

Associazione Cooperativa Muratori e Affini Ravenna

ORDINE degli INGEGNERI di FORLI'- CESENA

Forlimpopoli – 27/02/2015

**Pali di Fondazione:
Interpretazione delle Prove di Carico**

Ing. Maurizio Lenzi



**Annotazioni
Introduttive**

Interazione palo – terreno
Cedimenti Mobilitati
Portata laterale e alla base
Flessibilità e Rigidezza
Prove di Validazione

Interazione palo – terreno

Typical Arrangements of Piles (Fully or Partially Embedded)

M. Lenzi – P. Campana
Buckling Analysis of Partially Embedded Piles
 DFI Marine Foundation Seminar, Norfolk, 2012



PILE FOUNDATION
 ($L_f = 0$; fully embedded)

RIVER FOUNDATION,
 SCOUR ($L_f = \text{Limited}$)

MARINE FOUNDATION
 ($L_f = \text{Relevant}$)

PALI DI FONDAZIONE

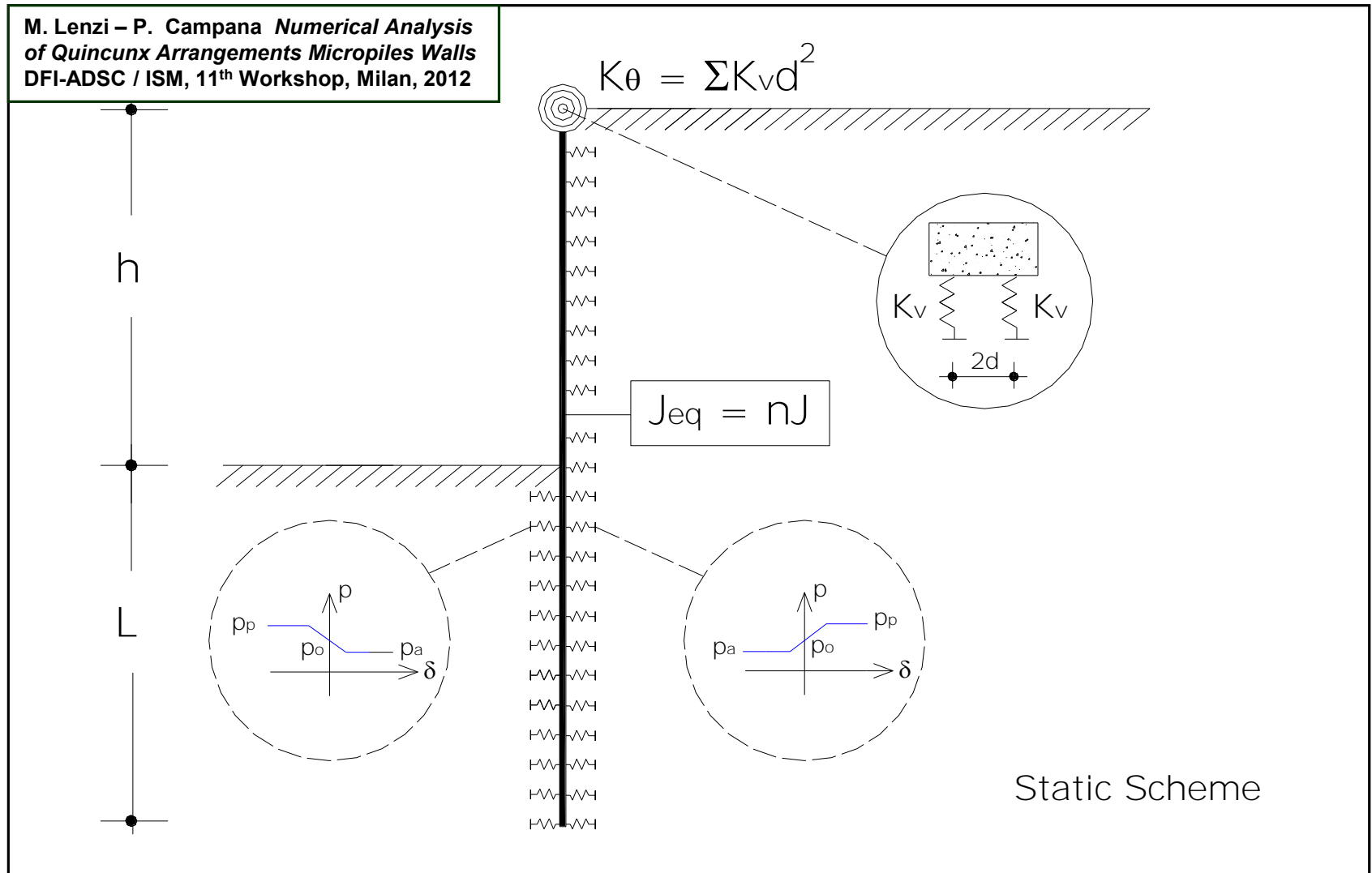
INTERAZIONE PALO -TERRENO

Sistema di tensioni normali e tangenziali mutue che il palo ed il terreno si scambiano per mantenere congruente la compagine dei movimenti verticali e orizzontali

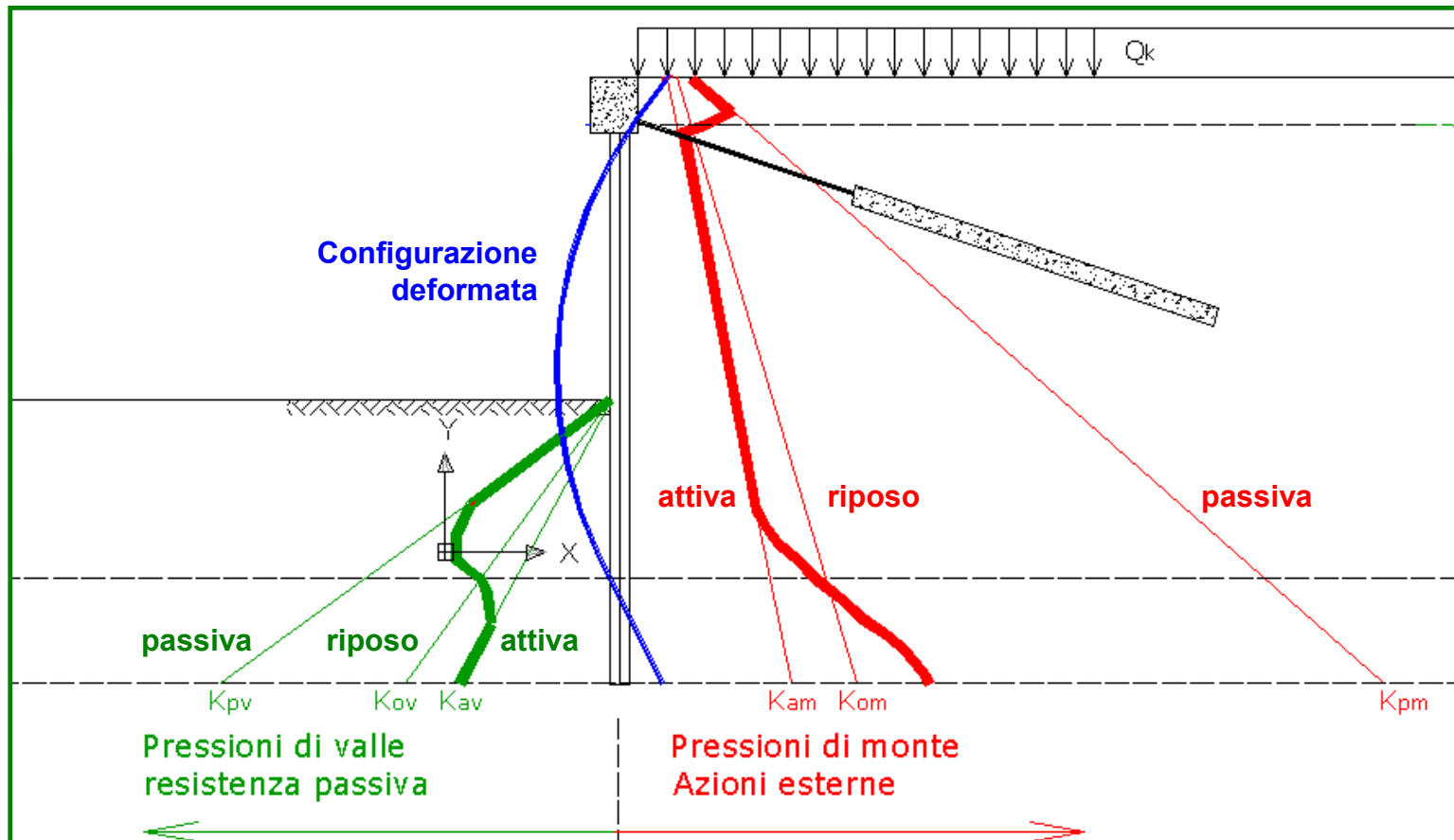
I valori delle tensioni mutue normali e tangenziali mobilitate all'interfaccia dal terreno dipendono dall'entità degli spostamenti del fusto e della base del palo

Il comportamento del terreno è marcatamente non lineare e dipende fortemente dalla tecnologia utilizzata per l'esecuzione del palo

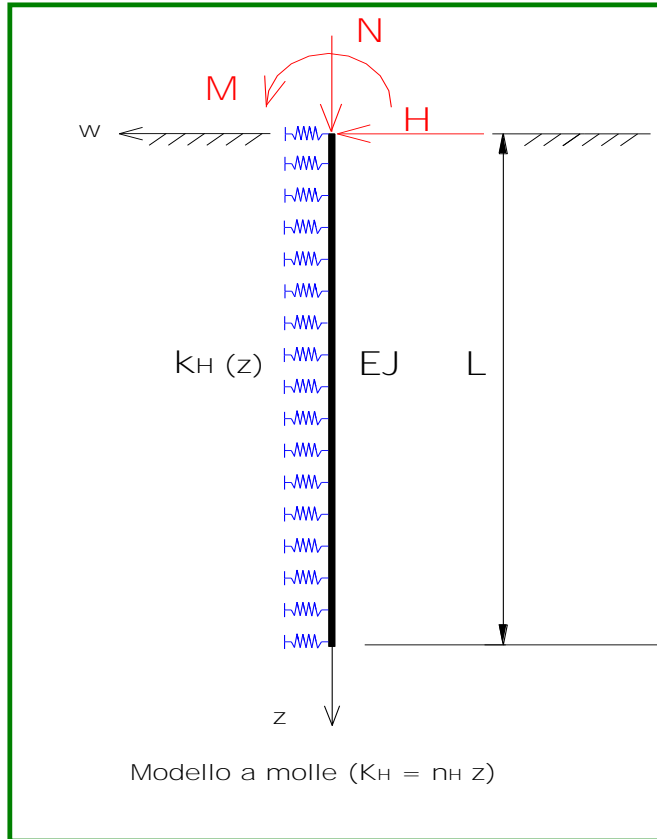
M. Lenzi – P. Campana *Numerical Analysis of Quincunx Arrangements Micropiles Walls*
DFI-ADSC / ISM, 11th Workshop, Milan, 2012



Paratia di pali – Modello di interazione



Paratia di pali interagenti con il terreno: i valori delle pressioni applicate ai pali (attiva, a riposo o passiva) dipendono dall'entità e dalla direzione dei movimenti



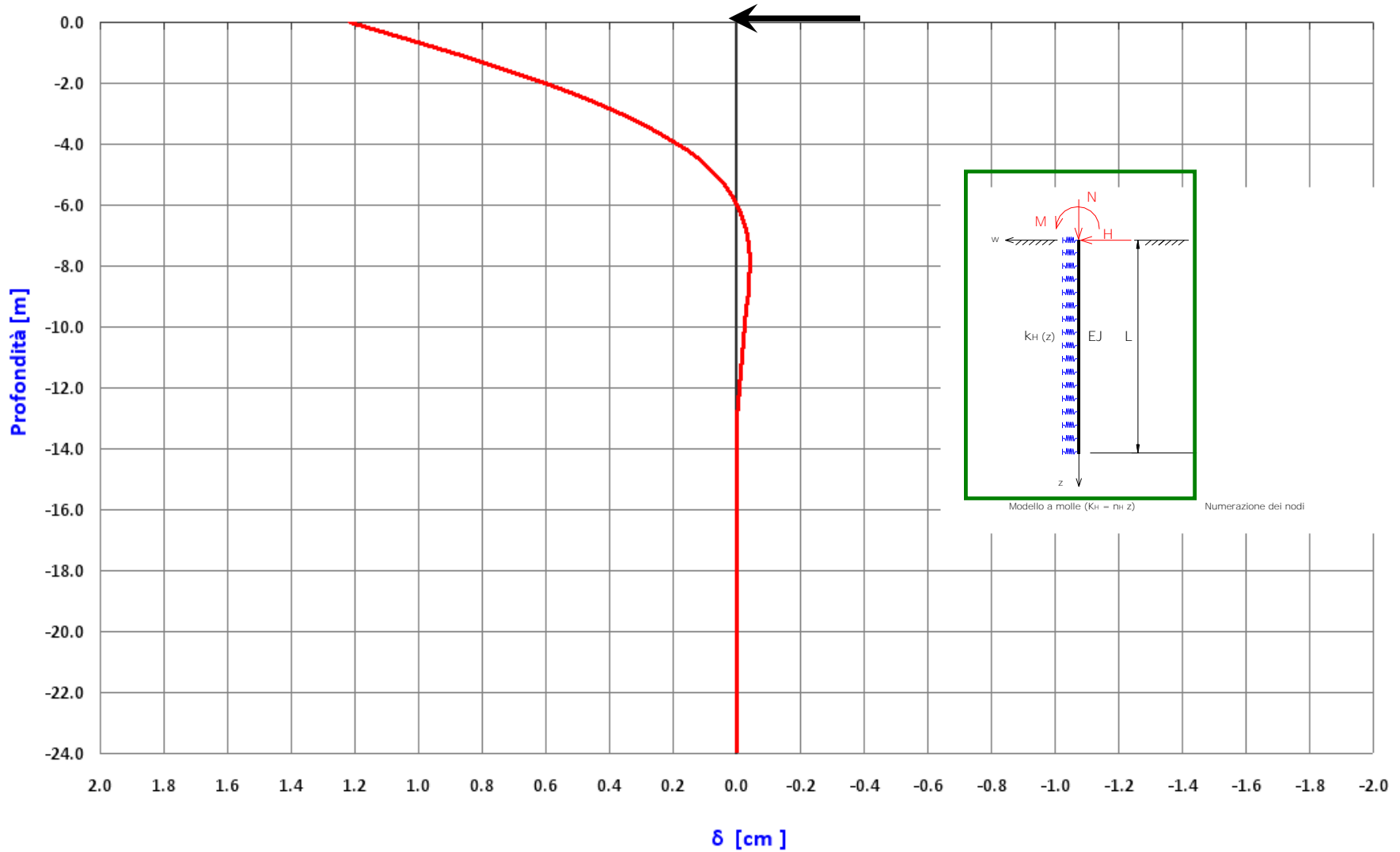
Numerazione dei nodi

Palo soggetto a forze orizzontali

Palo soggetto a forze verticali

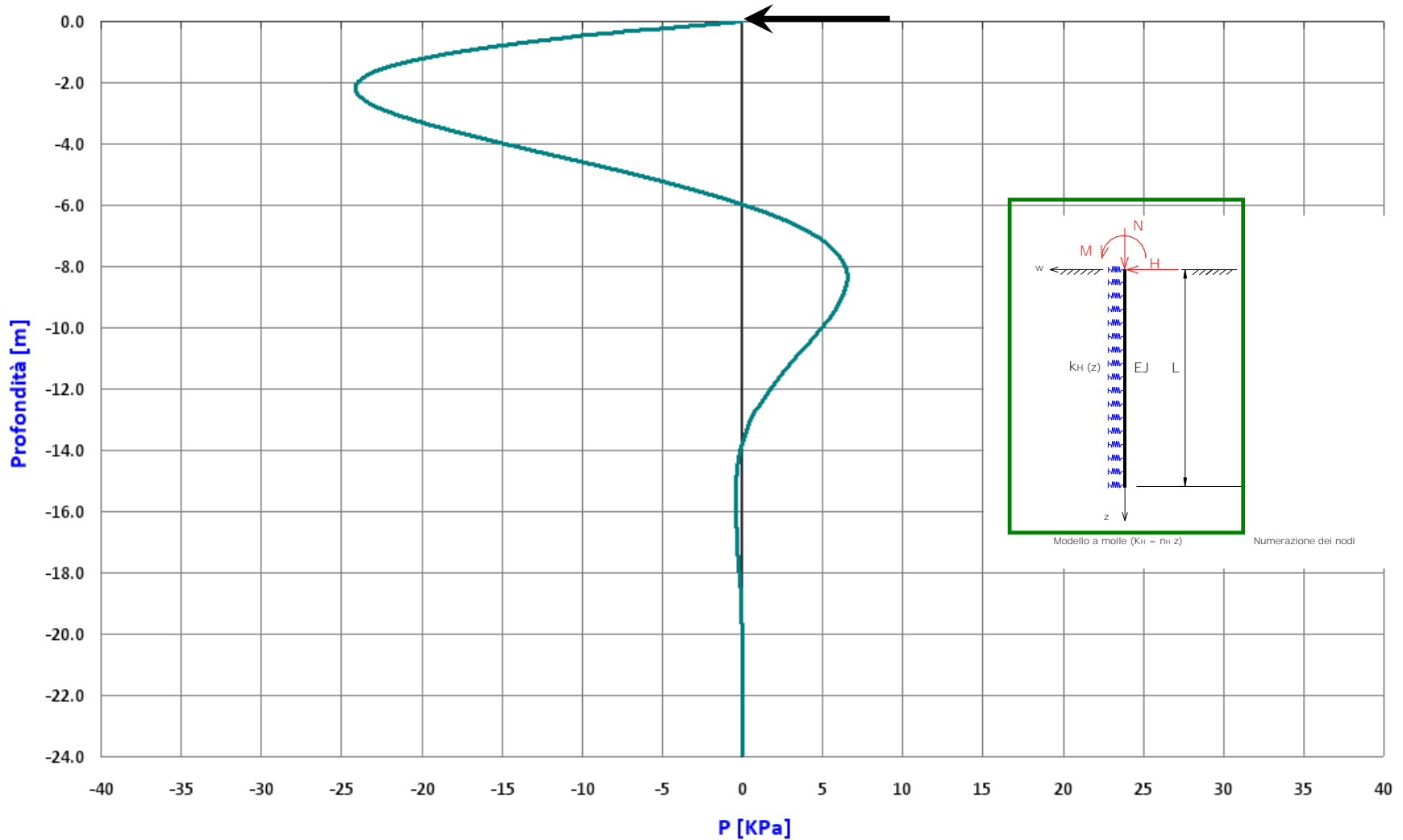
Fondazioni su pali interagenti con il terreno :
 i valori delle **sollecitazioni** nei pali dipendono
 dall'entità e dalla direzione dei **movimenti**

