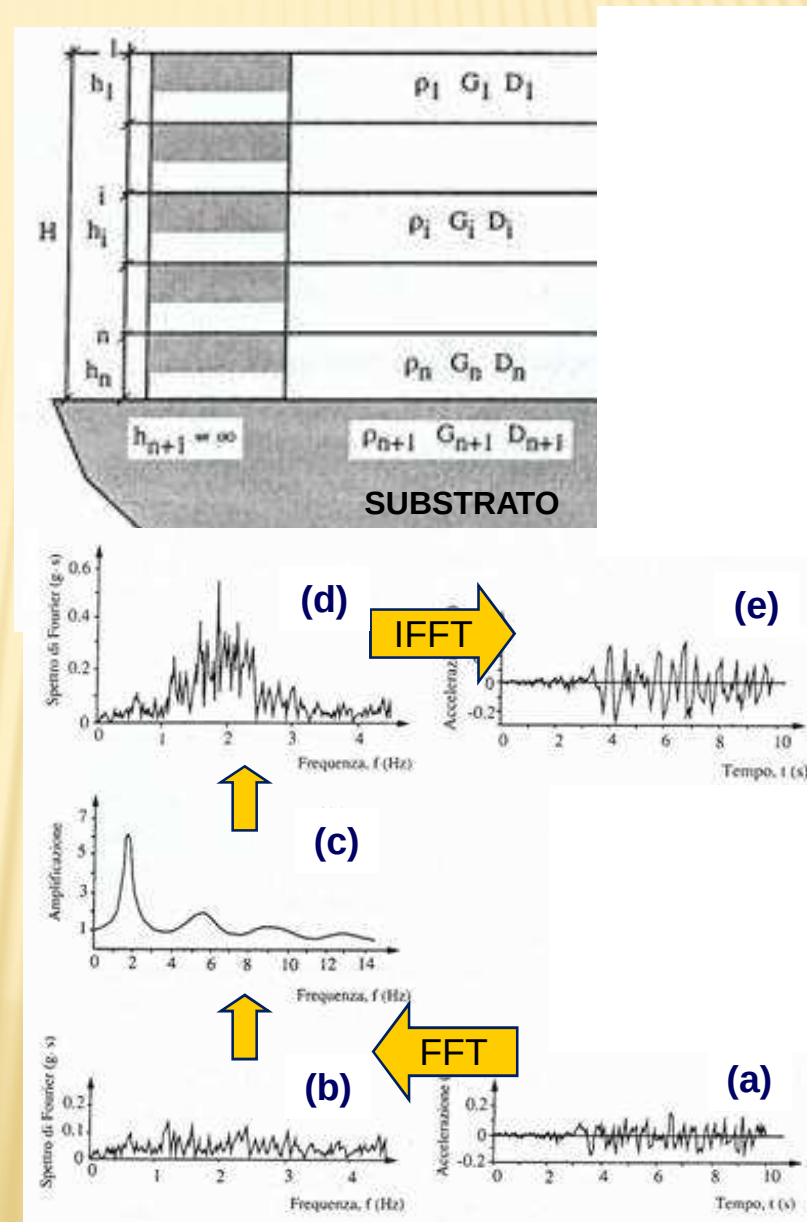


Calcolo delle **funzioni di trasferimento** tra strati i e k



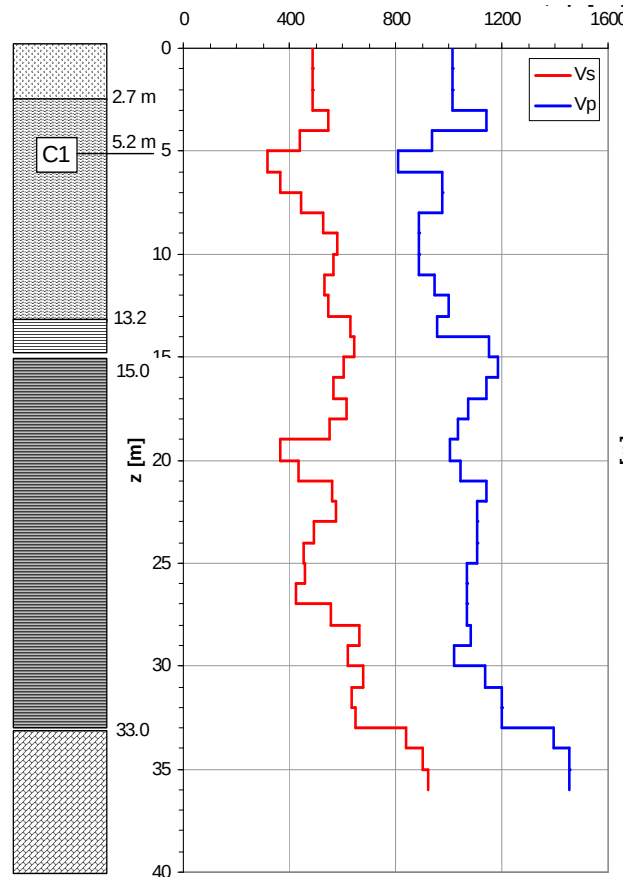
soluzione nel dominio delle frequenze

(percorso a-b-c-d-e)

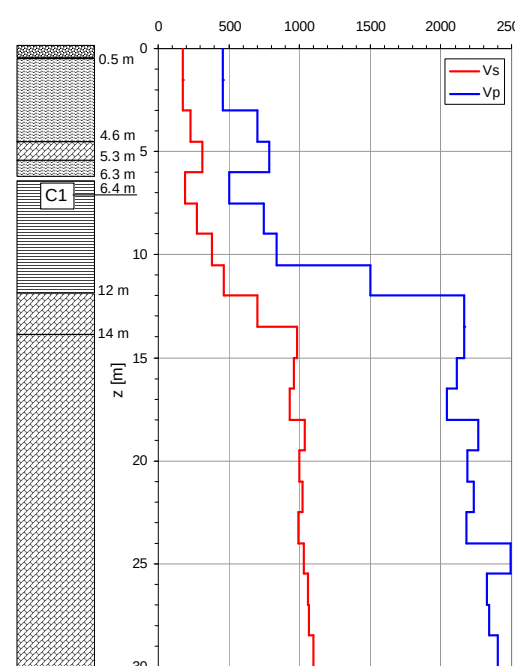


Analisi della Risposta Sismica Locale

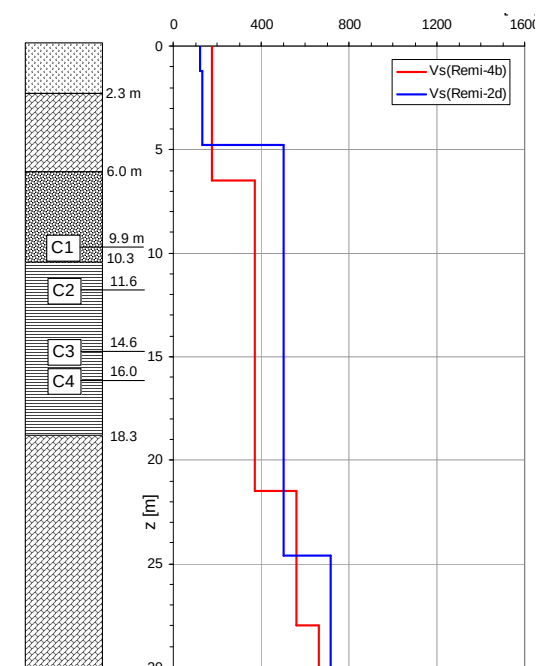
Profili stratigrafici, V_p e V_s nei siti selezionati



S2D



SI304

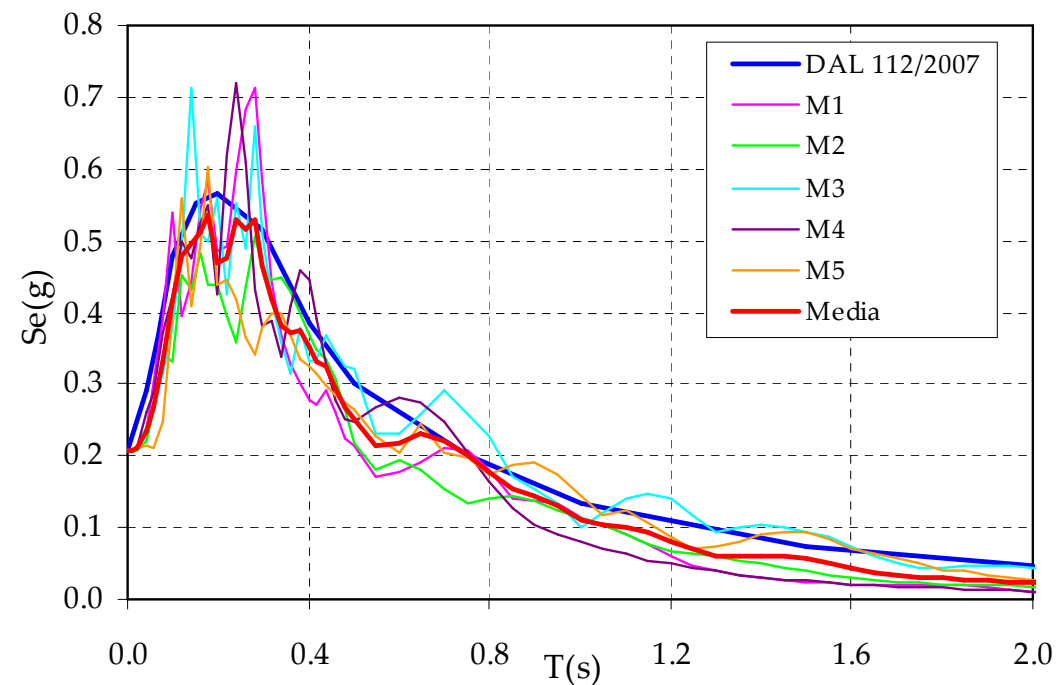


S3Dbis
(da Re.Mi adiacenti)

Analisi della Risposta Sismica Locale

Input sismico

Sono stati adottati 5 segnali (M1, M2, M3, M4 e M5) compatibili con uno spettro atteso (DAL Regione Emilia-Romagna 112/2007)



Nome	N. Punti	Δt (s)	PGA (g)	I_a (cm/s)	RSI (cm)	T_0 (s)	D_B (s)
M1 (46XA)	3963	0.005	0.02	0.44	2.598	0.402	19.81
M2 (116XA)	4517	0.005	0.04	1.04	4.964	0.269	22.58
M3 (126XA)	3998	0.005	0.48	70.74	65.445	0.436	7.41
M4 (354XA)	6576	0.005	0.11	13.70	21.747	0.758	6.42
M5 (6944XA)	8935	0.005	0.05	1.20	8.614	0.910	44.67

Analisi di RSL: risultati

$$RSI = \int_a^b PSV(T, \xi) dT$$

RSI_s : sommità del deposito

RSI_g : terreno di riferimento

$PSV(T, \xi)$: spettro di risposta elastico in (pseudo)velocità

	Modellazione numerica					Media	D.A.L. 112/2007	NTC 08
	M1	M2	M3	M4	M5			
S2D							(cat. B)	
$FA_{PGA} = PGA_s/a_g$	1.45	1.43	1.32	1.26	1.32	1.36	1.5	1.2
$FA_{RSI} = RSI_s/RSI_g$							1.5	-
(0.1-0.5 s)	1.48	1.38	1.43	1.45	1.42	1.43		-
(0.5-1.0 s)	1.13	1.14	1.13	1.20	1.14	1.15	1.1	-
Frequenza naturale del deposito, f_0 (Hz)	3.7	3.7	3.8	3.8	3.7	3.7	-	-
S3Dbis							(cat. E)	
$FA_{PGA} = PGA_s/a_g$	1.86	1.71	1.68	1.26	1.50	1.60	2.0	1.4
$FA_{RSI} = RSI_s/RSI_g$							1.9	-
(0.1-0.5 s)	1.81	1.62	1.72	1.73	1.70	1.72		-
(0.5-1.0 s)	1.13	1.14	1.15	1.21	1.15	1.16	1.2	-
Frequenza naturale del deposito, f_0 (Hz)	4.2	4.2	4.2	4.2	4.1	4.2	-	-
SI304							(cat. E)	
$FA_{PGA} = PGA_s/a_g$	1.87	1.68	2.04	1.67	2.02	1.86	1.9	1.4
$FA_{RSI} = RSI_s/RSI_g$							1.6	-
(0.1-0.5 s)	1.95	1.73	1.84	1.88	1.85	1.85		-
(0.5-1.0 s)	1.11	1.11	1.14	1.18	1.14	1.14	1.0	-
Frequenza naturale del deposito, f_0 (Hz)	5.1	5.3	5.1	5.3	4.9	5.1	-	-

Verifiche di stabilità

Condizioni statiche (**pre-sismiche**):

❑ metodi all'equilibrio limite

- con lo schema del pendio indefinito e filtrazione parallela al piano campagna
- con *i metodi delle strisce di Carter e Bishop semplificato* (STABL, Siegel, 1975)

Condizioni dinamiche (**sismiche**):

❑ metodi pseudostatici (equilibrio limite)

- con *i metodi delle strisce di Carter e Bishop semplificato* (STABL, Siegel, 1975)

❑ metodo dinamico degli spostamenti (Newmark, 1965)

➤ Condizioni **post-sismiche** $\equiv$ **pre-sismiche** (statiche) essendo $\gamma_c \leq \gamma_v$

Terreno	c' [kPa]	ϕ' [°]
A	2	13.3
B	14	19
C	8	31.5

Metodi all'equilibrio limite

Le condizioni di stabilità sono valutate in termini di **FATTORE DI SICUREZZA**:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_m}$$

τ_f : resistenza al taglio ($=c' + \sigma_n' \tan \phi'$)

