UNIONE DEI COMUNI
DELLA BASSA ROMAGNA

FUSIGNANO – AUDITORIUM A. CORELLI – 29/9/2026

MITIGAZIONE DEL RISCHIO LIQUEFAZIONE: CRITERI, TECNICHE E CASI STUDIO





ING. MAURIZIO LENZI
maurizio.lenzi.ing@gmail.com

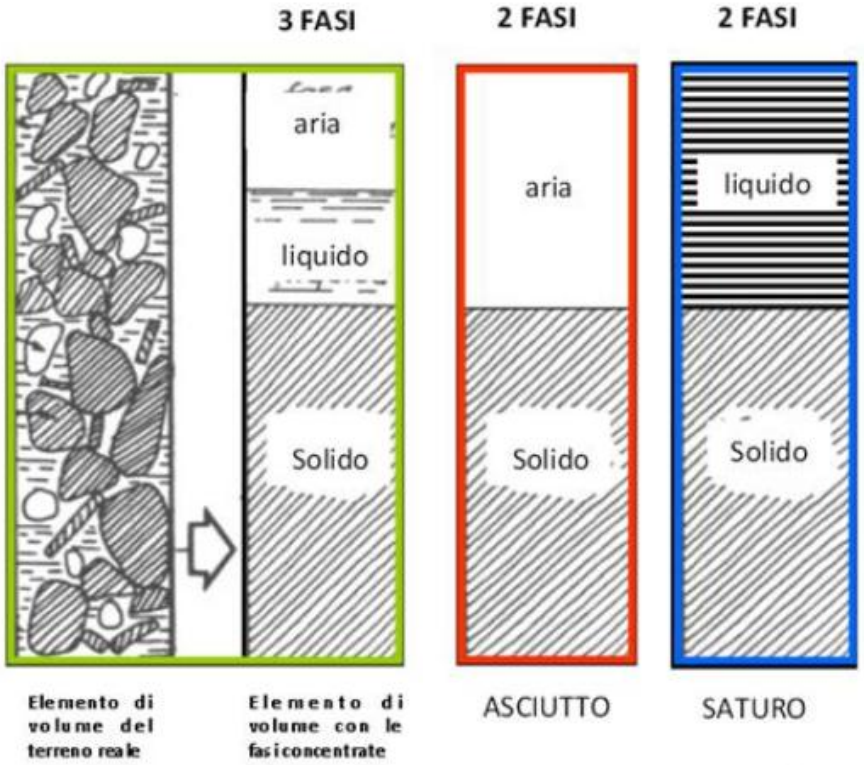
Interazione terreno – acqua interstiziale

LIQUEFAZIONE SISMICA NEI TERRENI SOTTO FALDA



INTERAZIONE TRA TERRENO E ACQUA INTERSTIZIALE IN CONDIZIONI NON DRENATE CAUSATE DALLA INVARIANZA VOLUMETRICA DEL TERRENO

PROPRIETA' DEL TERRENO



- **Il terreno** è un mezzo costituito da un **sistema a più fasi** all'interno del quale coesistono lo ***scheletro solido***, l'***acqua interstiziale*** allo stato liquido e nei terreni non completamente saturi, l'***aria*** nei pori liberi.



STATO TENSIONALE **PRESSIONE H2O**

MODELLO DEL TERRENO

BACK ANALYSIS RISULTATI

MODELLO
DEL
TERRENO

RESISTENZA E RIGIDEZZA

PERMEABILITA' E DRENAGGIO

COMPORTAMENTO DINAMICO

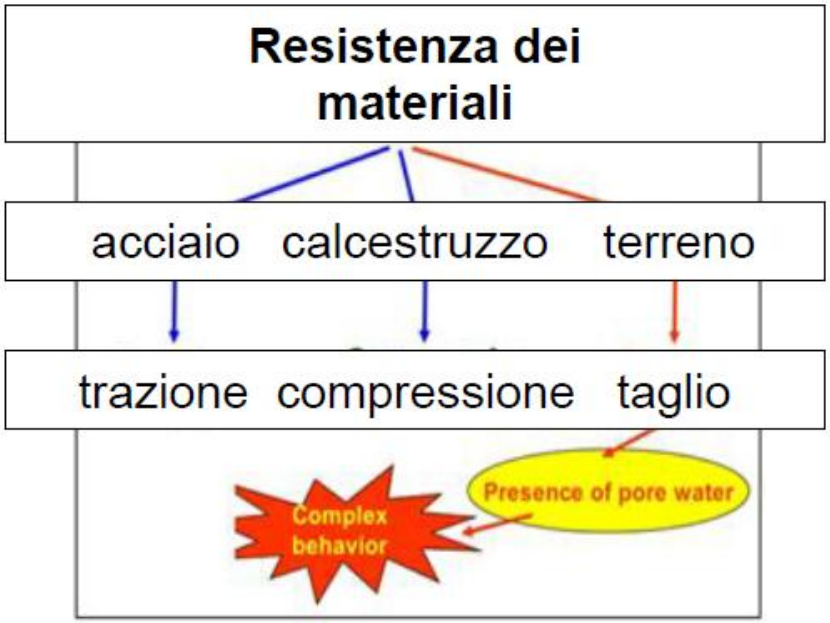


Fig. 2 – Resistenza dei diversi materiali da costruzione e del terreno

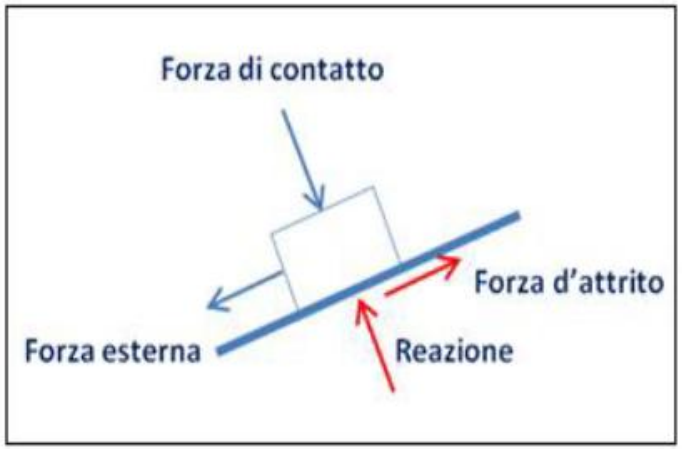
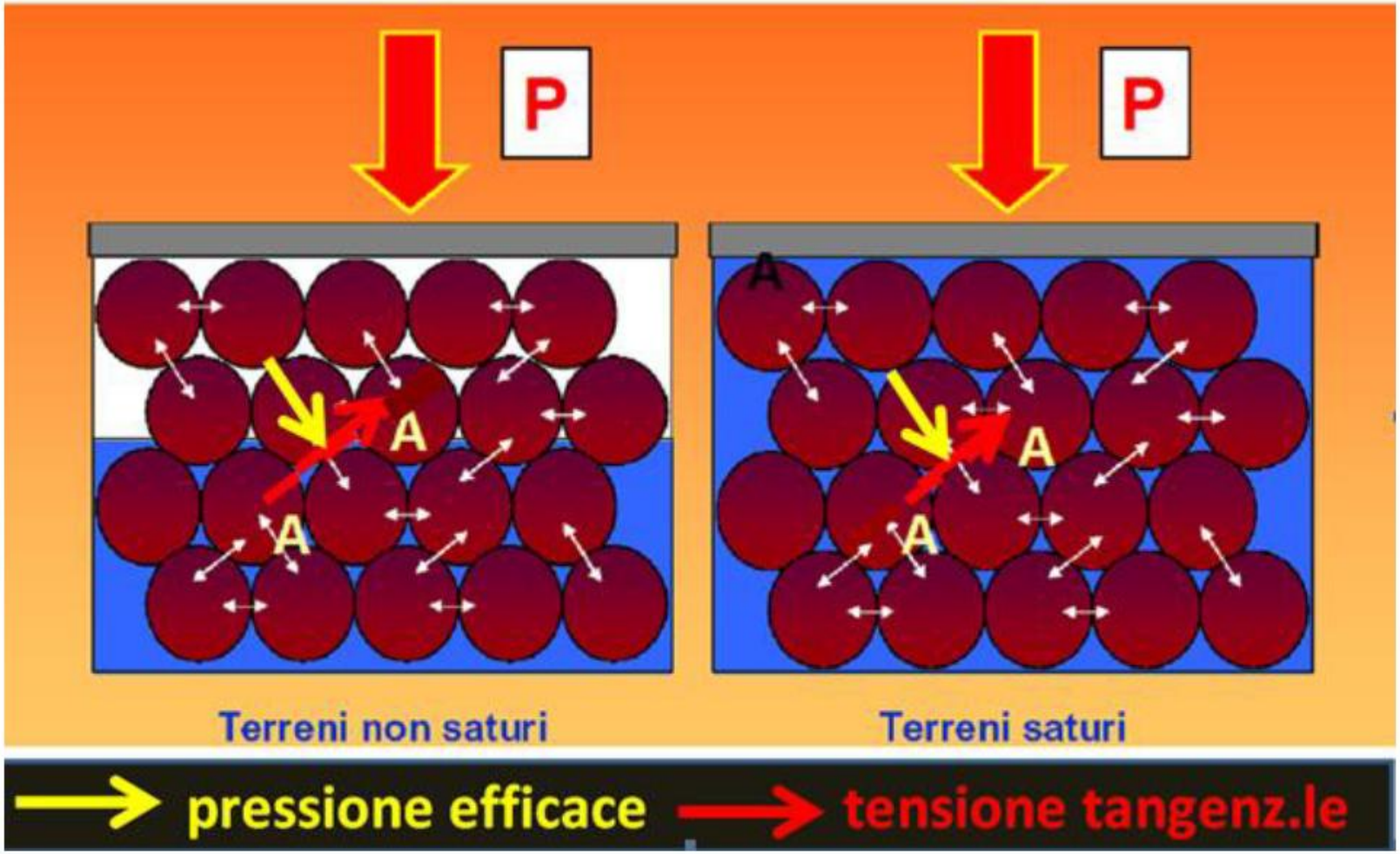


Fig. 3 – Meccanismo di resistenza per attrito

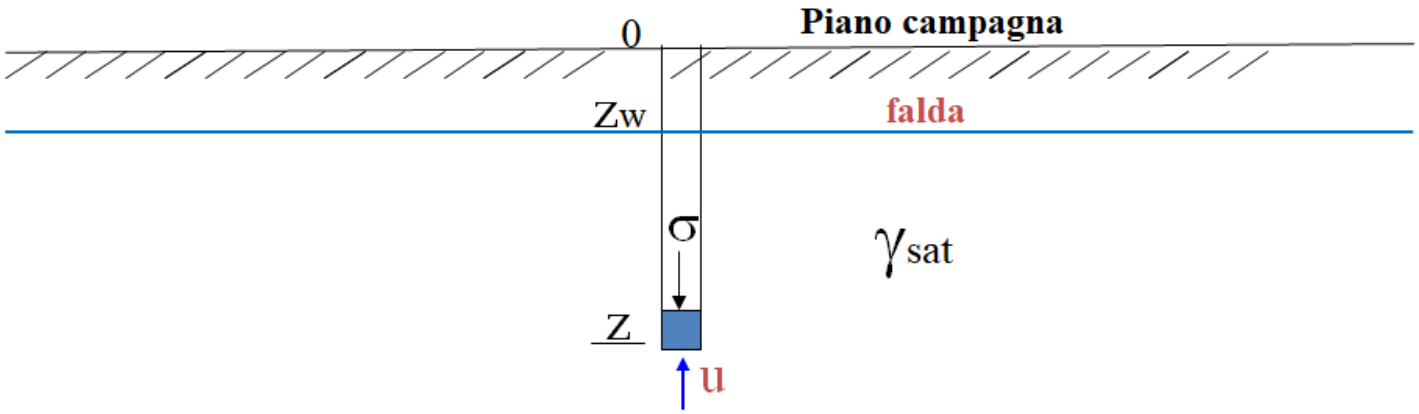
I terreni sono composti da particelle

La capacità di un terreno di resistere ai carichi esterni è generata dalla resistenza allo scorrimento per attrito attivata nei punti di contatto

MODELLO DEL TERRENO COME SFERE SOLIDE RIGIDE E SCABRE



Tensioni totali ed efficaci



σ = tensione totale u = pressione nell'acqua

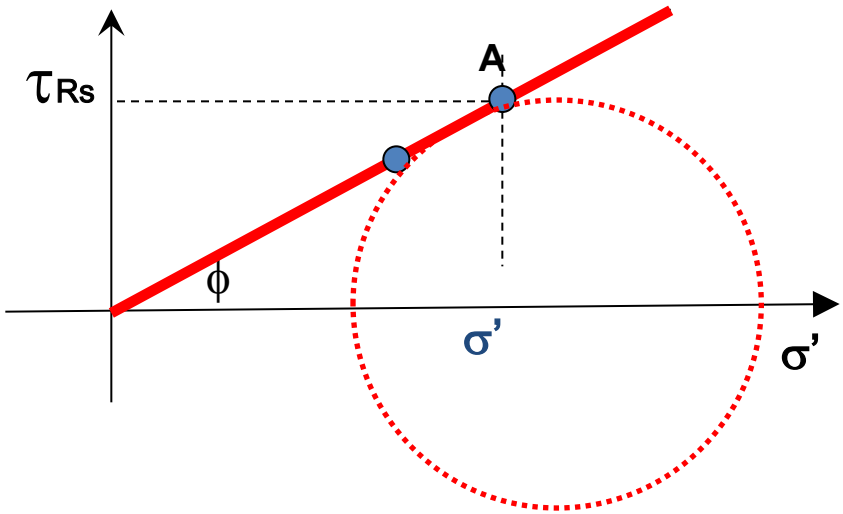
σ' = tensione efficace agente sullo scheletro solido

$$\sigma = \gamma_{nat}\, z_w + \gamma_{sat}\,(z - z_w) \qquad u = \gamma_w\,(z - z_w)$$

$\sigma' = \sigma - u$ (Principio di Terzaghi)

La resistenza e la rigidezza del terreno dipendono solo dalle tensioni efficaci

Criterio di rottura di Mohr-Coulomb



$\tau_{Rs} = \sigma' \tan\phi + c'$

$f = \tan\phi$ coeff. d'attrito

ϕ = angolo d'attrito

c' = coesione efficace

Resistenza a taglio
in tensioni efficaci

tensioni efficaci

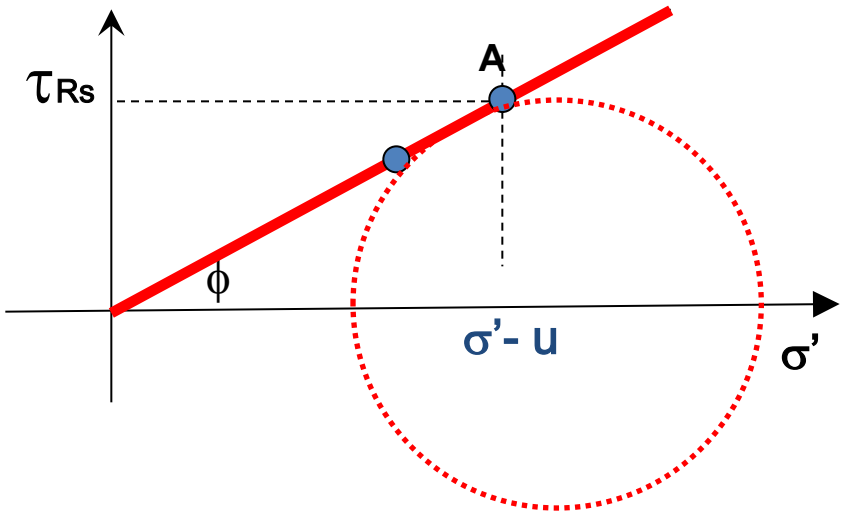
Resistenza a taglio del terreno

(Criterio di Mohr-Couomb)

$$\tau_R = \sigma' \tan\phi + c'$$

dipende dall'angolo di attrito, dalla coesione, dalla tensione efficace e quindi dal grado di addensamento

Criterio di rottura di Mohr-Coulomb



$\tau_{Rs} = \sigma' \tan\phi + c'$

$f = \tan\phi$ coeff. d'attrito

ϕ = angolo d'attrito

c' = coesione efficace

Resistenza a taglio
in tensioni efficaci

tensioni efficaci

Resistenza a taglio in condizioni sismiche

(Criterio di Mohr-Couomb)

$$\tau_R = (\sigma' - \Delta u) \tan\phi + c'$$

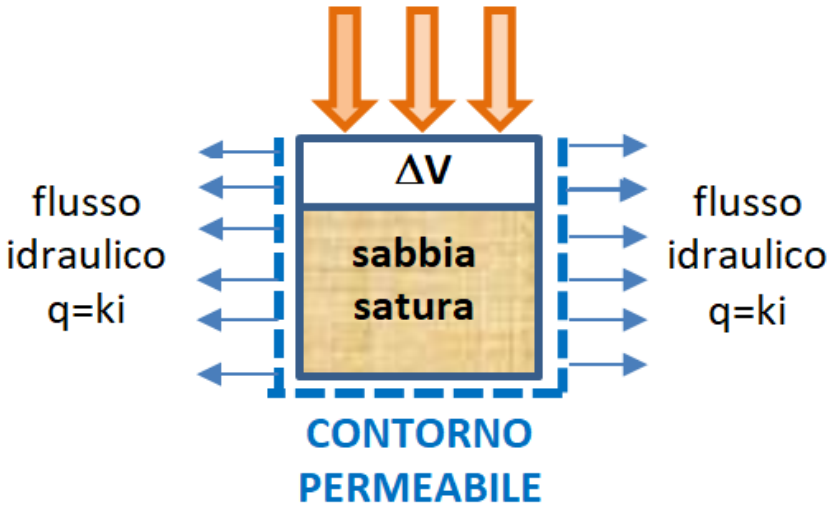
dipende anche dall'entità delle sovrappressioni [Δu]
di origine sismica che si generano nell'acqua interstiziale

Condizioni di drenaggio

LA VARIAZIONE DI VOLUME IN UN TERRENO SATURO OD IMMERSO PUO' AVVENIRE SOLO A SEGUITO DELL'ESPULSIONE DI UN EGUALE VOLUME DI ACQUA INTERSTIZIALE

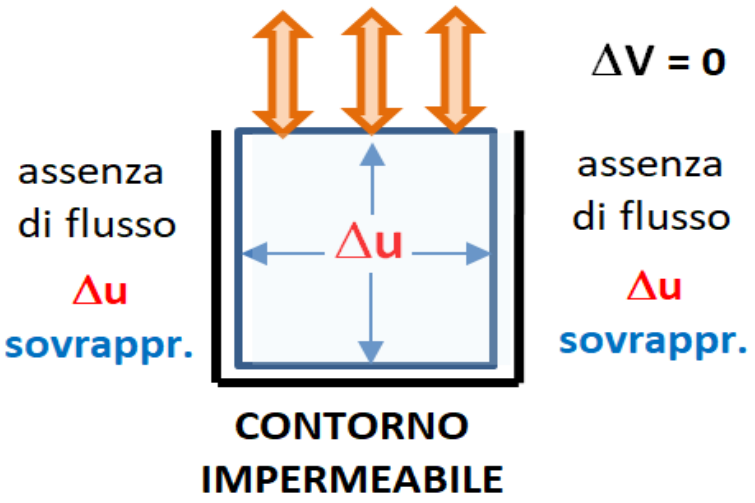
CONDIZIONE DRENATA

Carico quasi statico



CONDIZIONE NON DRENATA

Carico ciclico/impulsivo



Coefficiente di permeabilità

TIPO DI TERRENO	k (m/s)
Ghiaia pulita	10^{-2} - 1
Sabbia pulita, sabbia e ghiaia	10^{-5} - 10^{-2}
Sabbia molto fine	10^{-6} - 10^{-4}
Limo e sabbia argillosa	10^{-9} - 10^{-5}
Limo	10^{-8} - 10^{-6}
Argilla omogenea sotto falda	$< 10^{-9}$
Argilla sovraconsolidata fessurata	10^{-8} - 10^{-4}
Roccia non fessurata	10^{-12} - 10^{-10}

$$v = k\,i$$ (velocità di filtrazione - Legge di Darcy)

v = velocità di filtrazione

k = coefficiente di permeabilità del terreno (m/s)

i = gradente idraulico ($i=\Delta h/L$)

Percorso di filtrazione in sabbia

L= k i t = $10^{-5} \cdot 1 \cdot 10^{5} \approx$ **1.00 m /day**

Condizioni di drenaggio

Condizioni drenate

Condizioni di carico nelle quali i **tempi di applicazione del carico sono molto più lunghi dei tempi di drenaggio** ossia di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali (condizioni di carico quasi statiche nelle sabbie)