Diagramma Spostamenti



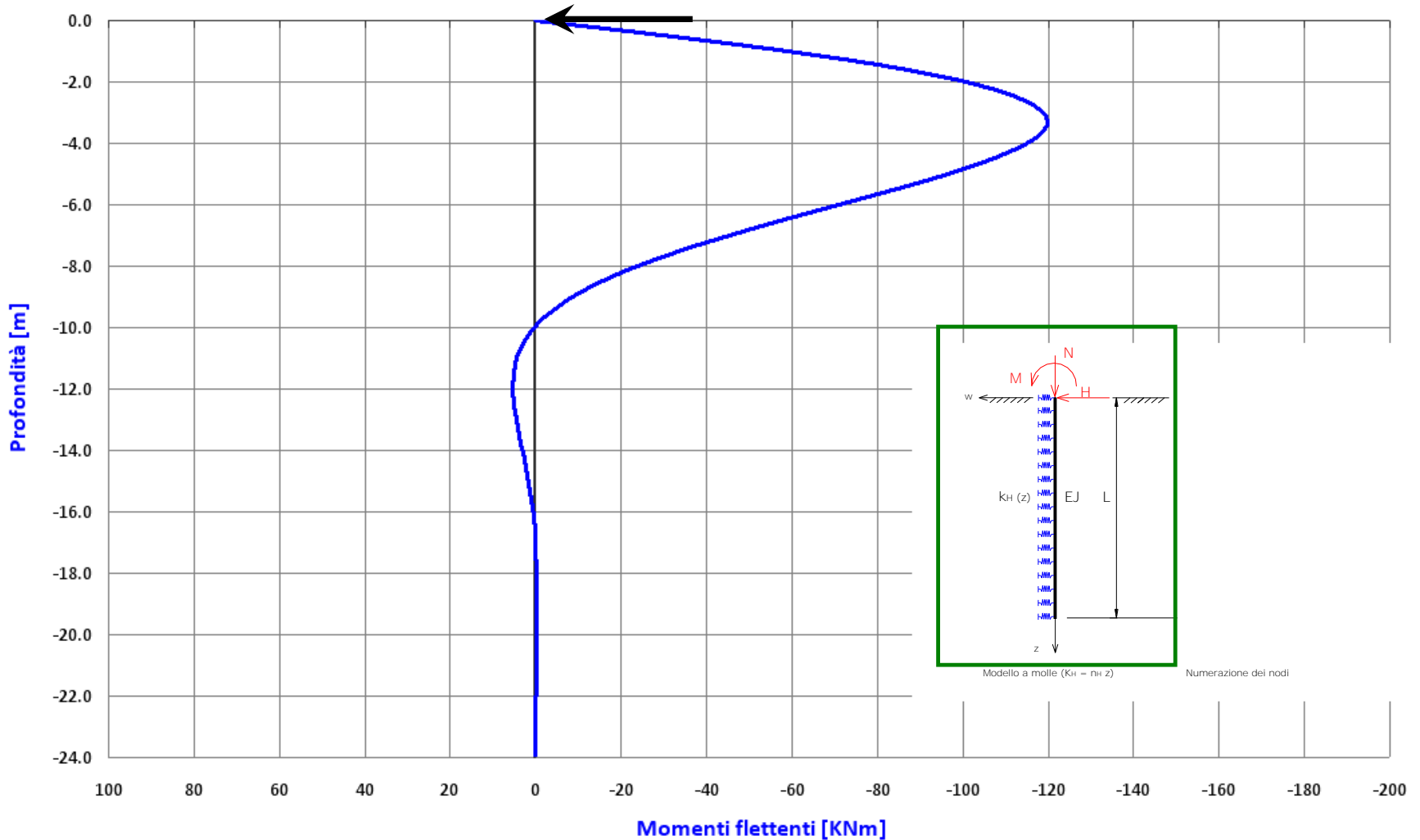
Spostamenti → Pressioni → Sollecitazioni

Diagramma delle pressioni

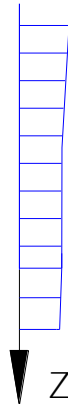
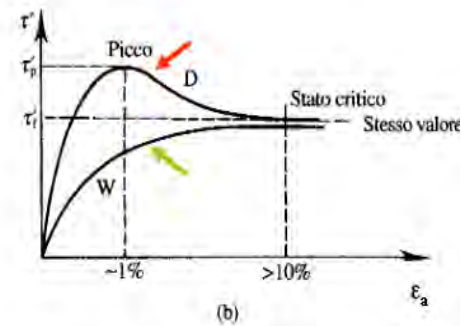
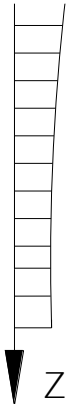
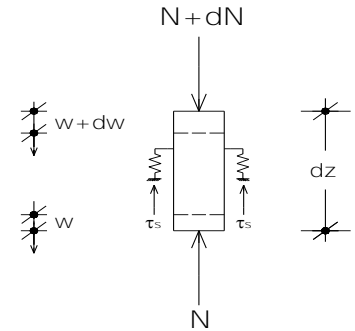
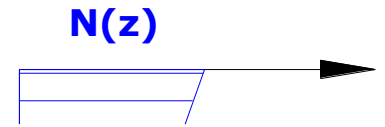
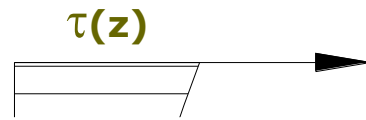
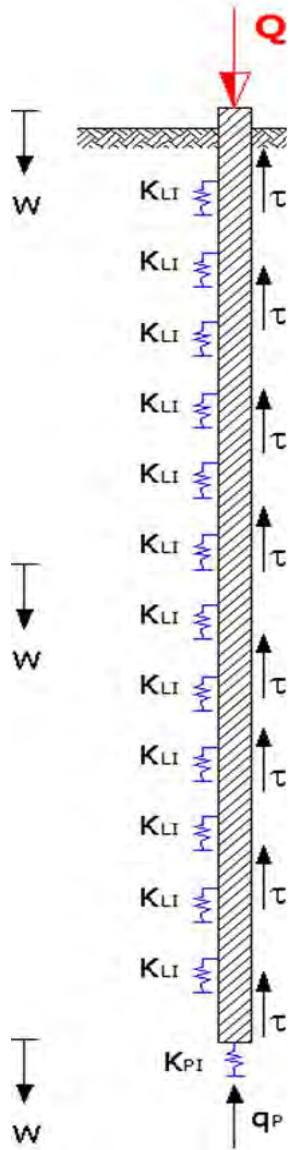


Spostamenti → **Pressioni** → Sollecitazioni

Diagramma dei momenti flettenti



Spostamenti → Pressioni → **Sollecitazioni**



**Diagramma
forzo Assiale**

EFFETTI DELL'INTERAZIONE

I valori delle azioni mutue agenti sulle strutture **interagenti con il terreno**, e di conseguenza le sollecitazioni in esse indotte, dipendono dai movimenti (**congruenti**) del terreno (**vincolo**) e delle strutture con esso interagenti (**pali**).

Nelle strutture in elevazione (**non interagenti**) viceversa i movimenti sono parametri derivati dall'applicazione di azioni di intensità nota. Lo stato di sollecitazione non dipende dall'entità dei movimenti esibiti dalla struttura (1° ordine)

Cedimenti Mobilitati

NTC 2008

PRESCRIZIONI SUI CEDIMENTI

6.4.3.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti:

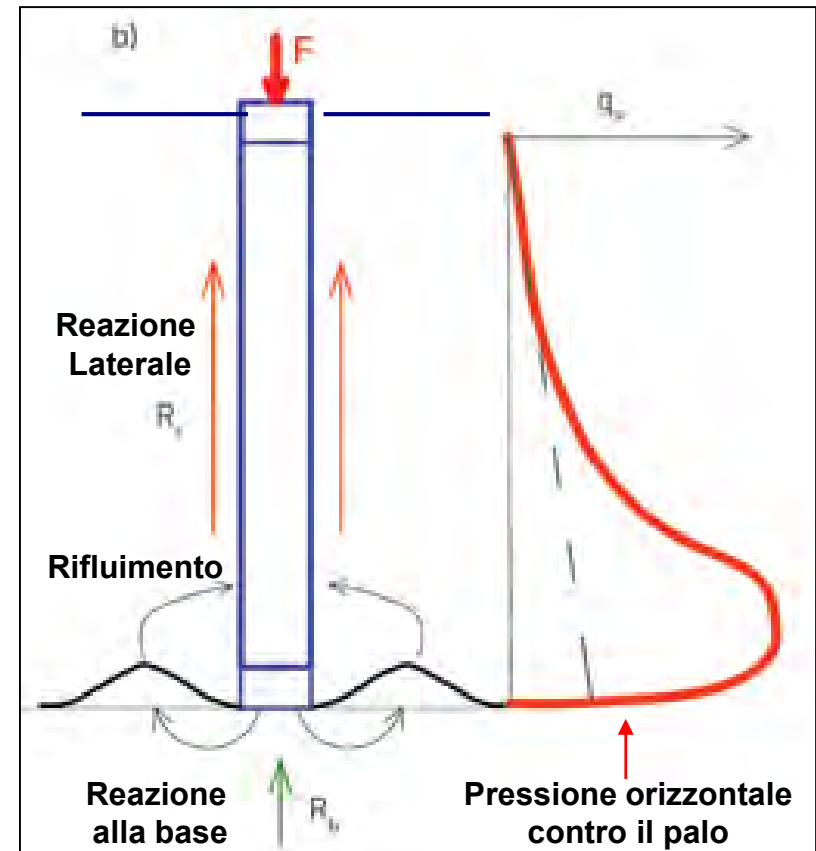
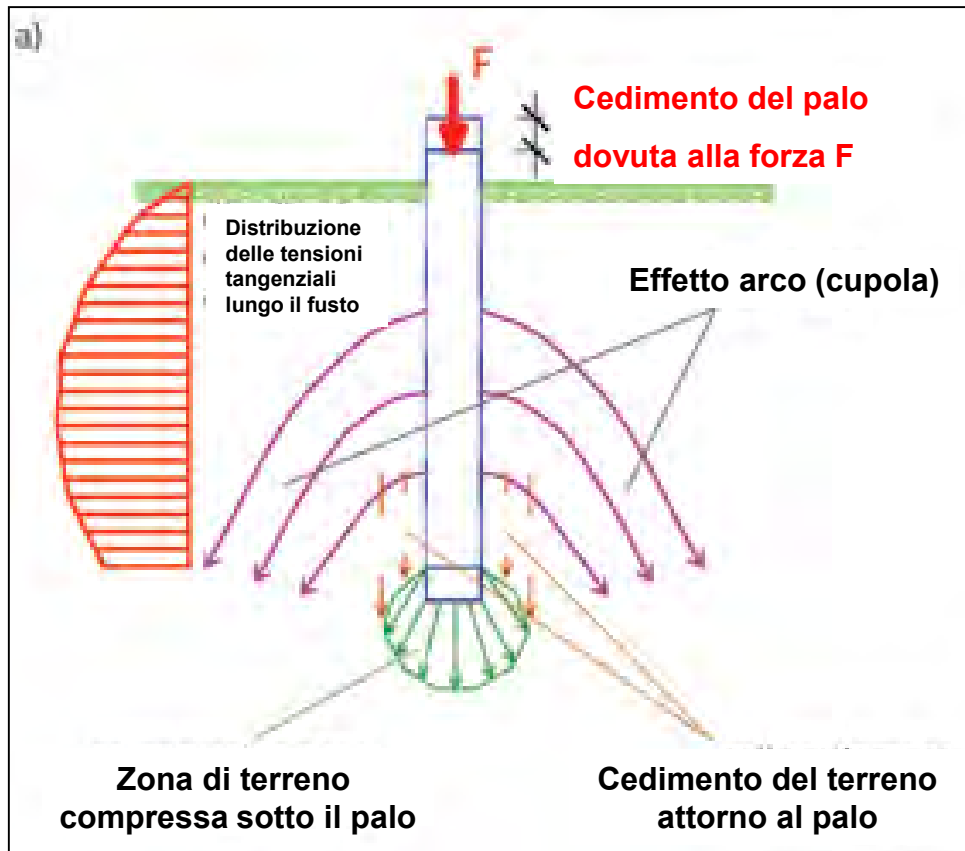
- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7). La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

La reazione laterale ed alla base si attivano in sequenza

MECCANISMI DI PORTANZA PER ATTRITO LATERALE ED ALLA BASE

I. Tomislav, M. Baric, L. Libric, *Estimation of bored pile capacity and settlements in soft soil*, Gradevinar, 10/2013.



La reazione laterale ed alla base si attivano in sequenza

Rigidezze iniziali del sistema palo (rigido) - terreno

Rigidezza Laterale Iniziale

$$K_{LI} = (\pi DL) \cdot k_{LI}$$

Rigidezza alla base Iniziale

$$K_{PI} = (\pi D^2 / 4) \cdot k_{PI}$$

Rapporto tra rigidezze specifiche

$$k_{LI} / k_{PI} \cong 10 \tau_s / q_c$$

Snellezza del palo

$$\lambda = L / D \quad [S_L / A_b = 4\lambda]$$

Rapporto di ripartizione

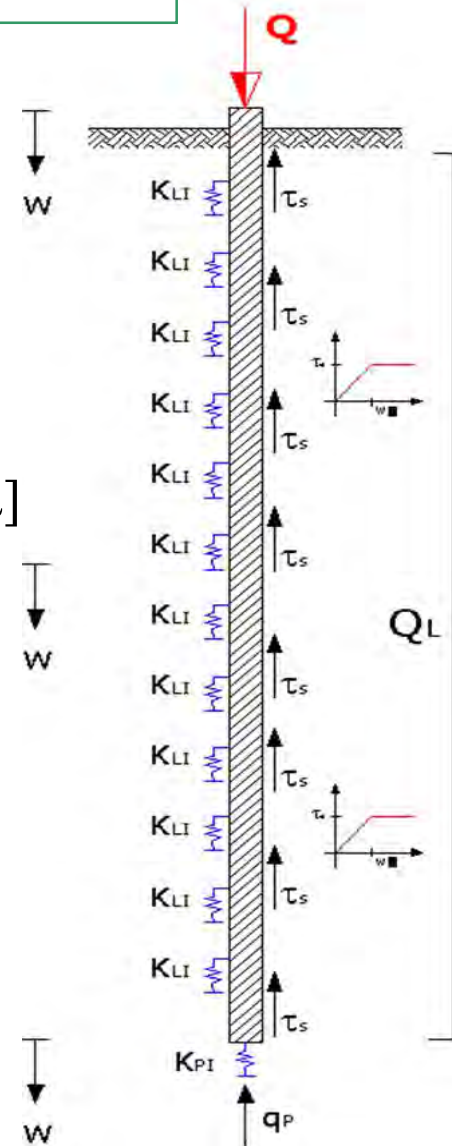
$$\rho_k = \frac{K_{LI}}{K_{PI}} = \frac{40 \lambda \cdot \tau_s}{q_c}$$