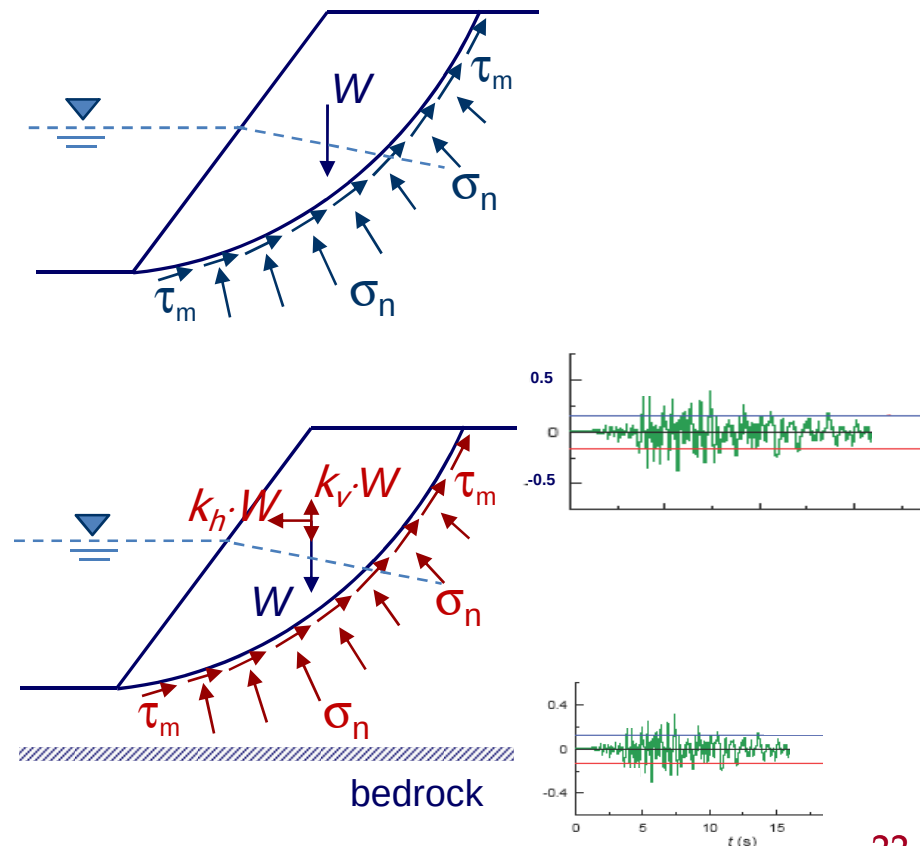
τ_m : sforzo di taglio mobilitato

CONDIZIONI STATICHE

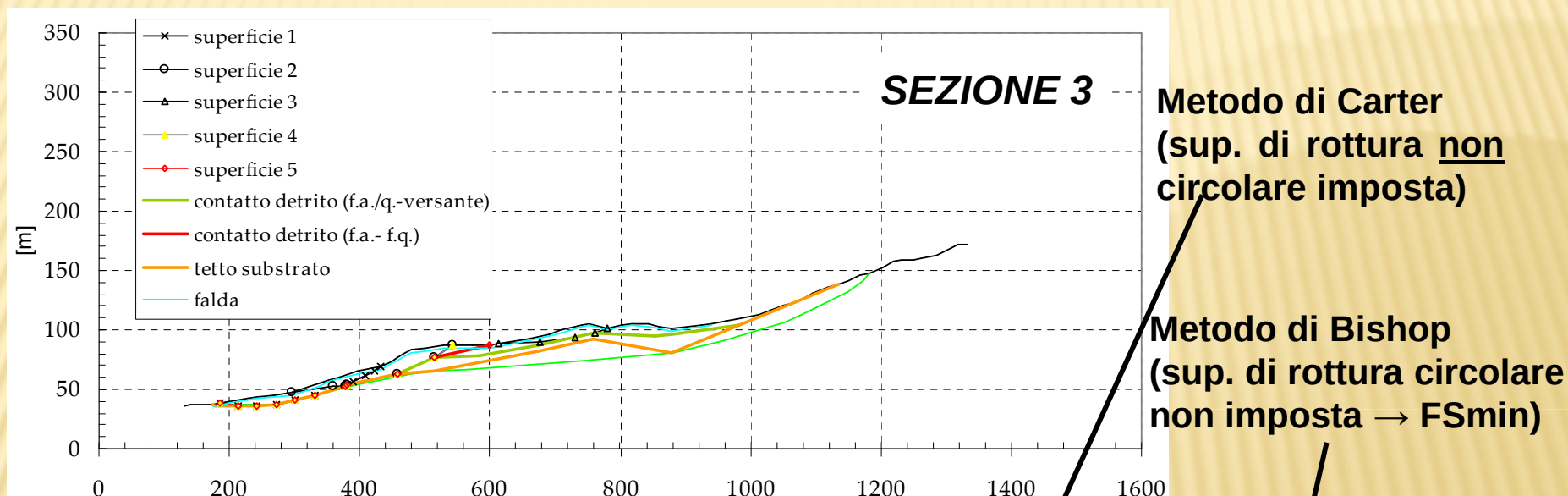
CONDIZIONI SISMICHE

- aggravio delle condizioni di carico (forze di inerzia → coefficiente sismico)
- riduzione della resistenza al taglio (aumento di Δu e degradazione di c' e ϕ')

$$\tau_f = c' + [(\sigma_n + \Delta \sigma_n) - (u + \Delta u)] \cdot \tan \phi'$$

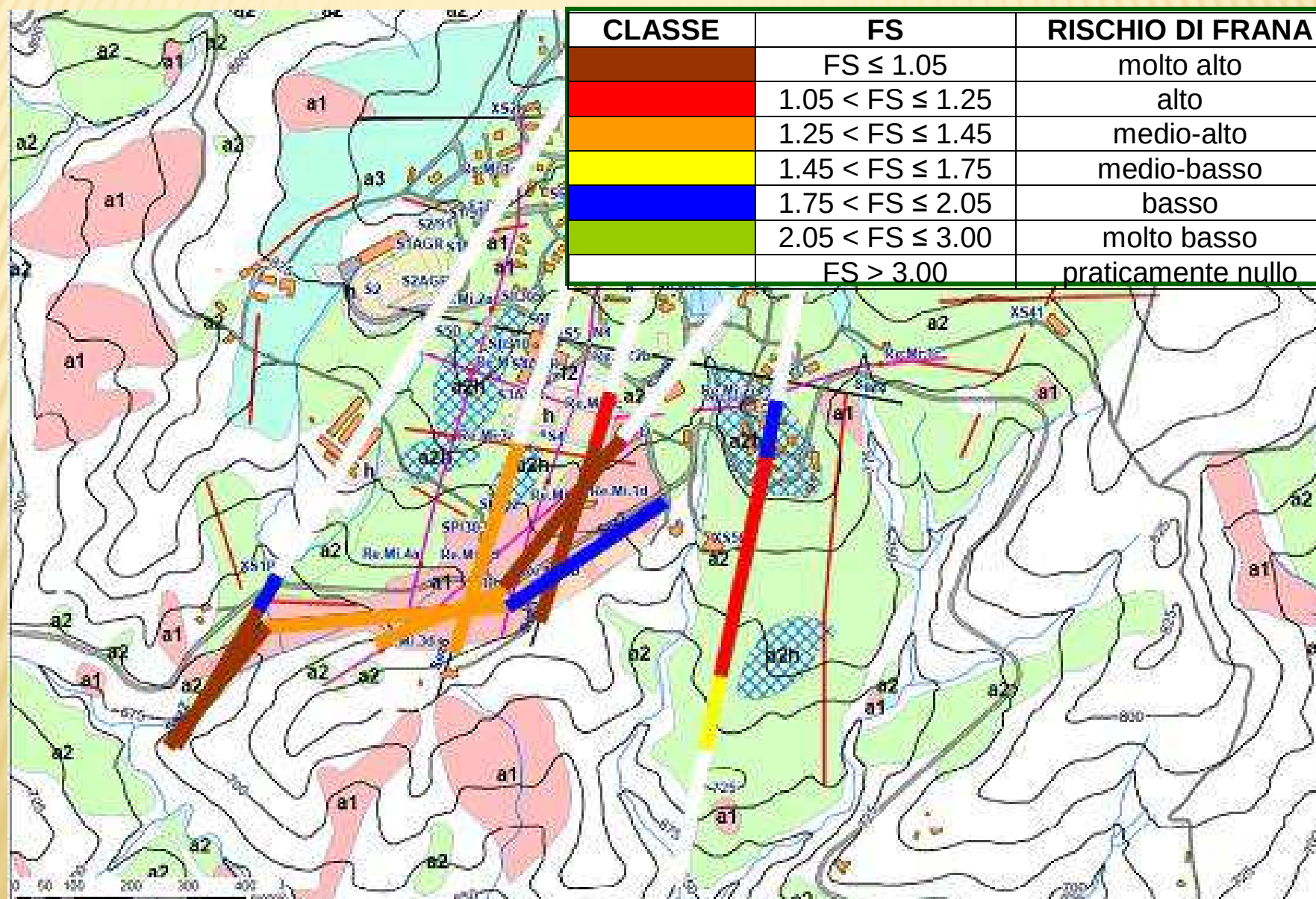


Verifiche di stabilità in condizioni statiche



SEZIONE	SUPERFICIE						
	1	2	3	4	5	6	ric. min.
1	1.21	1.89	1.68	1.53	-	-	-
2 (falda misurata)	0.94	3.28	5.32	3.86	3.33	2.01	3.00÷3.05
2 (falda a -2m)	-	2.41	-	-	-	-	2.06÷2.09
3	1.30	0.92	3.98	1.05	1.15	-	-
6	1.82	1.46	1.43	4.07	5.45	4.33	-
7	0.89	1.42	1.34	1.31	1.28	2.01	1.33÷1.55
8 (no falda)	1.70	1.47	2.05	-	-	-	1.51÷1.54
8 (falda a -2m)	1.08	0.98	1.30	-	-	-	0.95÷1.00

Mappa di pericolosità di frana in condizioni statiche



Verifiche di stabilità in condizioni sismiche

1. Metodo pseudostatico

Per le analisi pseudostatiche il coefficiente sismico orizzontale e verticale sono stati assunti (NTC08) rispettivamente pari:

$$K_h = \beta_s \cdot a_{max} / g \quad \text{e} \quad K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

con

a_{max} : accelerazione massima (in g) ottenuta dall'analisi della risposta sismica locale

β_s : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima

a_g : accelerazione massima su terreno rigido di riferimento (**0.209 g**)



	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_v
$0.2 < a_g(g) < 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) < 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Verifiche di stabilità in condizioni sismiche

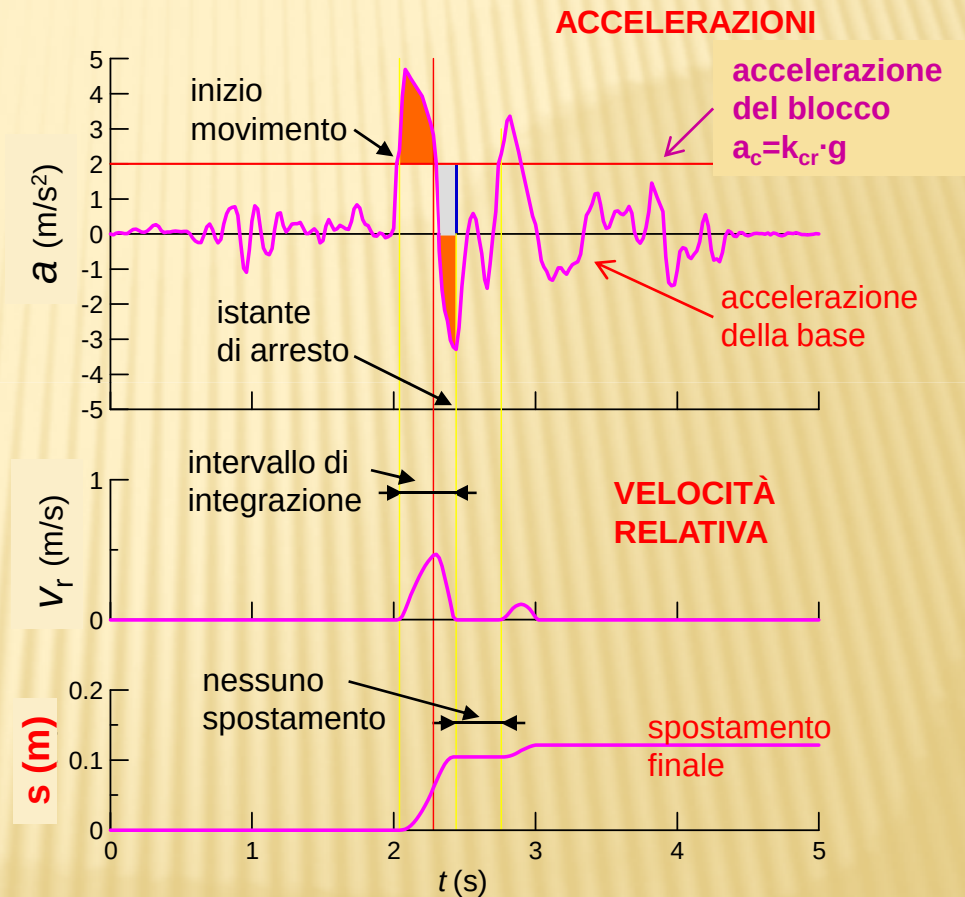
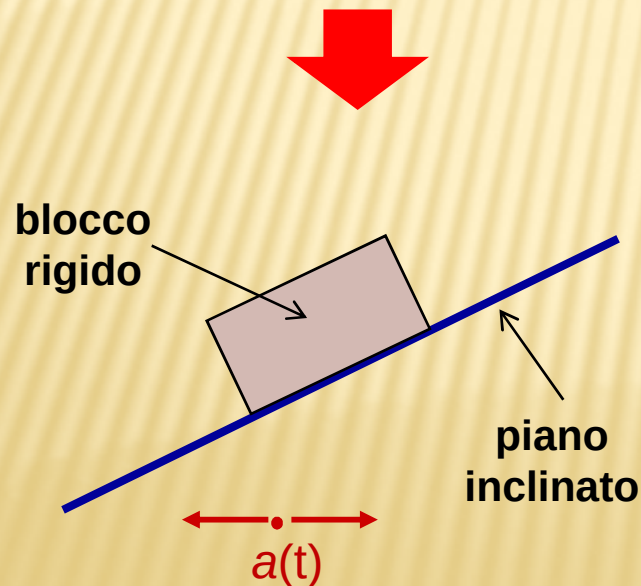
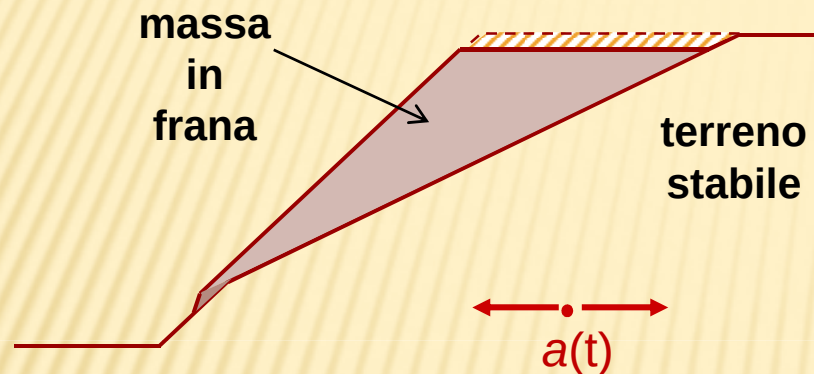
1. Metodo pseudostatico