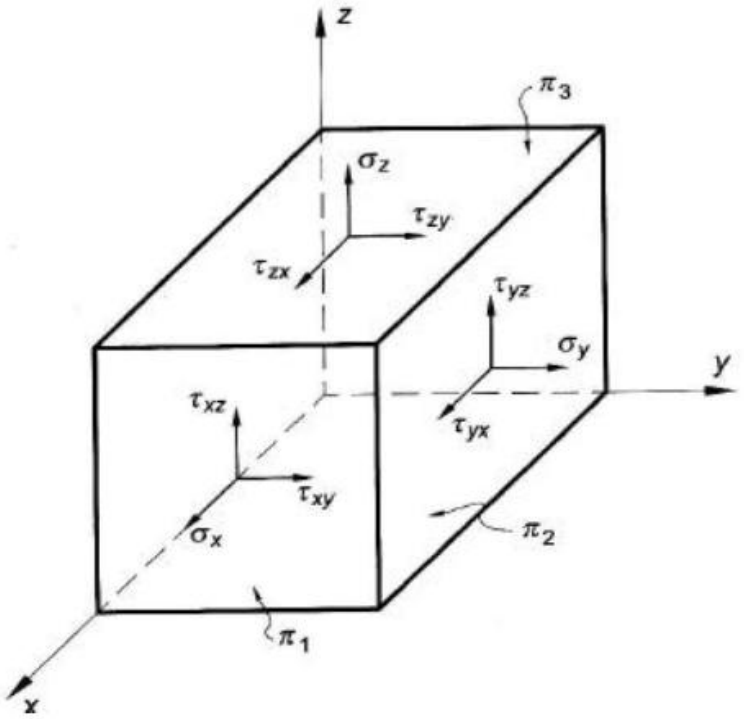
$$t_{dren} << t_{costr}$$

Condizioni non drenate

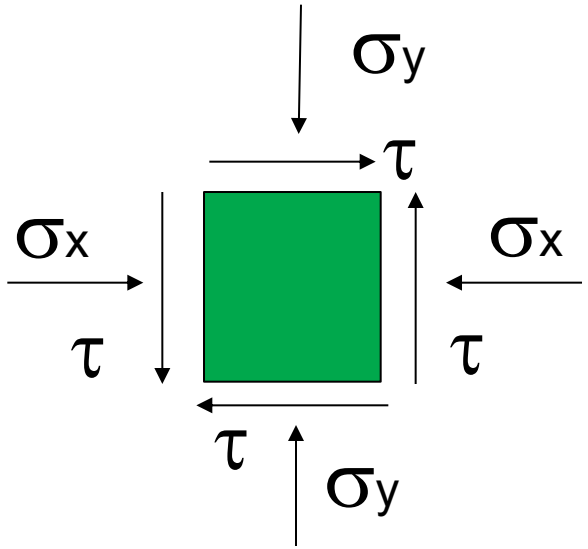
Condizioni di carico nelle quali **i tempi di applicazione del carico sono più veloci dei tempi di drenaggio** consentiti dalla permeabilità del terreno (terreni a grana fine / sabbie in condizioni sismiche)

$$t_{dren} >> t_{sisma}$$

STATI TENSIONALI NEI TERRENI



Effetti dello stato tensionale nei mezzi elastici



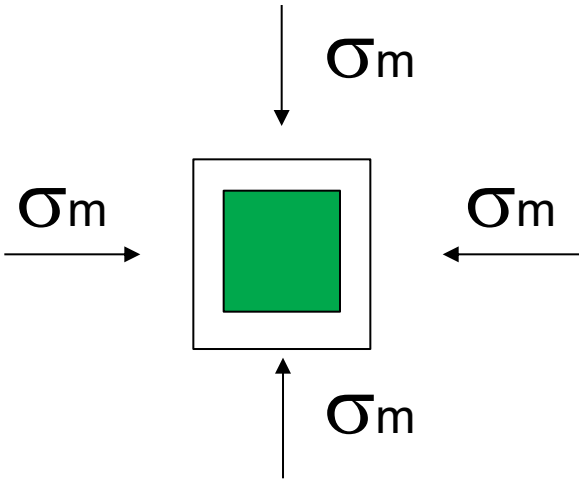
σ_y = tensione normale verticale

σ_x = tensione normale orizzontale

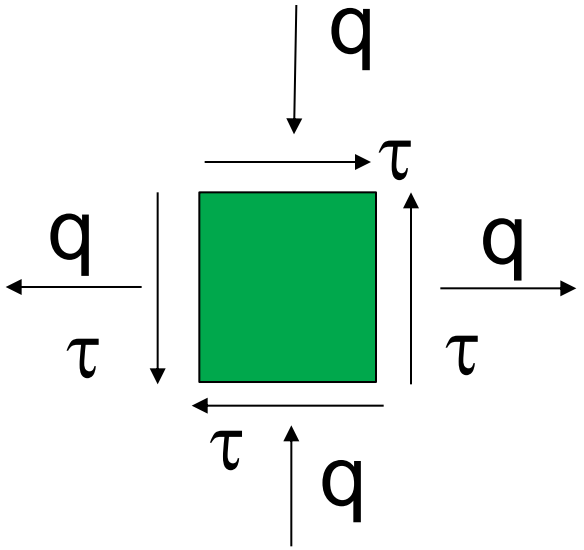
$\tau_{xy} = \tau_{yx}$ = tensione tangenziale

Variazione di volume e di forma

Stato tensionale nei continui elastici



+



$p = (\sigma_y + \sigma_x)/2 = \sigma_m$

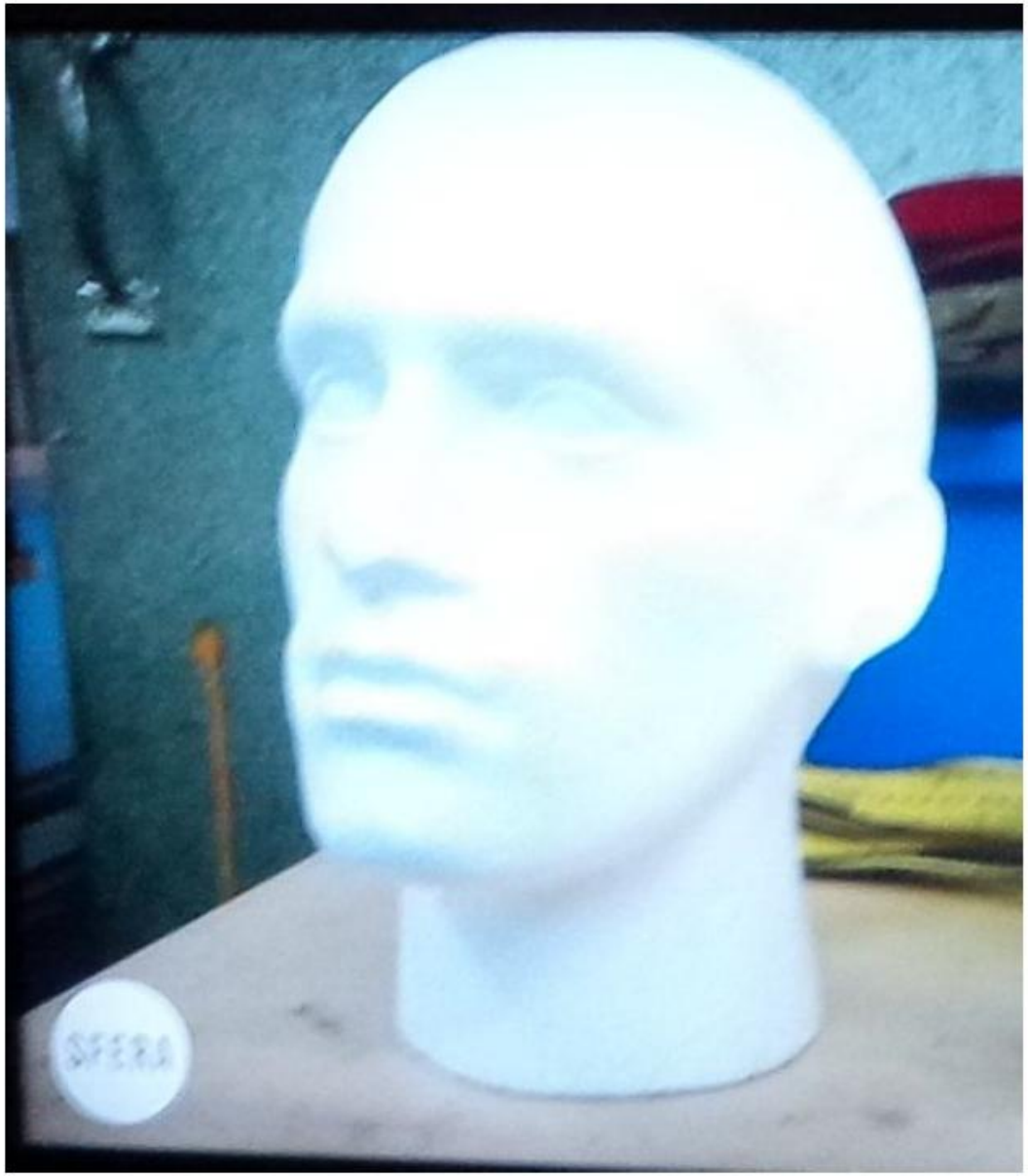
Pressione media isotropa

$q = (\sigma_y - \sigma_x)/2,\ \tau$

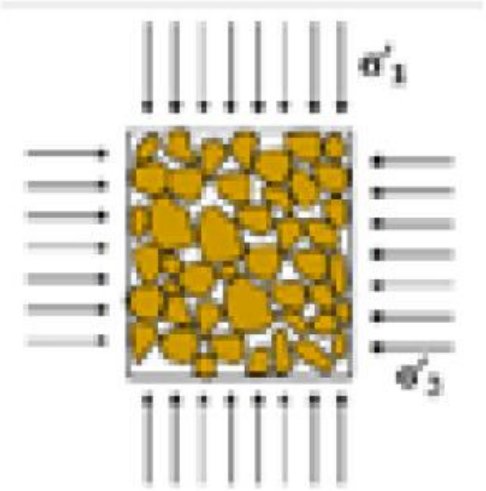
sforzo deviatorico, tens. tang.

Variazione di volume ma non di forma

Variazione di forma ma non di volume



prova
in cella
iperbarica

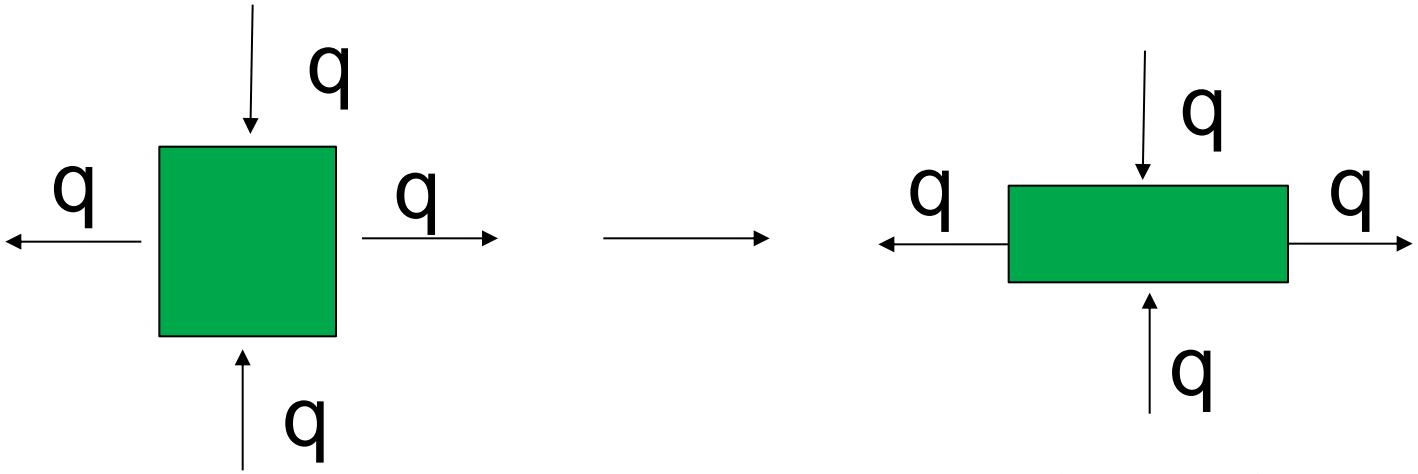


COMPRESSIONE ISOTROPA



Effetti della pressione isotropa: variazione omotetica delle dimensioni con riduzione di volume senza variazione di forma

Stato di sforzo deviatorico



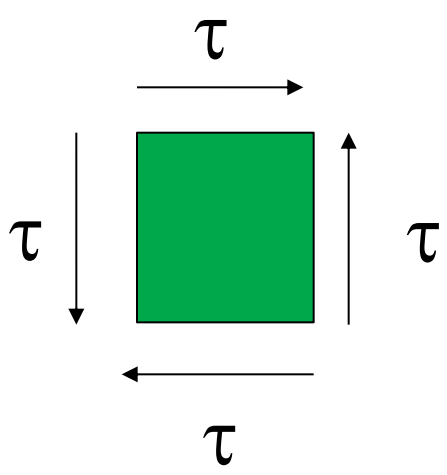
$\Delta V = 0$

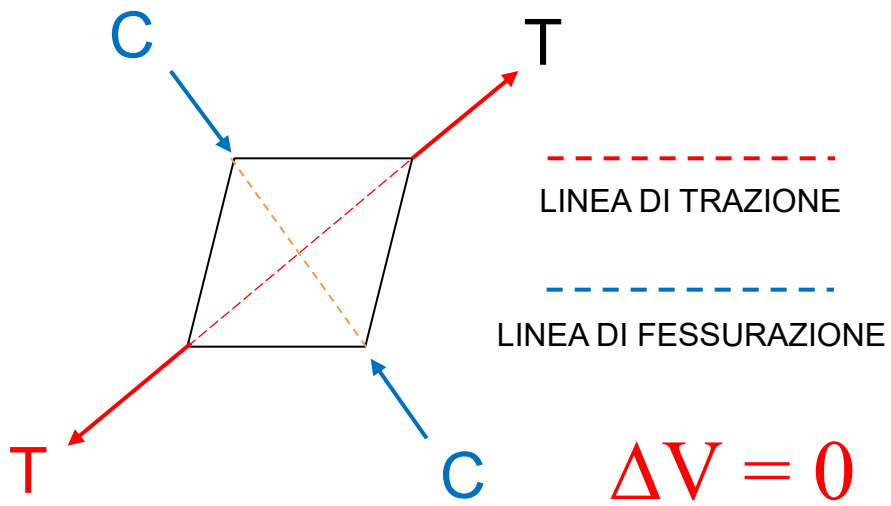
$q=(\sigma_y - \sigma_x)/2$

sforzo deviatorico

Variazione di forma senza variazione di volume (mezzi elastici)

Stato di tensione tangenziale





Distorsione di forma senza variazione di volume (mezzi elastici)

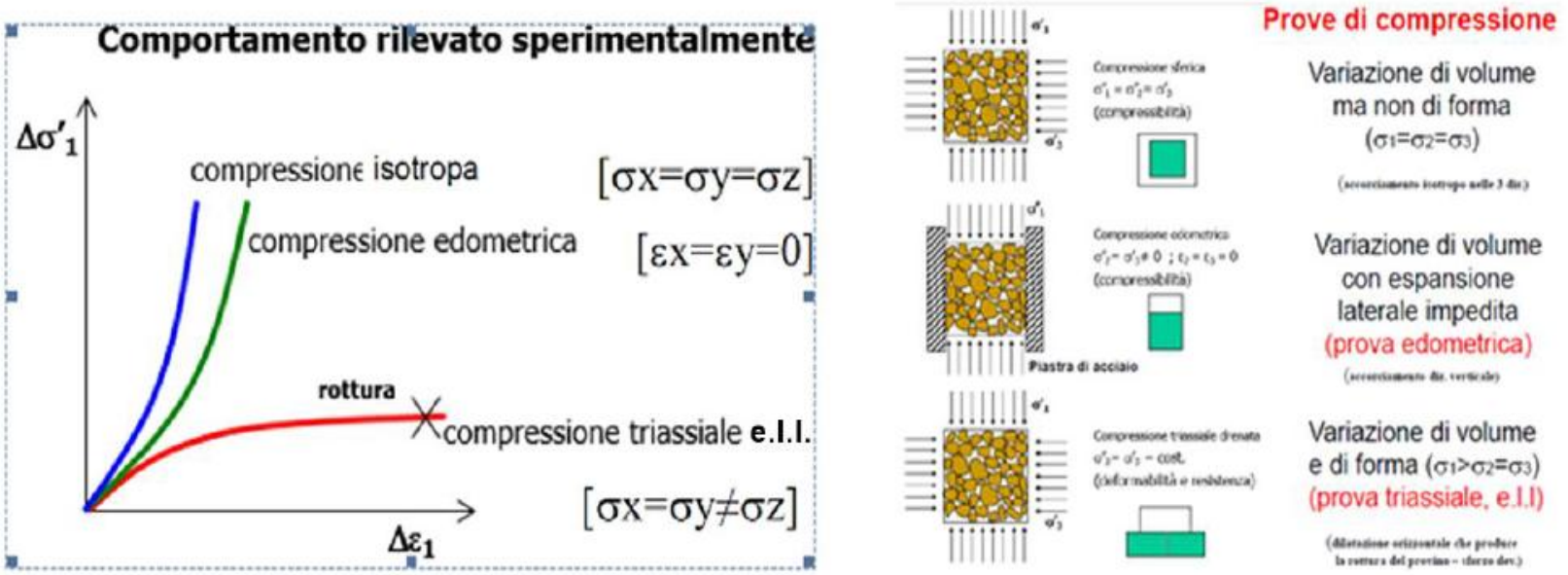
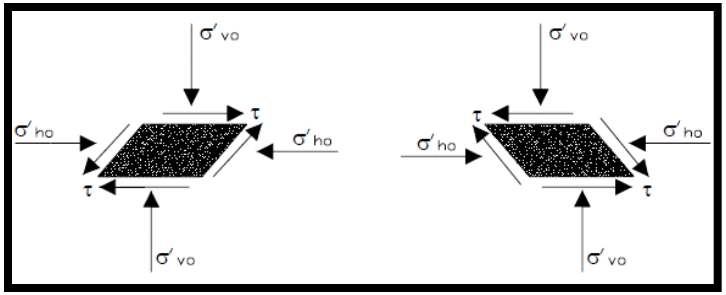


Fig. 8 – Comportamento del terreno in prove di compressione libere o confinate



Fig. 9 - Effetti dei campi di tensione: a) riduzione di volume prodotta dall'applicazione di pressioni

Il regime principale di sollecitazioni nel terreno in condizioni sismiche sono le tensioni tangenziali



Nei mezzi elastici continui lo stato tensionale tangenziale non produce variazioni di volume

Non nascono quindi sovrappressioni per variazioni volumetriche impedite

I mezzi continui elastici non sono soggetti a «liquefazione»

IL TERRENO NON E' UN MEZZO ELASTICO

NE' UN MEZZO CONTINUO

NON SI PUO' TRASCURARE LA

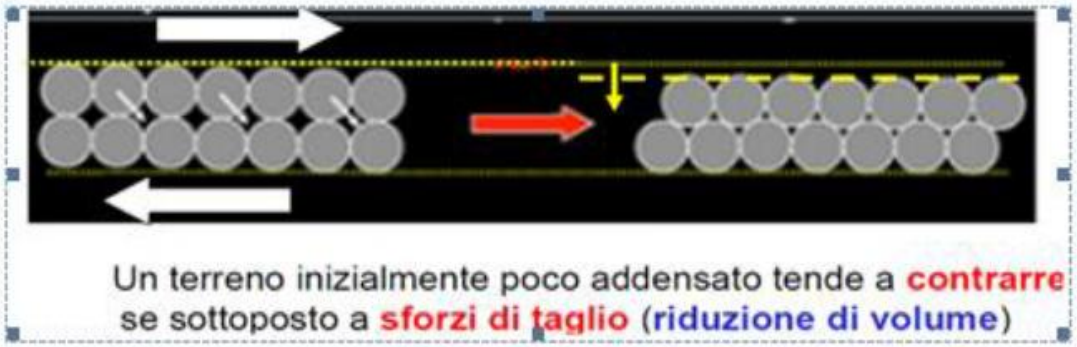
INFLUENZA DELLA NATURA PARTICELLARE

E DEL COMPORTAMENTO NON LINEARE DEL

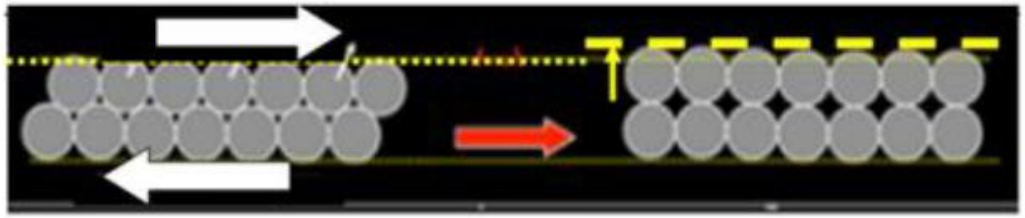
TERRENO SULLA RISPOSTA ALLE AZIONI

TANGENZIALI CICLICHE SISMICHE O IMPULSIVE

VARIAZIONI VOLUMETRICHE NEI TERRENI PER EFFETTO DELLE TENSIONI TANGENZIALI



Un terreno inizialmente poco addensato tende a **contrarre** se sottoposto a **sforzi di taglio** (**riduzione di volume**)



Un terreno inizialmente molto addensato tende a **dilatare** se sottoposto a **sforzi di taglio** (**aumento di volume**)

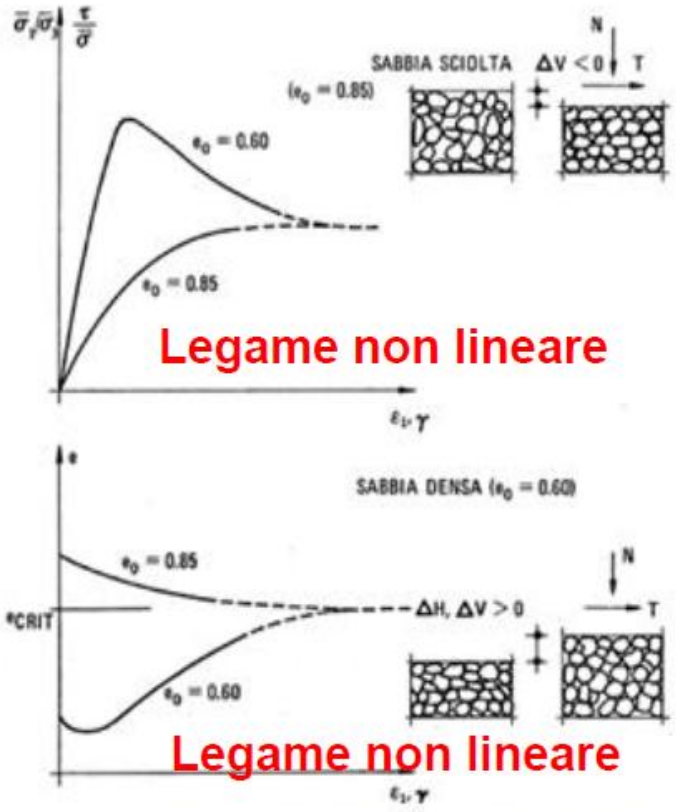
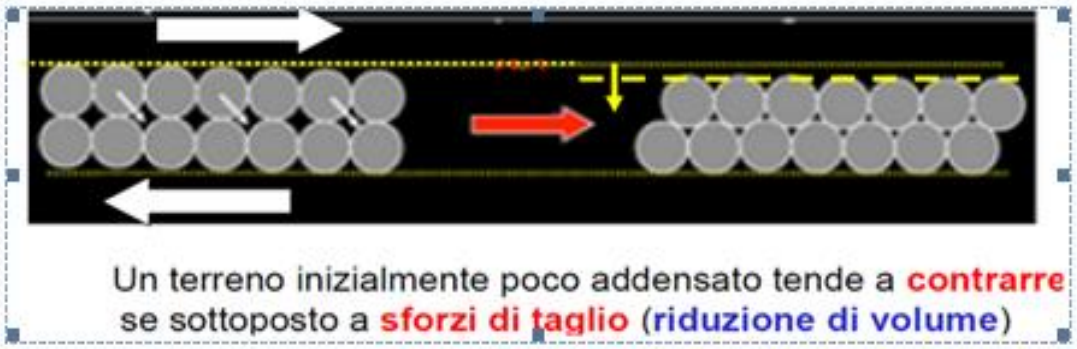


Fig. 16 - Comportamento contraente e dilatante dei terreni naturali soggetti ad tensioni tangenziali