Reazione per attrito laterale (%)

$$\frac{R_L}{Q} = \frac{\rho_k}{1 + \rho_k}$$

Reazione alla base (%)

$$\frac{R_b}{Q} = \frac{1}{1 + \rho_k}$$



Palo: $d=0.8$ m, $L=24$ m, $\lambda=30$, $\tau_s = 50$ KPa, $q_c = 5000$ KPa

$$\rho_k = 40 \lambda \tau_s / q_c = 12$$

$$\frac{R_L}{Q} = \frac{\rho_k}{1 + \rho_k} = 12/13 = 92.3\%$$

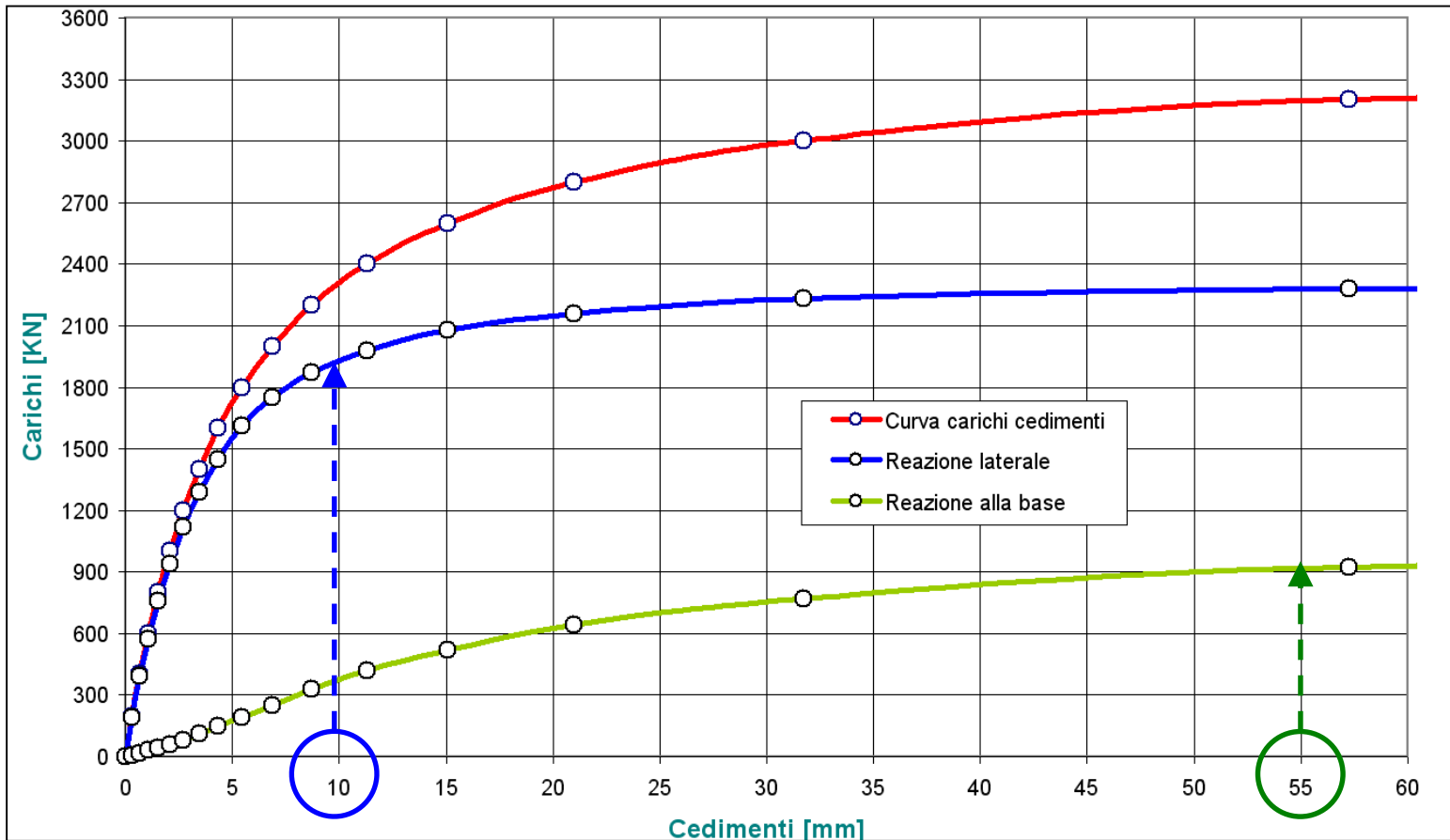
$$\frac{R_b}{Q} = \frac{1}{1 + \rho_k} = 1/13 = 7.7\%$$



A bassi livelli di deformazione il carico esterno si ripartisce tra reazione per attrito laterale e reazione alla base in proporzione alle rispettive rigidità elastiche. Essendo la superficie laterale preponderante rispetto all'area della sezione di base, il carico viene quasi integralmente assorbito dal meccanismo per attrito laterale, con modesti cedimenti in virtù della sua elevata rigidità

Al crescere del carico, la rigidità laterale si degrada costantemente cosicché il coefficiente di ripartizione laterale decresce mentre aumenta il coefficiente di ripartizione alla base. L'incremento di carico viene quindi via via trasferito alla base, che diventa relativamente più rigida rispetto al meccanismo portante per attrito laterale, sino a rimanere l'unico meccanismo dotato di rigidità.

Ripartizione del carico per attrito laterale e reazione alla base



Portata per attrito laterale [cedimenti di millimetri]
Portata alla base [cedimenti di centimetri]



R
I
G
I
D
E
Z
Z
A

L
A
T
E
R
A
L
E

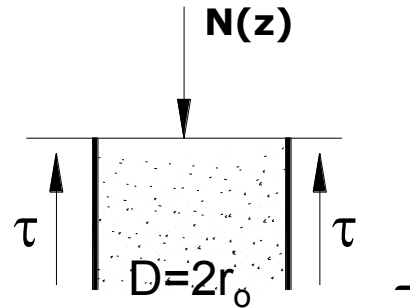
FENOMENO DELL'ADERENZA E DELL'ADESIONE

Resistenza (di picco) per attrito (statico) di primo distacco [$w=0$]

Resistenza per attrito allo scorrimento relativo (cinematico) palo-terreno [$w>0$]

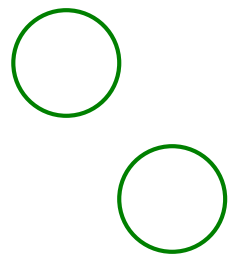
$$\tau = \frac{\tau_o r_o}{r}$$

τ



A
T
T
R
I
T
O

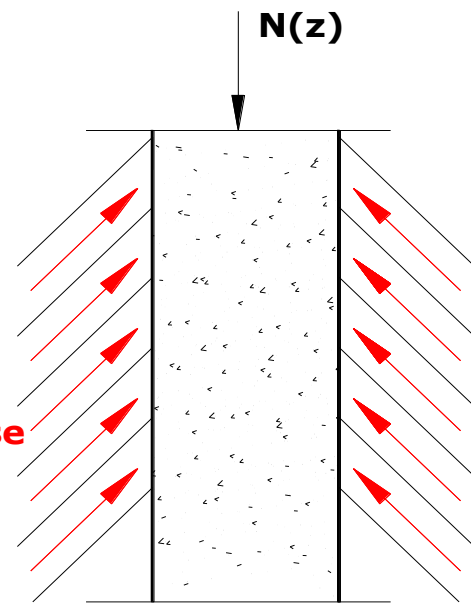
L
A
T
E
R
A
L
E



Le tensioni tangenziali sono attivate da scorrimenti minimi

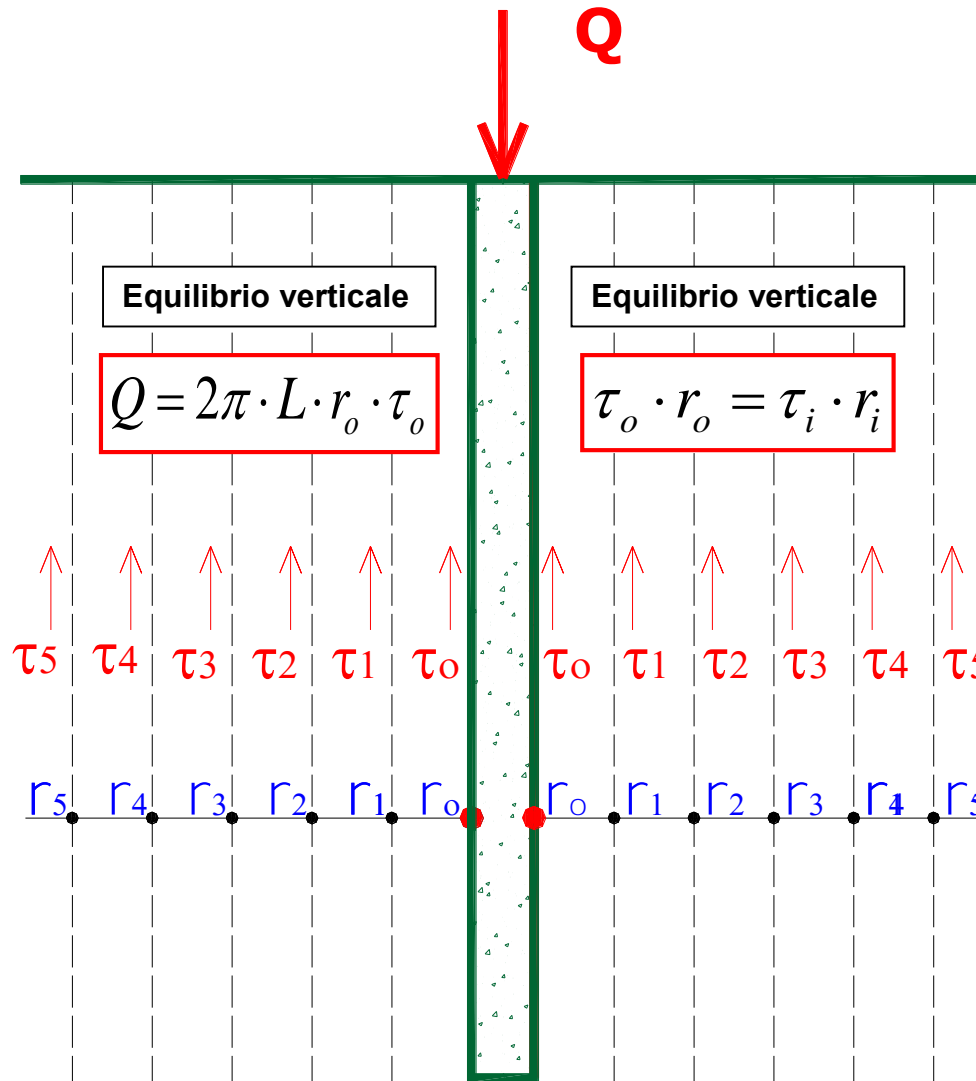
Il carico esterno viene diffuso nel terreno con meccanismo resistente a "bielle compresse"

→ **bielle compresse**



R
I
G
I
D
E
Z
Z
A

L
A
T
E
R
A
L
E



A
T
T
R
I
T
O

L
A
T
E
R
A
L
E

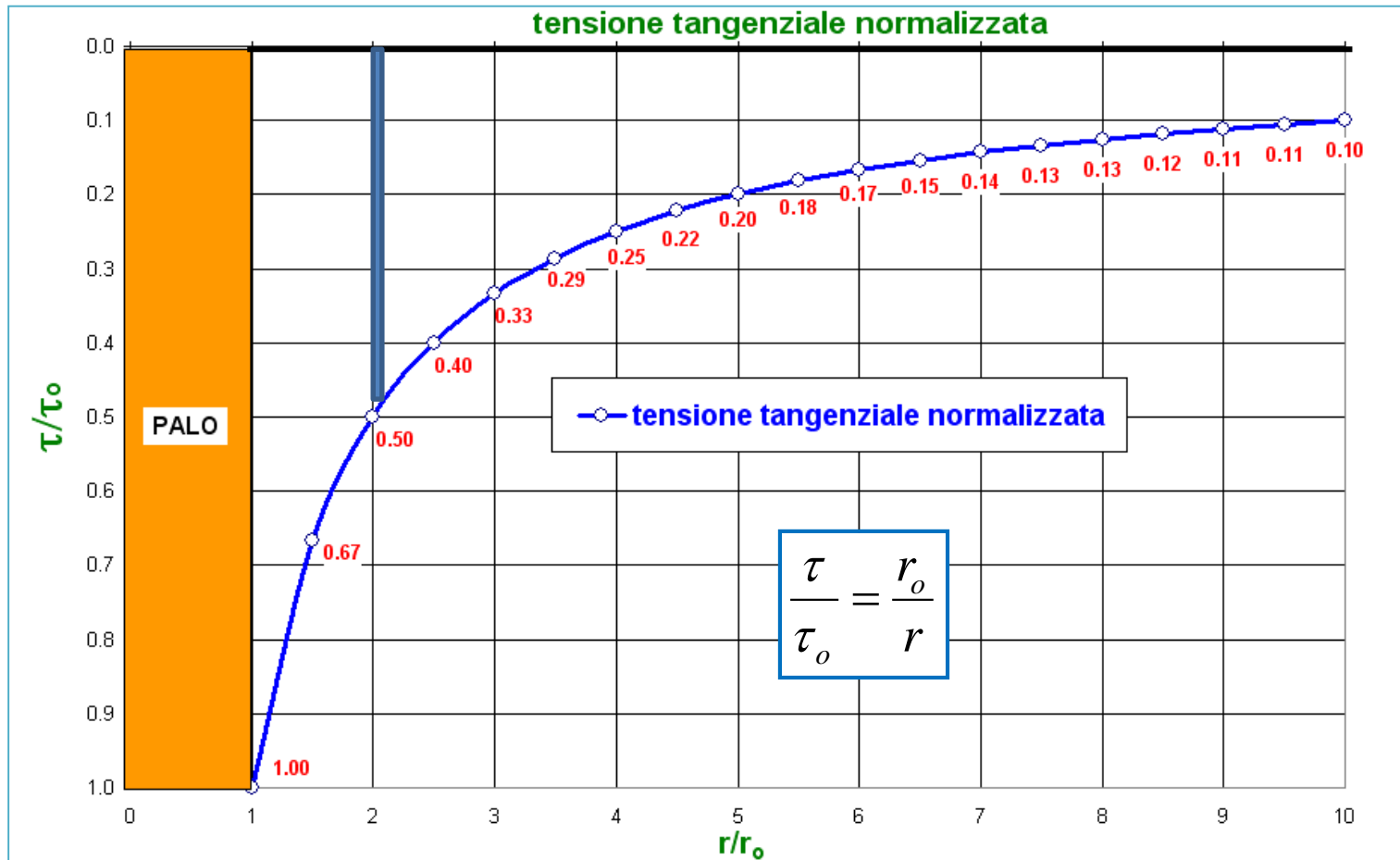
Equilibrio verticale – Cilindri concentrici

R
I
G
I
D
E
Z
Z
A

L
A
T
E
R
A
L
E

A
T
T
R
I
T
O

L
A
T
E
R
A
L
E



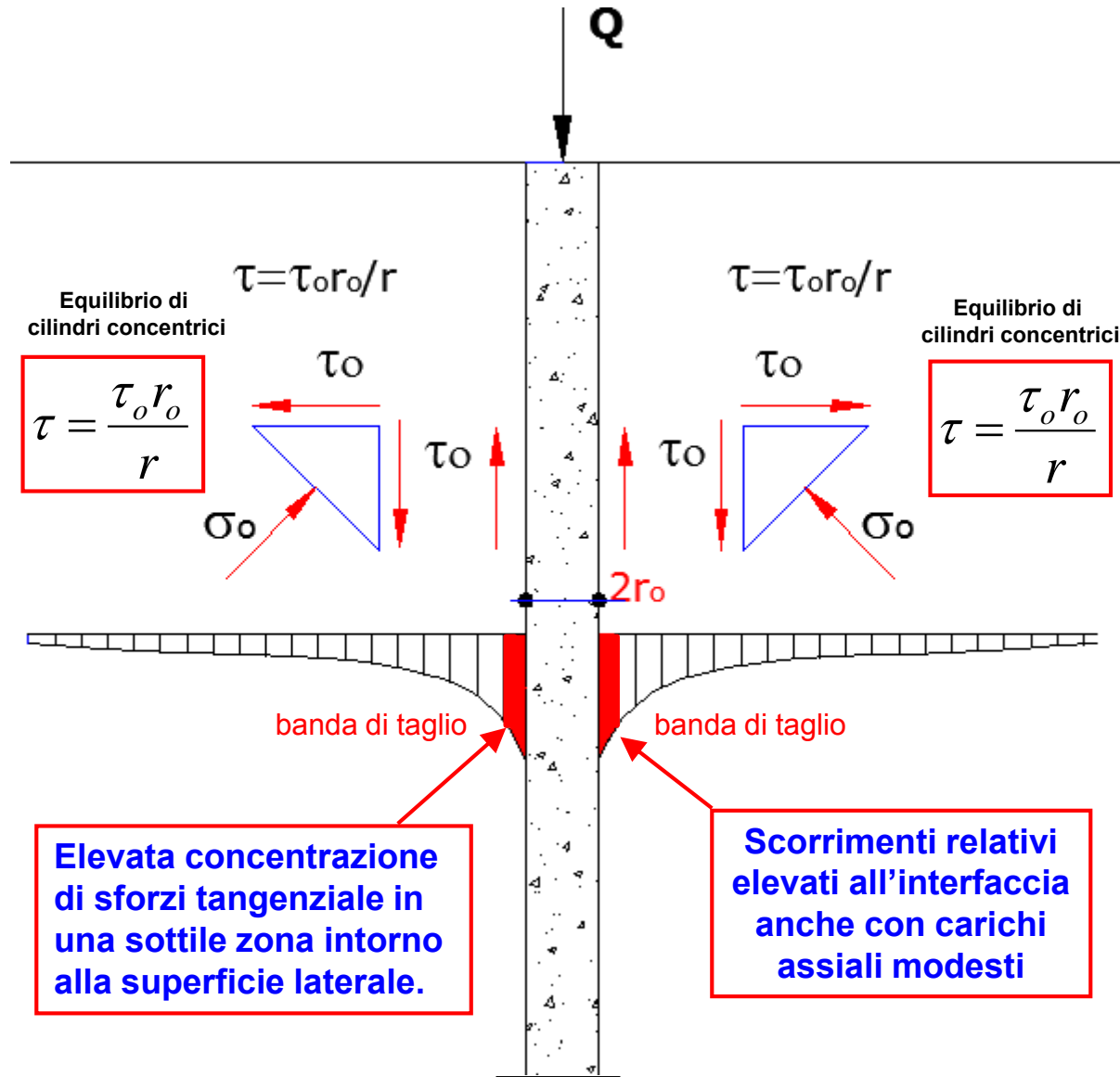
Elevata concentrazione di sforzi tangenziale in una sottile zona intorno alla superficie laterale.