Sezione	k_h	k_v
1	0.08	± 0.04
2, 3, 6, 7, 8	0.11	± 0.055

SEZIONE	SUPERFICIE						
	1	2	3	4	5	6	ric. min.
1	<1	1.09	1.16	1.06	-	-	-
2 (falda misurata)	<1	1.78	2.22	1.90	1.75	1.13	1.82÷1.86
2 (falda a -2m)	-	1.28	-	-	-	-	1.20÷1.21
3	<1	<1	1.77	<1	<1	-	-
6	<1	<1	<1	1.75	2.09	2.01	-
7	<1	<1	<1	<1	<1	<1	<1
8 (no falda)	<1	<1	1.28	-	-	-	<1
8 (falda a -2m)	-	-	<1	-	-	-	<1

Verifiche di stabilità in condizioni sismiche

2. Metodo degli spostamenti



La sicurezza è valutata in termini di
SPOSTAMENTO FINALE ACCUMULATO

Verifiche di stabilità in condizioni sismiche

2. Metodo degli spostamenti

$S_a = S_0 \cdot A$ S_0 : spostamento del blocco su piano orizzontale
(ottenuto da integrazione numerica)

$A = \cos(\varphi' - \alpha) / \cos \varphi' \cong 1$ (fattore di forma)

coefficiente sismico critico $K_{h,cr} = \begin{cases} 0.0463 & \text{(superficie 1, sezione 1)} \\ 0.0419 & \text{(superficie 3, sezione 7)} \end{cases}$
(ottenuto imponendo FS=1)

Spostamenti (in cm)

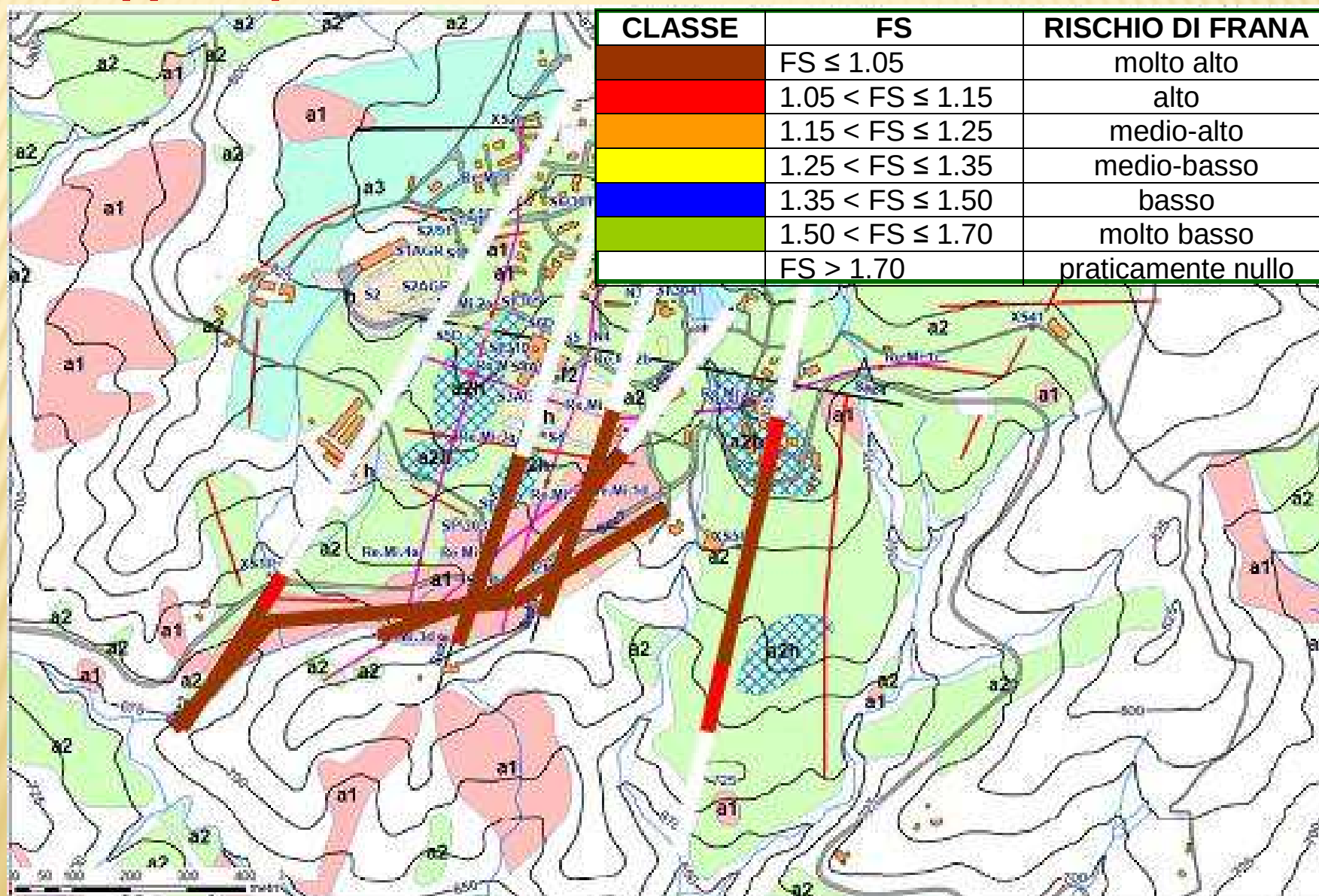
SEZIONE	ACCELEROGRAMMA				
	M1	M2	M3	M4	M5
1	4.6	2.9	2.2	4.5	3.1
7	5.4	3.4	2.5	5.5	3.7

Legg & Slosson, 1984;
Idriss, 1985



Danno modesto

Mappa di pericolosità di frana in condizioni sismiche

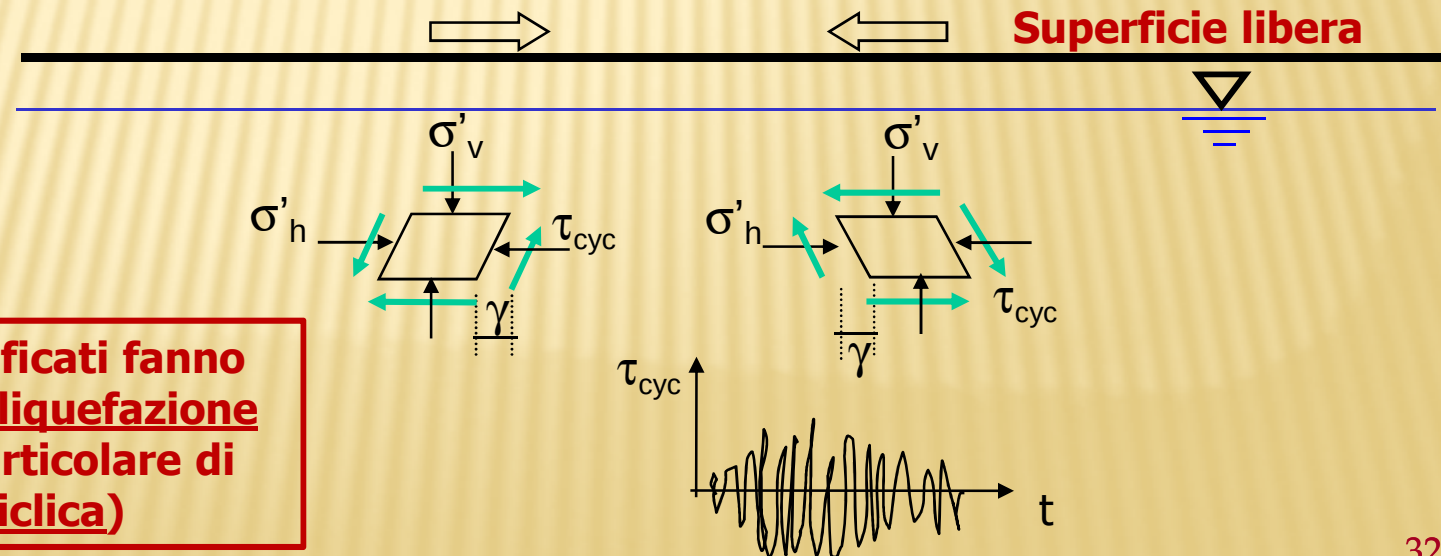


Analisi finalizzate alla valutazione del pericolo di liquefazione

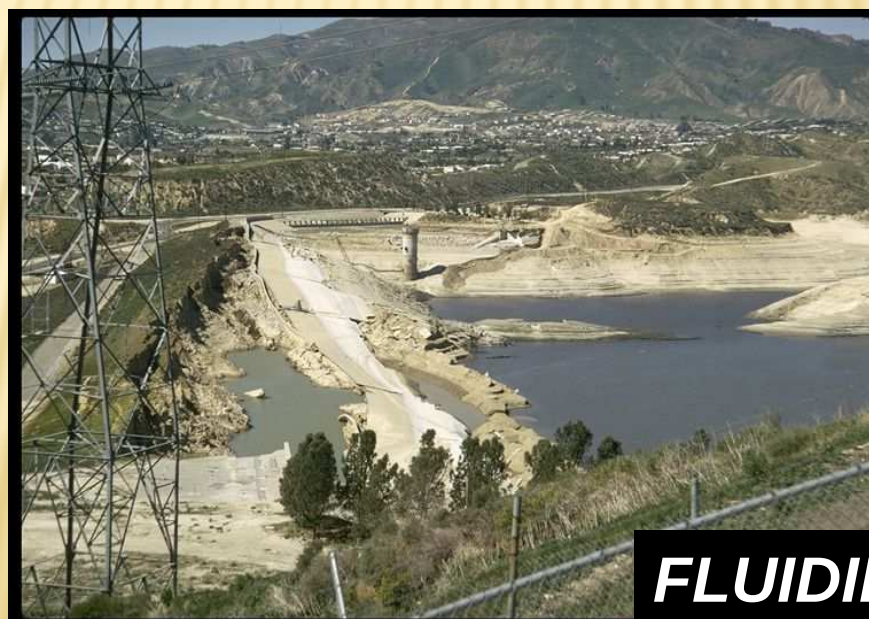
CASI DI STUDIO (Livello 2 – 3)

Liquefazione

- 'liquefazione' in senso stretto: "stato fisico in cui può venire a trovarsi un terreno sabbioso saturo quando la sua resistenza al taglio si riduce drasticamente per effetto dell'incremento e dell'accumulo delle pressioni interstiziali"
- 'liquefazione' in senso ampio: fenomeni fisici molto diversi tra loro (**liquefazione ciclica, mobilità ciclica, fluidificazione**), osservati nei materiali granulari saturi durante l'applicazione di carichi dinamici e ciclici in condizioni non drenate
 - **liquefazione ciclica** → no danni
 - **mobilità ciclica** → deformazioni permanenti
 - **fluidificazione** → danni elevati e collassi



I metodi semplificati fanno riferimento alla liquefazione ciclica (caso particolare di mobilità ciclica)



FLUIDIFICAZIONE

LIQUEFAZIONE

La liquefazione **si può verificare** nei seguenti siti:

- in prossimità di mari, fiumi, laghi, baie, oceani, spiagge, aree portuali, depositi fluviali, estuari, pianure
- depositi sabbiosi olocenici e pleistocenici sciolti con falda superficiale

La liquefazione generalmente avviene quando sono verificate simultaneamente le seguenti condizioni:

Condizioni del terreno :

(fattori predisponenti)

Profondità dello strato < 15 m dal p.c.

Profondità della falda < 5 m

Densità relativa $D_r < 60\%$

Diametro medio $0.02 \text{ mm} < D_{50} < 2 \text{ mm}$

Frazione di fini ($\phi < 0.005 \text{ mm}$) < 15%

Condizioni sismiche :

(fattori scatenanti)

Magnitudo > 5.5

PGA > 0.15 g

durata > 15-20 sec

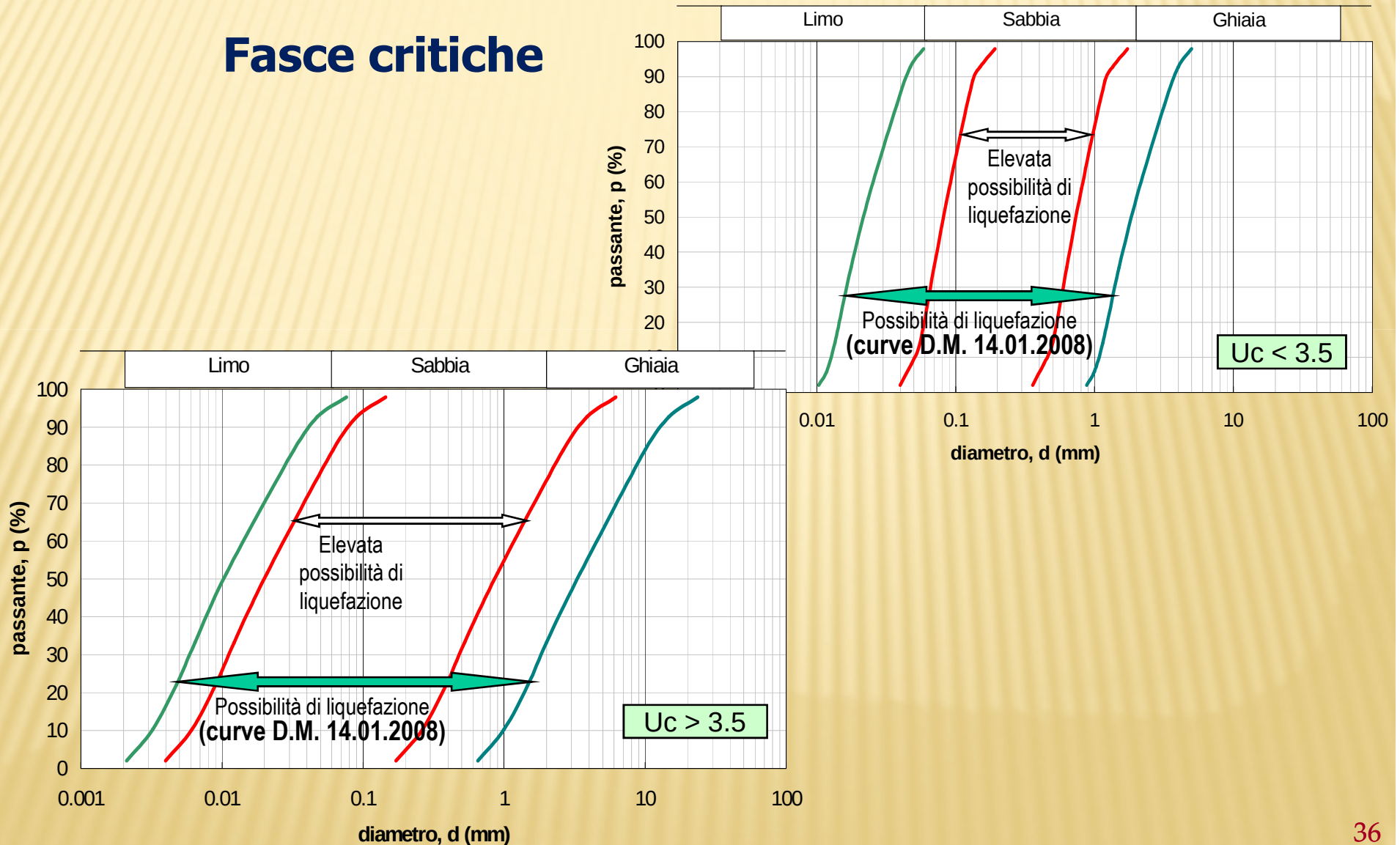
Casi in cui si può escludere la liquefazione

In base al **D.M. 14.01.2008** la verifica a liquefazione può essere omessa qualora sia verificata almeno una delle seguenti condizioni (§ 7.11.3.4.2):

1. Eventi sismici di **magnitudo inferiore a 5**
2. **Accelerazioni massime** al piano campagna in condizioni free-field **minori di 0,1 g**
3. Profondità media stagionale della **falda** superiore ai **15 m** dal piano campagna (per p.c. suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali)
4. **Sabbie pulite** caratterizzate da $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$, essendo $(N_1)_{60}$ e q_{c1N} rispettivamente il valore del numero di colpi da SPT e della resistenza di punta da CPT, normalizzati e corretti
5. Distribuzione granulometrica esterna a determinate **fasce critiche**

Casi in cui si può escludere la liquefazione

Fasce critiche



Metodi per la valutazione del pericolo di liquefazione

Di norma, per valutare il pericolo *di liquefazione*, in corrispondenza delle aree riconosciute suscettibili di liquefazione, vengono utilizzati i *metodi "semplificati"*, basati sul calcolo del *fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione (FSL)* a partire dai risultati di prove in sito (o di laboratorio)

In alcuni casi, a scala di singolo manufatto, quando l'importanza dell'opera lo richiede, è possibile ricorrere a *metodi dinamici* che eseguono l'analisi in termini di tensioni efficaci.