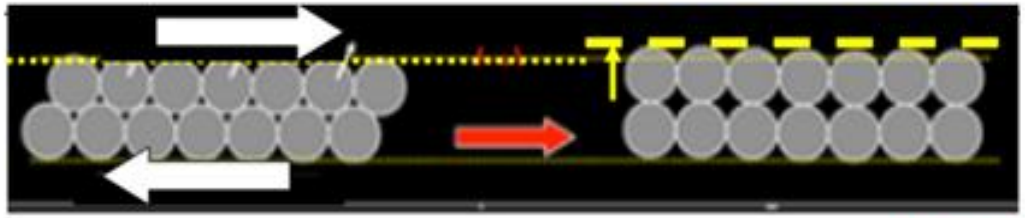
VARIAZIONI VOLUMETRICHE NEI TERRENI PER EFFETTO DELLE TENSIONI TANGENZIALI



Un terreno inizialmente poco addensato tende a **contrarre** se sottoposto a **sforzi di taglio** (**riduzione di volume**)

CONDIZIONI DRENATE

NEI TERRENI CONTRAENTI LA RIDUZIONE DI VOLUME GENERA SCHIACCIAMENTO DELLO SCHELETRO SOLIDO



Un terreno inizialmente molto addensato tende a **dilatare** se sottoposto a **sforzi di taglio** (**aumento di volume**)

CONDIZIONI DRENATE

NEI TERRENI DILATANTI L'AUMENTO DI VOLUME GENERA UN RIGONFIAMENTO DELLO SCHELETRO SOLDO

Fig. 16 - Comportamento contraente e dilatante dei terreni

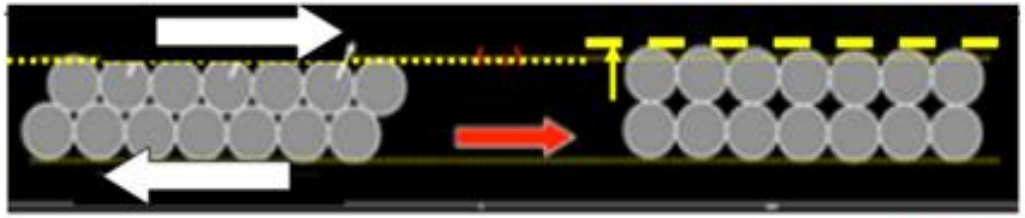
VARIAZIONI VOLUMETRICHE NEI TERRENI PER EFFETTO DELLE TENSIONI TANGENZIALI



Un terreno inizialmente poco addensato tende a **contrarre** se sottoposto a **sforzi di taglio** (**riduzione di volume**)

CONDIZIONI NON DRENATE

NEI TERRENI CONTRAENTI L'INVARIANZA DI VOLUME GENERA SOVRAPPRESSIONE NELL'ACQUA INTERSTIZIALE



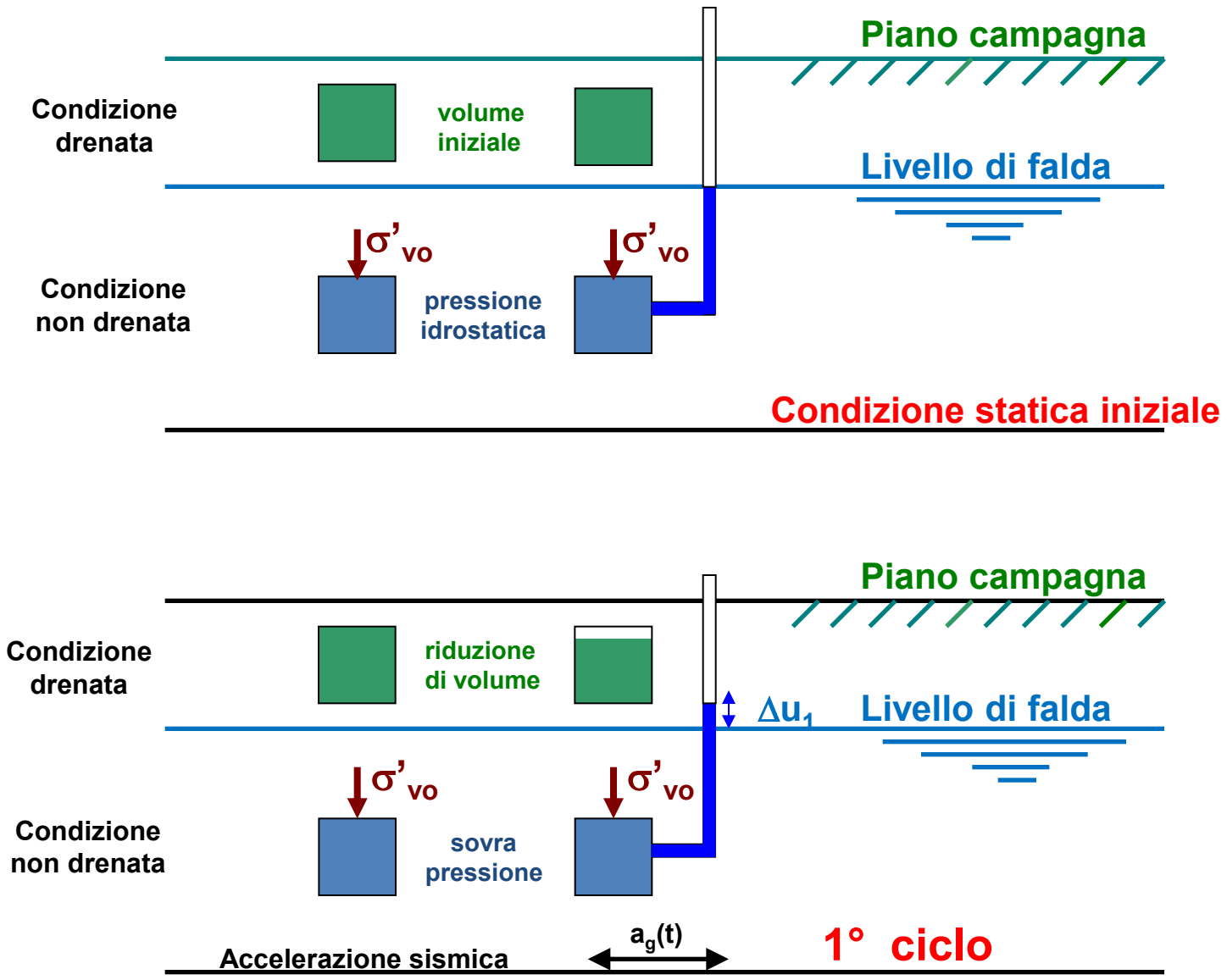
Un terreno inizialmente molto addensato tende a **dilatare** se sottoposto a **sforzi di taglio** (**aumento di volume**)

Fig. 16 - Comportamento contraente e dilatante dei terreni

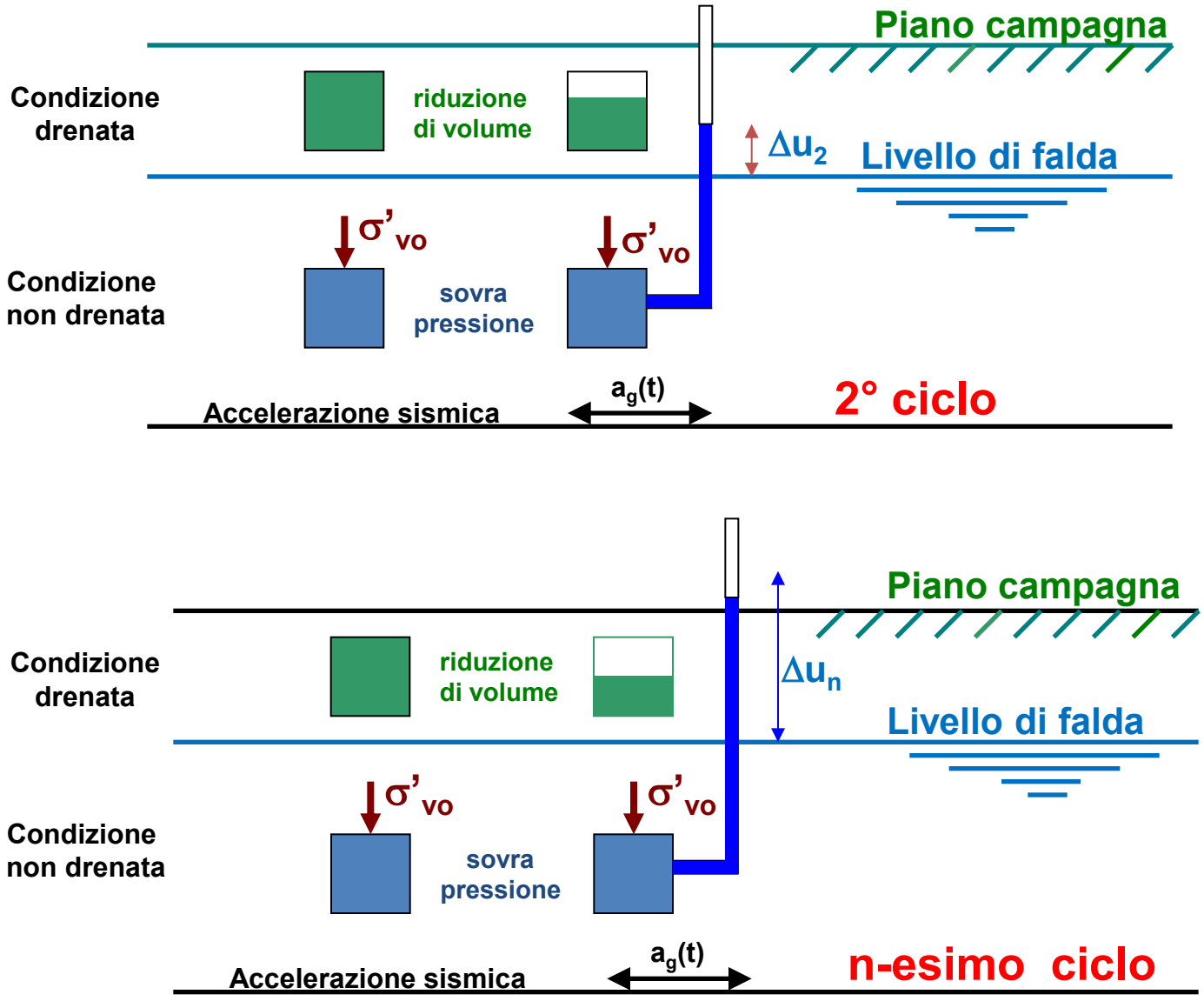
CONDIZIONI NON DRENATE

NEI TERRENI DILATANTI L'INVARIANZA DI VOLUME GENERA RIDUZIONE DI PRESSIONE NELLA ACQUA INTERSTIZIALE

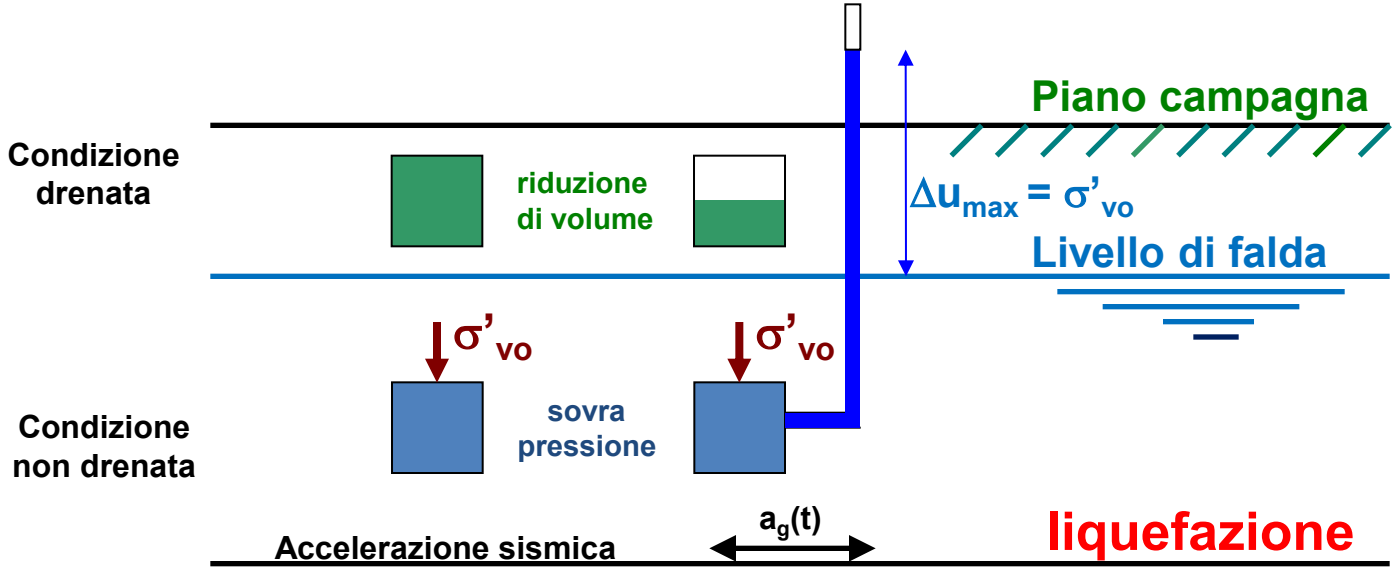
Liquefazione sotto azione sismica



Liquefazione sotto azione sismica



Liquefazione sotto azione sismica



$$\Delta u = \sigma'_{vo} \quad \rightarrow$$

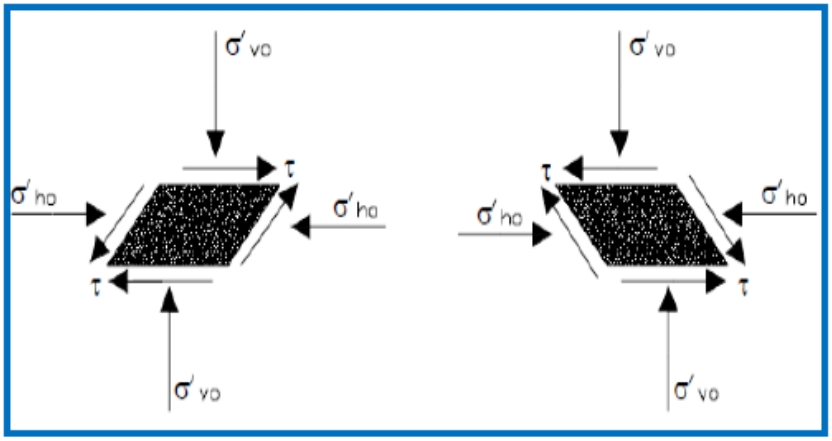
Condizioni di Liquefazione

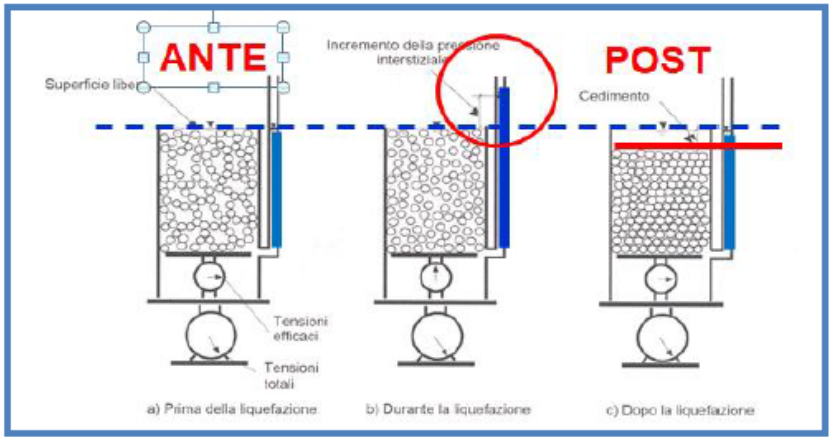
$$r_u = \Delta u / \sigma'_{vo} = 1$$

Rapporto di sovrapressione

$$\tau_R = (\sigma'_{vo} - \Delta u) \cdot \tan\phi = 0$$

Resistenza a taglio del terreno é nulla



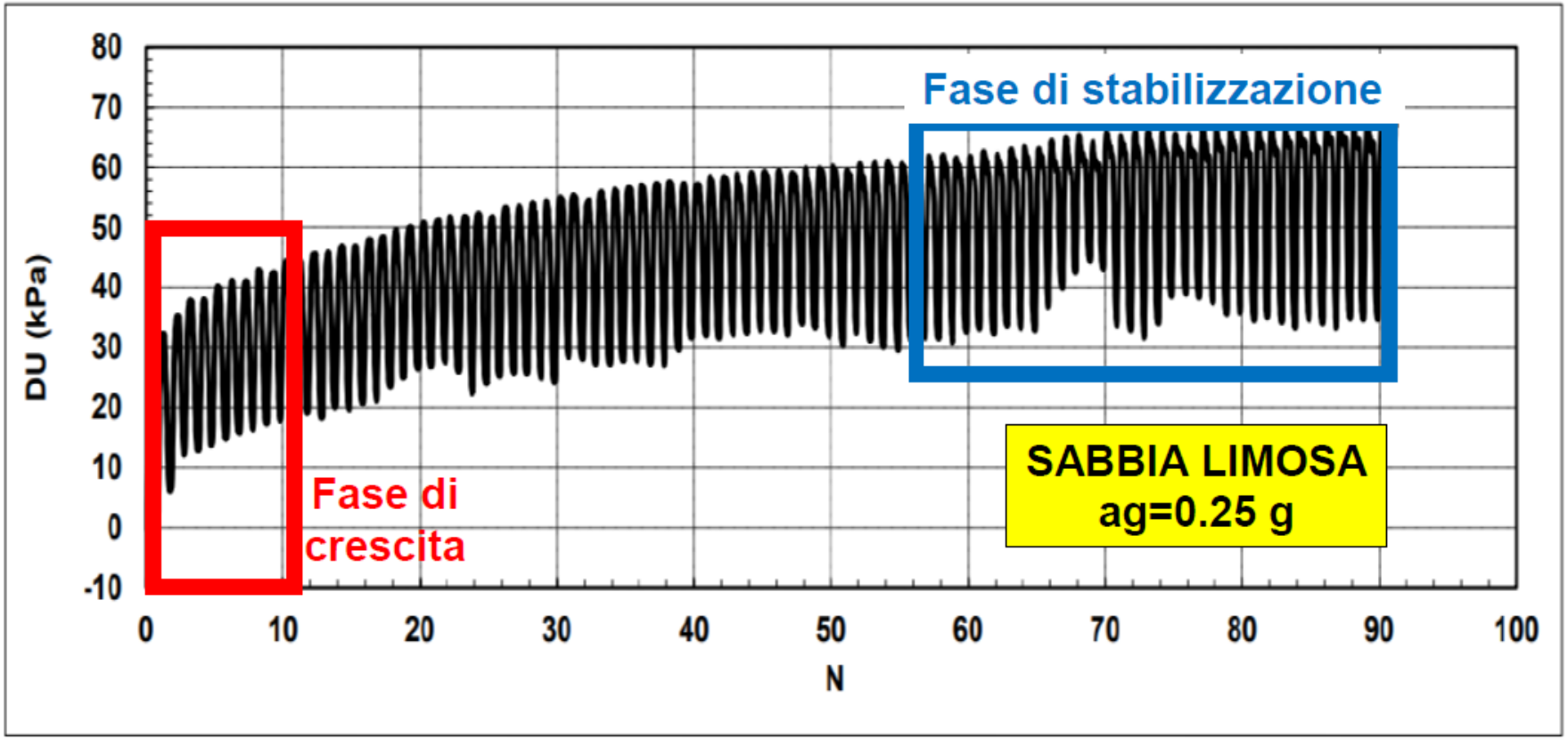


IN CONDIZIONI NON DRENATE

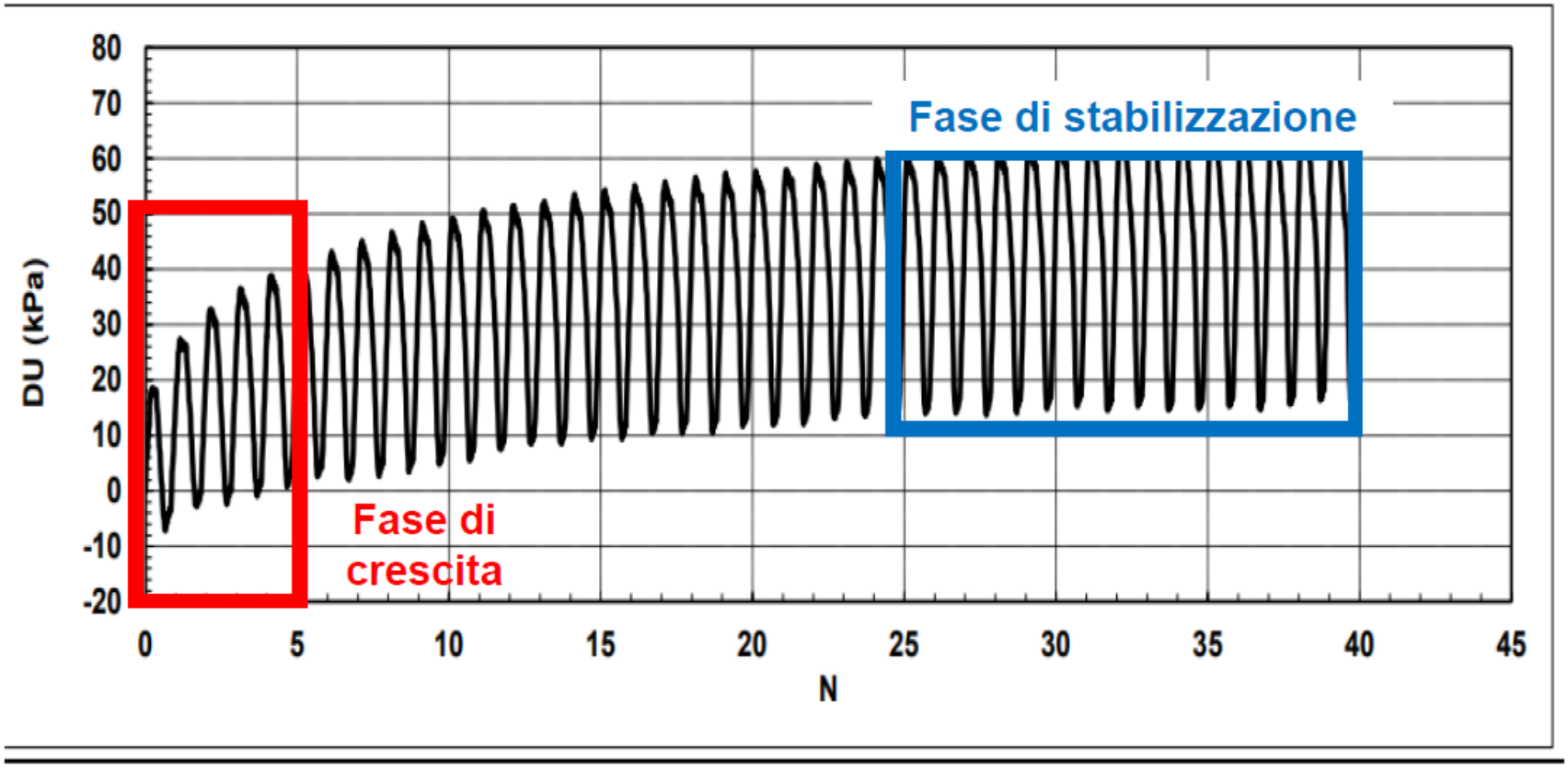
LE VARIAZIONI VOLUMETRICHE DEL TERRENO INDOTTE DALLE TENSIONI TANGENZIALI SISMICHE SONO IMPEDITE A CAUSA DELL'IMPOSSIBILITA DI DRENAGGIO DELL'ACQUA NEI BREVISSIMI INTERVALLI DI TEMPO DI UN CICLO SISMICO