Scorrimenti relativi all'interfaccia elevati anche con carichi assiali modesti

$$\tau = \frac{\tau_0 r_0}{r}$$

R
I
G
I
D
E
Z
Z
A

L
A
T
E
R
A
L
E



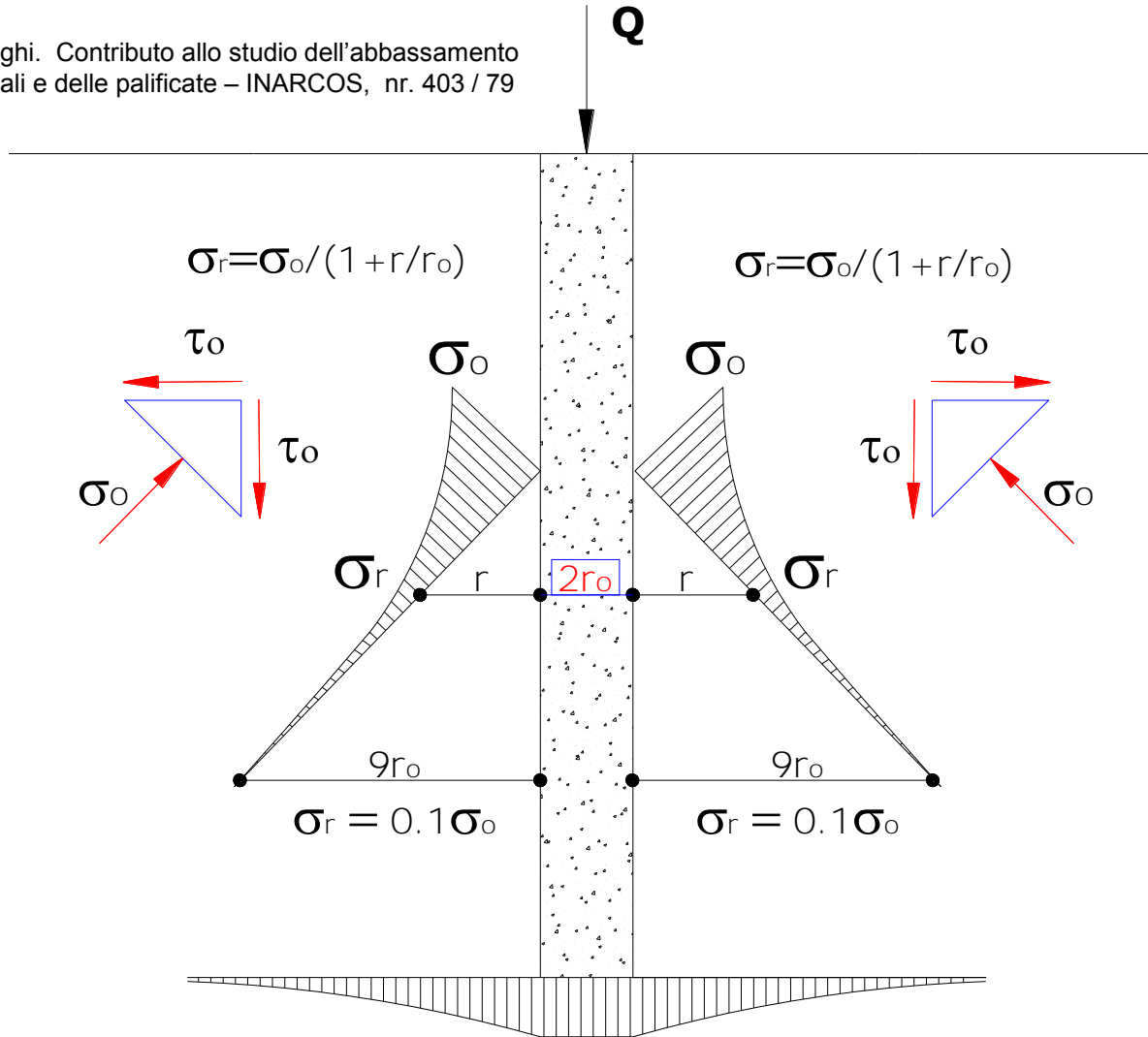
A
T
T
R
I
T
O

L
A
T
E
R
A
L
E

Meccanismo di trasferimento per attrito laterale

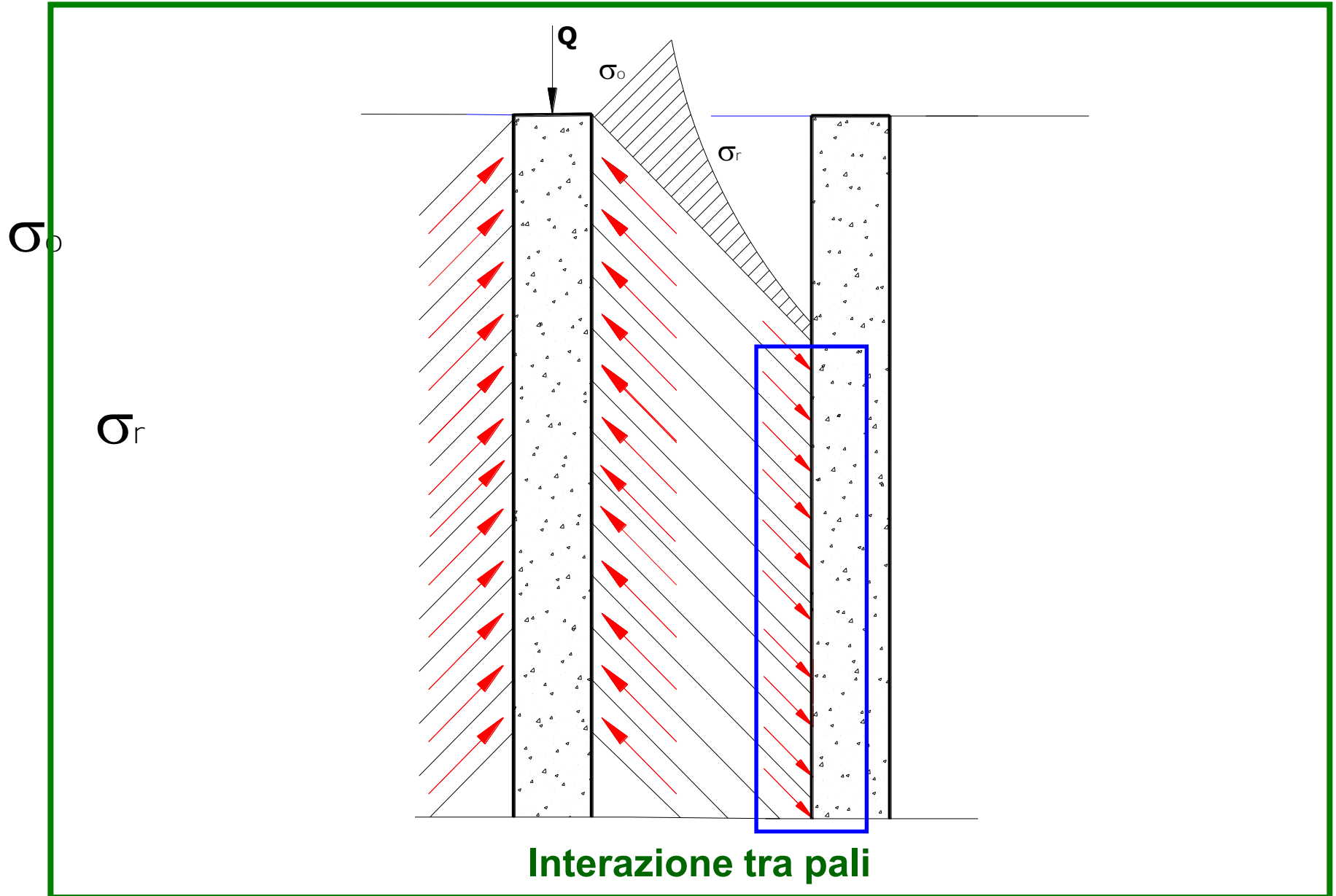
Pali di Fondazione: Meccanismo per attrito later.

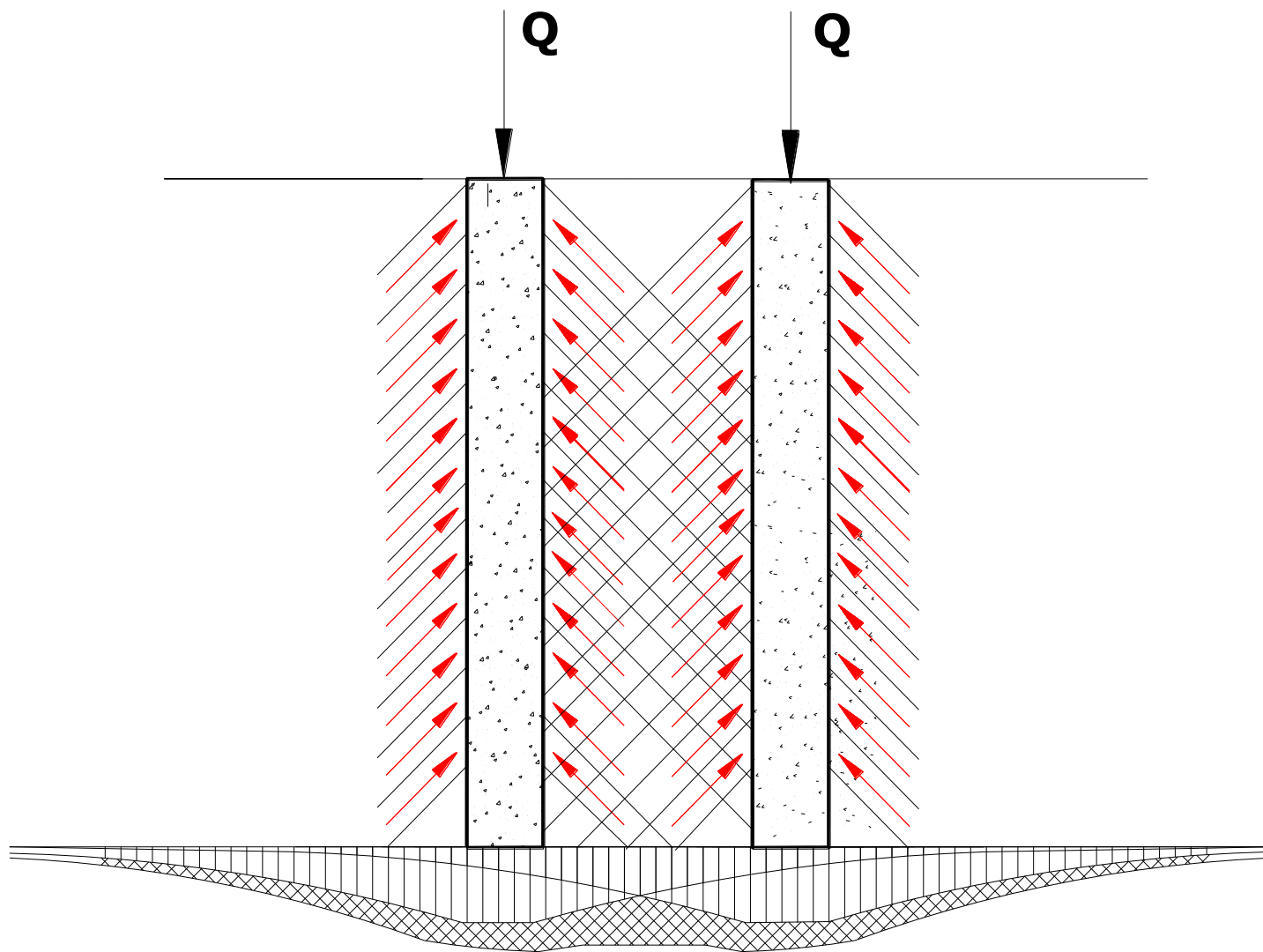
V. Righi. Contributo allo studio dell'abbassamento dei pali e delle palificate – INARCOS, nr. 403 / 79



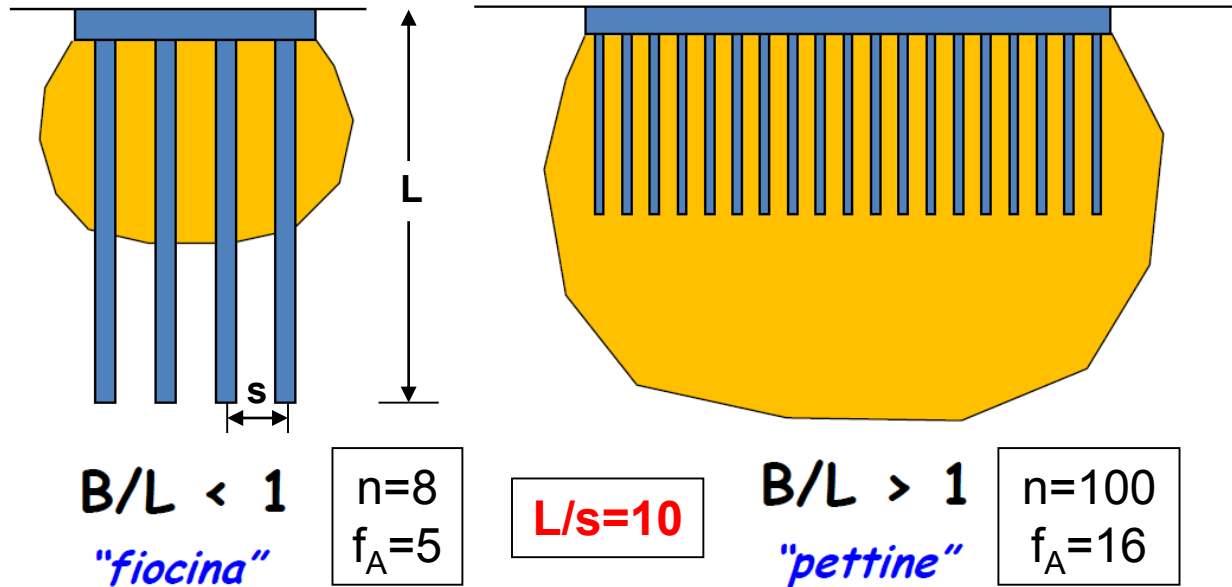
Meccanismo di trasferimento per attrito laterale