Tali metodi richiedono l'uso di adeguati codici di calcolo e la conoscenza di numerosi parametri per definire il comportamento del terreno in condizioni dinamiche e cicliche.

Metodi per la valutazione del pericolo di liquefazione

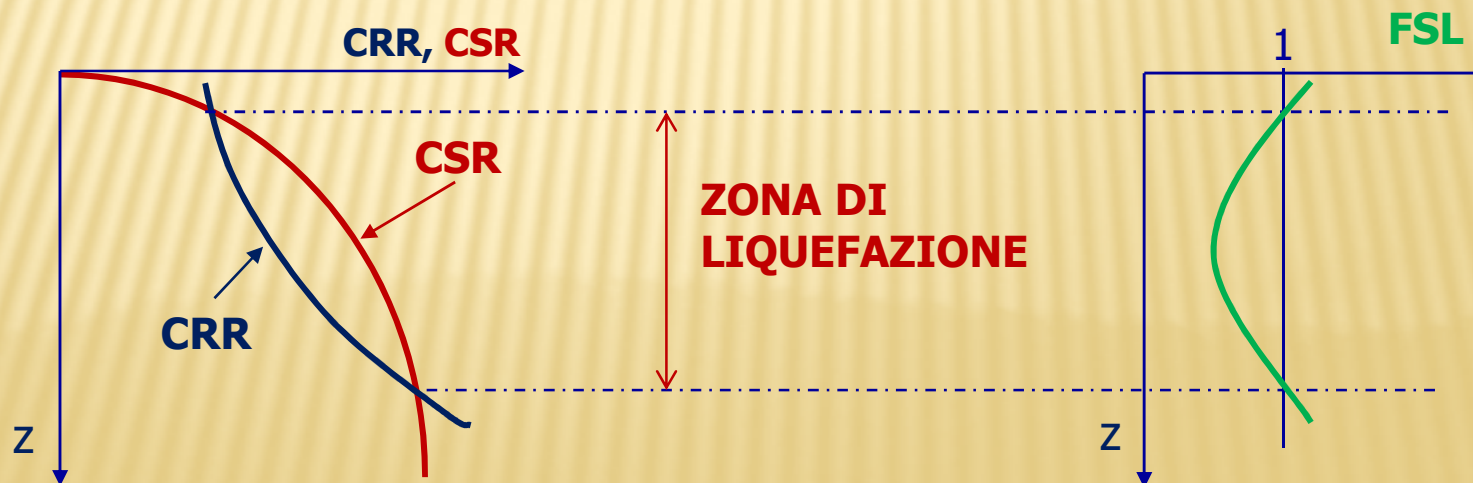
Metodi semplificati

Determinano il **fattore di sicurezza** nei confronti della liquefazione:

$$FSL = CRR / CSR$$

dove

- **CSR** = *sforzo di taglio indotto dal terremoto (normalizzato rispetto a σ'_{v0}) ad una data profondità*
- **CRR** = *resistenza al taglio del terreno (normalizzata rispetto a σ'_{v0}) alla stessa profondità*

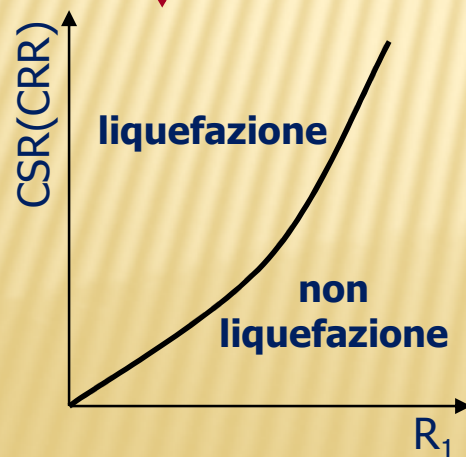


Metodi per la valutazione del pericolo di liquefazione

Metodi semplificati

Fasi della procedura :

- ⇒ **fase 1:** valutazione dello **sforzo indotto** dall'azione sismica tramite **correlazioni empiriche** o analisi della RSL
(rapporto di sforzo ciclico, CSR)
- ⇒ **fase 2:** **correzione/normalizzazione** delle misure in situ
(resistenza corretta e normalizzata, R_1)
- ⇒ **fase 3:** valutazione della **resistenza** alla liquefazione tramite **correlazioni (abachi o formule)** (o prove di laboratorio)
(rapporto di resistenza ciclica, $CRR = f(R_1)$)



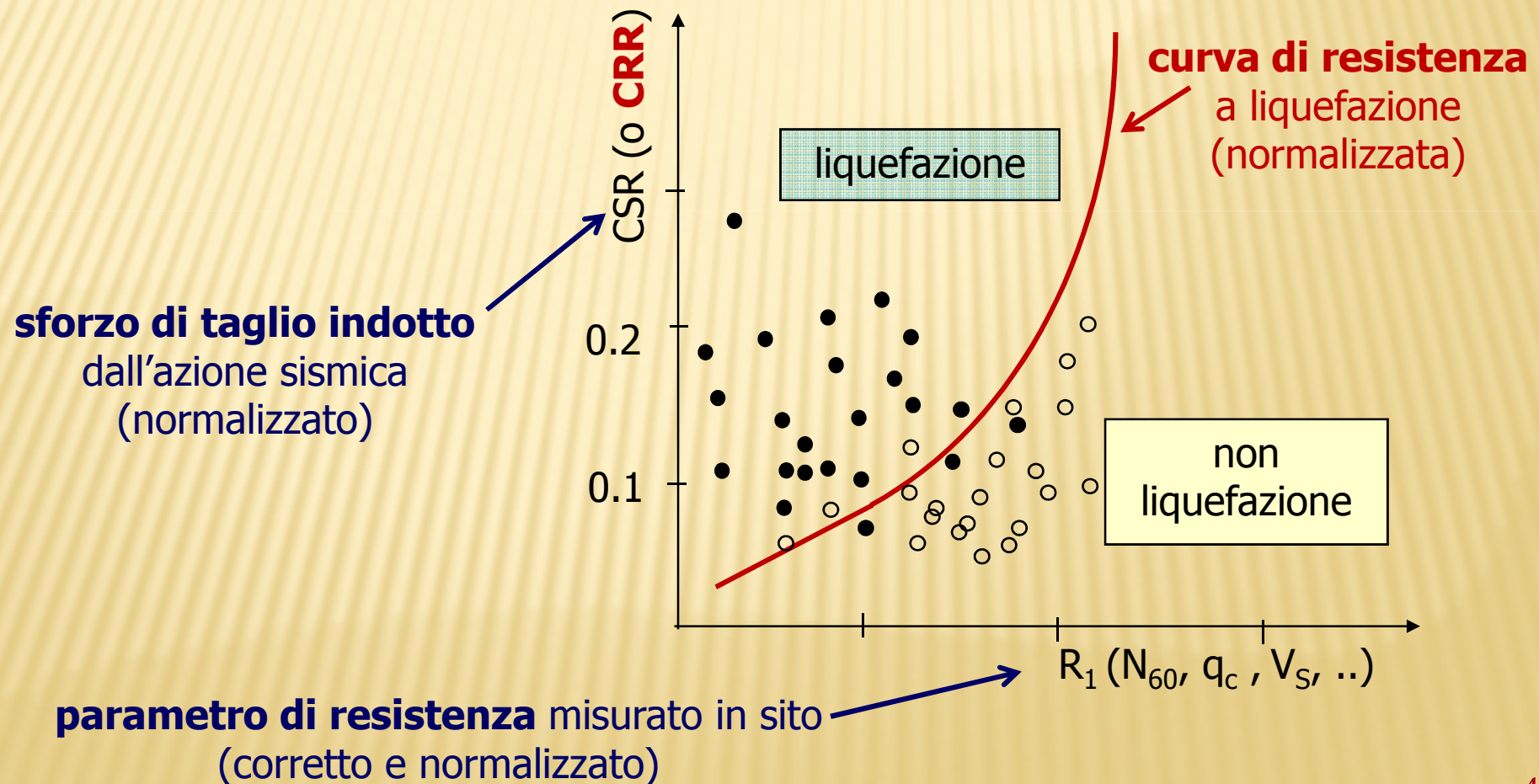
alle profondità per cui risulta

$$CSR > CRR$$

il terreno è considerato **liquefacibile**

Metodi semplificati - Abachi di liquefazione

Un **abaco di liquefazione** rappresenta il limite 'empirico' di separazione tra osservazioni di 'casi reali' di liquefazione e non liquefazione



Metodi semplificati - Fase 1: Valutazione di CSR

L'espressione più diffusa per **CSR** è la seguente (Seed & Idriss, 1971):

$$CSR = \left(\frac{\tau_{eq}}{\sigma'_{v0}} \right) = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d$$

a_{max} = accelerazione max in superficie
 σ_{v0} = tensione litostatica totale
 σ'_{v0} = tensione litostatica efficace
 r_d = fattore di profondità

Espressioni per r_d :

Iwasaki et al. (1978)

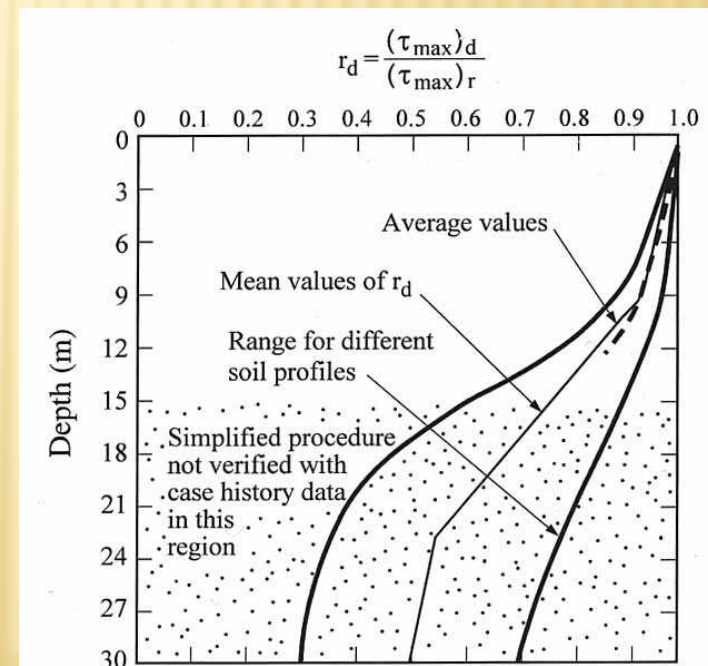
$$r_d = 1 - 0.015 \cdot z \quad (z \text{ in m})$$

Seed e Idriss (1971)



Idriss & Boulanger (2004)

$$r_d = \exp \left[\left(-1.012 - 1.126 \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left(0.106 + 0.118 \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) M \right]$$



Metodi semplificati - Fase 2: Correzione delle misure in situ

Gli abachi di liquefazione impiegati per la valutazione della resistenza (fase 3) si basano sui seguenti indicatori:

numero di colpi SPT, resistenza alla punta CPT, velocità delle onde di taglio V_s opportunamente normalizzati e corretti

- Il numero di colpi misurato N_m nella prova SPT va preventivamente **corretto** con riferimento ad un'energia teorica di caduta libera $ER=60\%$
Il valore corretto N_{60} si ottiene mediante la relazione:

$$N_{60} = C_E \cdot N_m = \frac{ER_m}{60} \cdot N_m$$

con ER_m = rapporto di energia specificato nell'attrezzatura di prova

- **Correzione generalizzata (NCEER, 1997):**

$$N_{60} = C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \cdot N_m$$

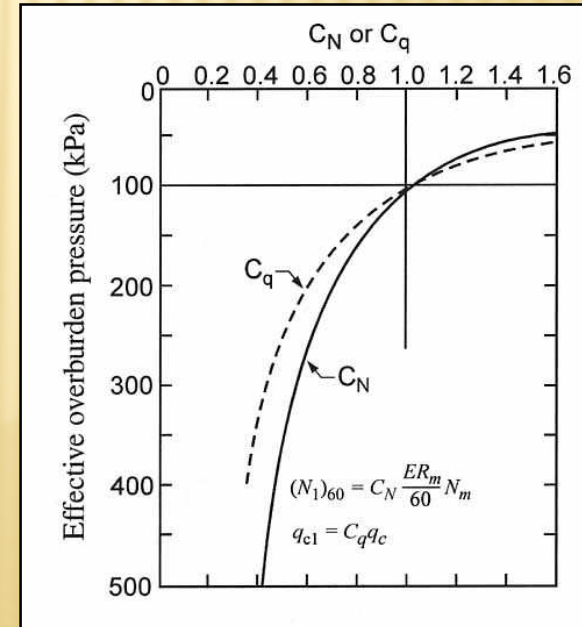
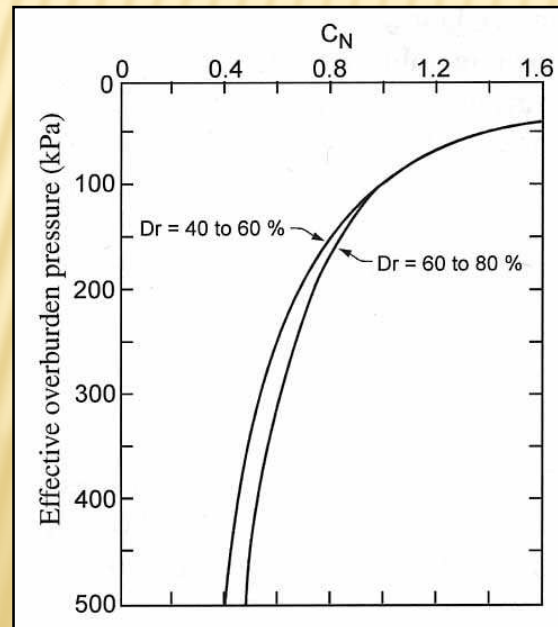
per tenere conto di:

⇒ energia rilasciata	($C_E = 0.5 \div 1.3$)
⇒ diametro foro	($C_B = 1.0 \div 1.15$)
⇒ lunghezza aste	($C_R = 0.75 \div 1.0$ e oltre)
⇒ tipo di fustella	($C_S = 1.0 \div 1.3$)

Metodi semplificati - Fase 2: Correzione delle misure in situ

- Per ricavare R_1 , le misure in situ (N_{60} , q_c , V_s) vengono **corrette** per tener conto del valore della **pressione efficace**, eventualmente **normalizzata** alla pressione atmosferica ($p_a = 98.1 \text{ kPa}$)

	SPT	CPT	Geofisiche
Parametro di origine	N_{60}	q_c	V_s
Fattore di normalizzazione	$C_N = \frac{1.7}{\sigma'_{v0} + 0.7}$ $C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$	$C_q = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$ $n = 0.5 \div 1.0$	$C_V = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$ $n = 0.25 \div 0.33$
Valore normalizzato	$(N_1)_{60} = C_N N_{60}$	$q_{c1N} = C_q \cdot (q_c / p_a)$	$V_{S1} = C_V V_s$



Metodi semplificati - Fase 3: Valutazione della resistenza (da SPT)

L'aumento di resistenza alla liquefazione con l'aumento di frazione fine FC (passante al setaccio 200 ASTM) può essere tradotto in un incremento di $(N_1)_{60}$ mediante una delle seguenti relazioni:

$$(N_1)_{60cs} = [1 + 0.025(FC - 5)](N_1)_{60}$$

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \exp \left(1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left(\frac{15.7}{FC} \right)^2 \right)$$

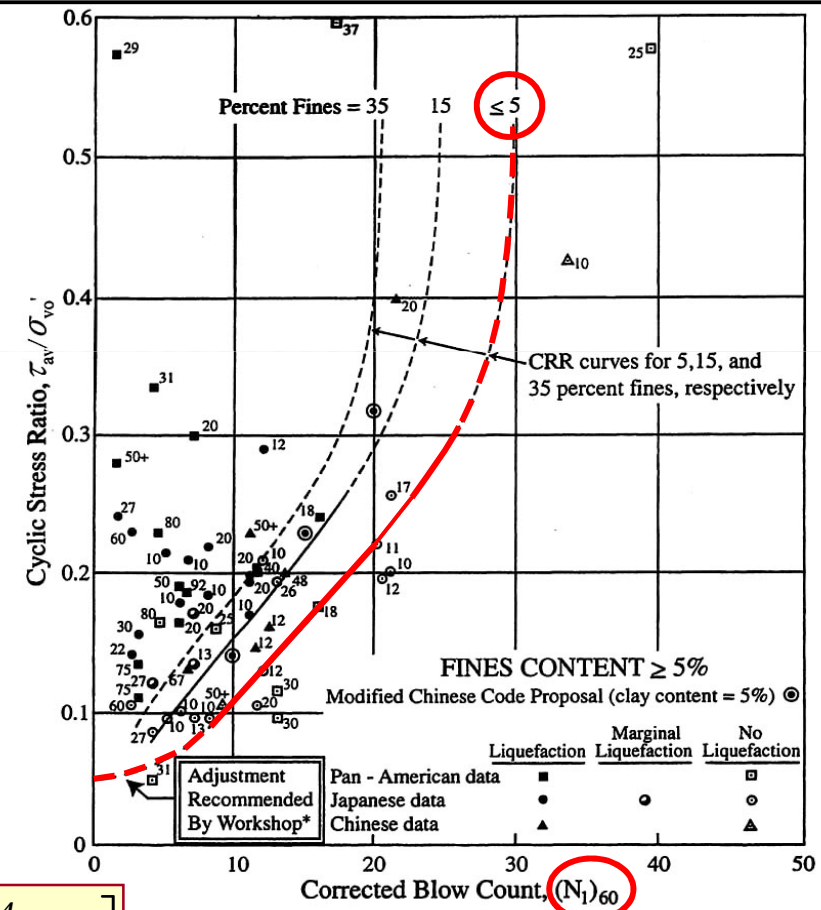
N.B. Si deve usare:

- con valore **corretto** la **curva FC ≤ 5**
- con valore **non corretto** la **curva del relativo FC**

RAPPORTO DI RESISTENZA CICLICA

$$CRR = \exp \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

abachi per M=7.5 (NCEER, 1997)



* Youd and Idriss (1997)

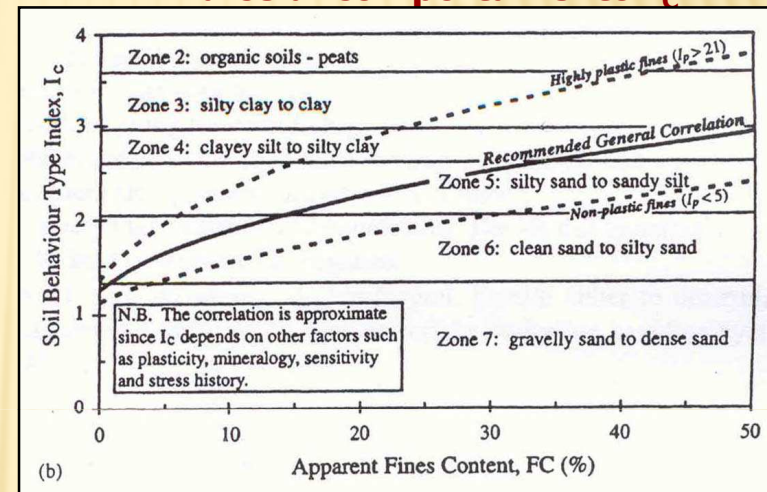
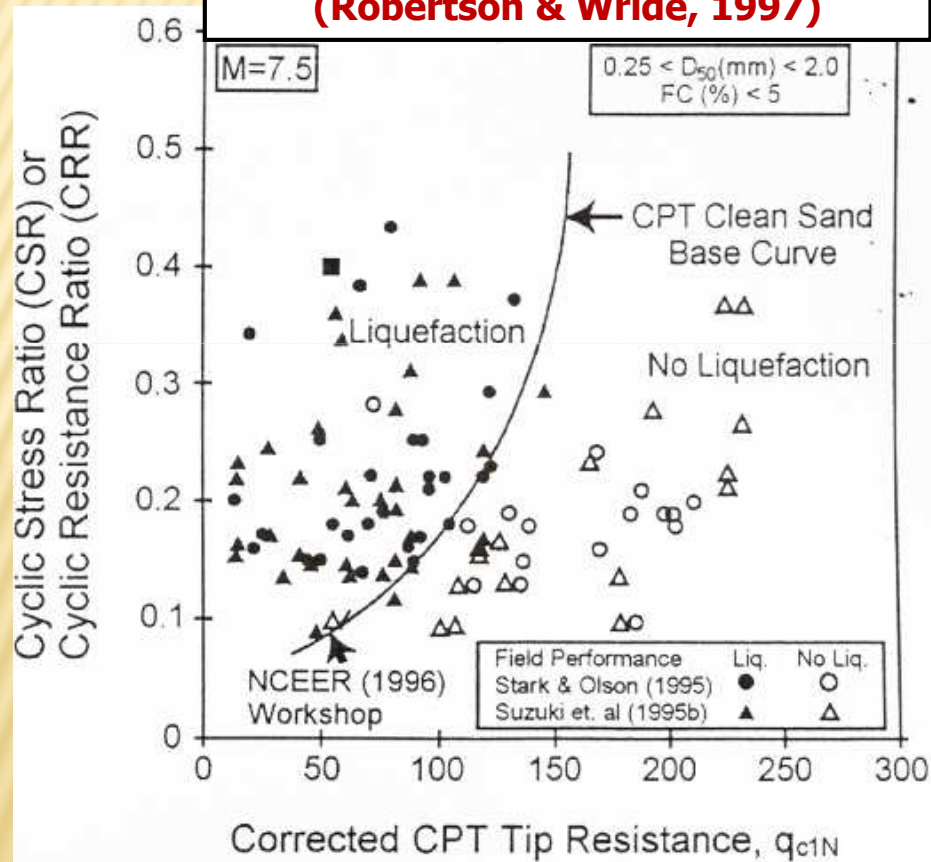
Metodi semplificati - Fase 3: Uso degli abachi (prove CPT)

Per $FC > 5\%$ si incrementa q_{c1N} tramite un fattore K_c

frazione fine FC

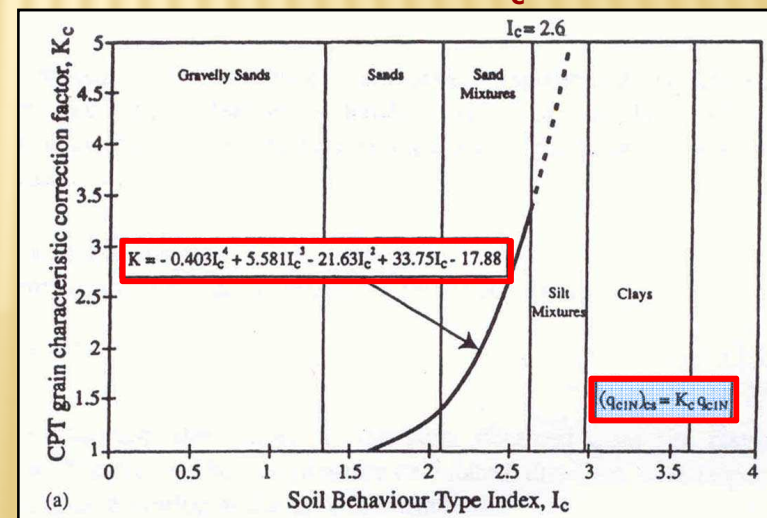
→ indice di comportamento I_c

abaco per sabbie pulite-M=7.5
(Robertson & Wride, 1997)



indice di comportamento I_c

→ fattore correttivo K_c



RAPPORTO DI RESISTENZA CICLICA

$$CRR = \exp \left[\frac{q_{c1N}}{540} + \left(\frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1N}}{80} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1N}}{114} \right)^4 - 3 \right]$$

Metodi semplificati - Fase 3: Valutazione della resistenza

Tutte le procedure basate sulle prove in sito si riferiscono a grafici ricavati per terremoti di magnitudo $M=7.5$

Per portare uno stesso terreno a liquefazione:

se $M < 7.5$ occorre un'accelerazione di picco maggiore rispetto a quella per $M=7.5$; viceversa se $M > 7.5$ è sufficiente un'accelerazione di picco minore

In pratica si applica a $CRR_{7.5}$ un **fattore di scala C_M** (o **MSF**)* in modo che risulti:

- $CRR > CRR_{7.5}$ per $M < 7.5$
- $CRR < CRR_{7.5}$ per $M > 7.5$

* in alternativa si può dividere per MSF il fattore CSR

Valori di C_M sono stati proposti da diversi autori, ad es:

Magnitudo M_w	C_M	
	Seed & Idriss (1982)	NCEER (1997)
5.5	1.43	2.20÷2.80
6.0	1.32	1.76÷2.10
6.5	1.19	1.44÷1.60
7.0	1.08	1.19÷1.25
7.5	1.00	1.00
8.0	0.94	0.84
8.5	0.89	0.72

oppure

$$C_M = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \quad (C_M \leq 1.8)$$

$$C_M = \left(\frac{M}{7.5}\right)^{-3.3}$$

Metodi semplificati

Rischio di liquefazione in corrispondenza di una verticale (‘verifiche globali’ secondo la definizione delle NTC-08)

A partire dal fattore di sicurezza FSL valutato in funzione della profondità lungo una stessa verticale si può definire un indice sintetico per quantificare il rischio di liquefazione in corrispondenza dell’intera verticale

A tale scopo viene di norma utilizzato un:

Indice del potenziale di liquefazione P_L (Iwasaki, 1978) :

$$P_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

dove :

$F(z)=0$ per $FSL > 1$; $F(z)= 1- FSL$ per $FSL < 1$

$w(z) = 10 \cdot 10 \cdot (z/z_{crit})$;

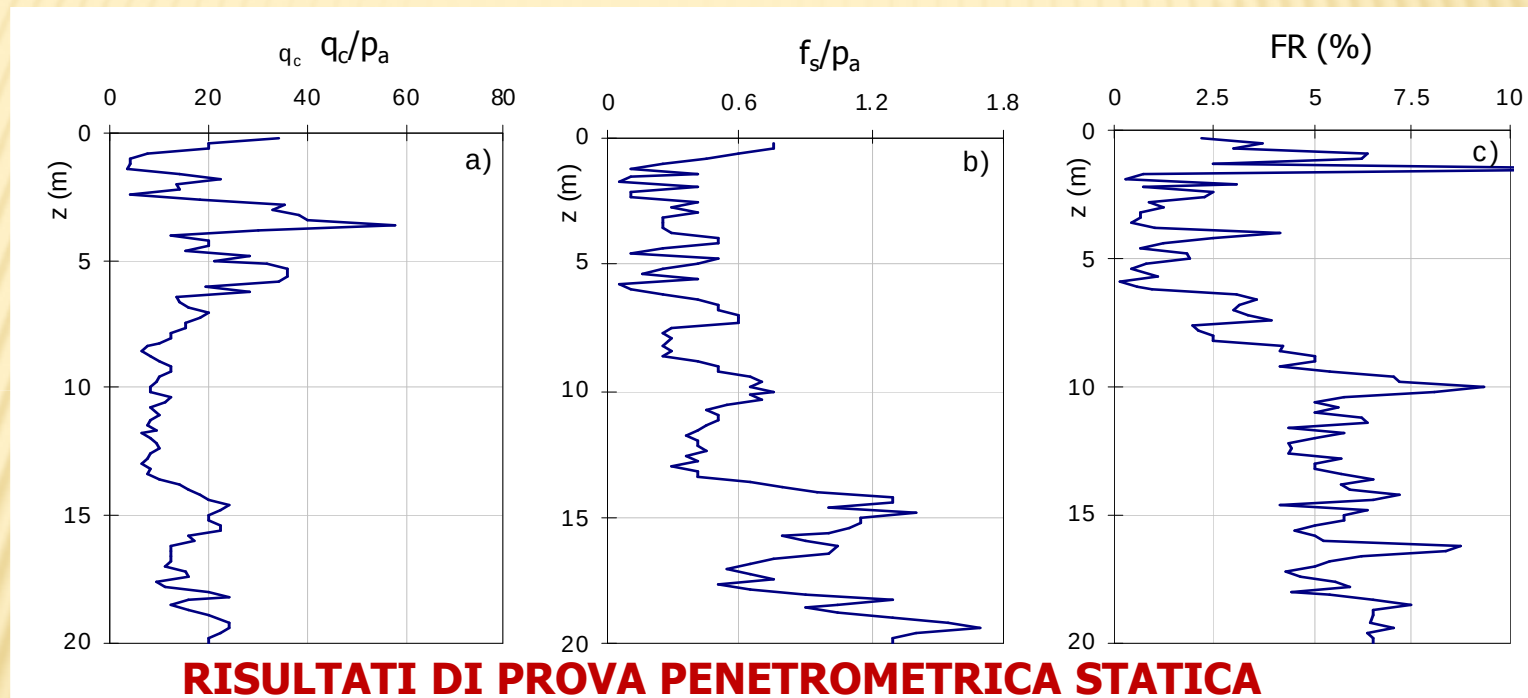
z_{crit} = profondità oltre la quale possono escludersi fenomeni di liquefazione (15-20m)