SI GENERA COSI' SOVRAPPRESSIONE NELL'ACQUA CHE RIDUCE LA PRESSIONE EFFICACE TRA I GRANI SINO AD AZZERARLA IN CONDIZIONI DI LIQUEFAZIONE

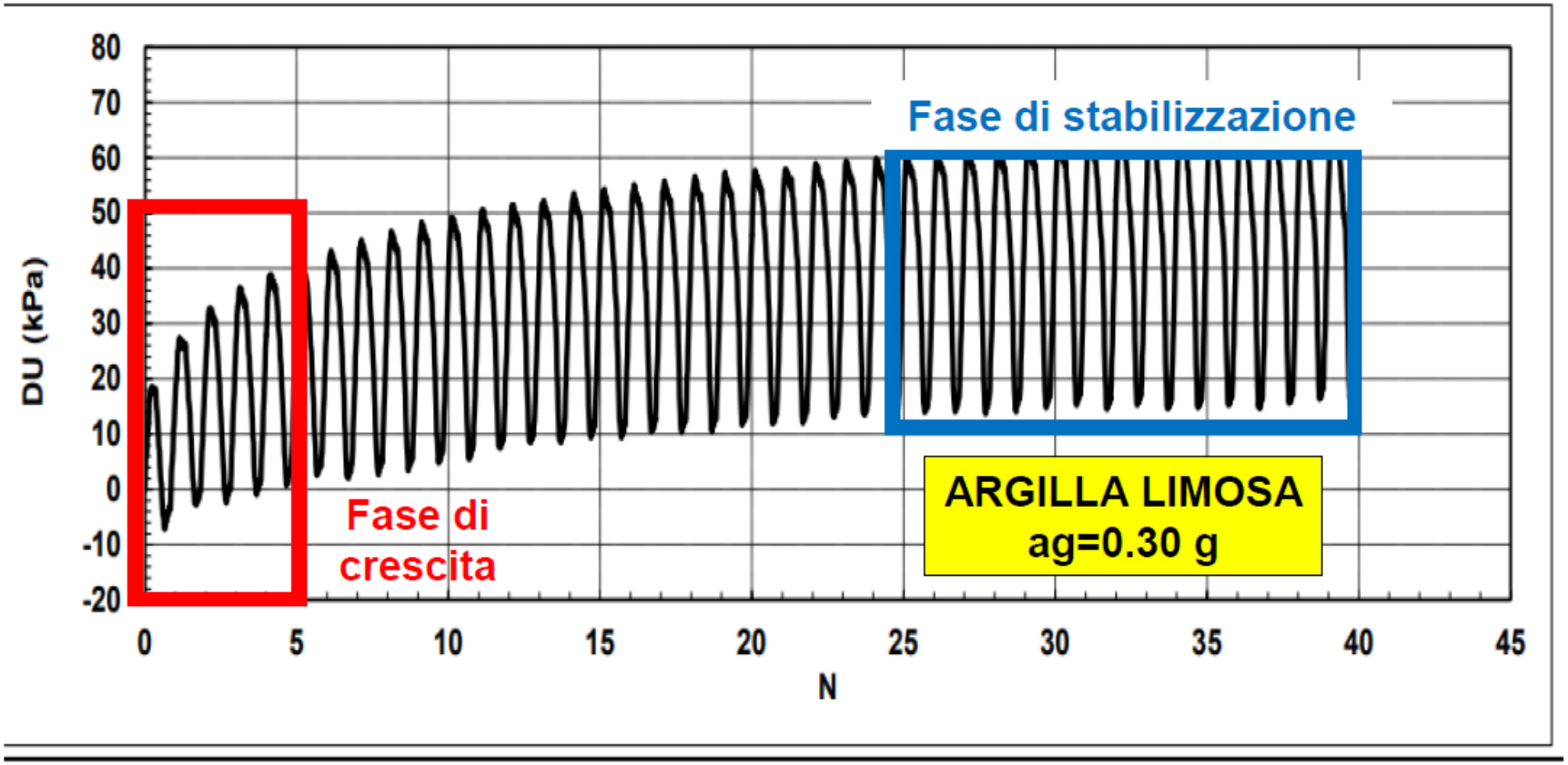
LA NATURA PARTICELLARE ED IL COMPORTAMENTO NON LINEARE DEL TERRENO SONO LA CAUSA DELLA LIQUEFAZIONE



Sovrappressioni in una prova ciclica non drenata TRX-CU che si attivano per azzerare la fase di shake-down iniziale e del successivo assestamento del terreno asciutto



Sovrappressioni in una prova ciclica non drenata TRX-CU che si attivano per azzerare la fase di shake-down iniziale e del successivo assestamento del terreno asciutto



Sovrappressioni in una prova ciclica non drenata TRX-CU che si attivano per azzerare la fase di shake-down iniziale e del successivo assestamento del terreno asciutto

Liquefazione dei terreni

VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' RESISTENZA A TAGLIO CICLICA

Metodi indiretti
prove NSPT, CPTU/CPTE, Vs

Liquefazione – Resistenza normalizzata

La resistenza a taglio ciclica aumenta al crescere della resistenza alla punta (qc) e del contenuto di parti fini (FC)

RESISTENZA NORMALIZZATA

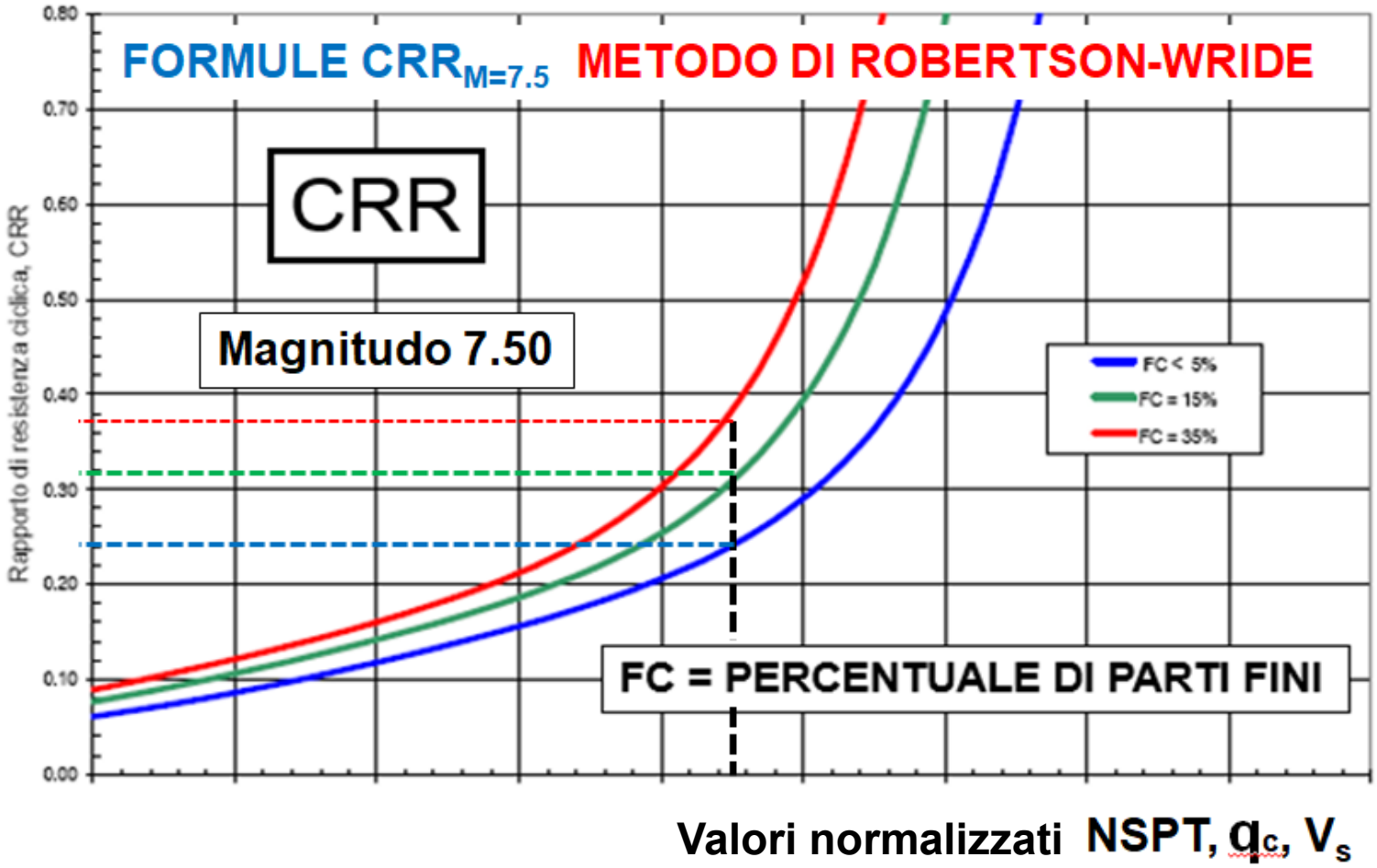
CRR

(Cyclic Resistance Ratio)

$$CRR = \tau_R / \sigma'_{vo}$$

espressa in funzione di parametri normalizzati in modo da rendere confrontabile la resistenza a taglio mobilitabile a profondità e terreni diversi.

CAPACITA' - METODI INDIRETTI



Capacità sismica normalizzata e Magnitudo

RESISTENZA CICLICA EFFETTIVA

$$CRR_M = MSF \cdot CRR_{7.5}$$

MSF = fattore di amplificazione (MSF>1.00) della resistenza ciclica per magnitudo inferiori a M=7.5

$$CRR_{,M} = MSF \cdot CRR_{7,5}$$

Resistenza ciclica di progetto

ROBERTSON – WRIDE	$MSF = 10^{2.24} / M^{2.56} > 1.00$
LINEE GUIDA AGI	$MSF = 6.9 \cdot \exp(-M/4) - 0.058$

Capacità sismica normalizzata

IL SIGNIFICATO DEL RAPPORTO CRR NELLE SABBIE E' QUELLO DI TANGENTE DELL'ANGOLO DI ATTRITO IN CONDIZIONI DINAMICHE RIDOTTO PER EFFETTO DELL'INSORGERE DI SOVRAPRESSIONI INTERSTIZIALI

$$\tau_R = (\sigma'_{vo} - \Delta u) \cdot \tan(\phi_\kappa)$$

$$r_u = \Delta u \,/\, \sigma'_{vo}$$

$$\tau_R = \sigma'_{vo} (1-r_u) \cdot \tan(\phi_\kappa)$$

$$CRR_M = \tau_R \,/\, \sigma'_{vo} = (1-r_u) \tan(\phi_\kappa) = \tan(\phi_{rid})$$

Il terreno in condizioni sismiche reagisce in base a parametri di resistenza a taglio ridotti rispetto ai valori caratteristici a causa delle sovrappressioni

Angolo di attrito ridotto dello strato sabbioso

$$\phi_{rid} = \beta\ \phi_k$$

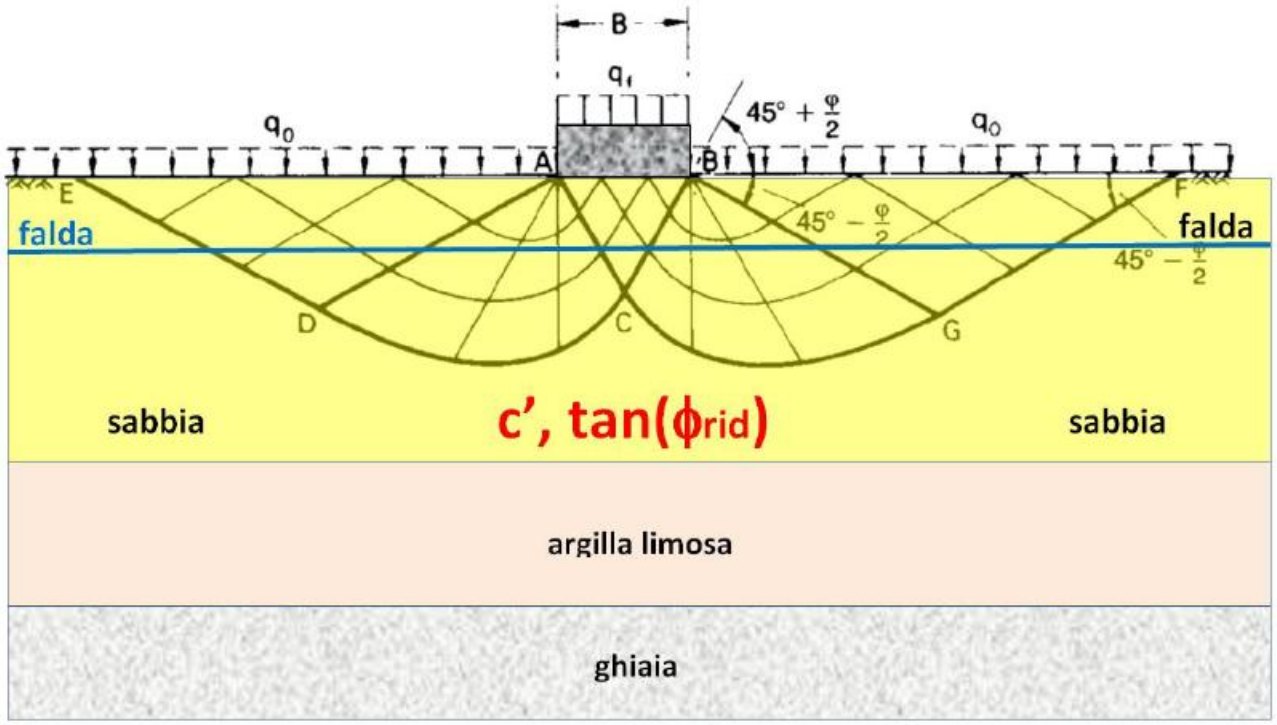
$$[\tan(\phi_{rid}) = CRR_{M,banco}]$$

Il coeff. β varia tra **0.50÷0.75**

- addensamento del terreno
- sovrappressioni interstiziali
- acceler. al suolo, magnit. [M]
- potenziale di liquefazione [LPI]

VERIFICA CON PARAMETRI DI RESISTENZA DEL TERRENO RIDOTTI PER EFFETTO DELLA LIQUEFAZIONE

FONDAZIONE SUPERFICIALE



La formula generale è del tipo trinomio

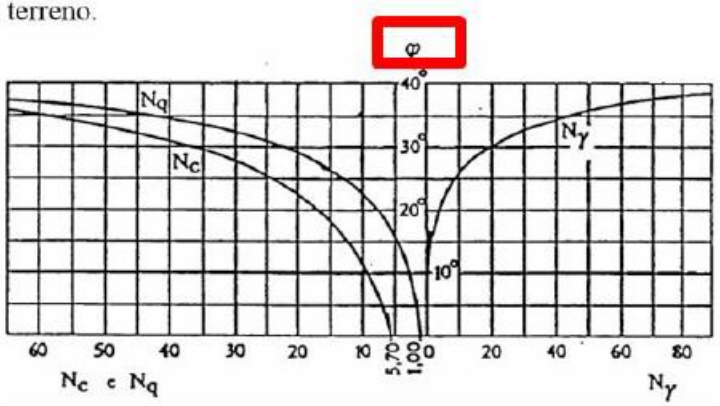
$$q_{lim} = N_c c + N_q q_o + N_\gamma \tfrac{1}{2} \gamma B$$

contributo della coesione lungo la sup. di scorrimento

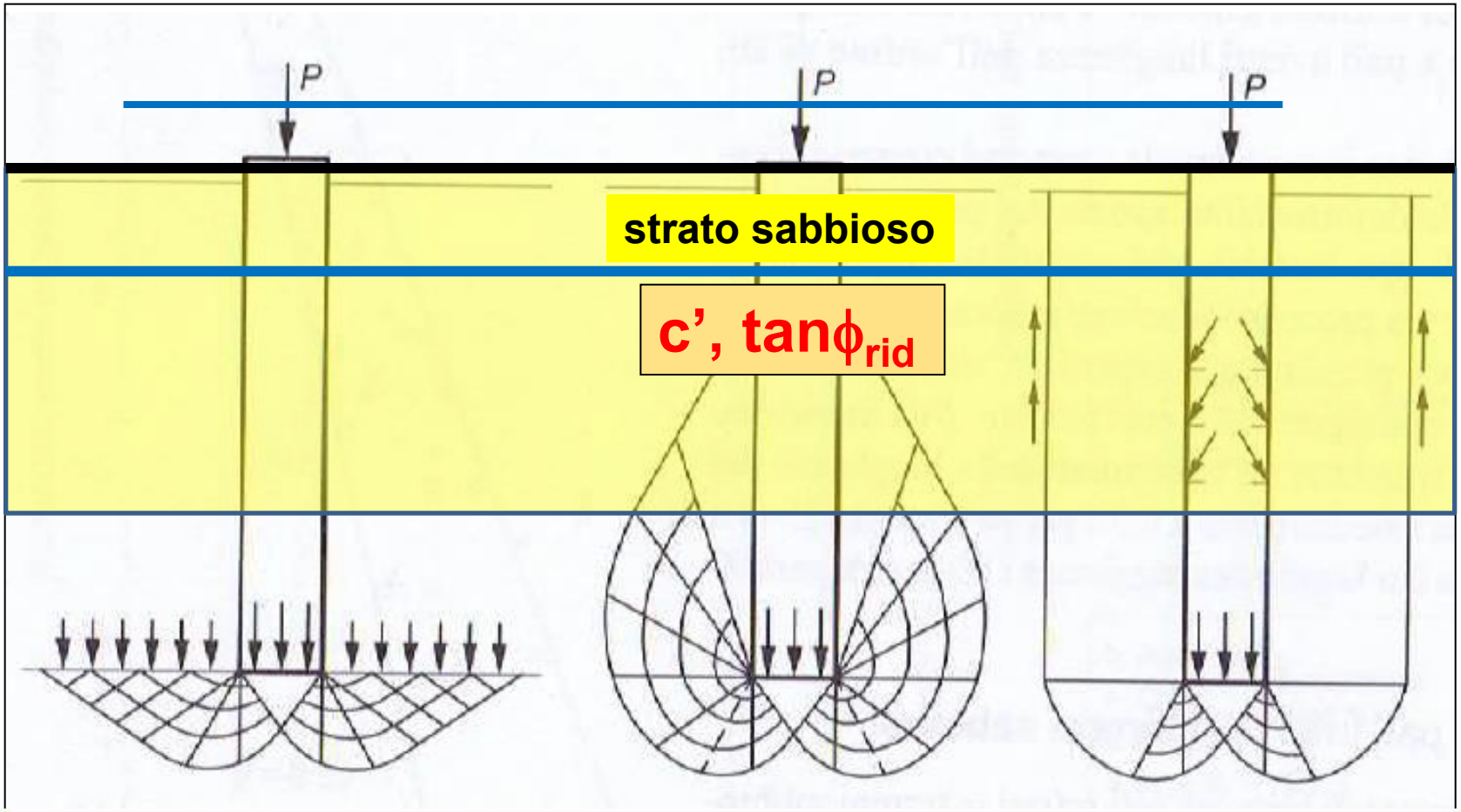
effetto stabilizzante del terreno ai lati della fondazione

contributo della resi attritiva dovuta al pe proprio del terreno a della sup. di scorrim

I termini Nc, Nq e Nγ sono i **fattori di capacità portante**, ossia coefficienti adimensionali funzioni dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.

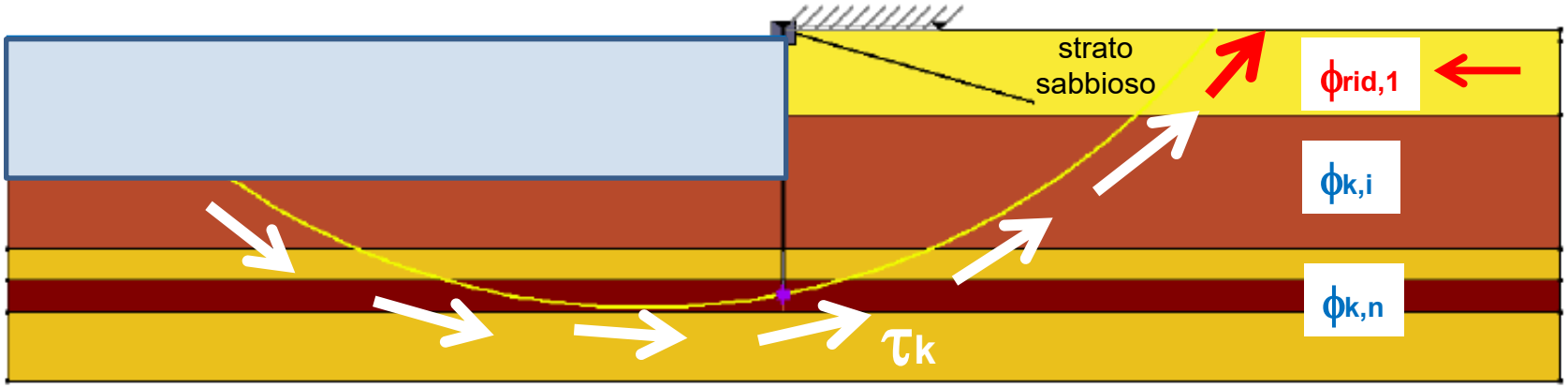


CAPACITA' PORTANTE PALI DI FONDAZIONE



In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

STABILITA' GENERALE (NTC 2018)
CONDIZIONI SISMICHE NON DRENATE



VERIFICA IN TERMINI DI TENSIONI EFFICACI IN TUTTI GLI STRATI

Parametri ridotti [c', tan(ϕrid)]
negli strati sabbiosi superficiali sotto falda (z ≤ 15 m)

Parametri di resistenza caratteristici ck', tanϕk
negli strati sabbiosi profondi (z > 15 m) o coesivi

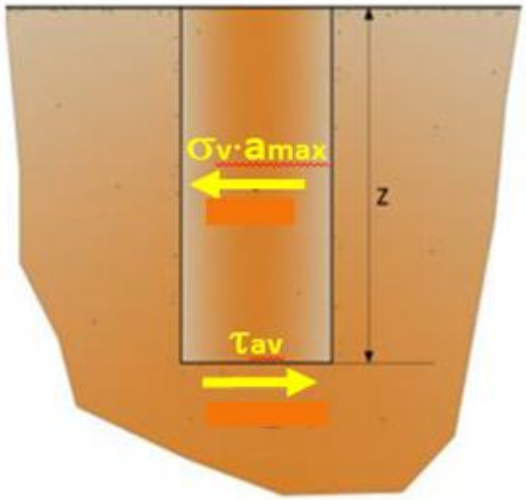
Doamanda sismica - Sollecitazione ciclica a taglio

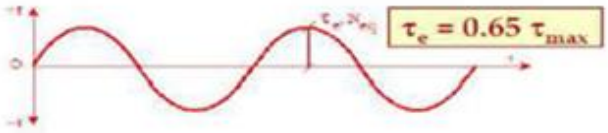
DOMANDA SISMICA

Rapporto di Sforzo Ciclico, *CSR*

Sforzo di taglio ciclico medio

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}}$$





La sollecitazione tangenziale sismica corrisponde alla forza d'inerzia che agisce sulla colonna di terreno alta [z] indotta dall'accelerazione di picco del sisma in superficie [$a_{max} = a_g S$].