Pali di Fondazione: Interazione tra pali





Interazione tra pali e cedimento di pali in gruppo

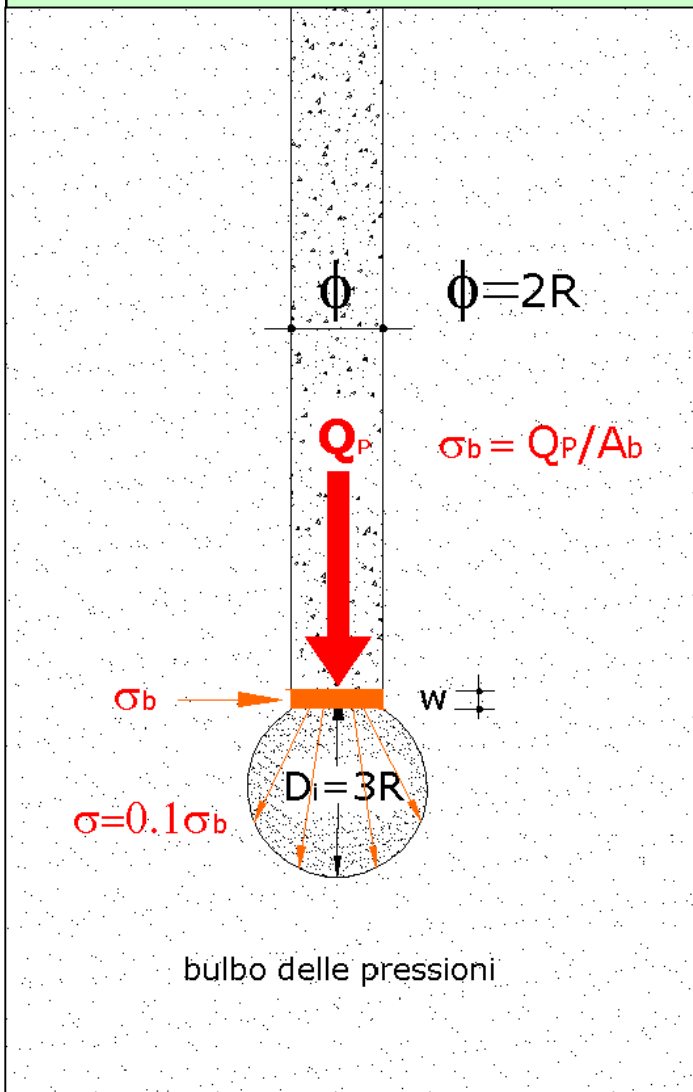


Cedimento di gruppo >> Cedimento palo singolo

$w_G = f_A w_P$
 $f_A \cong n \cdot [0.5/R + 0.13/R^2]$
 $R^2 = ns/L$

All' aumentare delle dimensioni in pianta della palificata rispetto alla lunghezza dei pali, ossia del rapporto B/L , la risposta della palificata tende a quella di una fondazione superficiale, con riduzione dell'efficacia dei pali nella limitazione dei cedimenti
 (A. Mandolini – Corso di "Progetto di Fondazioni" , Ravenna , 2012)

RIGIDEZZA ALLA BASE



Cedimento alla base (w) – Pali Trivellati

$v = \Delta V/V =$ riduzione % dei vuoti all'interno del bulbo delle pressioni

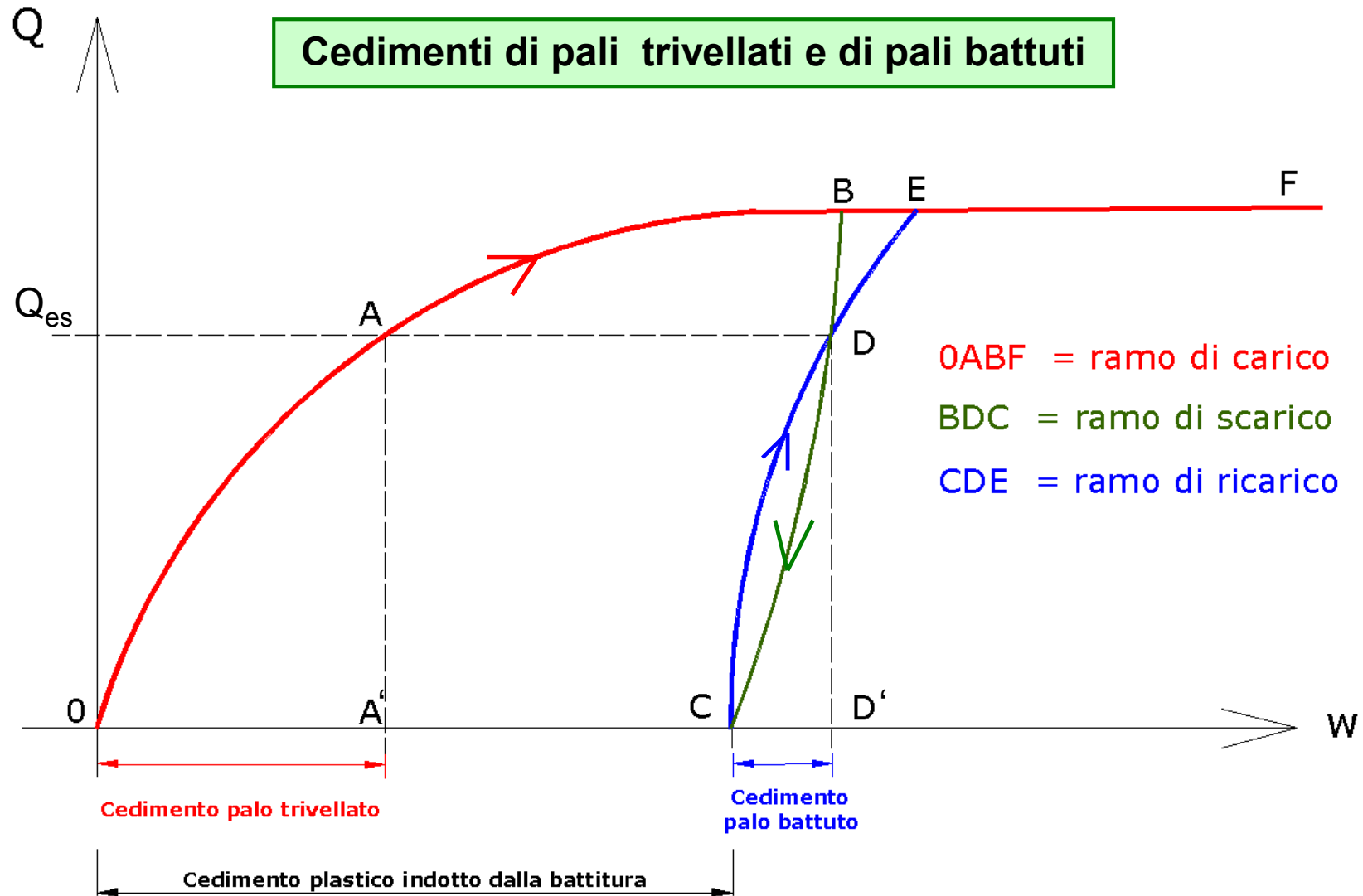
$$V_i = \frac{\pi \cdot D_i^3}{6} \quad V_f = \frac{\pi \cdot (D_i - w)^3}{6}$$

$$v = \frac{V_i - V_f}{V_i} \rightarrow v \cong \frac{3w}{D_i} = \frac{w}{R}$$

$$w = v \cdot \phi / 2$$

$\phi = 0.80 \text{ m}$	$v = 0.05 \text{ (5\%)}$	$w = 2.0 \text{ cm}$
$\phi = 0.80 \text{ m}$	$v = 0.10 \text{ (10\%)}$	$w = 4.0 \text{ cm}$

Cedimenti di pali trivellati e di pali battuti



Portata laterale ed alla base
Riflessi della
Tecnologia Esecutiva

PORTATA LIMITE DEL PALO

$$Q_L = \pi \cdot D \cdot \sum_{i=1}^{ns} \tau_{si} H_i$$

Portata per attrito laterale

$$Q_b = q_b A_b$$

Portata alla base

$$Q_{LIM} = Q_s + Q_b$$

Portata limite del palo

Resistenza laterale ed alla base - Pali Trivellati e CFA

Condizioni di verifica	Attrito Laterale [τ_s]	Resistenza alla Base [q_b]
Breve termine	$\alpha \cdot c_u$	$9c_u + \sigma_{vb}$
Lungo termine	$\beta \cdot \sigma'_v$	$N_q \sigma'_{vb}$



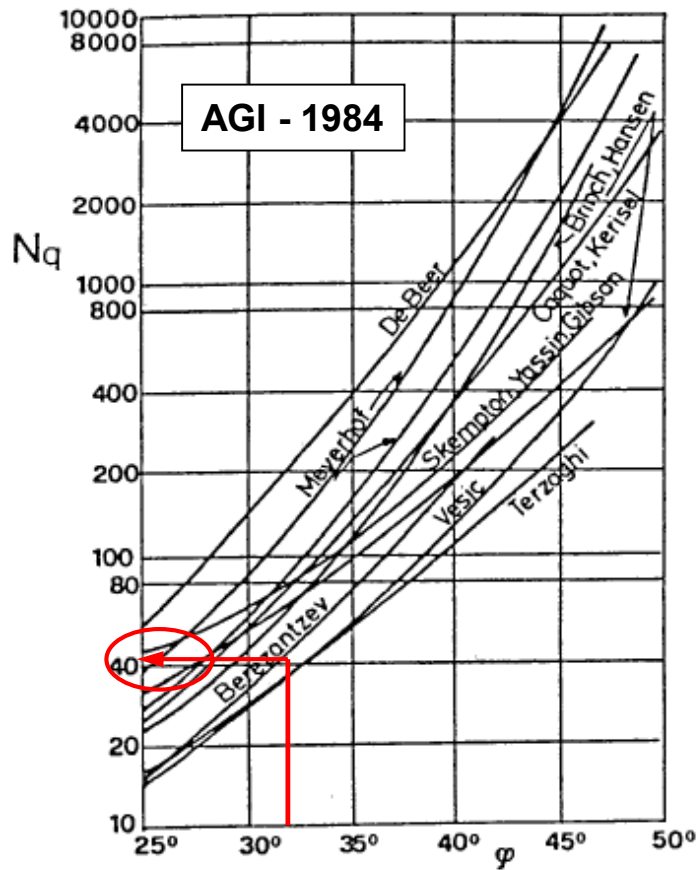
Pali battuti (**PST**)

$$\varphi_{corr} = (\varphi + 40) / 2$$

Pali trivellati
(**PAT**)

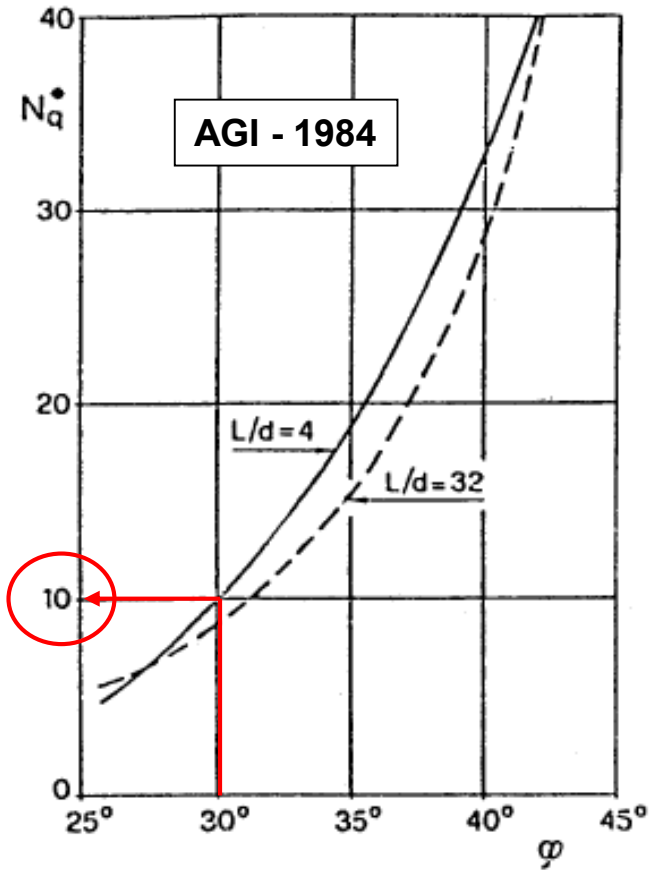
$$\varphi_{corr} = \varphi - 3^\circ$$

Resistenza alla punta – Fattore N_q



Pali Battuti

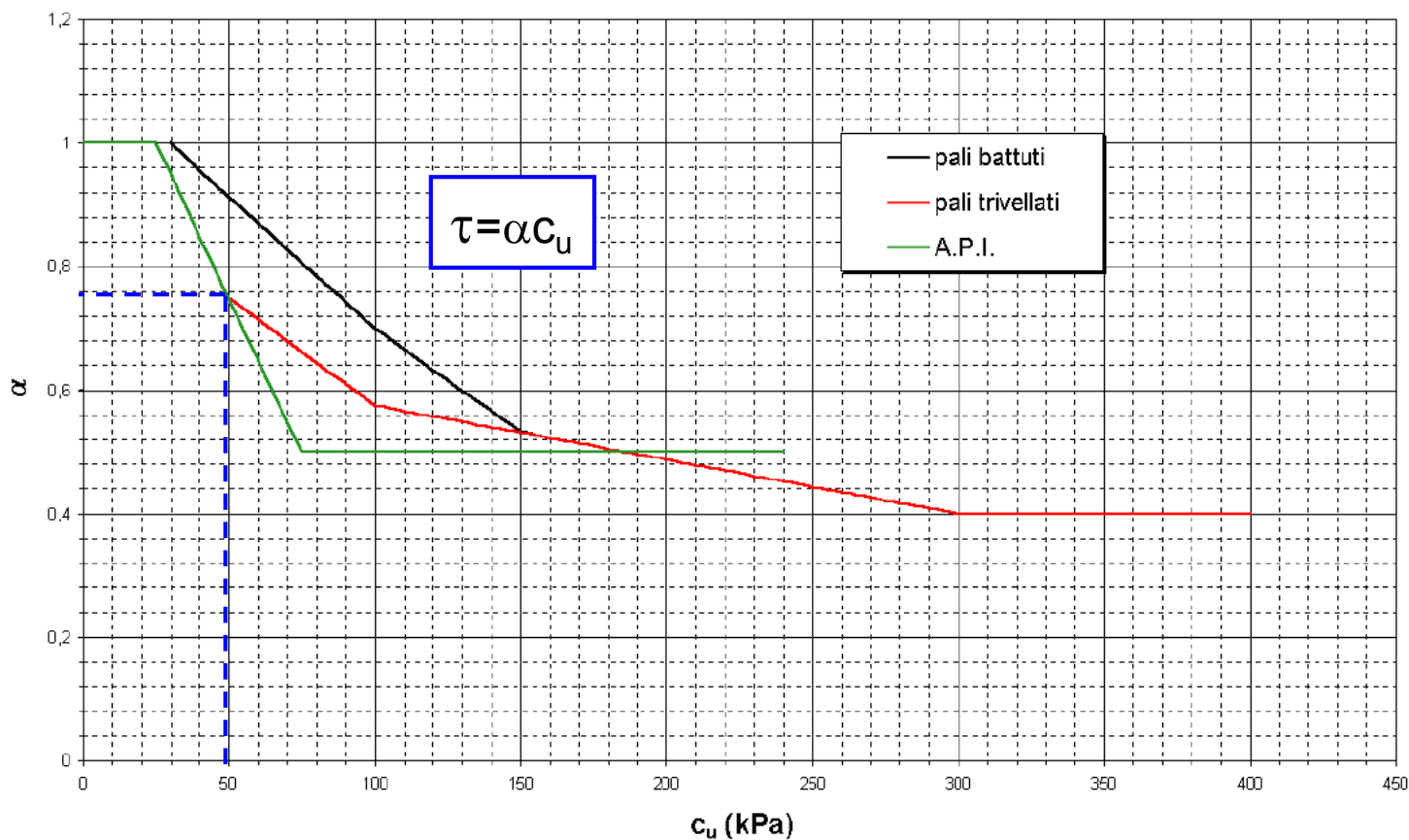
$$q_b = N_q \sigma'_v$$



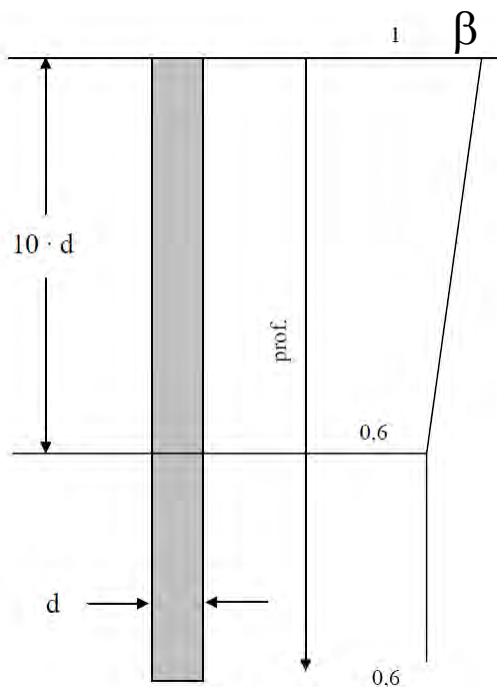
Pali Trivellati

Resistenza laterale – terreni coesivi

GRAFICO $c_u - \alpha$



Resistenza per attrito laterale – terreni incoerenti



Tipo di Palo		Valori di K_s	Valori di μ
BATTUTO	Acciaio	0.5 ÷ 1	$\tan(20^\circ)$
	Calcestruzzo prefabbricato	1 ÷ 2	$\tan(3/4 \cdot \varphi)$
	Calcestruzzo gettato in opera	1 ÷ 3	$\tan(\varphi)$
TRIVELLATO		0.5 ÷ 0.7*	$\tan(\varphi)$
CFA – Elica continua		0.7 ÷ 0.9*	$\tan(\varphi)$