**Indice del potenziale di liquefazione
e livello di rischio associato**

Valore di P_L	Rischio di liquefazione
$P_L = 0$	molto basso
$0 < P_L \leq 5$	basso
$5 < P_L \leq 15$	alto
$15 < P_L$	molto alto

ESEMPIO

APPLICAZIONE DEL METODO DI ROBERTSON & WRIDE



a) q_c/p_a : resistenza alla punta normalizzata

b) f_s/p_a : attrito laterale normalizzato

c) **FR**: rapporto d'attrito $FR = \frac{f_s}{q_c} \quad [\%]$

profondità falda:

1m da p.c.

peso di volume:

$\gamma_{sat} = 18 \text{ kN/m}^3$

ESEMPIO

APPLICAZIONE DEL METODO DI ROBERTSON & WRIDE

CORREZIONE E NORMALIZZAZIONE DI q_c

d) I_c : indice di comportamento del terreno

$$I_c = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q - 3.47)^2}$$

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \cdot 100 \quad Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

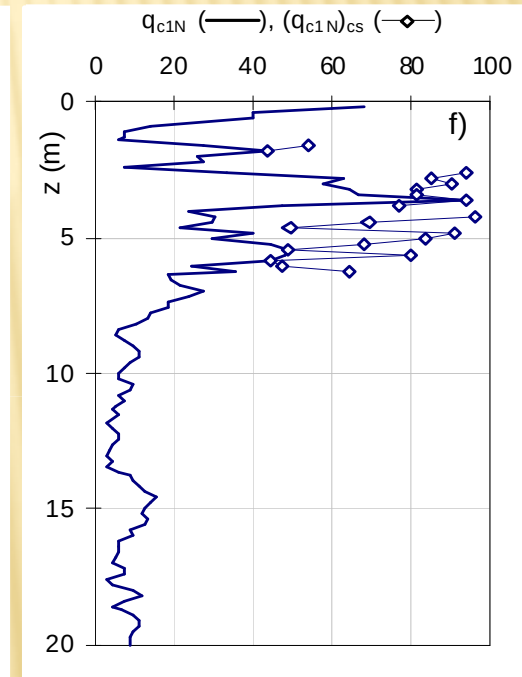
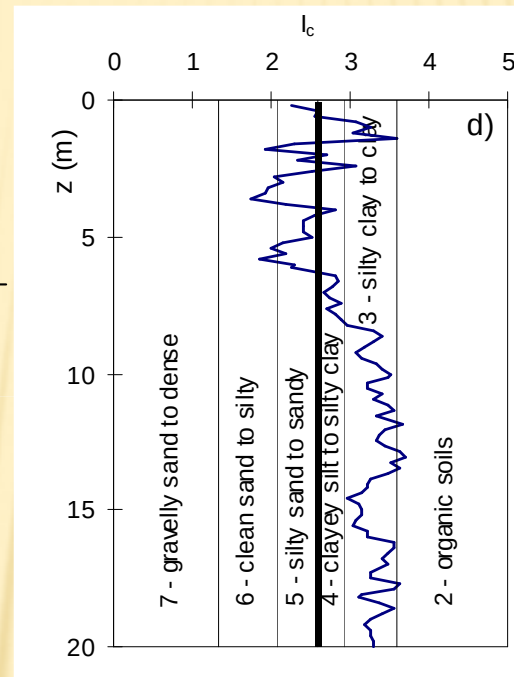
se $I_c < 2.6$ si ricalcola ponendo:

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{p_a} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} = Q$$

se $I_{c, \text{ricalc.}} > 2.6$ ricalcola di nuovo ponendo: $q_{c1N} = \frac{q_c}{p_a} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.75} = Q$

f) $(q_{c1N})_{CS}$: valore di q_c normalizzato e corretto $(q_{c1N})_{CS} = k_c \cdot q_{c1N}$

$$k_c = -0.403 I_c^4 + 5.58 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88 \quad (\text{per } I_c > 1.64, \text{ altrimenti } k_c = 1)$$



ESEMPIO

Azione sismica attesa (D.M. 14.01.2008)

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.047	2.420	0.278
50	0.061	2.582	0.277
72	0.076	2.482	0.283
101	0.093	2.436	0.283
140	0.108	2.466	0.285
201	0.128	2.444	0.287
475	0.182	2.471	0.297
975	0.237	2.514	0.310
2475	0.332	2.497	0.321

Comune di Senigallia

$T_R=475$ anni



$a_g=0.182$

Sottosuolo C

$S_s=1.43$

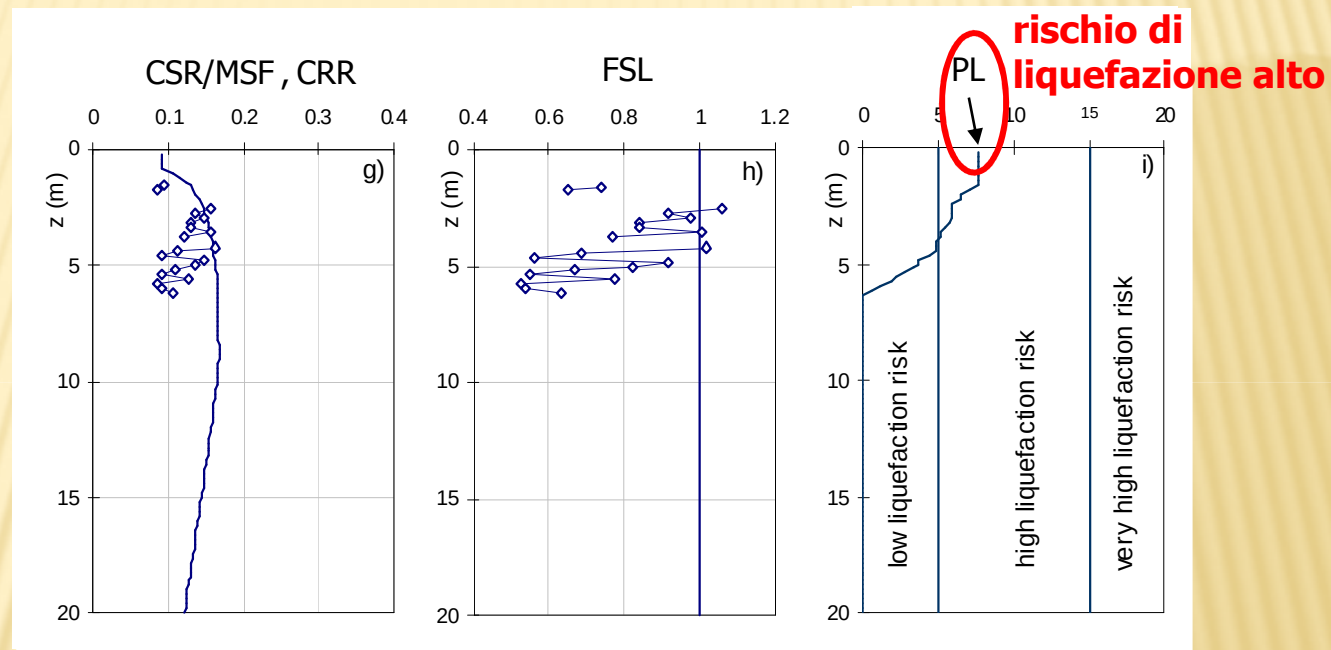


$a_{max}=0.26g$

Magnitudo attesa $M_w=6.14 = M_{wmax}$ della zona sismogenetica di appartenenza (il sito ricade nella zona 917 della zonazione ZS9)

ESEMPIO

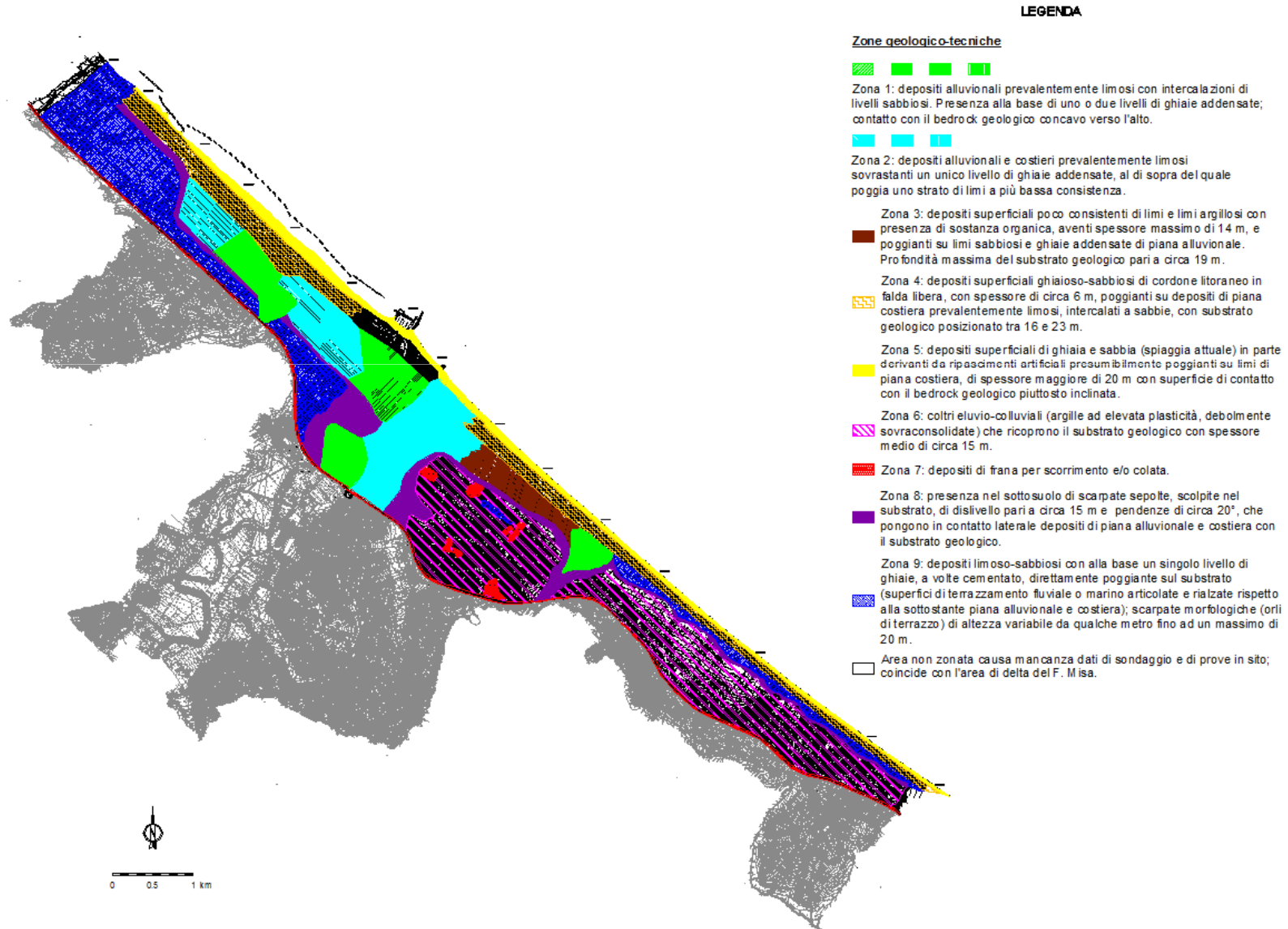
APPLICAZIONE DEL METODO DI ROBERTSON & WRIDE



CALCOLO DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

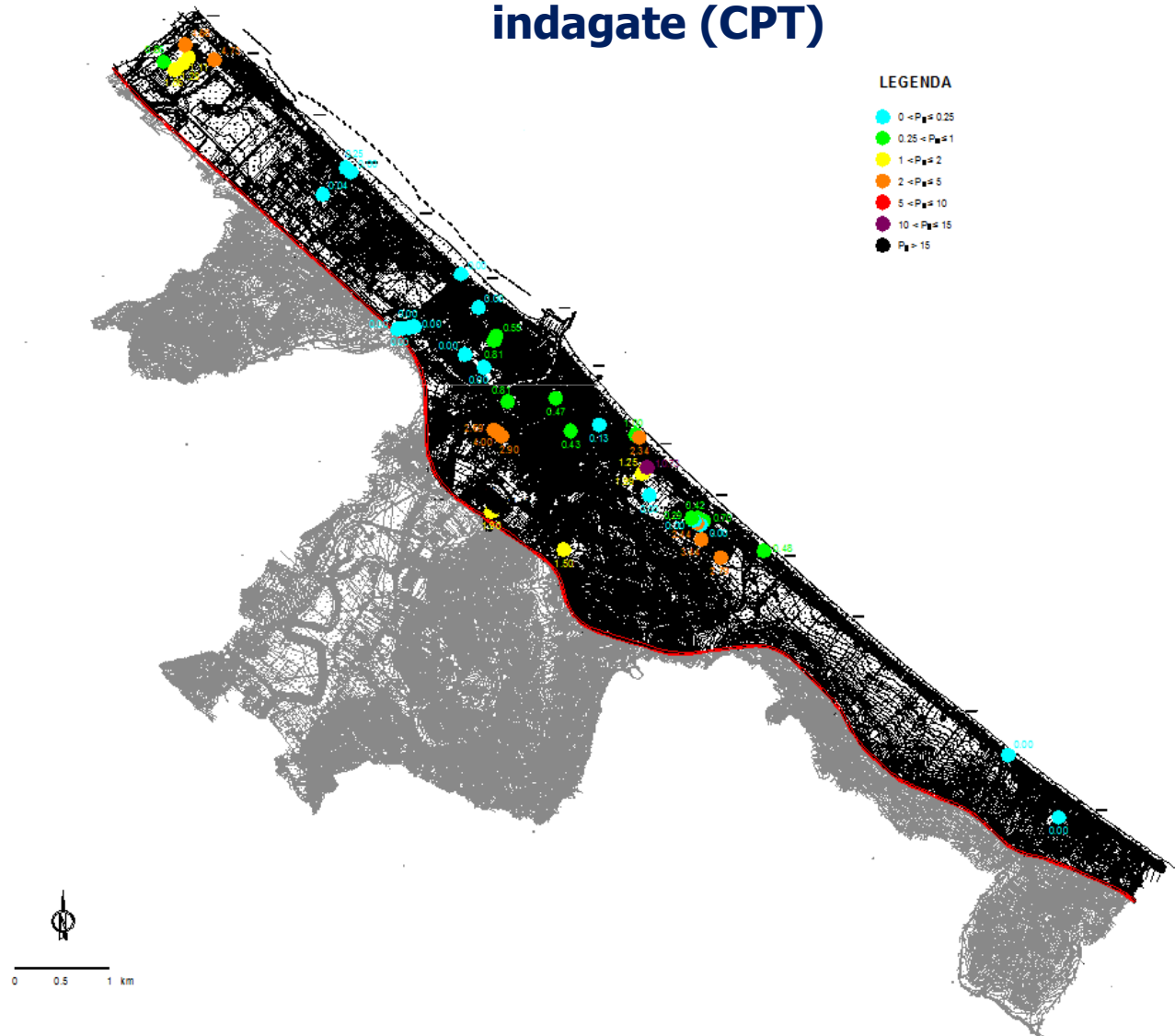
- g) CSR/MSF:** rapporto di sforzo ciclico/fattore di scala della magnitudo,
CRR: rapporto di resistenza ciclica
- g) FSL:** **fattore di sicurezza** nei confronti della liquefazione
- h) PL:** indice del potenziale di liquefazione