CAPACITA' vs DOMANDA

- **Rapporto di Resistenza Ciclica, *CRR***

  Esprime la capacità del terreno di resistere alla liquefazione.

- **Rapporto di Sforzo Ciclico, *CSR***

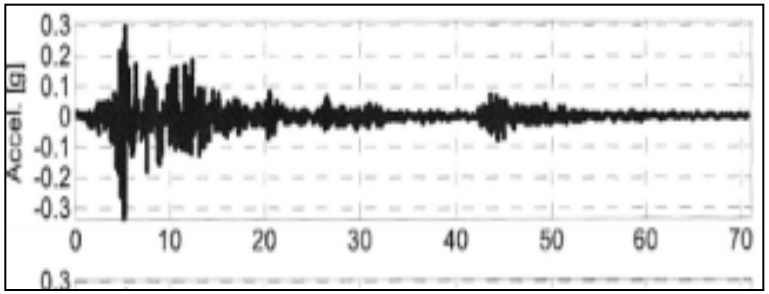
Esprime la sollecitazione indotta dal sisma

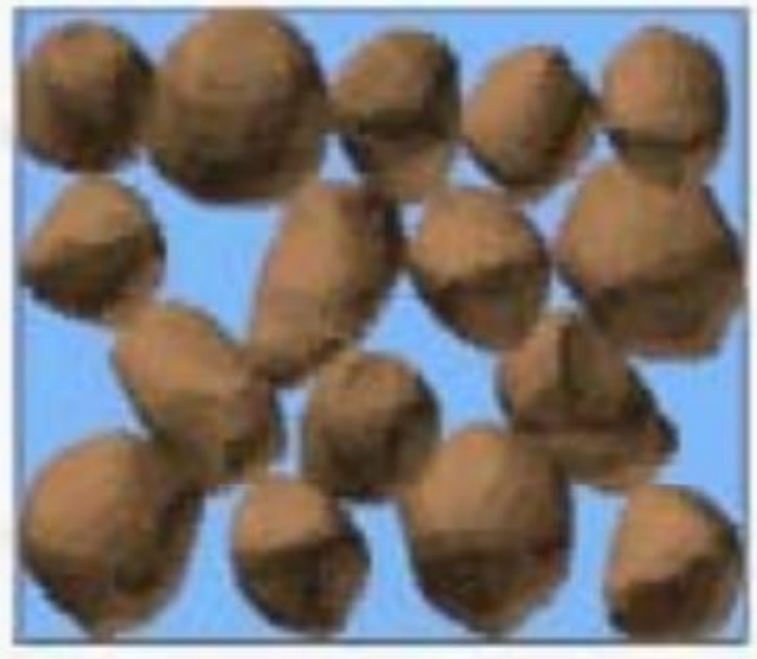
Fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR}$$

Coefficienti di sicurezza

Risposta dei terreni alle azioni impulsive





Liquefazione dei terreni

RESISTENZA A TAGLIO IN CONDIZIONI DI LIQUEFAZIONE

$$\tau_R = 0$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA IN CONDIZIONI DI LIQUEFAZIONE

$$FS = \tau_R / \tau_s = 0$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA UNITARIO
NELLE VERIFICHE A LIQUEFAZIONE

FS=1.00 **CRR = CSR**

NON SIGNIFICA CHE IL TERRENO E' LIQUEFATTO OSSIA CHE HA PERSO QUALSIASI CAPACITA' PORTANTE BENSI' CHE LA **SOLLECITAZIONE CICLICA** HA RAGGIUNTO UN **VALORE DI SOGLIA** OLTRE IL QUALE **L'EFFETTO DELLE SOVRAPPRESSIONI** SULLA **RESISTENZA E SULLA RIGIDEZZA** DEL TERRENO DIVENTANO **RILEVANTI**.

FS<1 DOMANDA > SOGLIA DI CAPACITA
FS=0 TERRENO E' UNA SABBIA MOBILE

LIQUEFAZIONE

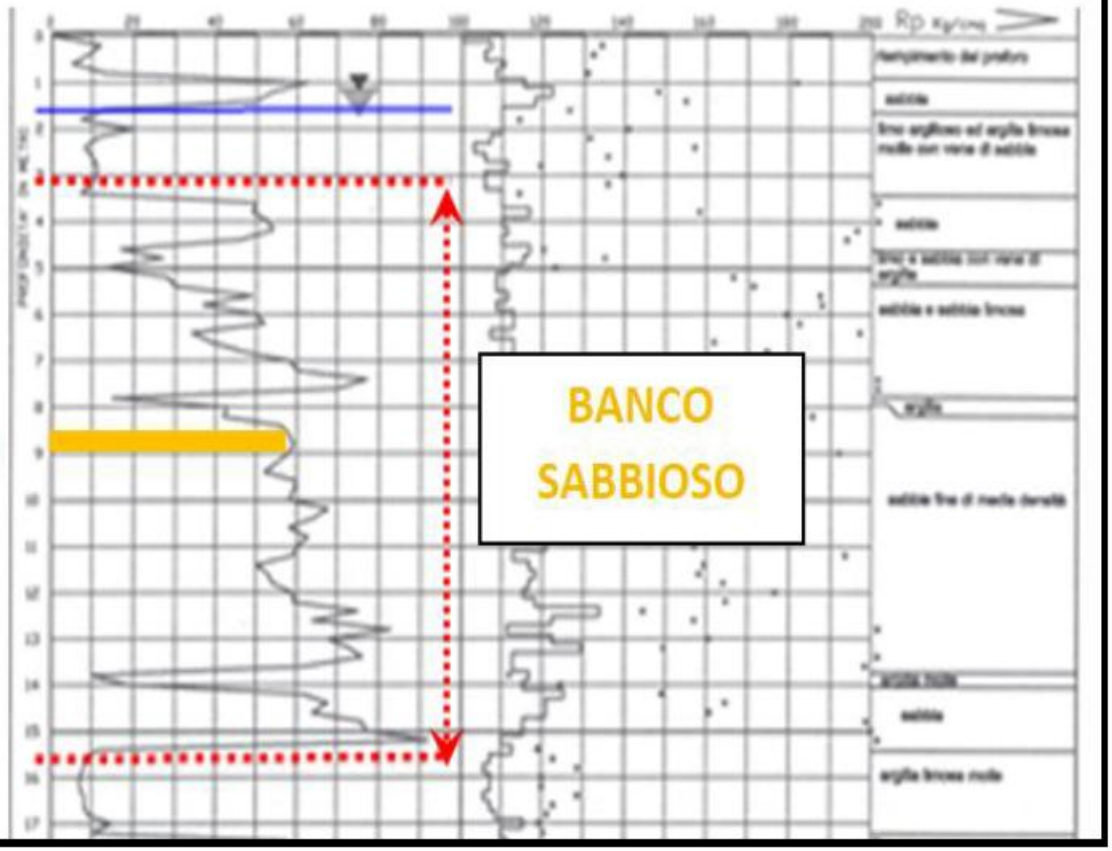
VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA LOCALE (DEFICIT DI MARGINE SU FS=1)

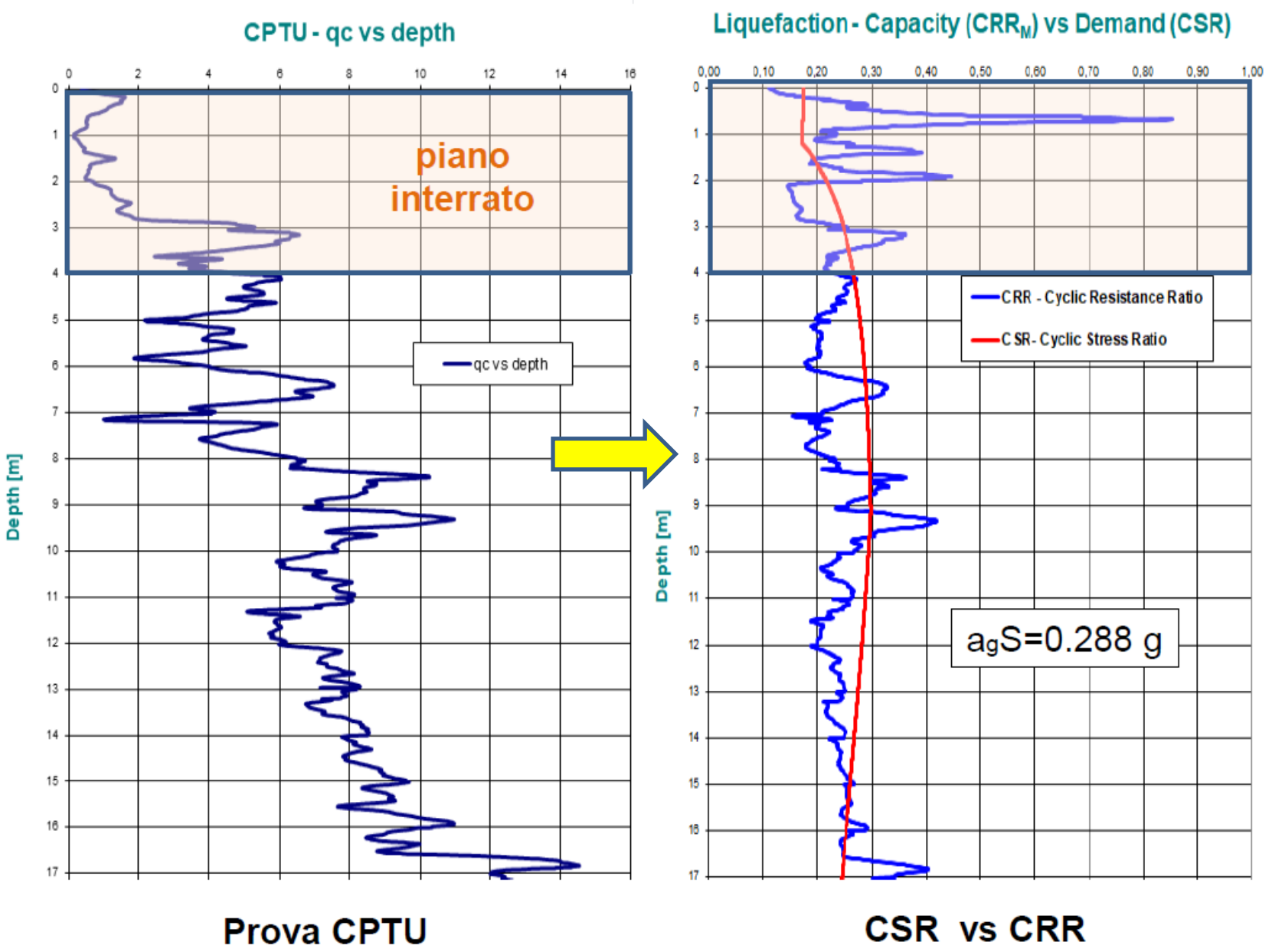


VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA GLOBALE (IWASAKI – SONMEZ)

VULNERABILITA' SISMICA LOCALE SI VALUTA F.S. PER OGNI SINGOLO LIVELLO SABBIOSO DELLO STRATO

Livello sabbioso





Prova CPTU **CSR vs CRR**

PESO DA ASSEGNARE AL DEFICIT [W=10 - Z/2]
(W=10 a Z=0 m; W=0 a Z=20 m)

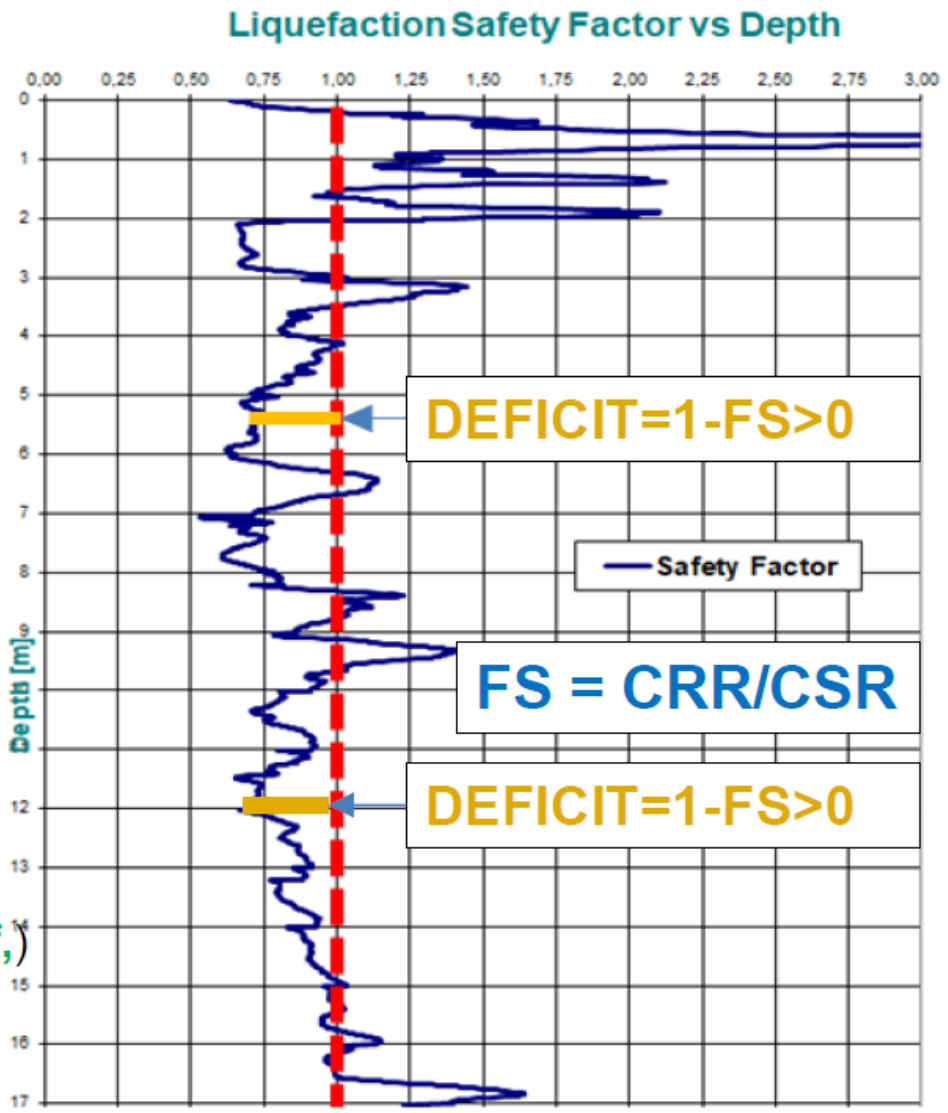
Z=5.40 m W=10-Z/2 = 7.3

(pressioni efficaci minori strati più facilmente liquef.)

Z=12.0 m W=10-Z/2 = 4.0

(pressioni effic. maggiori strati meno facilmente liquef,)

METODO DI IWASAKI - SONMEZ



Coefficiente di sicurezza = CRR/CSR

INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

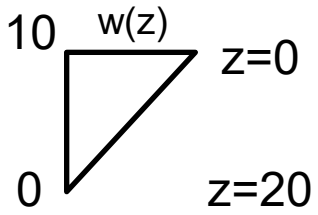
Vulnerabiità del singolo livello locale

SONMEZ

DF(z) = 0	FS > 1.20
DF(z) = $2x10^6$ exp(-18.47· FS)	0.95 < FS< 1.20
DF(z) = 1- FS	Fs < 0.95

Peso vulnerabilità locale (variabile da 10 a 0)

w(z) = (200/zcr)·(1 – z/zcr)	z ≤ zcr =20 m
w(z) = 0	z ≥ zcr = 20 m



Indice del potenziale di liquefazione
(somma pesata delle vulnerabilità locali)

$$I_L = \int_0^{20} DF(z)\, w(z)\, dz$$

(LPI)

CRITERIO DI IWASAKI-SONMEZ

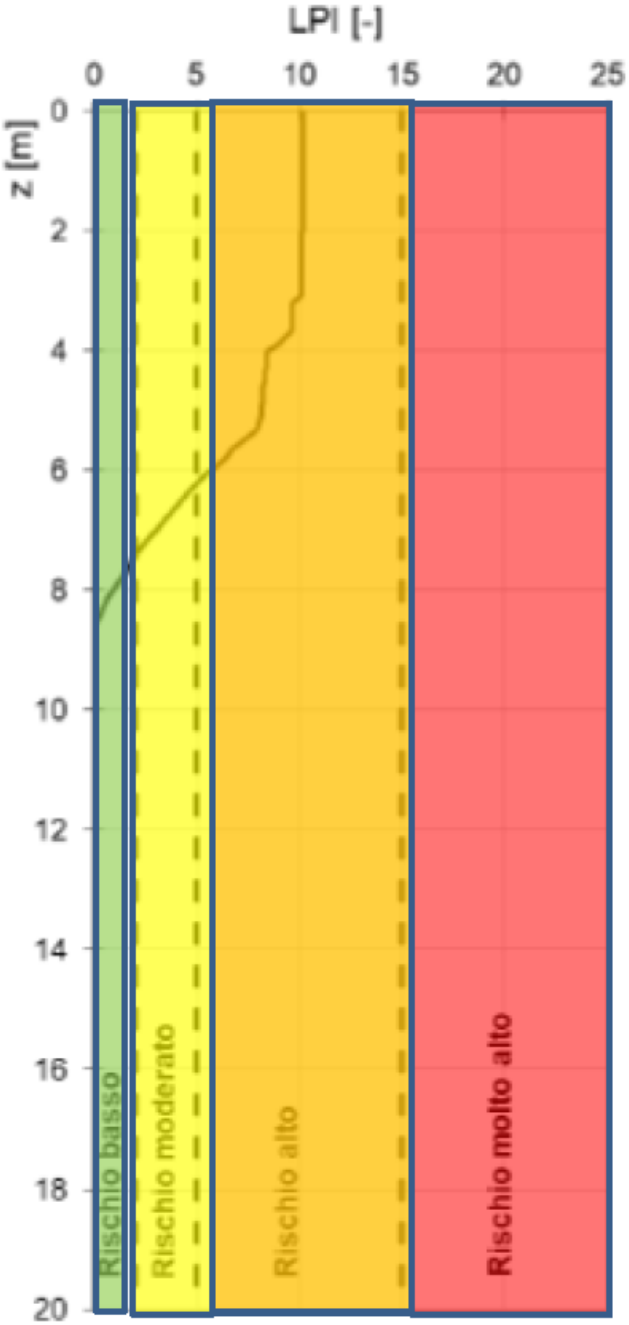
Indice di Vulnerabilità Globale

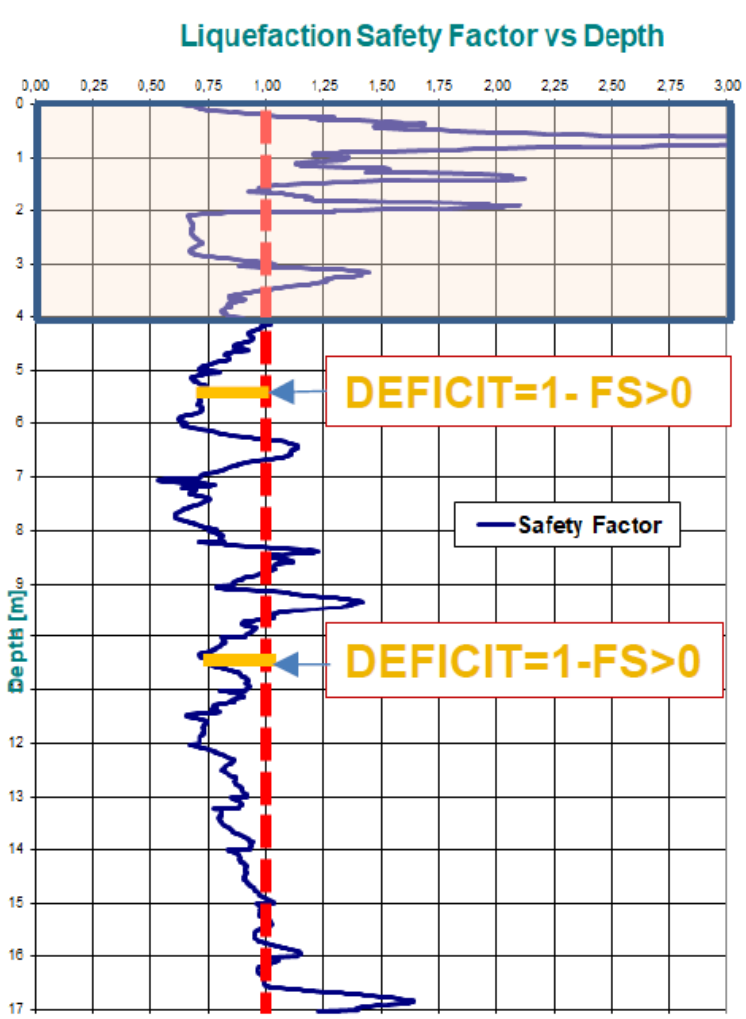
Somma pesata dei valori dei deficit locali $(10-z/2)\cdot DF(z)$ sull'intero strato sabbioso

$$LPI = \sum (10-z/2)\cdot DF(z)\cdot \Delta z$$

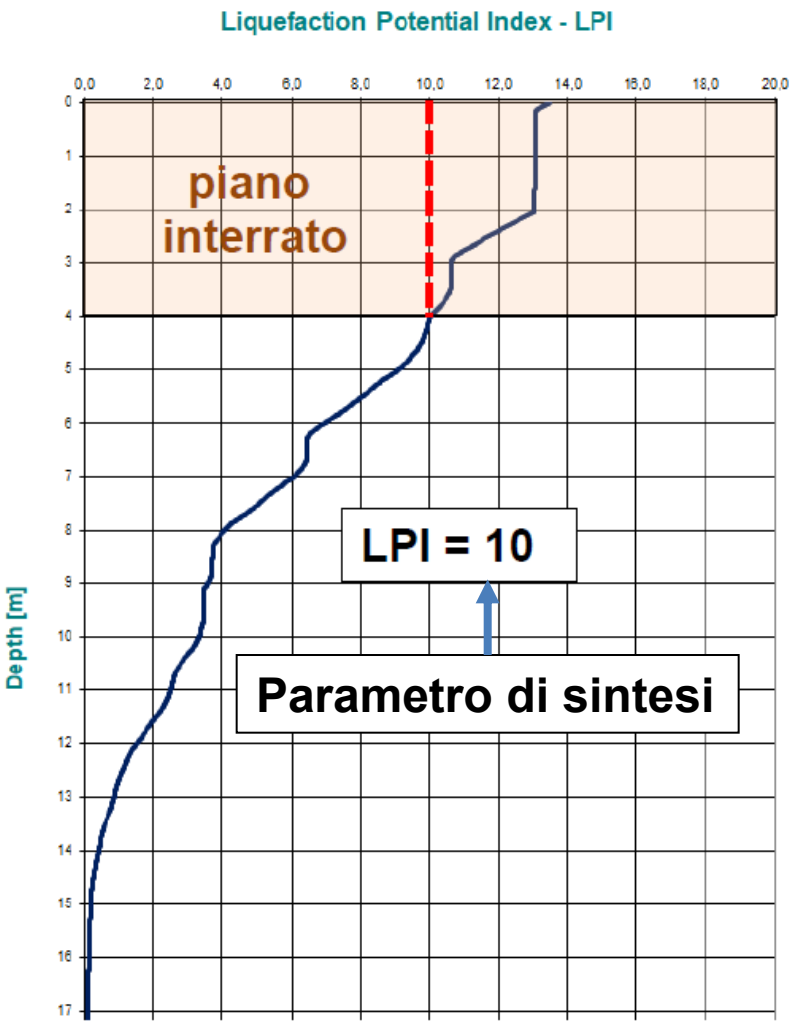
INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (LPI)