* decrescente con la profondità

$$\tau_s = K_s \cdot \mu \cdot \sigma'_v$$

Raccomandazione
AGI / 1984

Reese – O'Neil (1987)

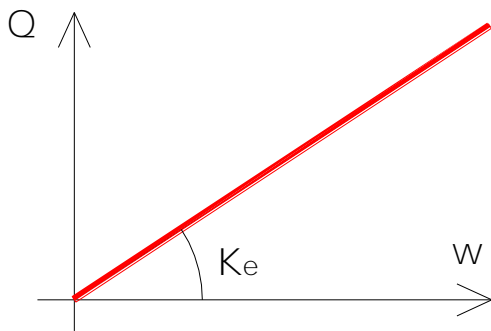
$$\tau_s = \beta \cdot \sigma'_v \quad [\beta \cong 0.25 \div 0.35 \text{ (terreni n.c.) }]$$

$$[\beta = K_s \mu] \quad [\beta \cong 0.60 \div 1.00 \text{ (terreni o.c.) }]$$

**Flessibilità
e Rigidezza**

F
L
E
S
S
I
B
I
L
I
T
A'
D
E
I
P
A
L
I

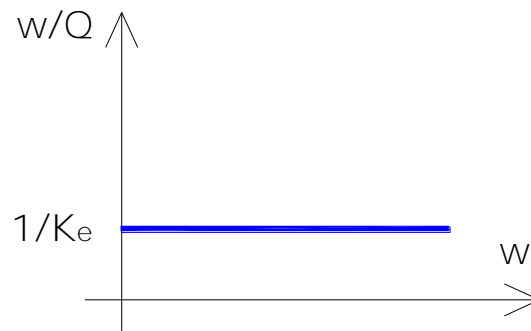
CARICHI - CEDIMENTI



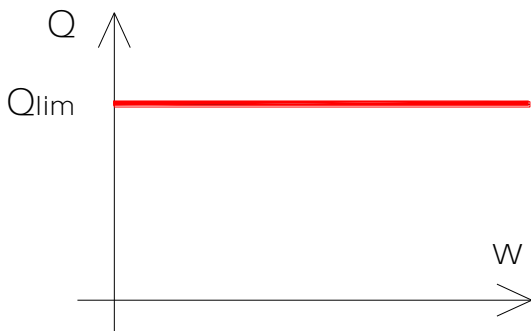
Palo rigido

TERRENO
MODELLO ELASTICO

FLESSIBILITA'



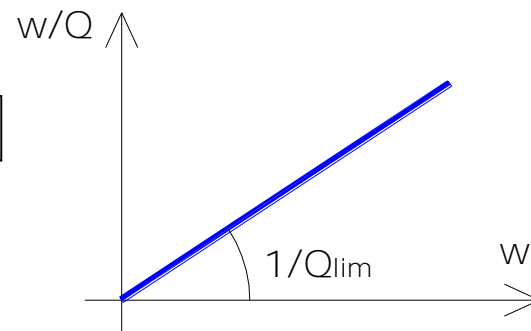
CARICHI - CEDIMENTI



Palo rigido

TERRENO
MODELLO RIGIDO-PLASTICO

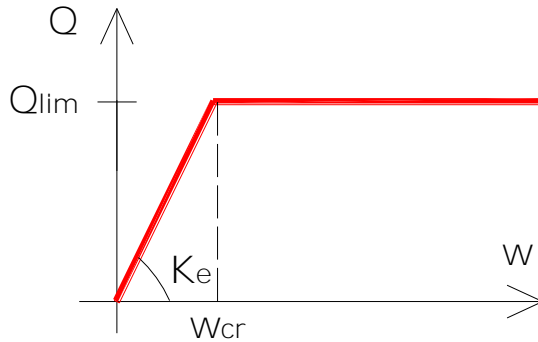
FLESSIBILITA'



MODELLO RIGIDO-PLASTICO

F
L
E
S
S
I
B
I
L
I
T
A'
D
E
I
P
A
L
I

CARICHI - CEDIMENTI

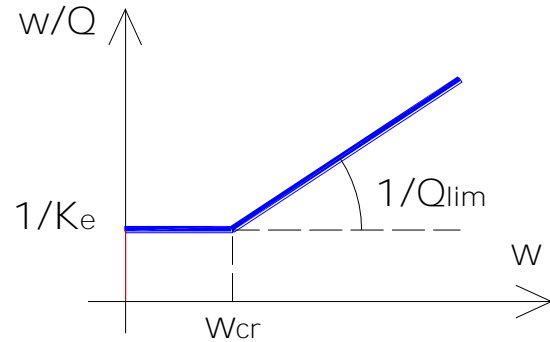


Palo rigido

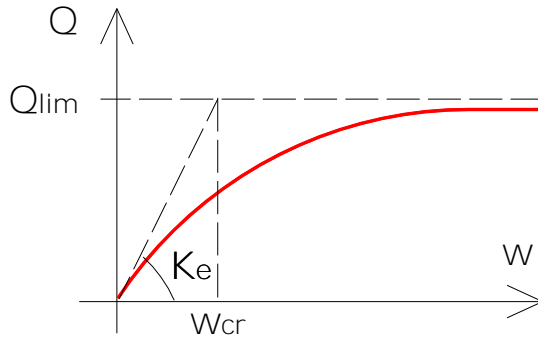
TERRENO

MODELLO ELASTO-PLASTICO

FLESSIBILITA'



CARICHI - CEDIMENTI

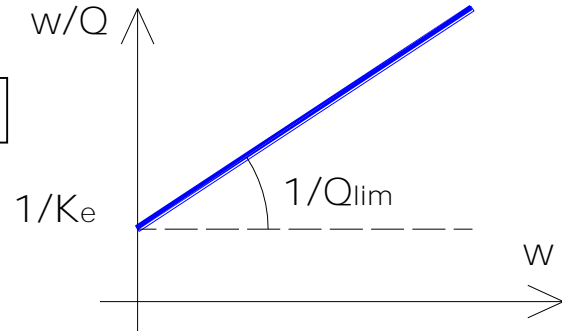


Palo rigido

TERRENO

MODELLO IPERBOLICO

FLESSIBILITA'



RIGIDEZZA ELASTICA DEI PALI - CASI LIMITE

$$K_e = \frac{EA}{L} \cdot \frac{\delta}{\tanh \delta}$$

Rigidezza palo incastrato alla base

$$K_e = \frac{EA}{L} \cdot \delta \cdot \tanh \delta$$

Rigidezza palo sospeso portante per attrito laterale

$$K_e = \frac{(EA/L) \cdot K_b}{(EA/L) + K_b}$$

Rigidezza palo portante solo per punta

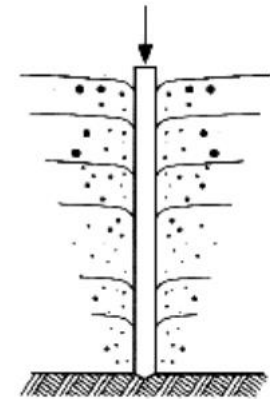
$$K_e = K_s + K_b$$

Rigidezza palo assialmente indeformabile

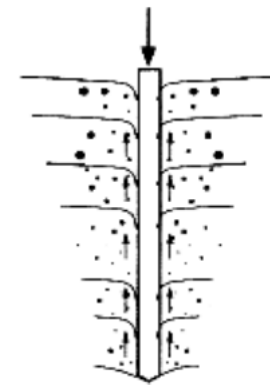
$$K_e = EA/L$$

Rigidezza palo libero incastrato alla base

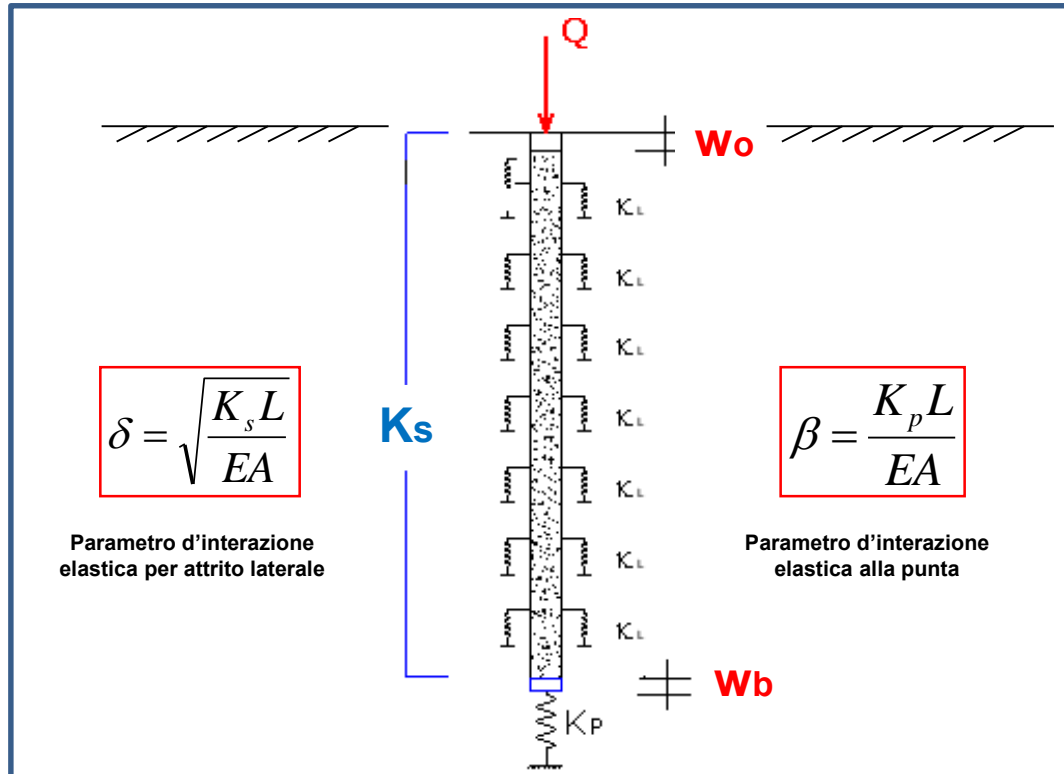
Palo portante "di punta"



Palo portante "per attrito laterale"



Rigidezza elastica dei pali



$$\delta = \sqrt{\frac{K_s L}{EA}}$$

Parametro d'interazione elastica per attrito laterale

$$\beta = \frac{K_p L}{EA}$$

Parametro d'interazione elastica alla punta

$$K_e = \frac{Q}{w_o} = \left[\frac{EA}{L} \cdot \delta \cdot \tanh \delta \right] \cdot \left[\frac{\delta + \beta / \tanh \delta}{\delta + \beta \cdot \tanh \delta} \right]$$

(Modello elastico)

Rigidezza attrito laterale

Effetto irrigidente punta

**Prove di
validazione**

– PALI DI FONDAZIONE –

**STRUTTURE INTERAGENTI
CON IL TERRENO**

PRINCIPIO DI INDETERMINAZIONE
(GEOTECNICA E TECNOLOGICA)

**LA CONOSCENZA DELLE CARATTERISTICHE
DI RESISTENZA E DI RIGIDEZZA DEI TERRENI E'
LIMITATE A VALORI PUNTUALI (PROVE GEOTECNICHE)**

**INDAGINI ESTESE A VOLUMI SIGNIFICATIVI DI TERRENO
(PROVE GEOFISICHE) FORNISCONO INFORMAZIONI DI
TIPO INDIRETTO INERENTI I PARAMETRI DINAMICI**

– PALI DI FONDAZIONE –

LAVORI GEOTECNICI SPECIALI

OGNI OPERA COSTITUISCE UN **PROTOTIPO** PER IL
QUALE E' AMMISSIBILE STABILIRE UNA ANALOGIA
(TECNOLOGICA) MA NON UNA ESTRAPOLAZIONE DEI
RISULTATI PERTINENTI A CASISTICHE AFFINI
(l'esecuzione del palo modifica i legami costitutivi)

IL PROCESSO COSTRUTTIVO DEI PALI HA INSITO
IN SE' UN' ALEA (GEOTECNICA E TECNOLOGICA)
CHE NON E' ELIMINABILE CON IL PROCESSO DI
PROGETTAZIONE E DI CONTROLLO IN OPERA

VALIDAZIONE COGENTE
CON L'ESECUZIONE IN CAMPO DI
PROVE DI CARICO

**Indice degli
Argomenti**

Indice degli Argomenti

- 1) Tipologie di Pali
- 2) Metodi di prova
- 3) Modalità esecutive delle prove statiche
- 4) Parametri di Back Analysis forniti dalle prove
- 5) Casi di studio

- 6) Modello costitutivo risultante dalle prove
- 7) Esempi di Back Analysis
- 8) Analisi Parametrica
- 9) Carico ultimo vs cedimento limite

- 10) Interpretazione fisica dei modelli**

- 11) Stima dei parametri di progetto
- 12) Esempio applicativo
- 13) Carico limite di viscosità

Modello
interpretativo
(Carico Ultimo)

Modello
Fisico

Modello
previsionale
(Cedimenti)

**Tipologie
di Pali**

PRINCIPALI TIPOLOGIE DI PALI DI FONDAZIONE

PAT = pali con asportazione del terreno – **PST** = pali con spostamento del terreno

- | | | |
|---------------------------|--|------------|
| • Pali Trivellati | - con asportazione del terreno e sostegno del foro | PAT |
| • Pali Trivellati CFA | - con asportazione del terreno | |
| • Pali a Spostamento | - pali CFA senza asportaz. terreno | |
| • Pali battuti | - prefabbricati | |
| | - gettati in opera (Franki) | PST |
| • Pali infissi | - mediante vibrazione | |
| | - staticamente con martinetti | |
| • Micropali e pali Mega | | |
| • Colonne di jet grouting | (trattamenti colonnari) | |

Pali Trivellati Fasi Esecutive

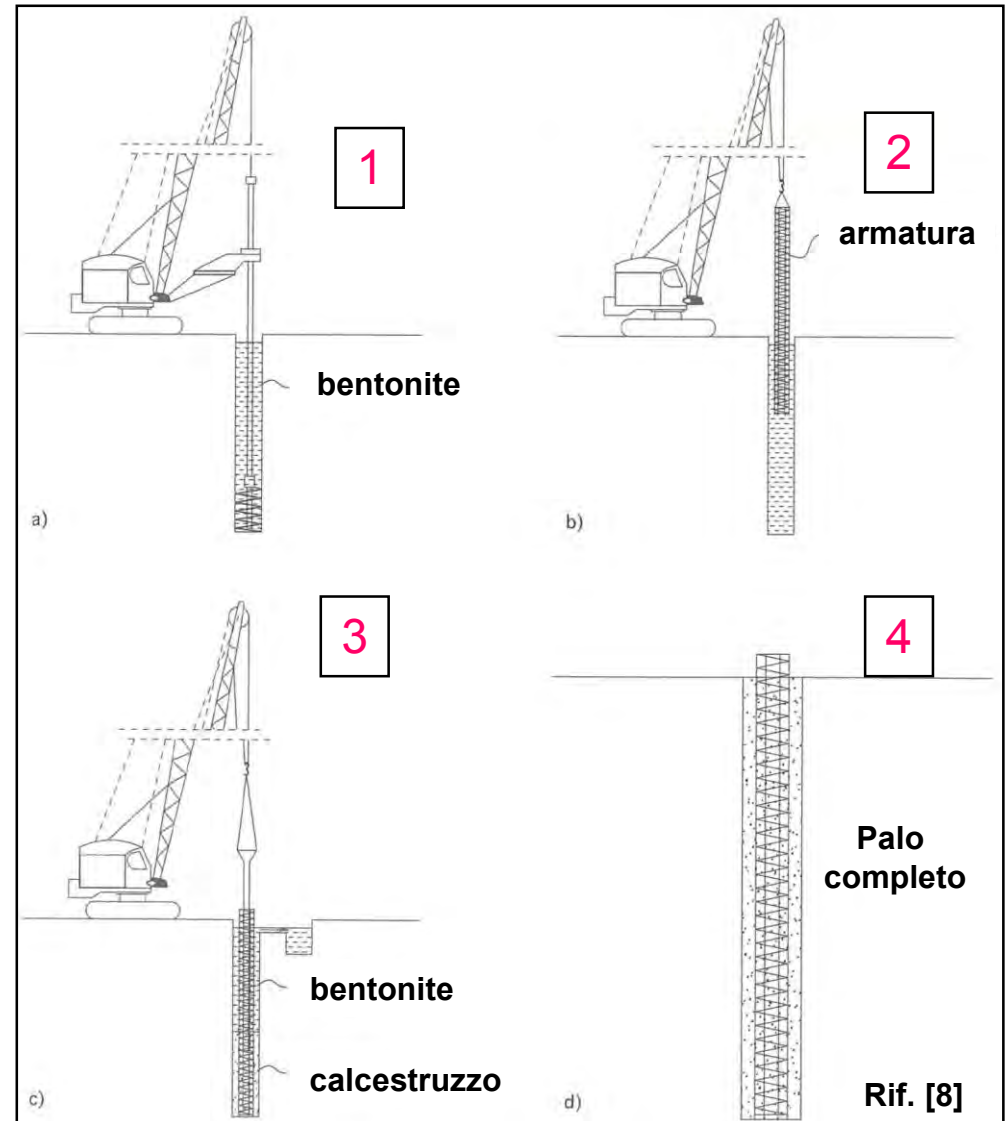
a) **Esecuzione foro sostenuto con bentonite o polimeri**