ESEMPIO – CARTA DI MS di LIVELLO 1



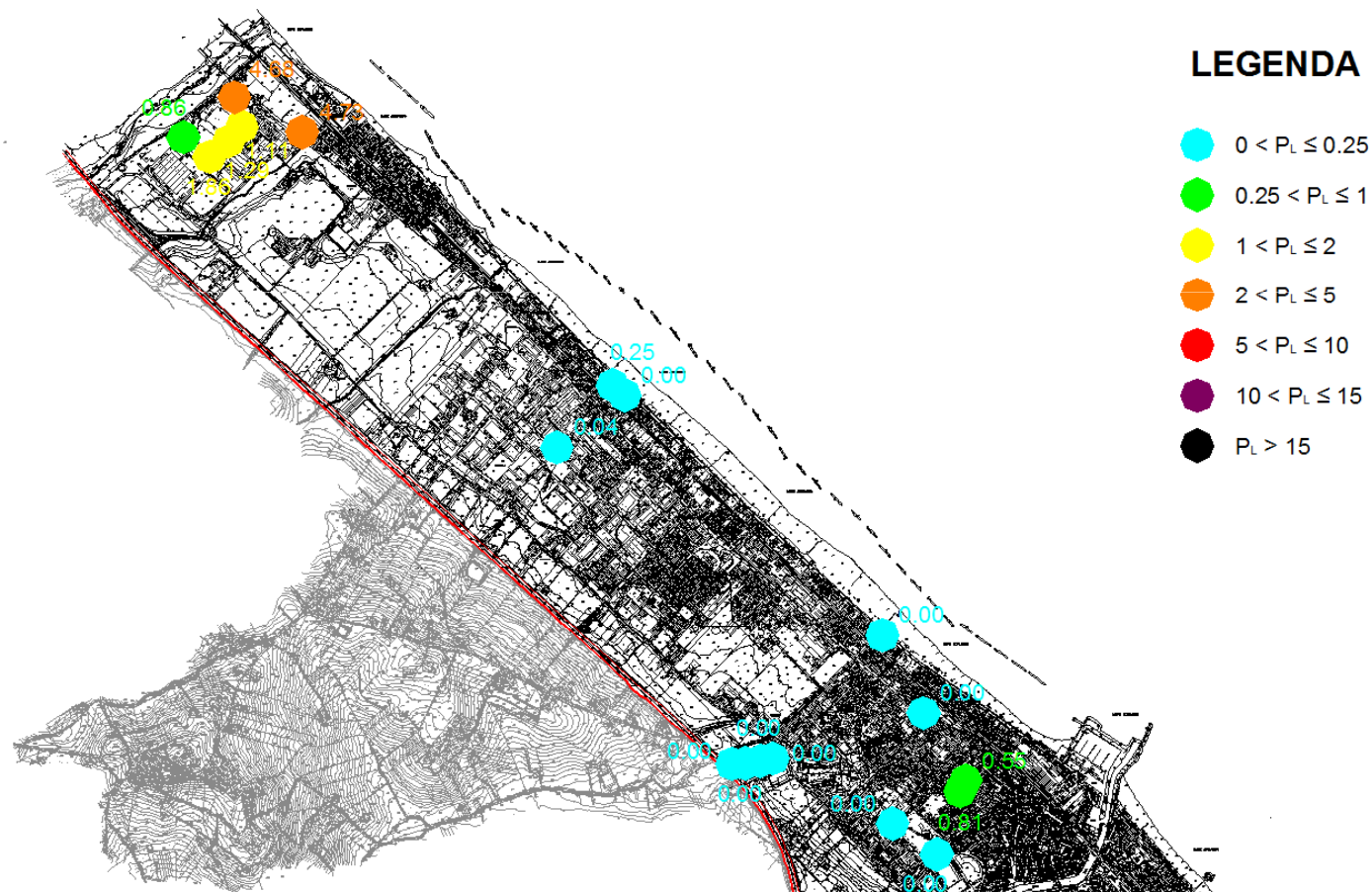
ESEMPIO

Indice del potenziale di liquefazione in corrispondenza delle verticali indagate (CPT)



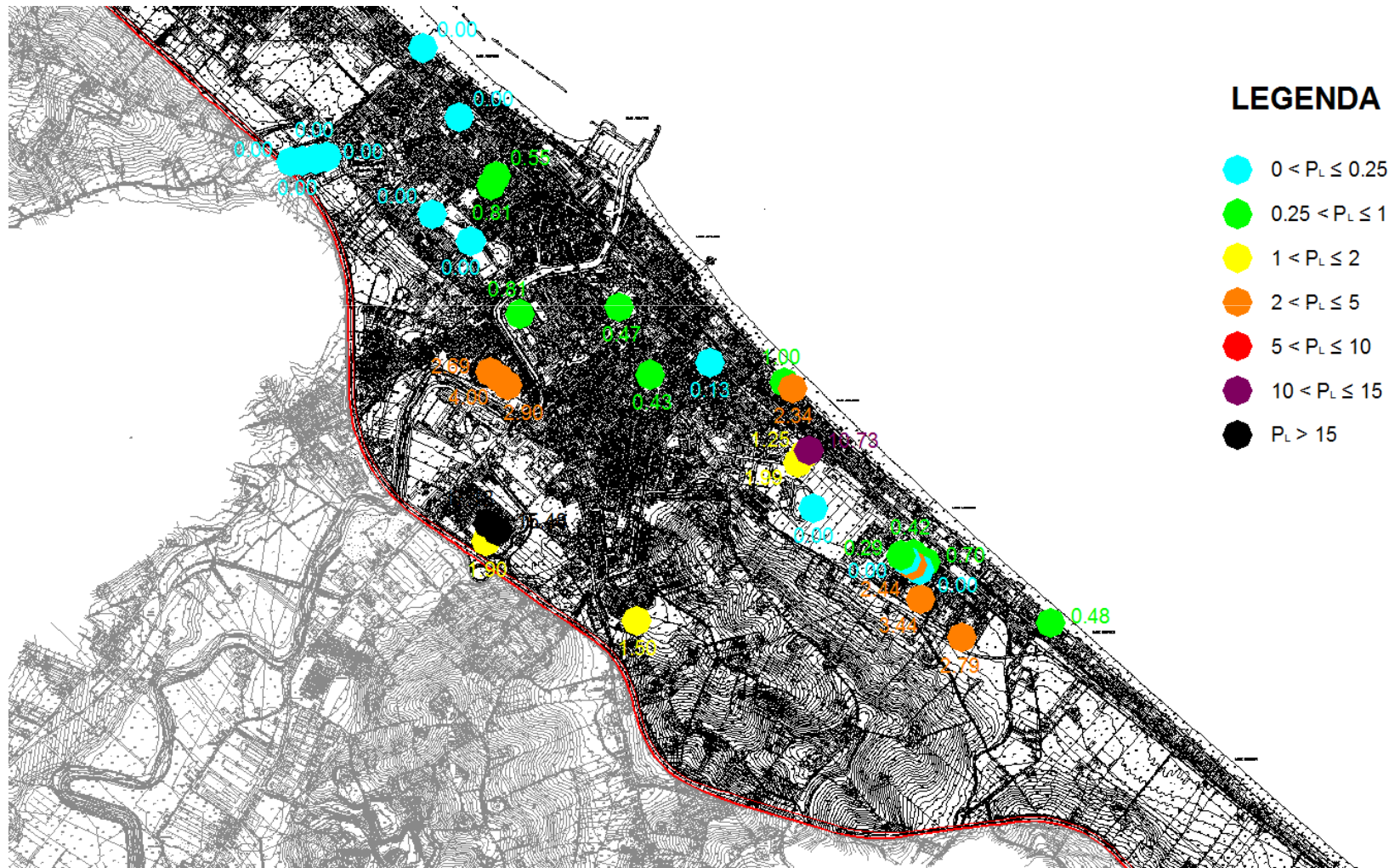
ESEMPIO

Indice del potenziale di liquefazione in corrispondenza delle verticali indagate (CPT) - Zona Nord



ESEMPIO

Indice del potenziale di liquefazione in corrispondenza delle verticali indagate (CPT) - Zona Sud



ESEMPIO

Costa Romagnola

Data-base prove CPT utilizzate:

1082 CPT meccaniche (CPTM)

203 CPT con piezocono (CPTU)

18 CPT elettriche (CPTE)

22 CPT con cono sismico (SCPT)

1325 TOTALE PROVE CPT

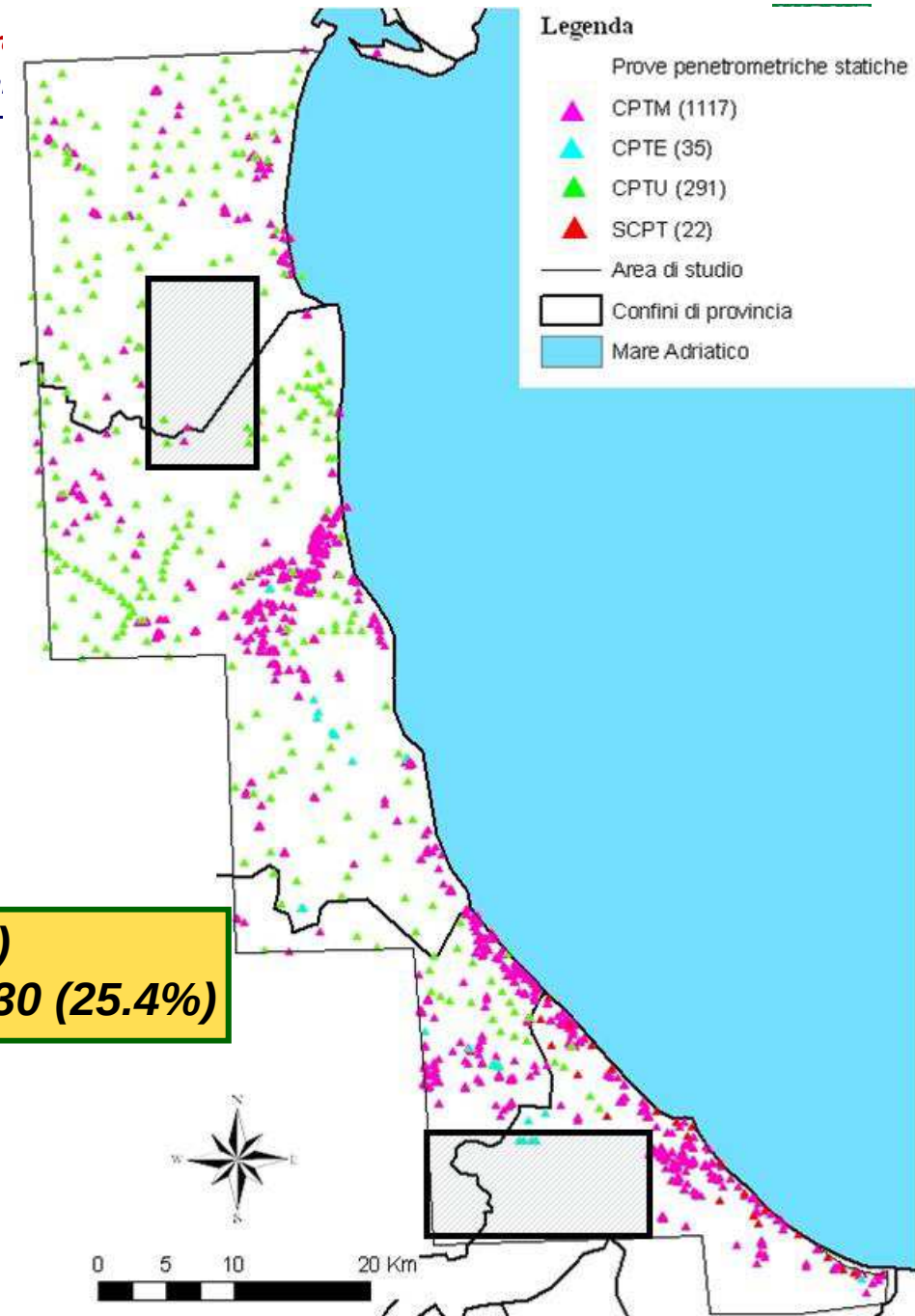
Prove con misura della falda: 797(58.3%)

Prove con profondità massima $\geq 30\text{m}$: 330 (25.4%)

Area di studio = 1300 km²

Densità media, d_m = 1.1 CPT/km²

Densità massima, d_{max} = 15 CPT/km²
(lungo la fascia costiera di $\cong 1$ km)