LPI	*Pericolosità di liquefazione*
0	Nulla
0 ÷ 2	Bassa
2 ÷ 5	Moderata
5 ÷ 15	Alta
> 15	Molto alta





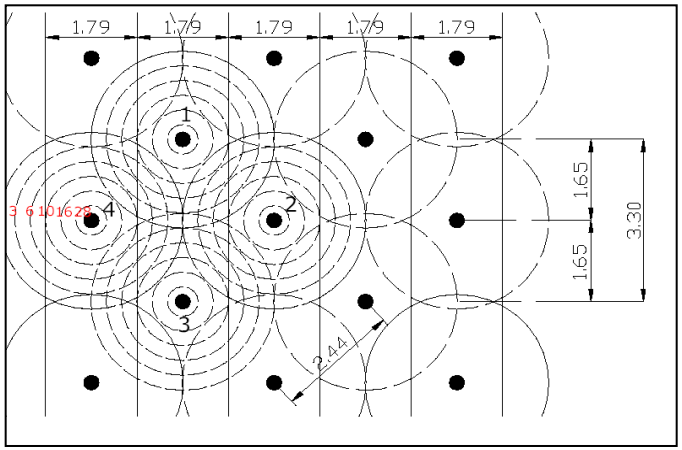
Coefficiente di sicurezza = CRR/CSR

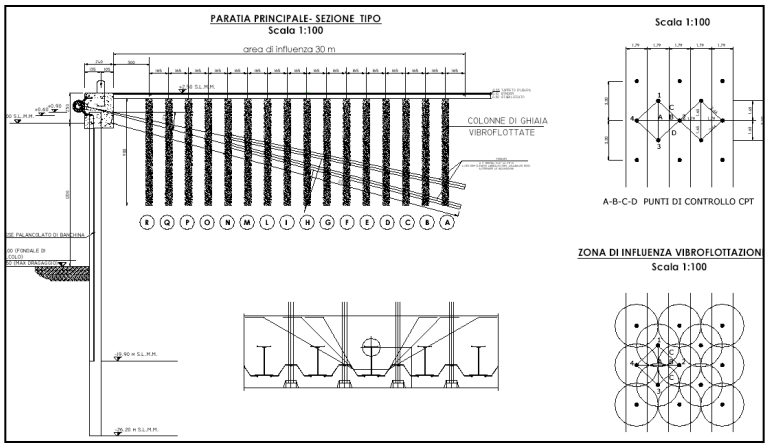


Indice di Liquefazione

INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO DEL TERRENO

Metodi di miglioramento del terreno





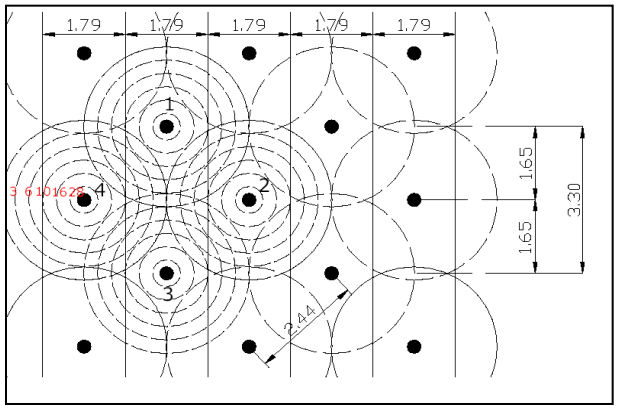
INCREMENTO DI RESISTENZA CICLICA DEL TERRENO

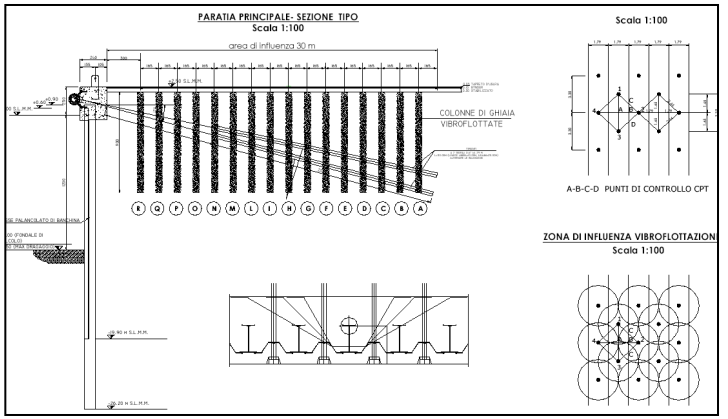
$$\tau_R = (\sigma'_{vo} - \Delta u)\cdot \tan\phi_K$$

Incremento delle tensioni efficaci σ'_{vo} → **ADDENSAMENTO**

Riduzione delle sovrappressioni Δu → **DRENAGGIO**

Metodi di miglioramento del terreno





INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO DEL TERRENO

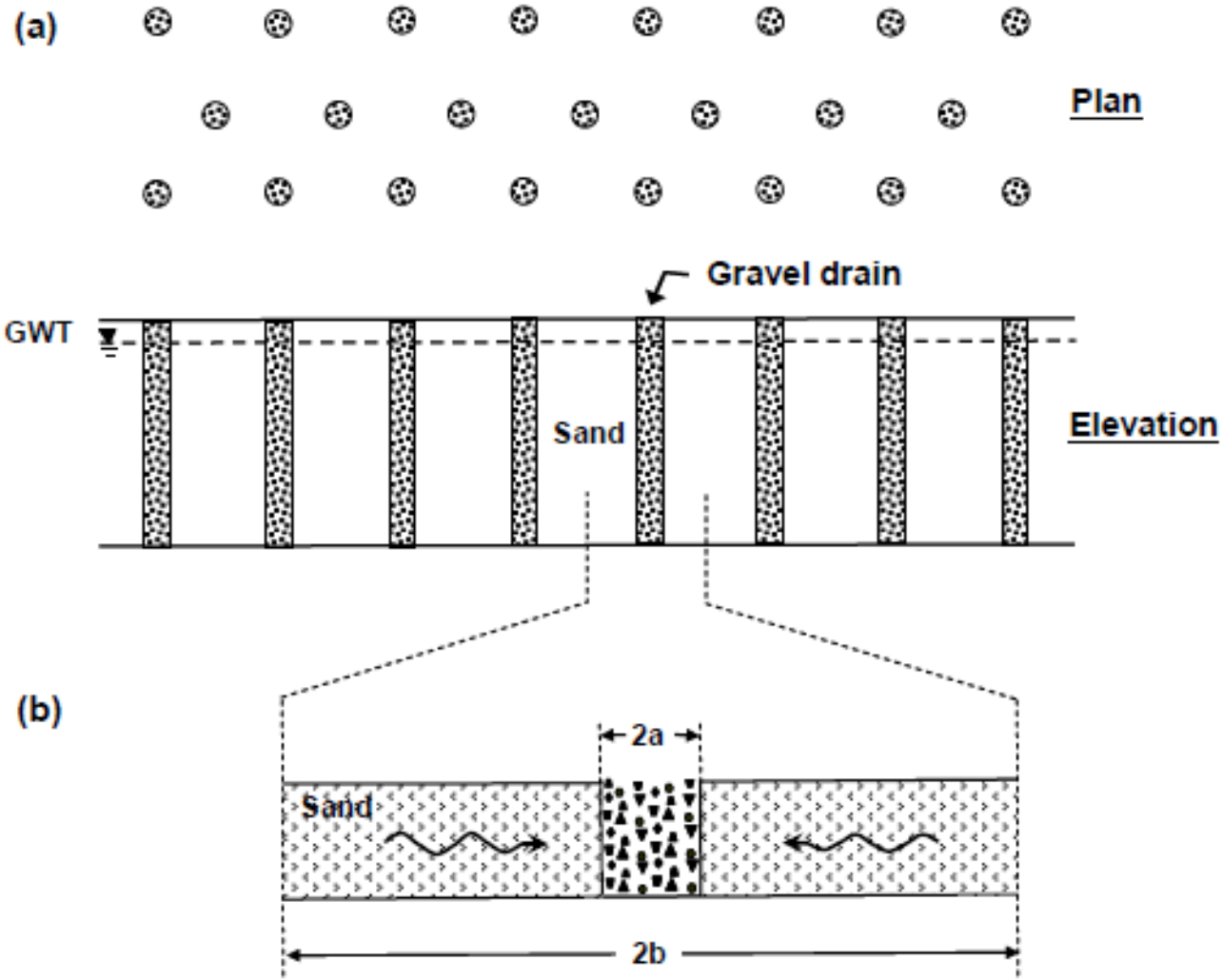
COLONNE DI GHIAIA – Dissipazione sovrappressioni

DRENI A NASTRO – Dissipazione sovrappressioni

VIBROFLOTTAZIONE – Compattazione profonda

Metodi di miglioramento del terreno

COLONNE DI GHIAIA



Dimensionamento degli Elementi Drenanti Verticali

Metodo di Seed e Booker

Legenda

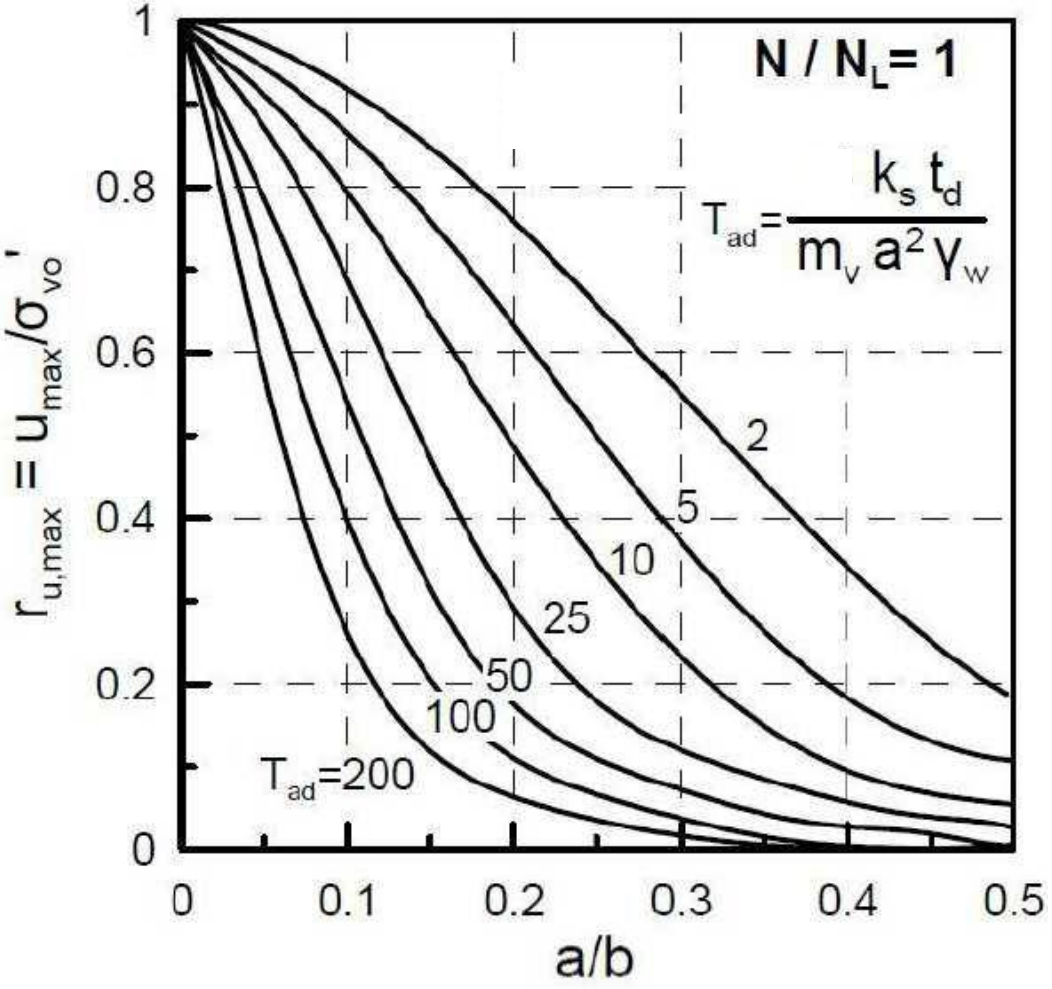
2a = diametro delle colonne
2b = interasse tra le colonne

K_s = permeabilità del terreno
M_v = modulo di copressib. terr.
γ_w = peso specifico dell'acqua

t_d = durata del sisma
t_{ch} = tempo di consolidazione
T_{ad} = fattore di tempo (t_d/t_{ch})

N = numero di cicli equivalenti
N_1 = numero di cicli limite (condizione di liquefazione)

u = sovrappressione acqua int.
σ'_{vo} = pressione efficace in sito
r_u = rapporto di sovrapressione



Metodi di miglioramento del terreno

Dimensionamento delle colonne di ghiaia (Seed-Booker)

Parametri di progetto
(condizioni di liquefazione $r_{u,i}$=1.00)

Obiettivo

$r_{u,f} = 0.50$

Diametro dei dreni

$2a = 0.60$ m

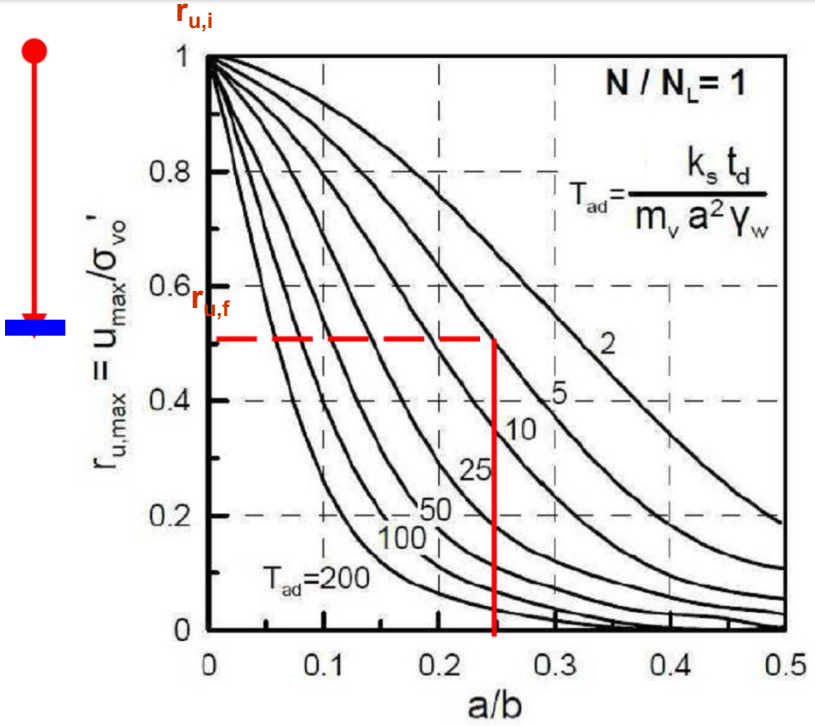
$T_{ad} = t_d / t_{ch} = 5$

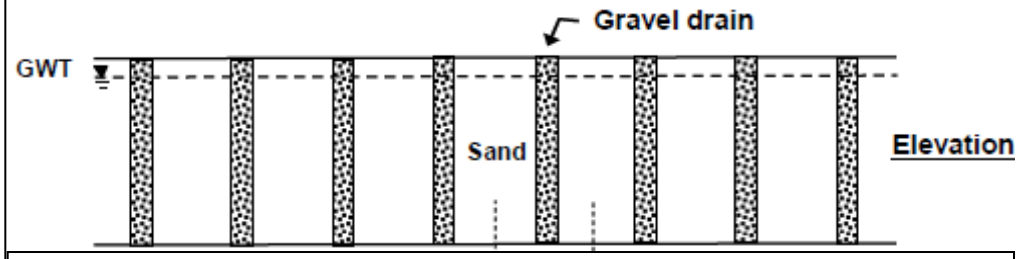
$\downarrow$

$a/b = 0.25$

Interasse dei dreni

$2b = 2.40$ m





IPOTESI (SEED – BOOKER)

RESISTENZA IDRAULICA DELLE COLONNE DI GHIAIA SIA NULLA (t>0)

SOVRAPPRESSIONE H_2O NULLA NELLE COLONNE DI GHIAIA IN FASE SISMICA

Metodi di miglioramento del terreno

COLONNE DI GHIAIA

VANTAGGI

- SOSTITUZIONE DEL MATERIALE DI SEDIME CON MATERIALE NON LIQUEFACIBILE
- INCREMENTO DI CAPACITA' PORTANTE
- INCREMENTO INIZIALE DI CAPACITA' DRENANTE

SVANTAGGI

- COSTO DI INTERVENTO
- IDONEITA' GRANULOMETRIA REPERIBILE/DISPONIBILE
- INTASAMENTO E RIDUZIONE DELLA CAPACITA' DRENANTE