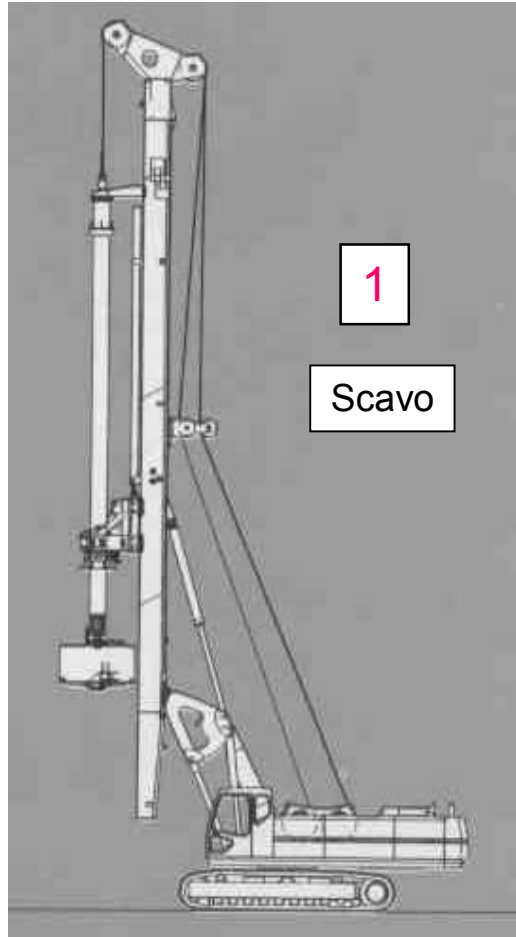
b) **Posa gabbia d'armatura**

c) **Getto calcestruzzo**

d) **Palo completato**

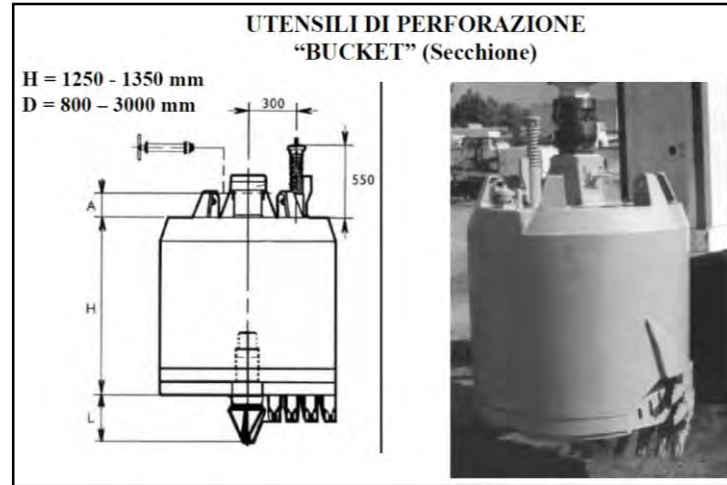
e) **trasporto a discarica materiale scavato non riutilizzato in cantiere**



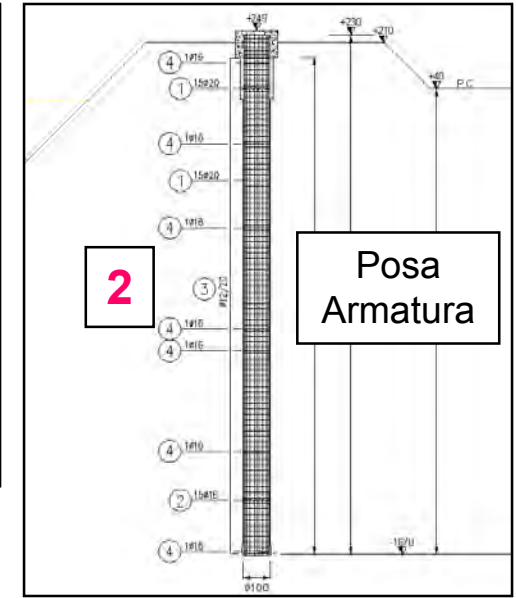


1

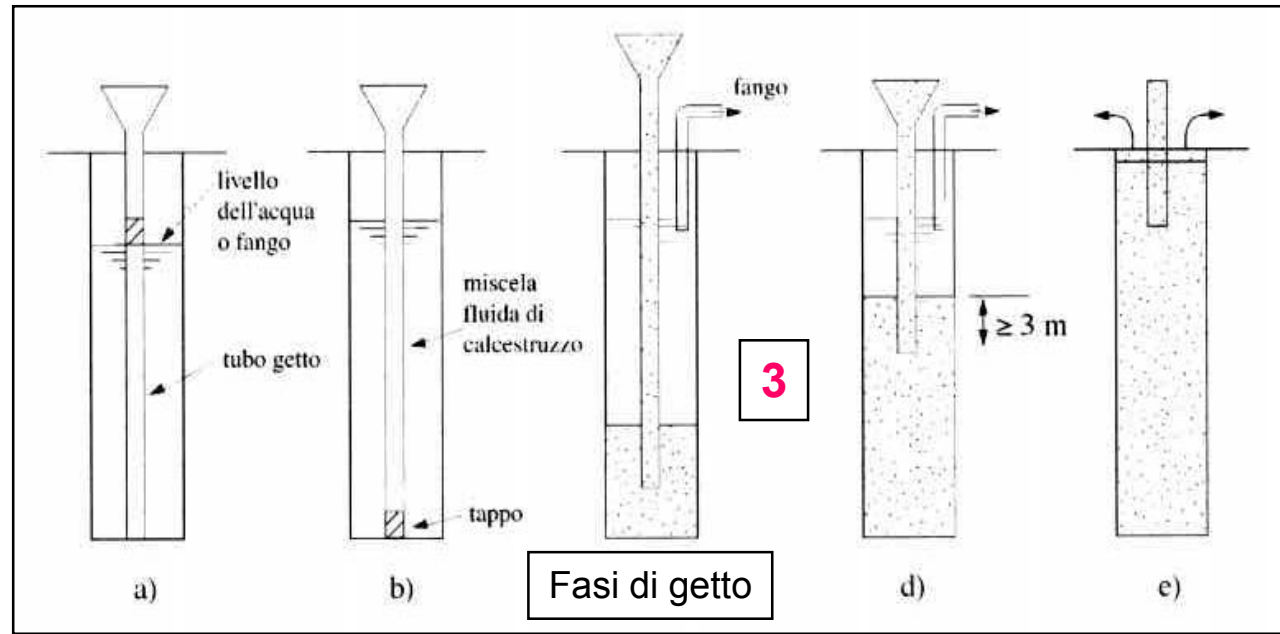
Scavo



Attrezzatura di scavo



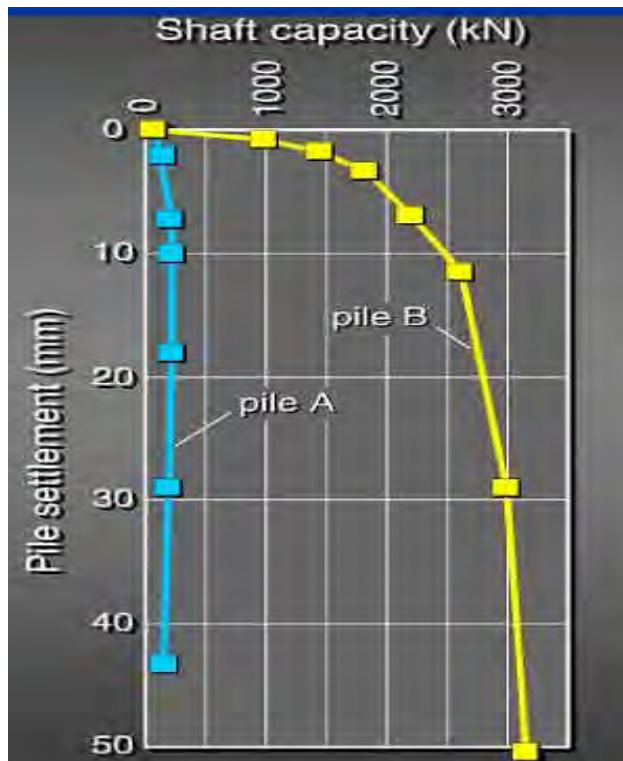
Pali trivellati con asportazione del terreno e sostegno del foro [Bored Piles]



SOSTEGNO DELLA PERFORAZIONE

- **Rivestimento (vibroinfisso o trascinato)**
 - infissione
 - stabilità fondo foro
 - estrazione
- **Fanghi bentonitici o polimerici**
 - stabilità delle pareti e del fondo

Pali trivellati – Influenza dello spessore di bentonite sulla capacità portante



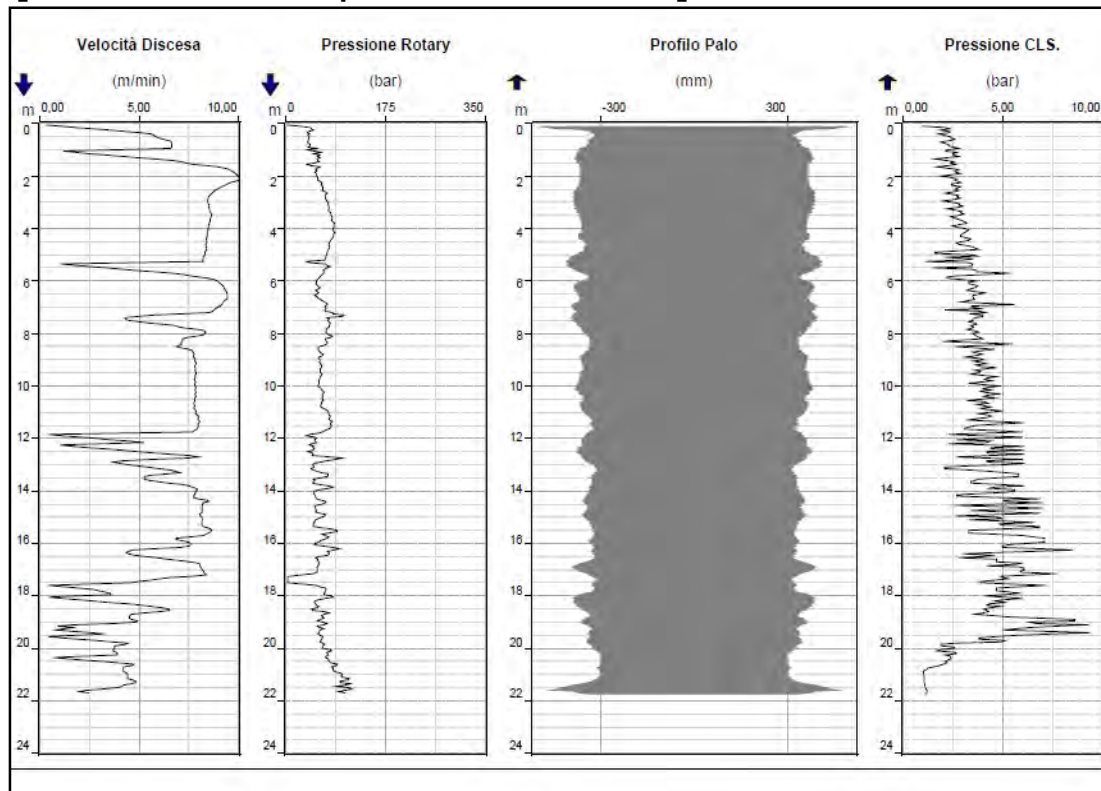
	A	B
MFV, sec/lt *	155	40
Sand content, %	23	2
Exposure time, h	72	2
Cake thickness, cm	10	< 1

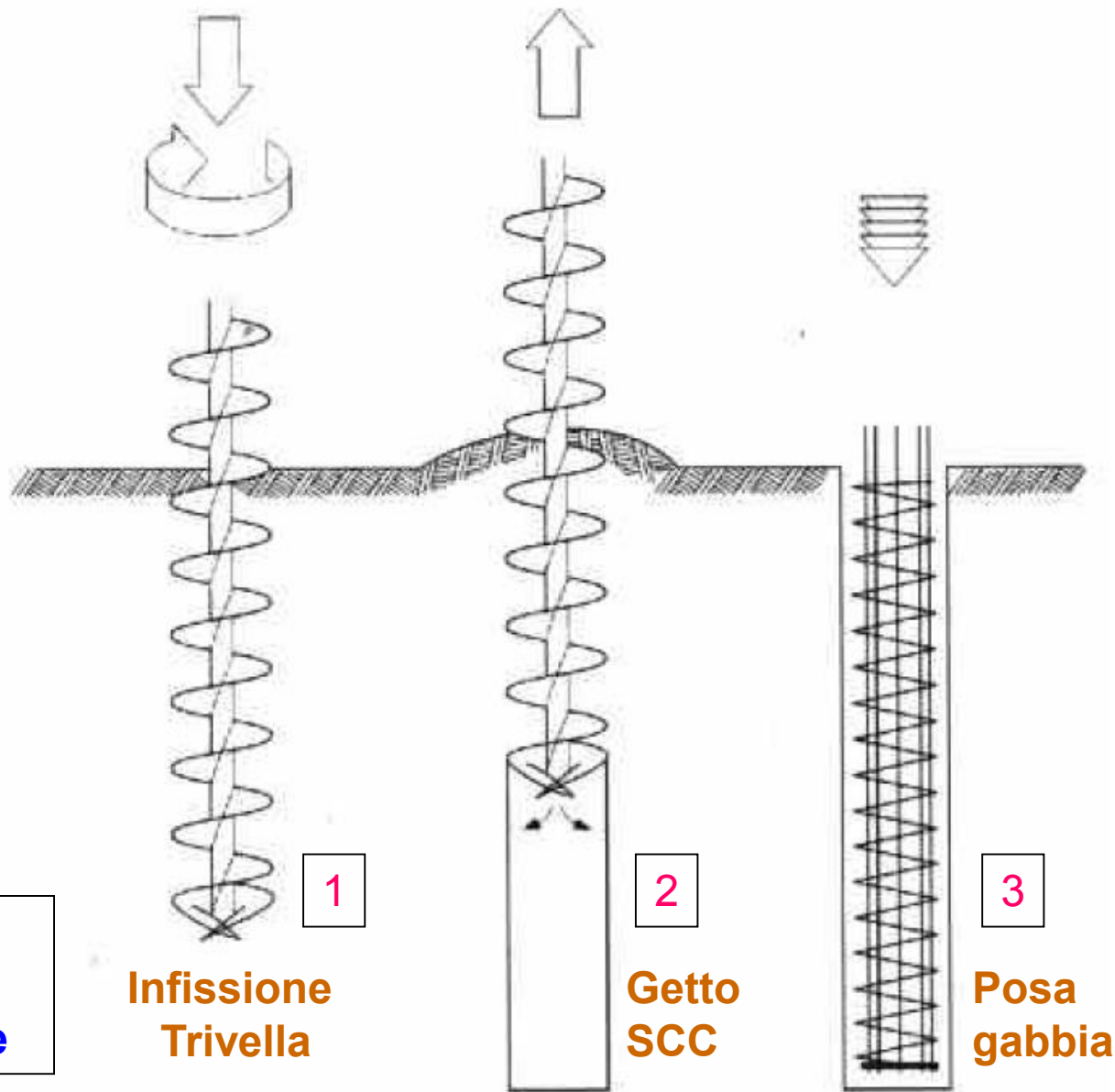
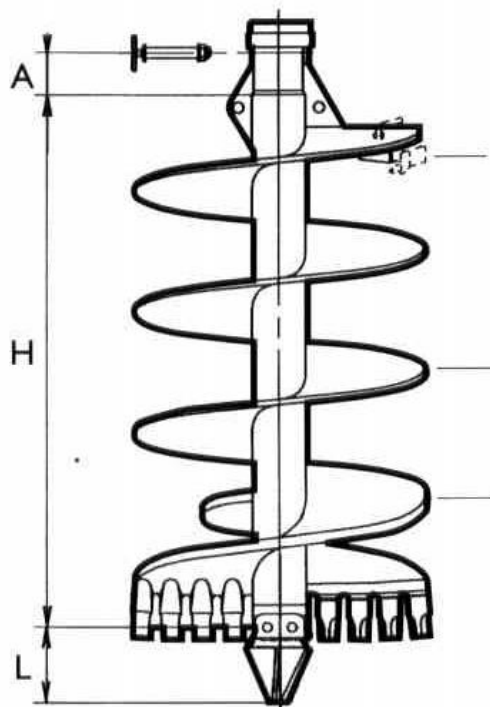
Pali trivellati ad elica continua con asportazione del terreno