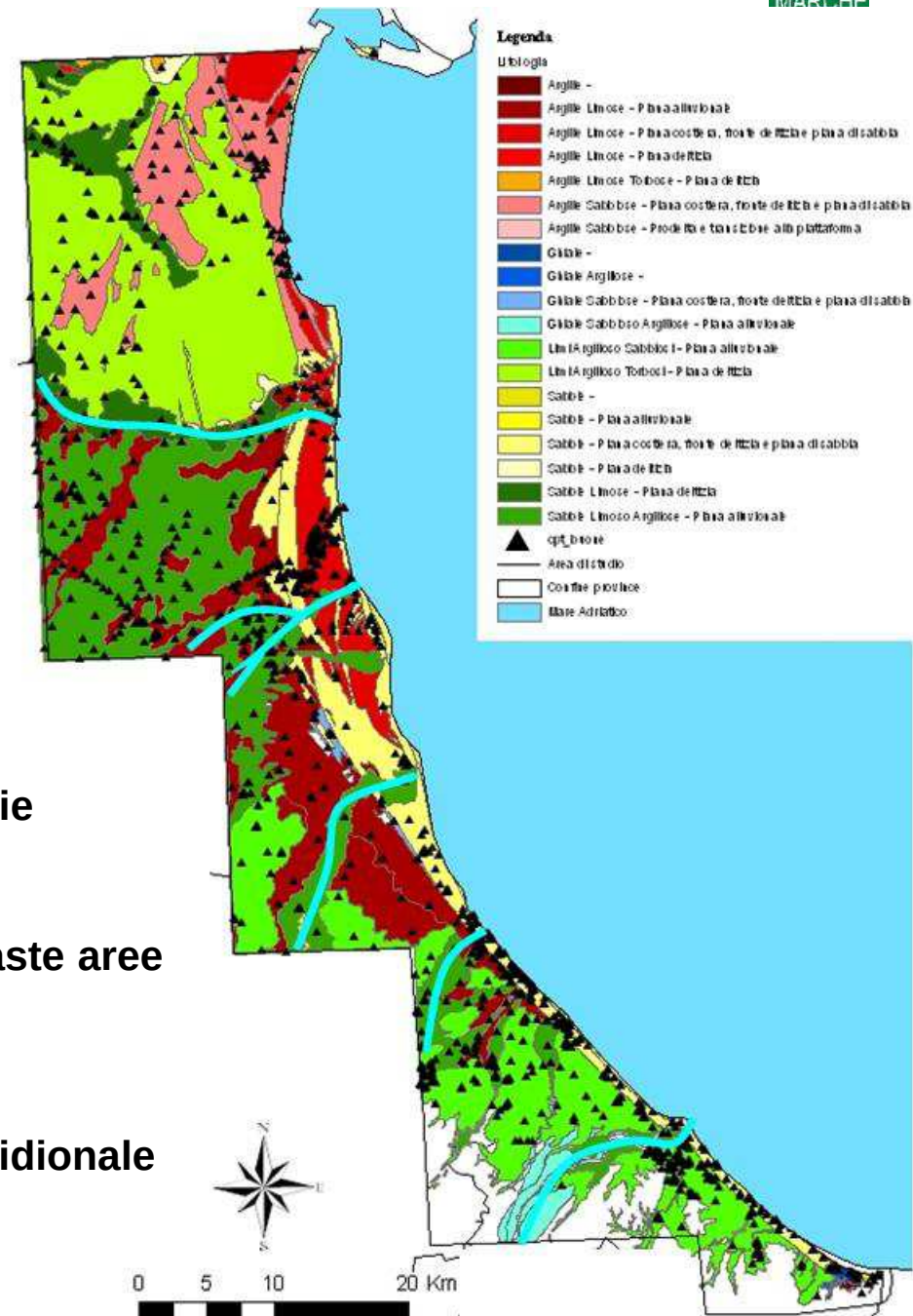


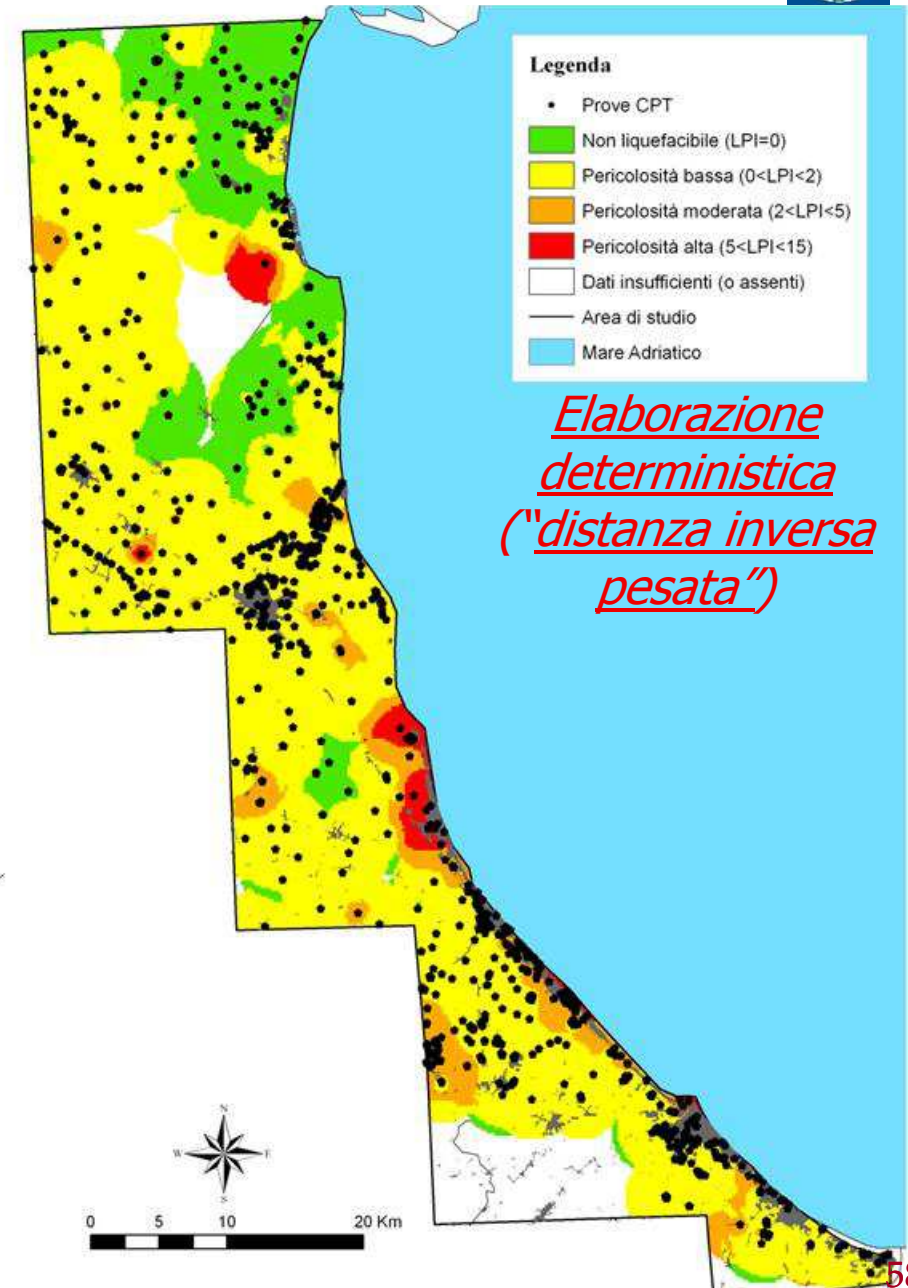
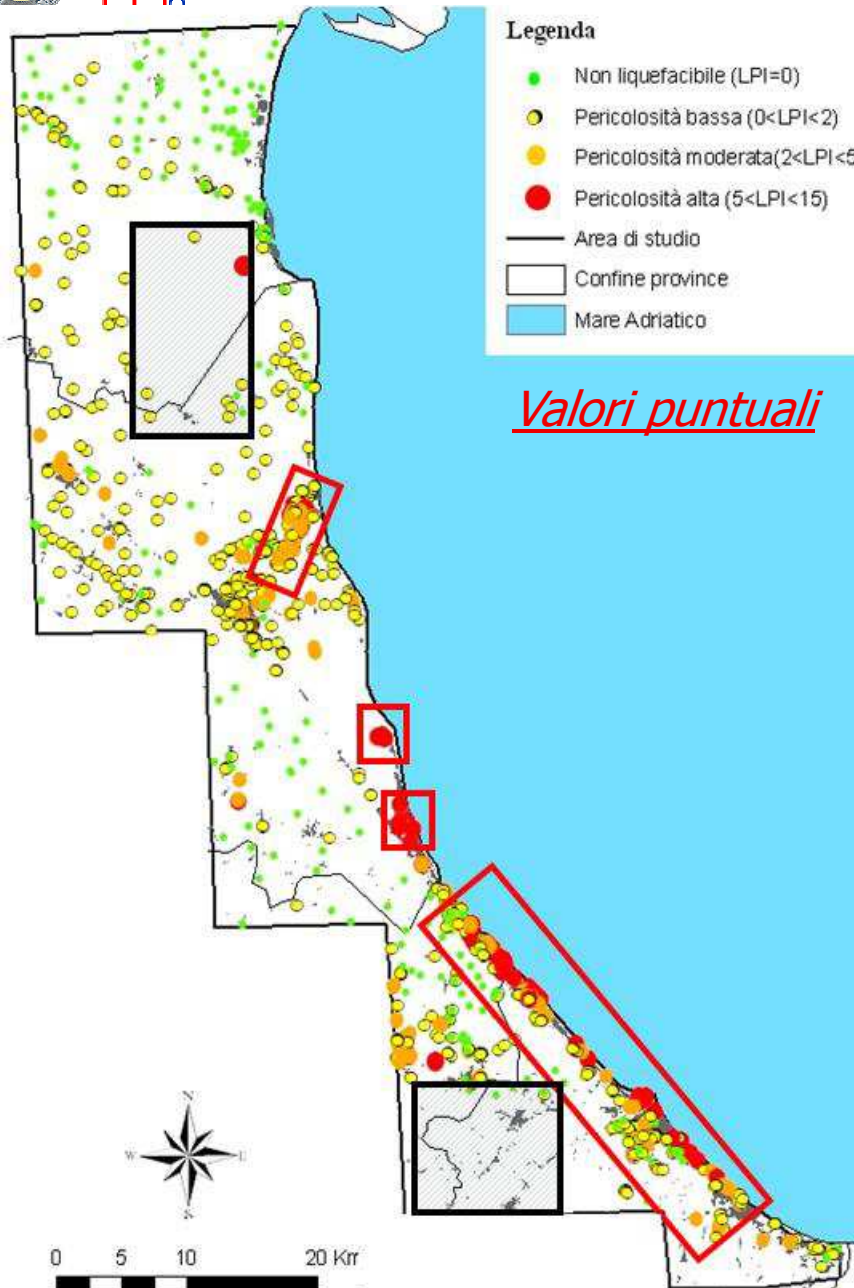
ESEMPIO

Costa Romagnola

Caratteri litologici

- Zona interna settentrionale
prevalenza di limi argillosi torbosi
- Zona interna meridionale
prevalenza di limi argilloso sabbiosi e ghiaie
- Zona interna centrale
prevalenza di sabbie e argille limose con vaste aree di piana alluvionale
- Fascia costiera
prevalenza di sabbie nella parte centro-meridionale e di argille limose e sabbiose nella parte settentrionale)

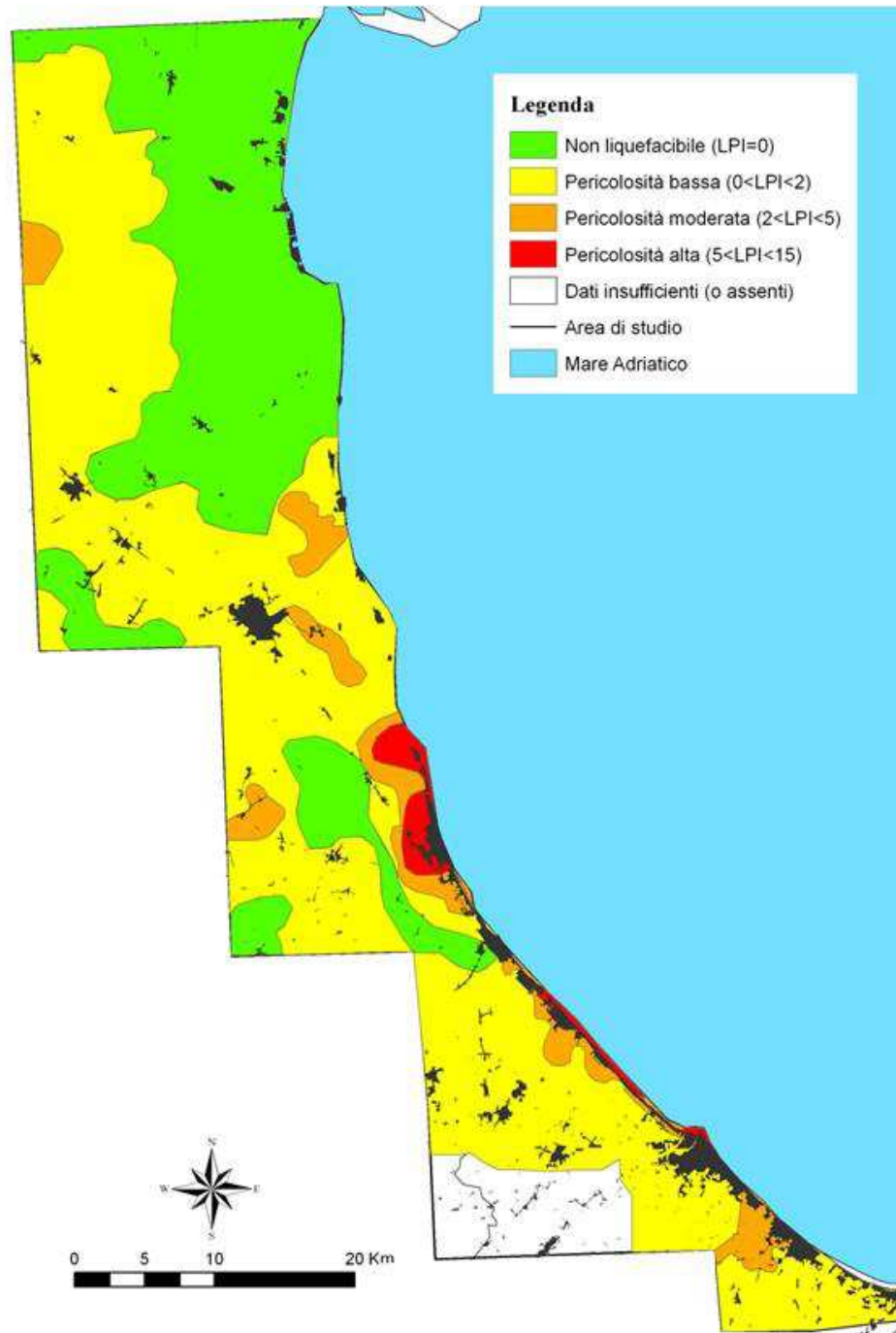




ESEMPIO Costa Romagnola

Mappa areale finale

elaborazione geostatistica
("kriging bayesiano")





Claudia Madaia - *Caratterizzazione delle aree instabili*
Corso di formazione sulle specifiche tecniche di MS - Ancona, 13 Aprile 2012



Grazie per l'attenzione!