Metodi di miglioramento del terreno

COLONNE DRENANTI IN GHIAIA

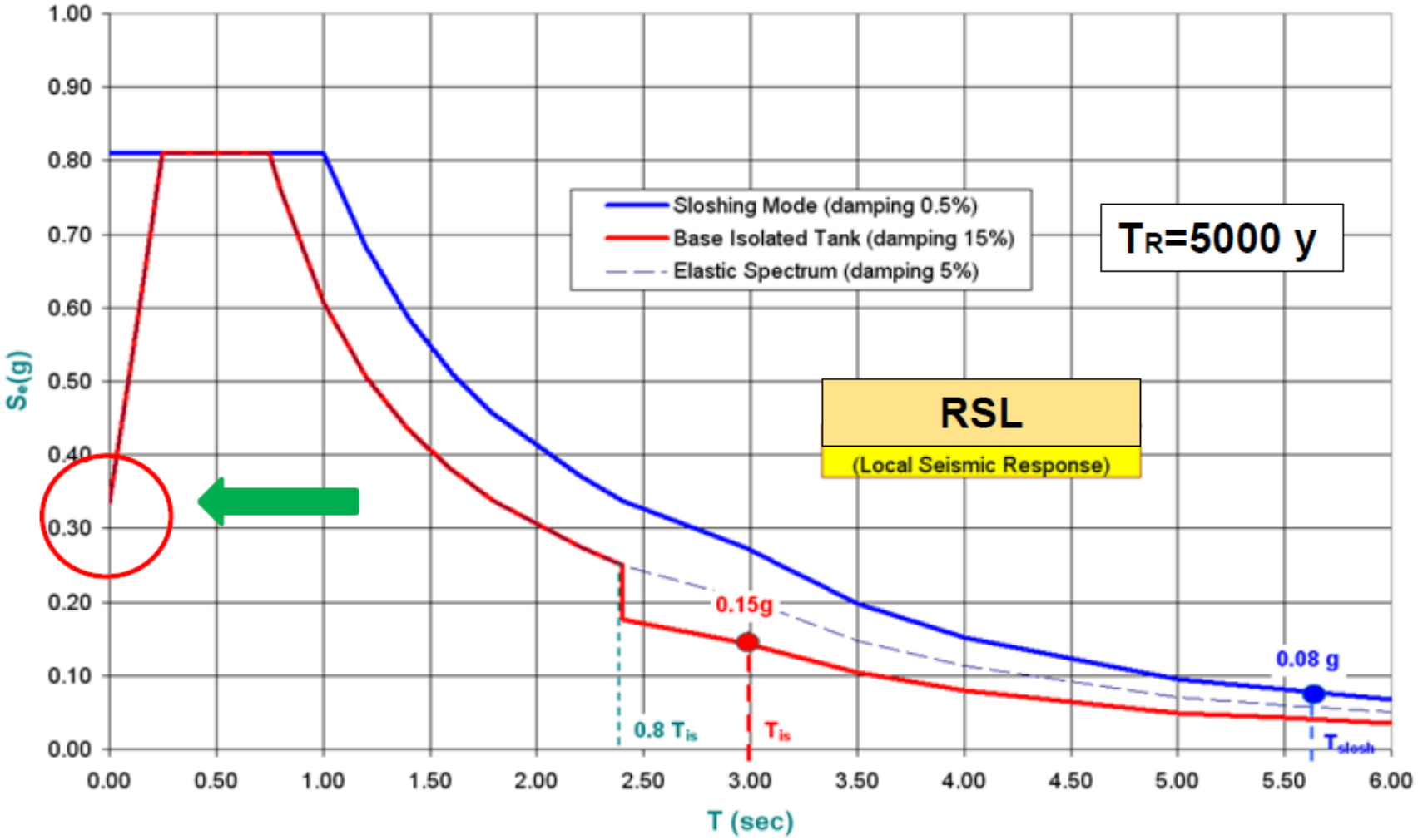
DEPOSITO GNL PORTO CORSINI

SERBATOI DI STOCCAGGIO DI GNL da 10000 m^3/cad





Ravenna LNG Tanks - Design Spectra - SSE - Local Seismic Response



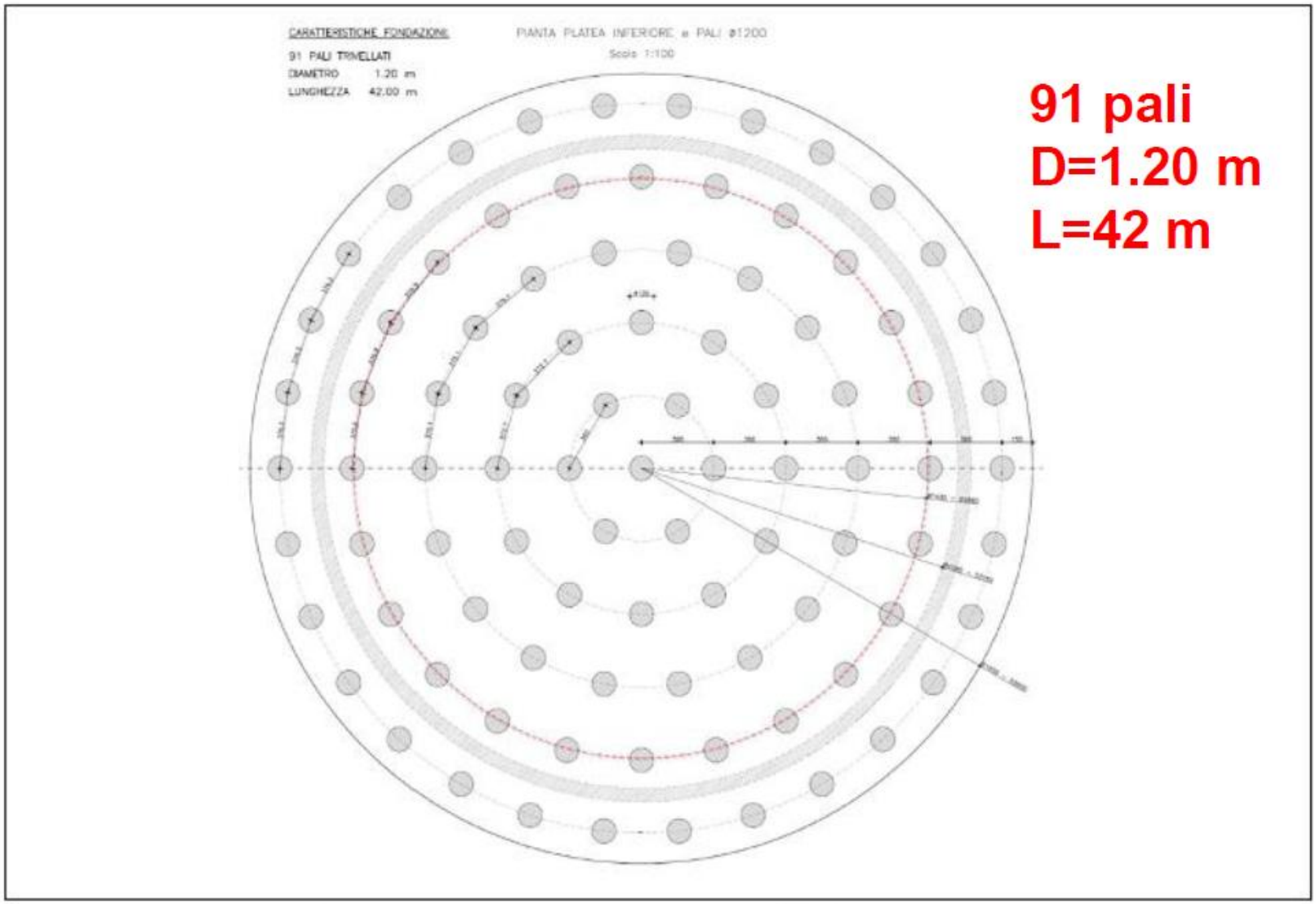


Fig. 2 – Pianta della sovrastruttura e dei pali di fondazione dei serbatoi



PLATEA DI FONDAZIONE

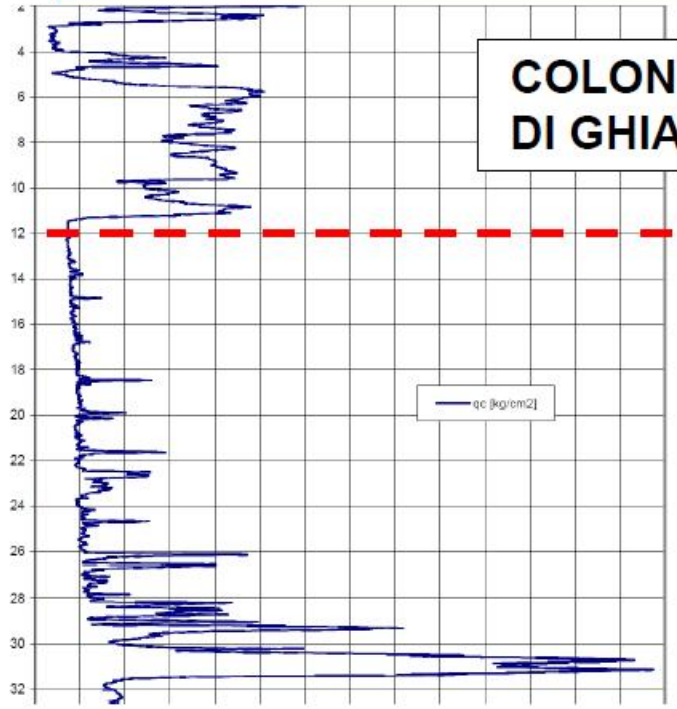


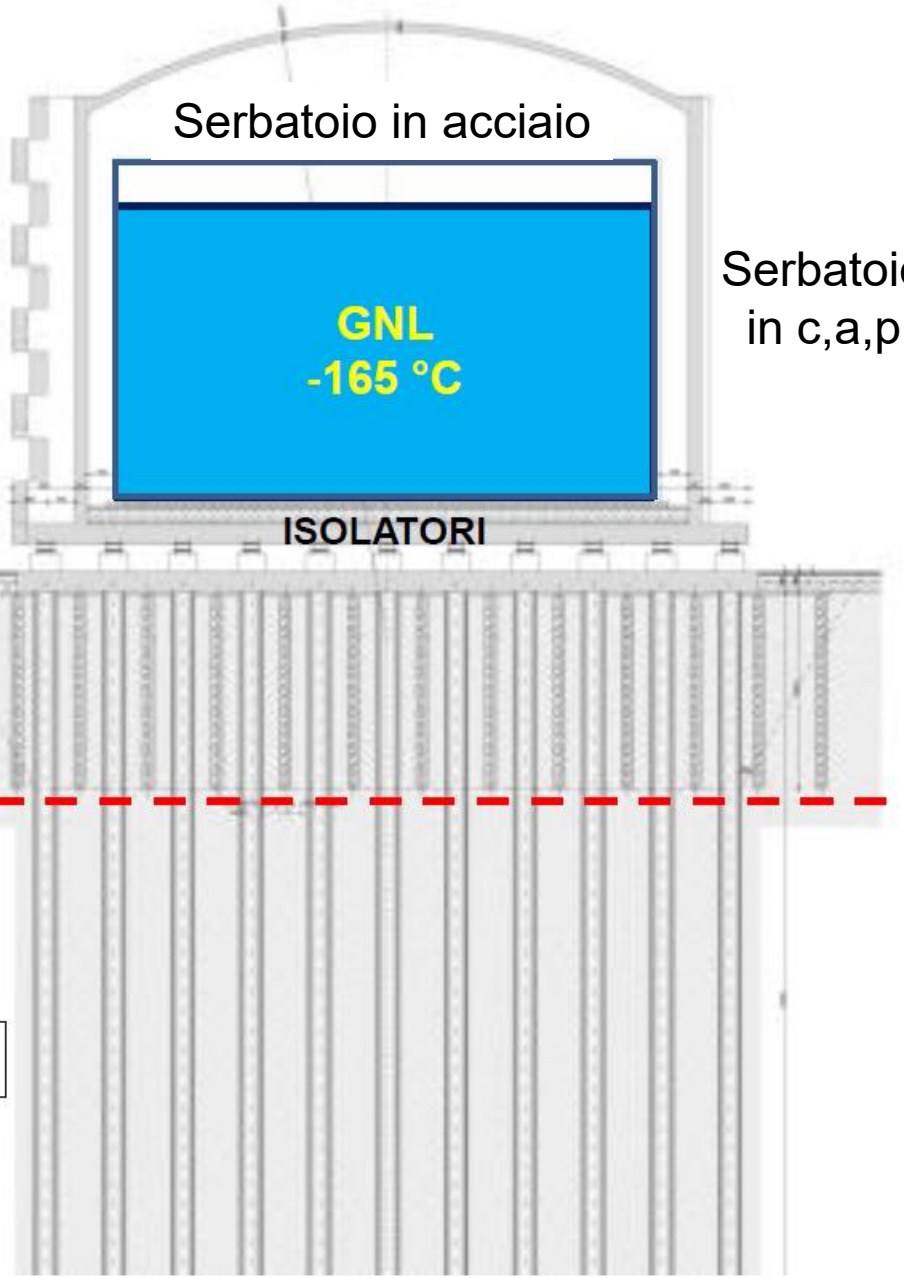
FONDAZIONE SU PALI
L=42 m - D = 1.20 m

(fondazioni profonde)

COLONNE DI GHIAIA
L=11 m - D = 0.60 m

(miglioramento sismico del terreno)





Serbatoio
in c,a,p,

Metodi di miglioramento del terreno

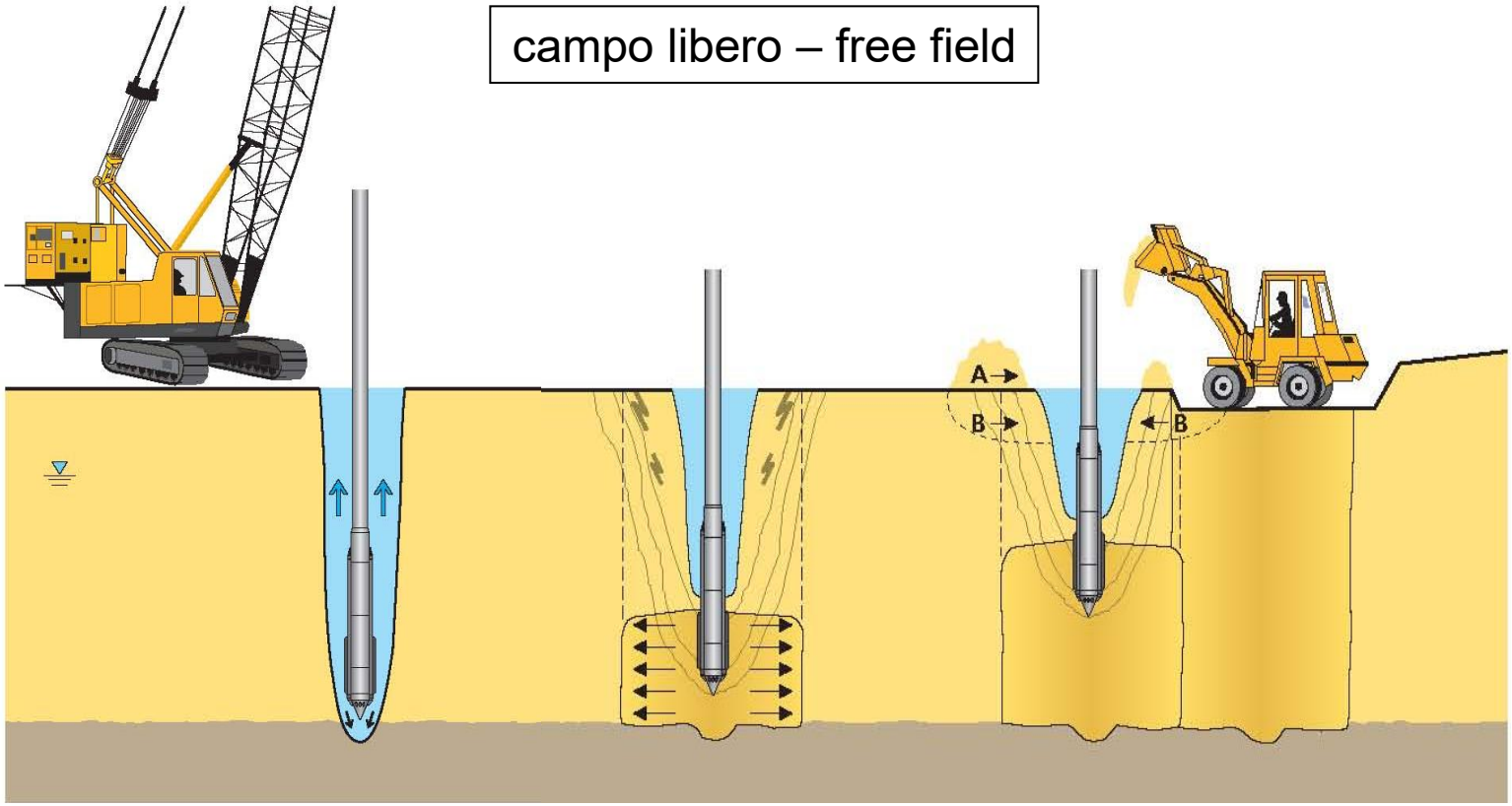
VIBROFLOTTAZIONE

ADDENSAMENTO IN PROFONDITA’

Metodi di miglioramento del terreno

Vibroflottazione

campo libero – free field



Infissione **Compattazione** **Riempimento**

Metodi di miglioramento del terreno

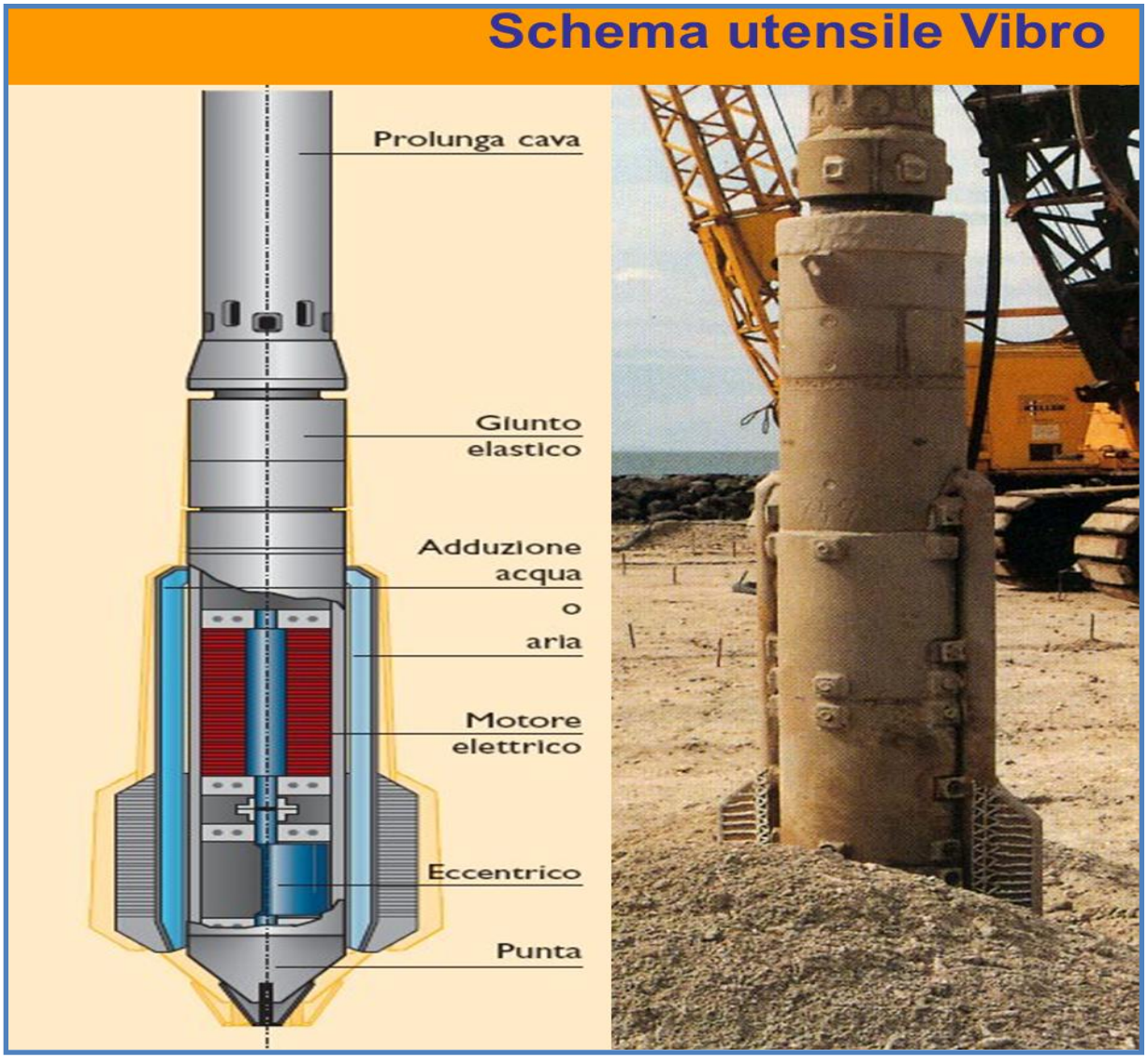


Metodi di miglioramento del terreno



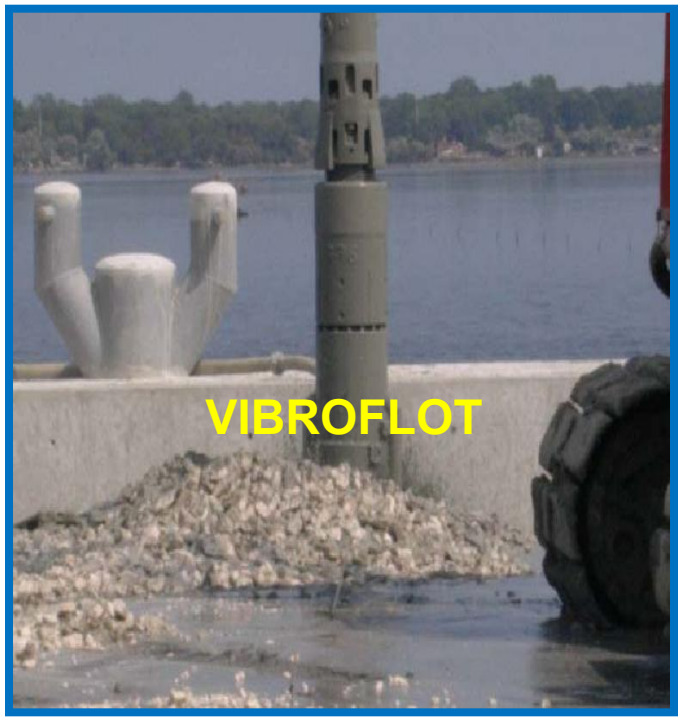
Metodi di miglioramento del terreno

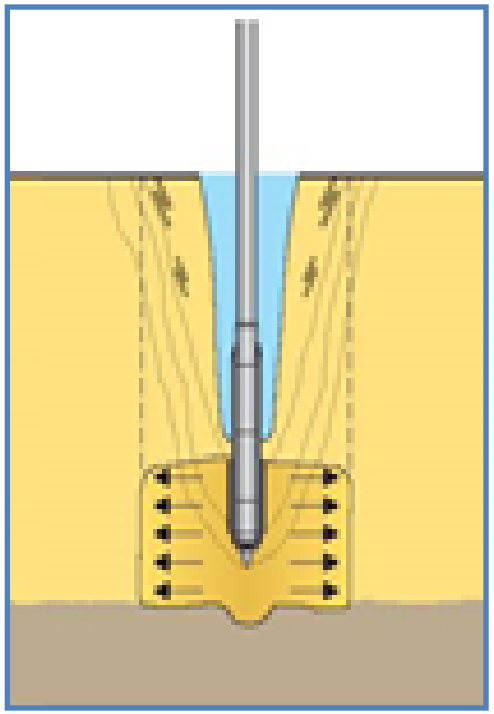
VIBROFLOTTAZIONE



Metodi di miglioramento del terreno

VIBROFLOTTAZIONE

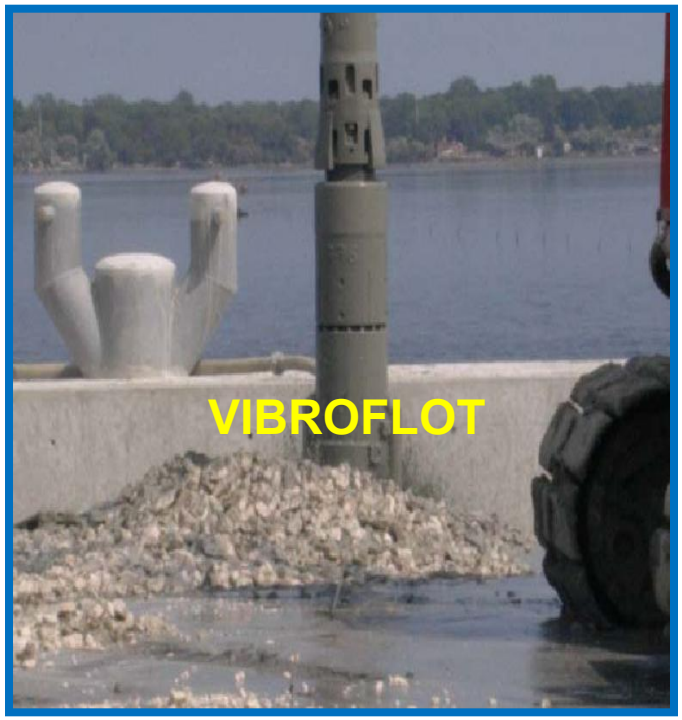


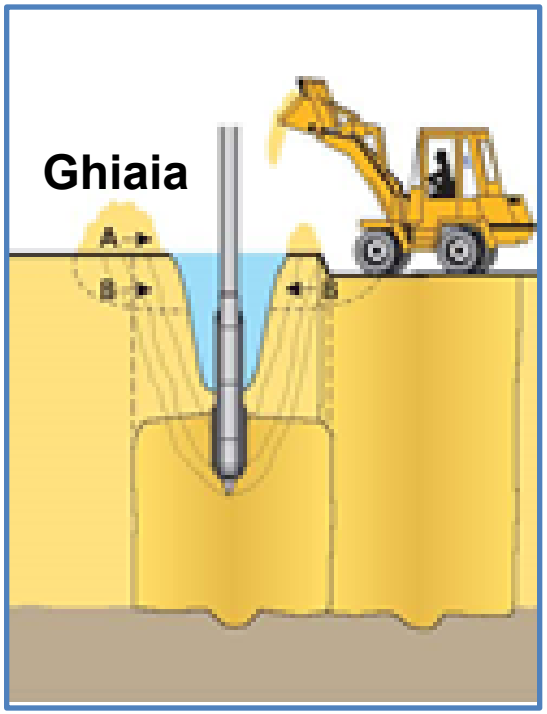


Durante la fase di compattazione il motore eccentrico calettato al fondo del vibroflot induce un'accelerazione nel terreno a contatto con l'asta vibrante accelerazioni dell'ordine a= 0.60-1.0 g che liquefano le sabbie e i limi

Metodi di miglioramento del terreno

VIBROFLOTTAZIONE





Durante la risalita del vibroflot la vibrazione cessa ed i grani di terreno si compattano in uno stato più denso di quello iniziale. L'efficacia del trattamento si riduce all'aumentare della distanza dal vibroflot

VIBROFLOTTAZIONE

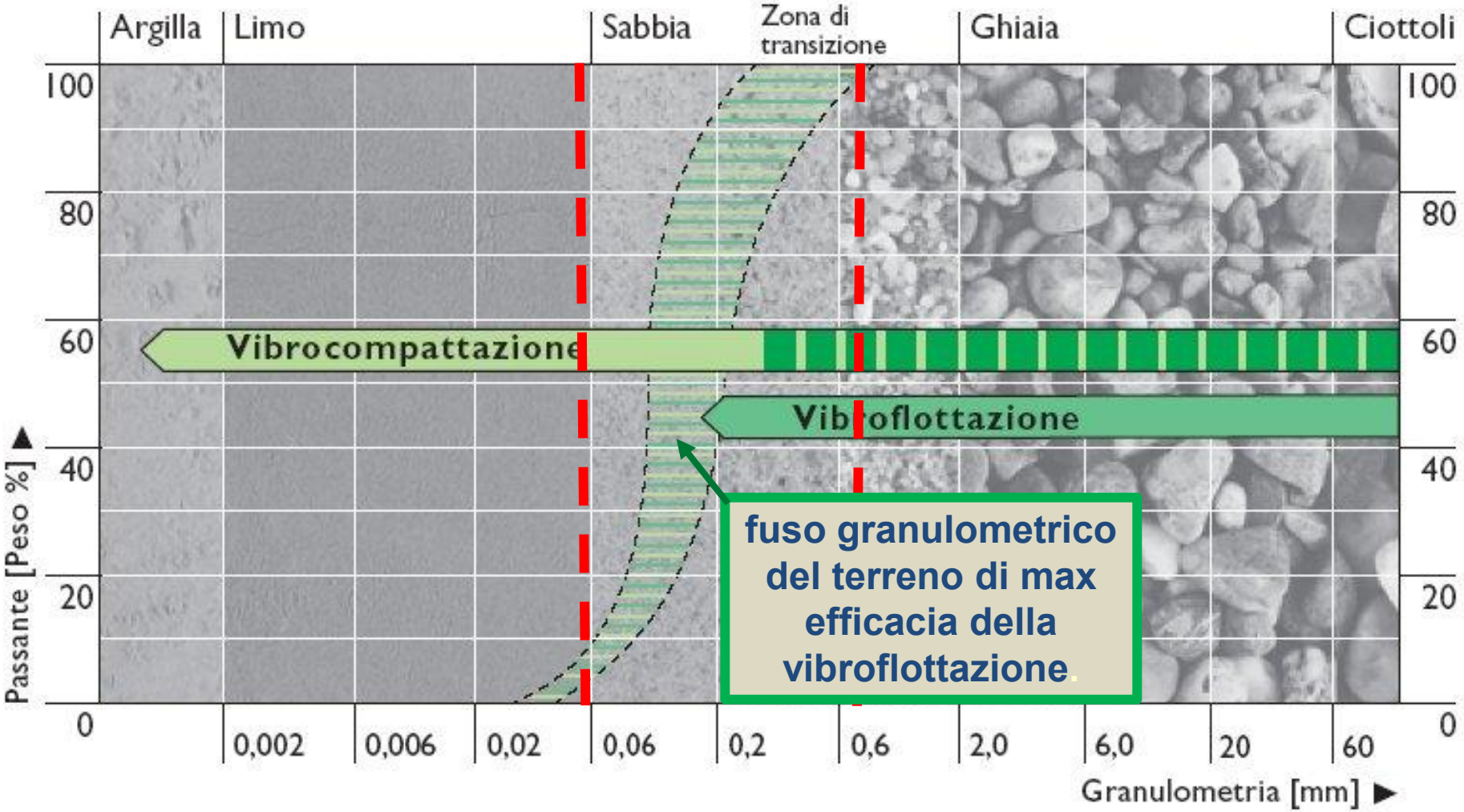




La riduzione di volume del terreno addensato viene compensata riempendo le colonne vibroflottate con ghiaia

Metodi di miglioramento del terreno

Compattazione profonda del terreno



Metodi di miglioramento del terreno

VIBROFLOTTAZIONE

VANTAGGI

- ADDENSAMENTO DEL TERRENO IN PROFONDITA’
- INCREMENTO DI CAPACITA’ PORTANTE
- INCREMENTO DI CAPACITA’ DRENANTE

SVANTAGGI

- COSTO DI INTERVENTO
- DISPONIBILITA’ DI AREE LIBERE
- SMALTIMENTO IN DISCARICA DELL’ACQUA UTILIZZATA

VIBROFLOTTAZIONE

BANCHINA SAIPEM-COLACEM

Case Histories



Fig. 1 – Vista area del sito

Fig. 1 – Arial view of the site

Case Histories



Fig. 3 – Infissione delle palancole metalliche
Fig. 3 – Driving of the king piles

Case Histories



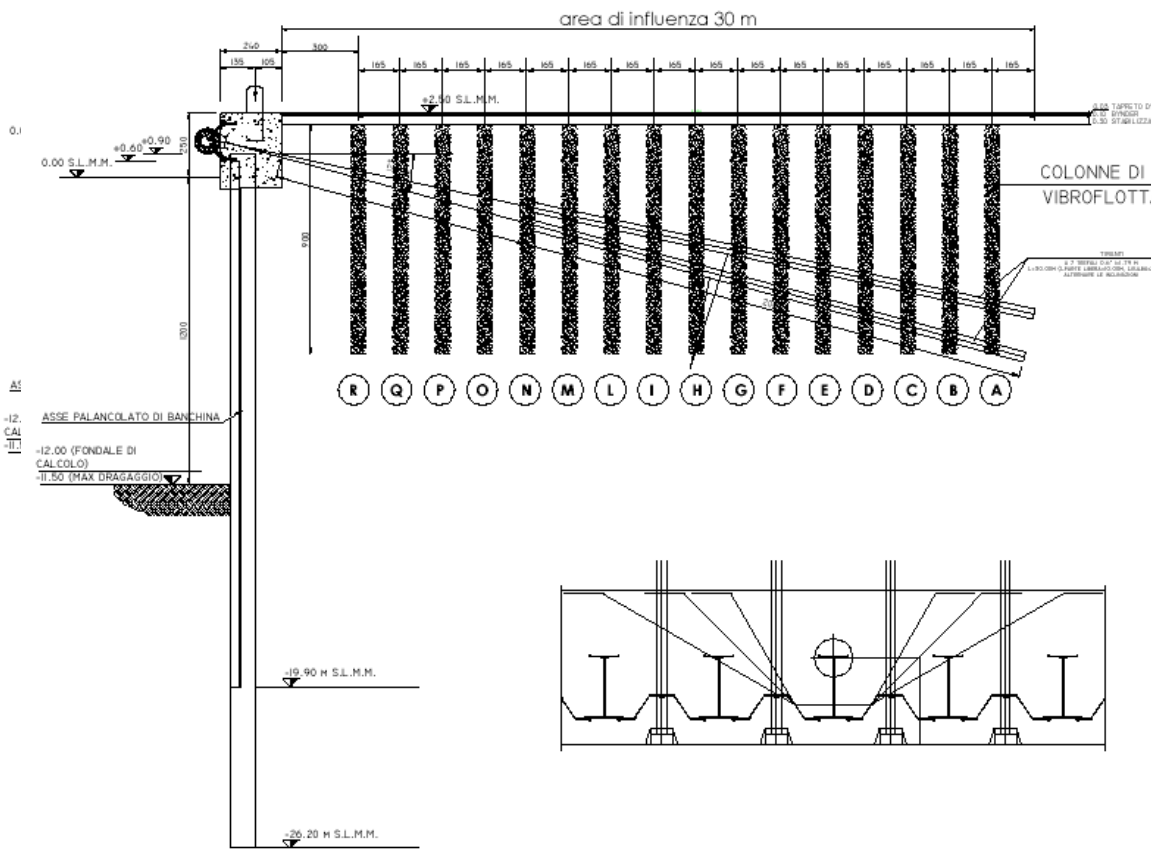
Case Histories



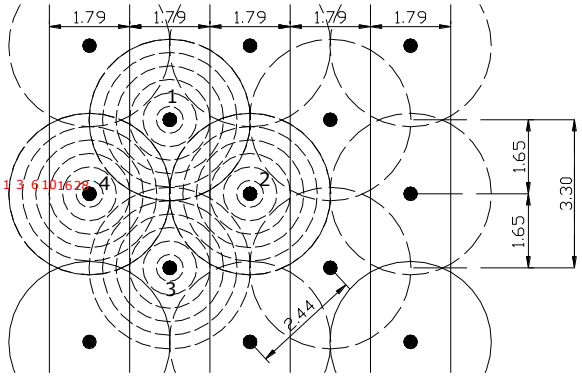
Case Histories

VIBROFLOTTAZIONE

PARATIA PRINCIPALE- SEZIONE TIPO
Scala 1:100



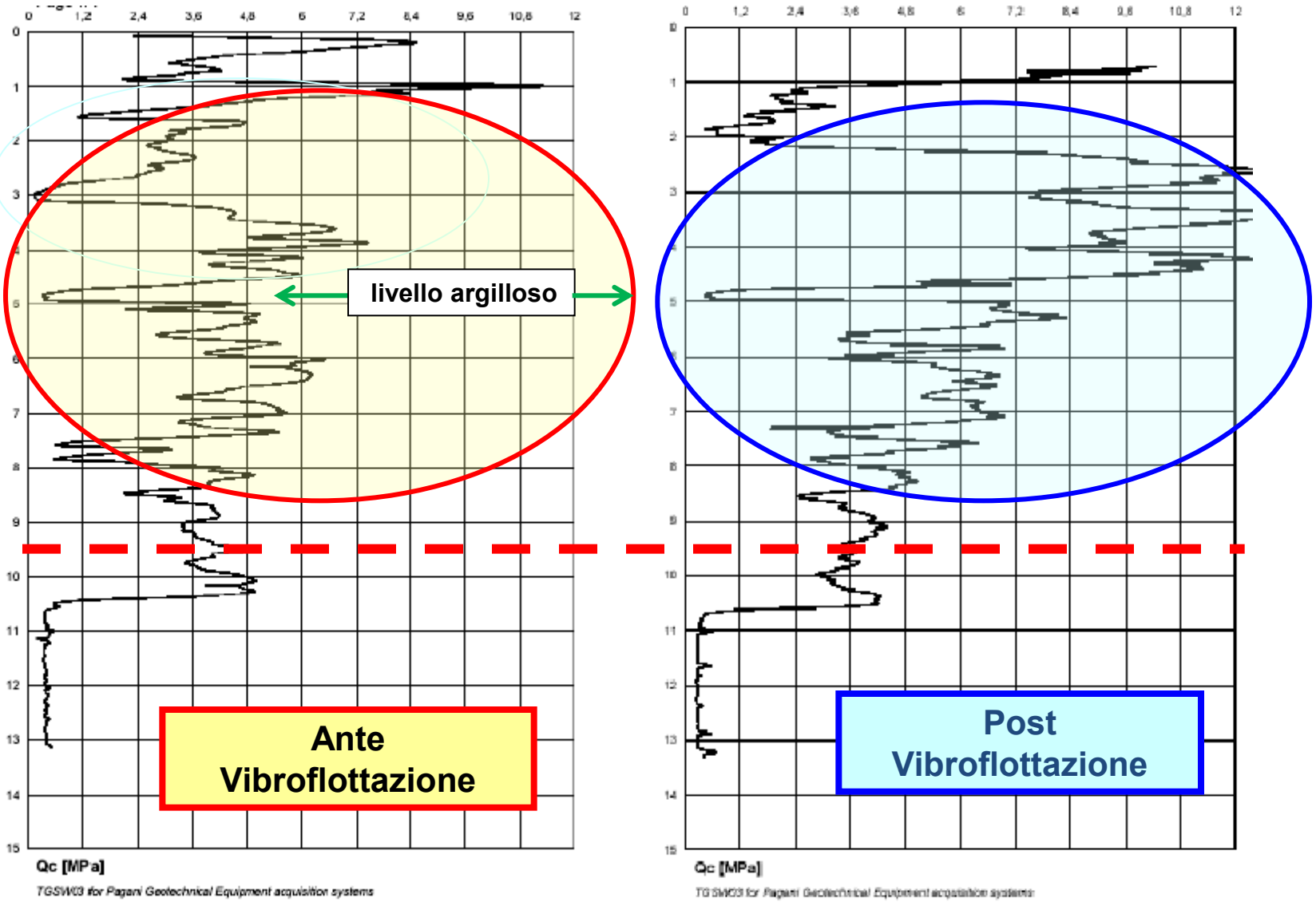
Scala 1:100



ZONA DI INFLUENZA VIBROFLOTTAZIONE
Scala 1:100

MAGLIA DELLE COLONNE VIBROFLOTTATE A QUINCONCE 1.79 m x 3.30 m

Case Histories



RESISTENZE PENETROMETRICHE ANTE E POST TRATTAMENTO

Case Histories

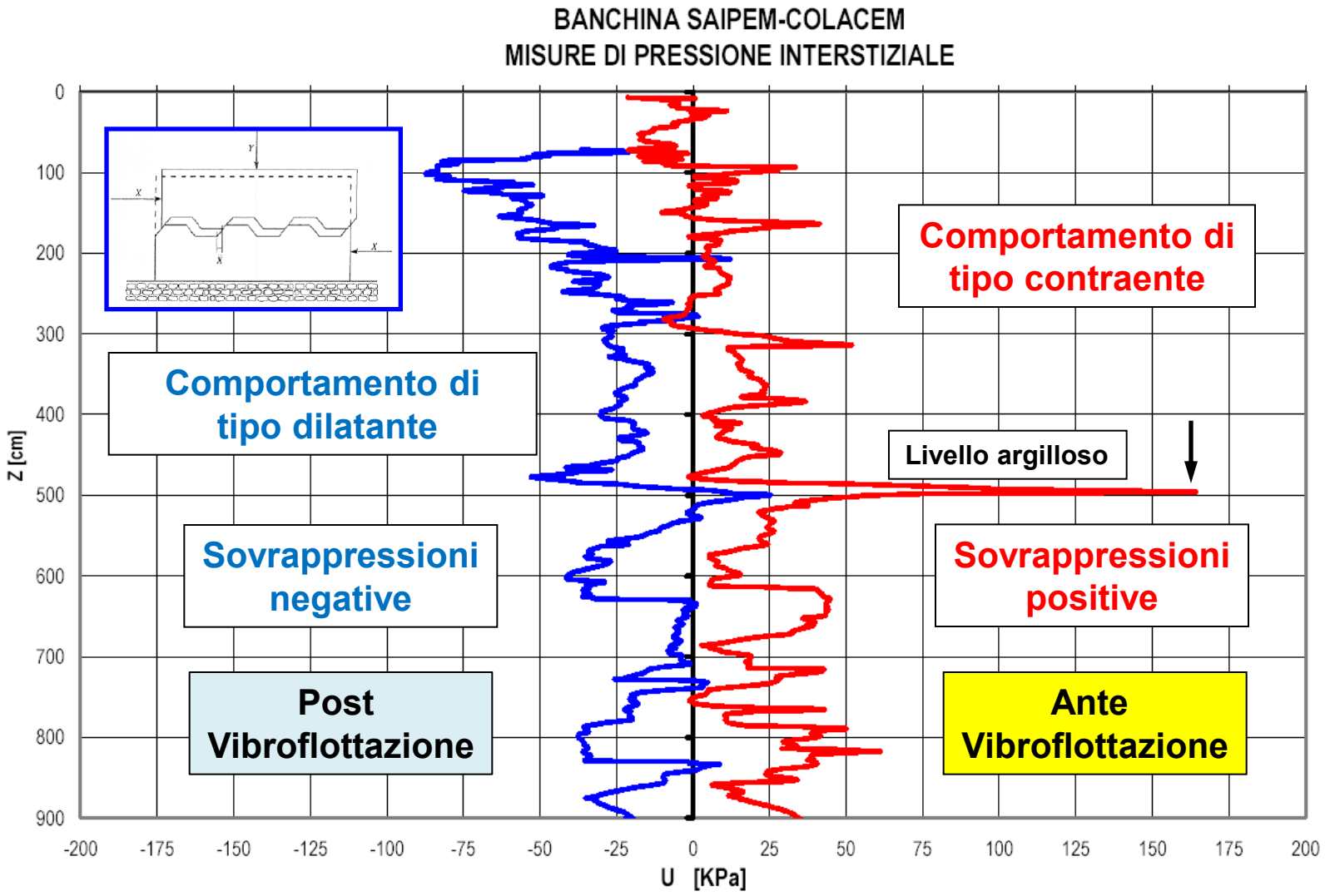


Fig. 18 – Misure di pressione interstiziale nell'area vibroflottata (CPTU6) e nell'area esterna non trattata (CPU5)
Fig. 18 – Pore pressure measures in the compacted zone (CPTU6) and out of the compacted zone (CPU5)

TIRANTI DI ANCORAGGIO



Fig. 33 – Fase di tesatura di un tirante di prova

Fig. 33 – Load Test Operations

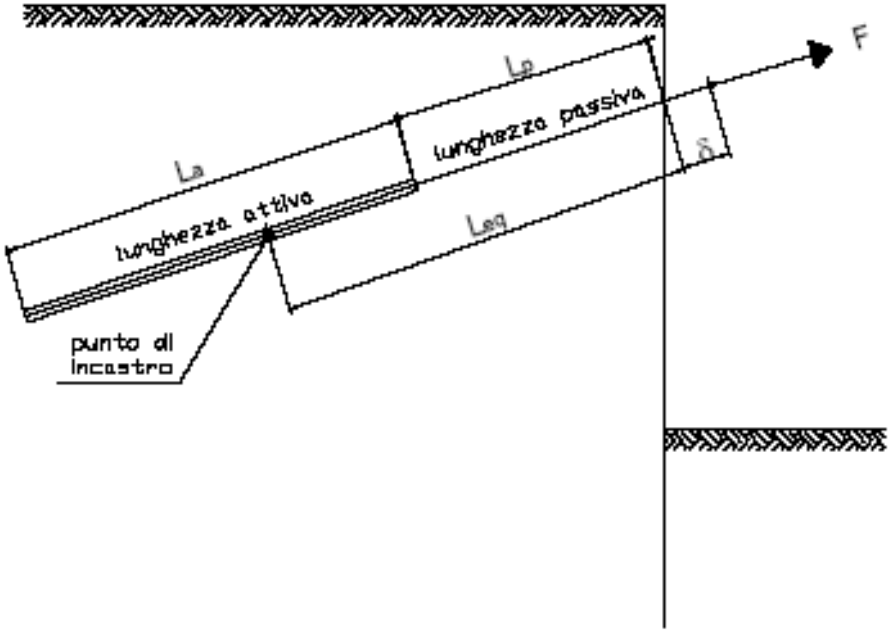


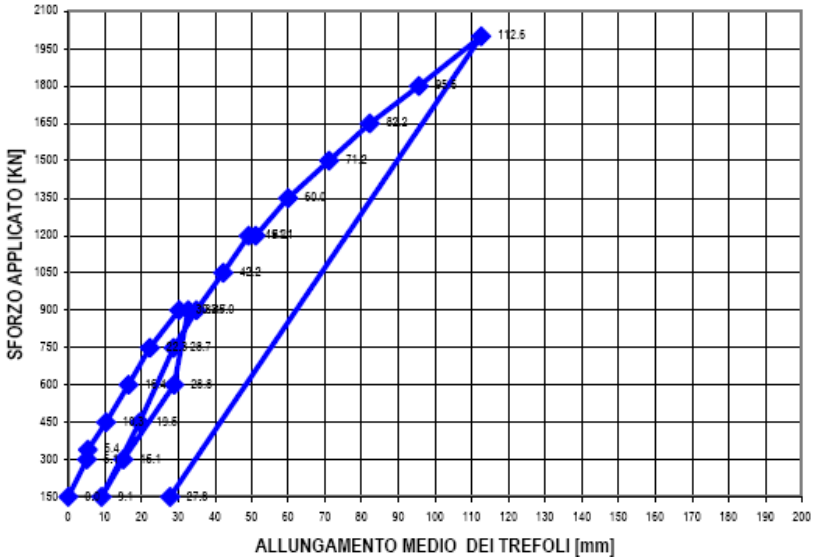
Fig .34 – Lunghezza libera equivalente del tirante

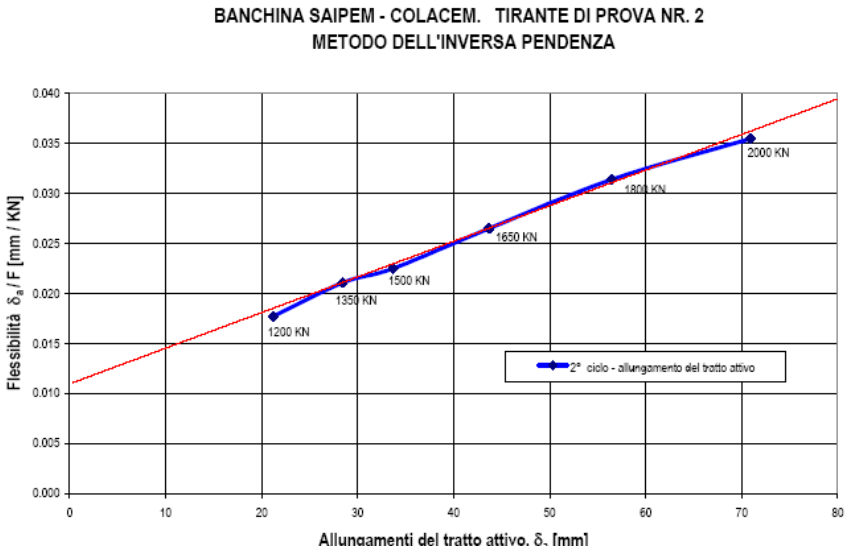
Fig .34 – Equivalent free length of the anchor.

δ_t = allungamento totale misurato del tirante

δ_a = allungamento della parte attiva del tirante = δ_t - FL_p/EA

TIRANTI DI ANCORAGGIO





Tab. IV – Stima della capacità portante dei tiranti di prova con il metodo dell'inversa pendenza

Tab. IV – Evaluation of the ultimate load of the test anchors by means of the Inverse Slope Method

Tirante Nr.	Carico max di prova [KN]	Carico asintotico F_u [KN]	Carico limite [2δ] [KN]	Nota
1	2000	2993	2693	Terreno vibroflottato
2	2000	2867	2580	Terreno vibroflottato
3	1350	1350	1215	Terreno non trattato

GRAZIE PER L'ATTENZIONE