[CFA = Continuous Flight Auger]

Pali trivellati ad elica continua con spostamento del terreno

[FDP = Full Displacement Piles]





Palo CFA - Particolare trivella a elica continua
Sequenza fasi esecutive

1
Infissione Trivella

2
Getto SCC

3
Posa gabbia



Infissione Trivella

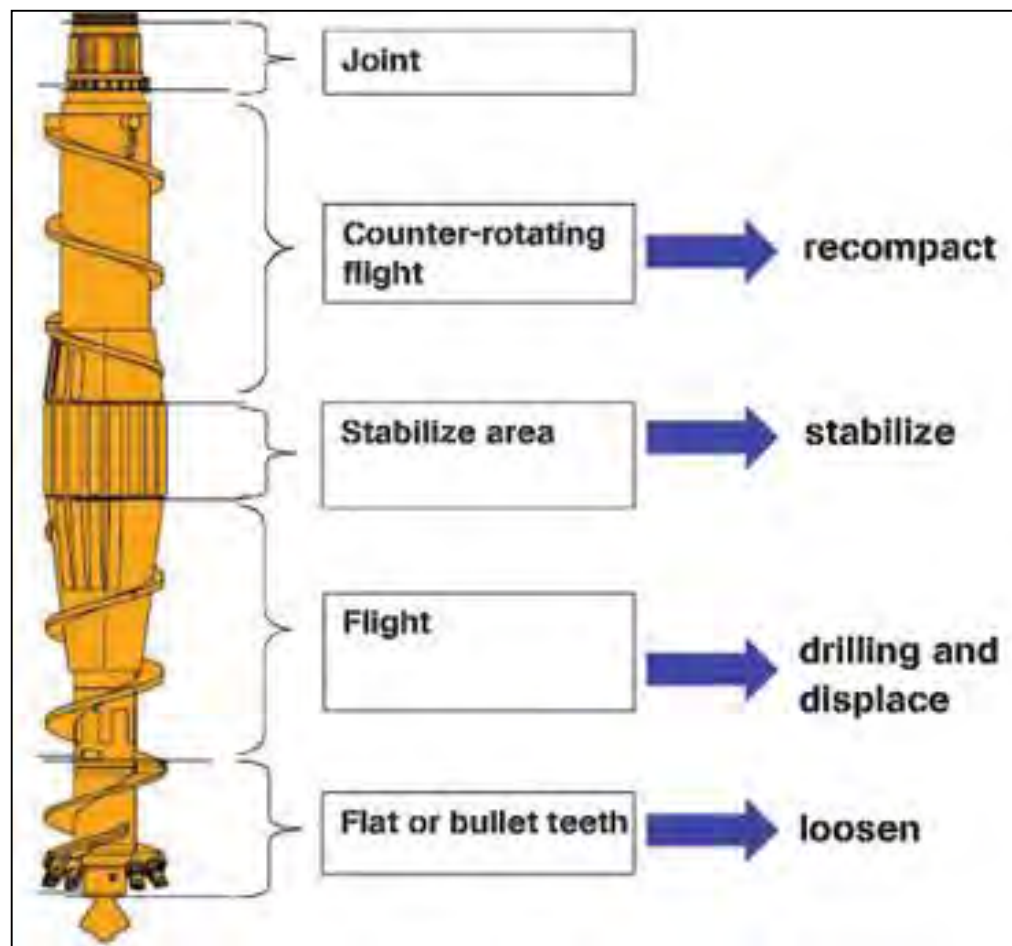


Calcestruzzo SCC



Posa gabbia

Pali CFA / FDP - Sequenza fasi esecutive



Palo trivellato e pressato con spostamento di terreno (FDP) - Sequenza delle fasi esecutive

Palo CFA

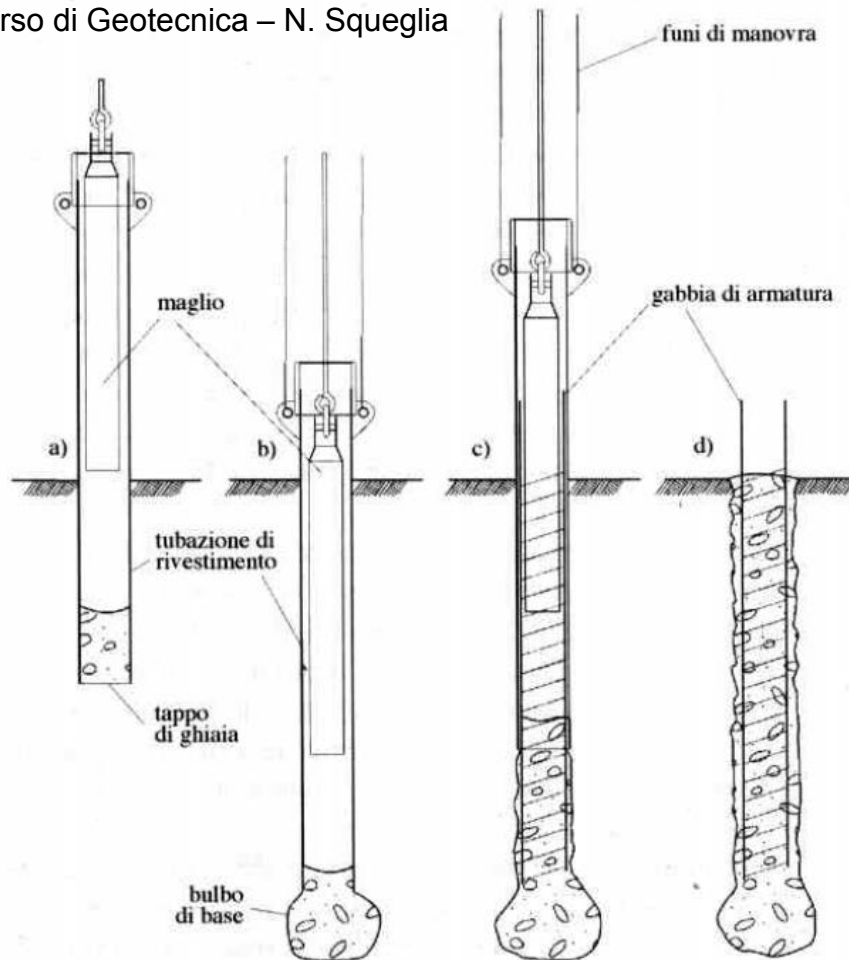


Palo FDP



**Palo ad elica continua (CFA) e con spostamento di terreno (FDP)
Confronto tra il materiale di risulta**

Corso di Geotecnica – N. Squeglia



Pali battuti gettati in opera – Pali Franki

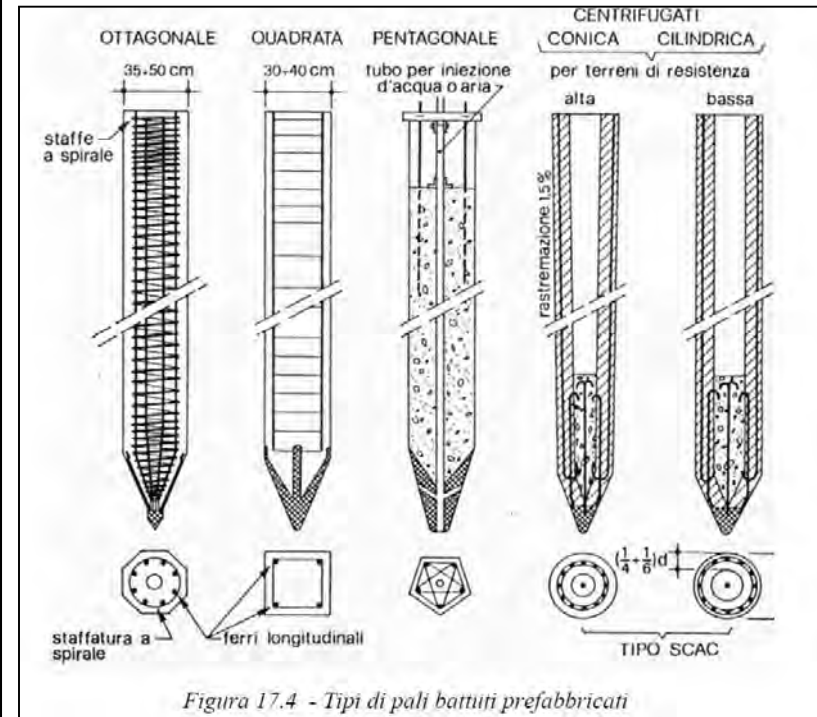
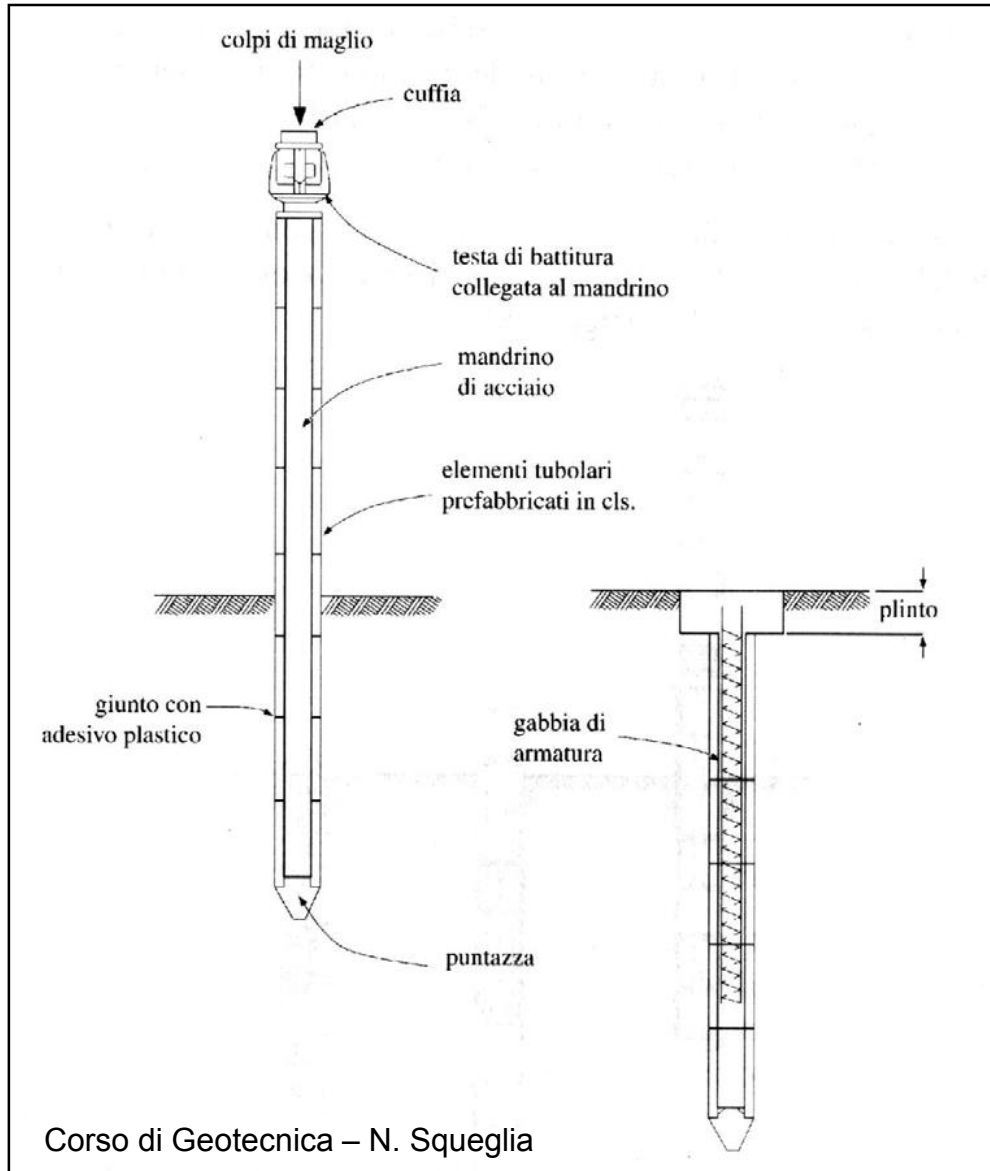


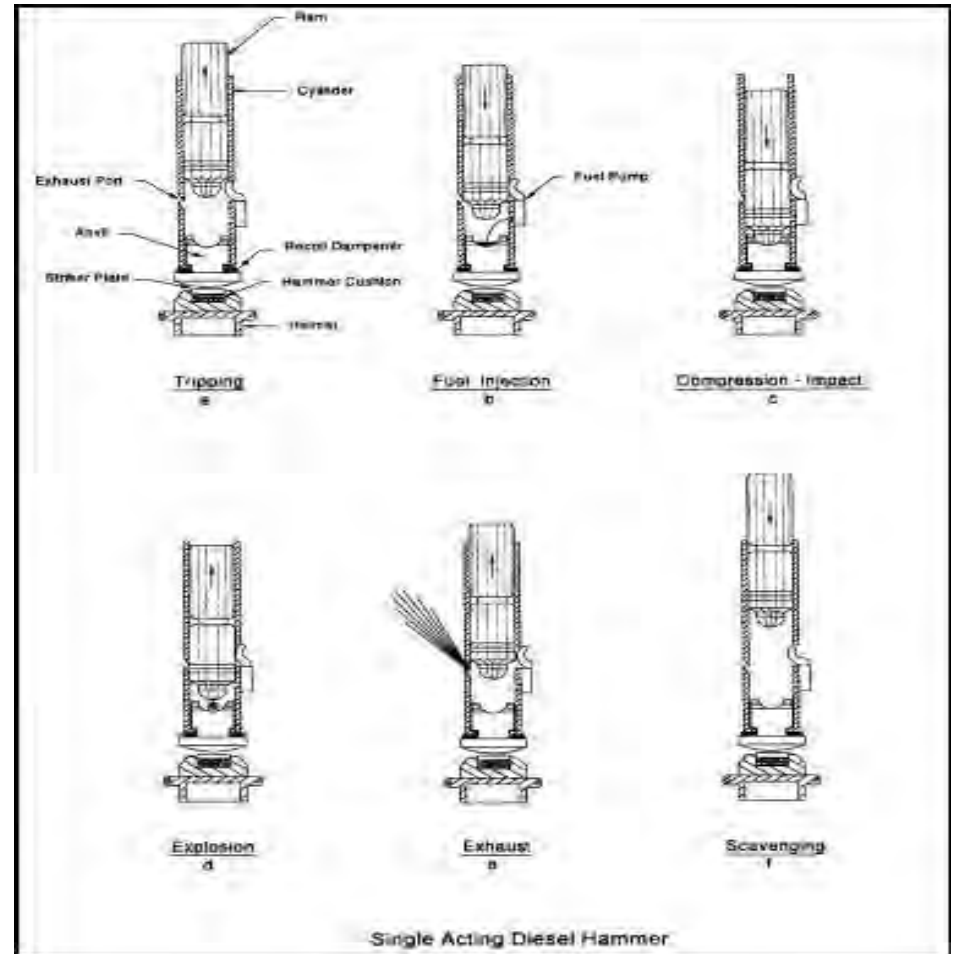
Figura 17.4 - Tipi di pali battuti prefabbricati

**Pali prefabbricati
in calcestruzzo**

Battitura con maglio



Pali prefabbricati in calcestruzzo infissi con maglio diesel



Battipalo diesel tipo open end a singolo effetto



Pali in acciaio infissi da pontone con maglio diesel

**Prove
di Carico**

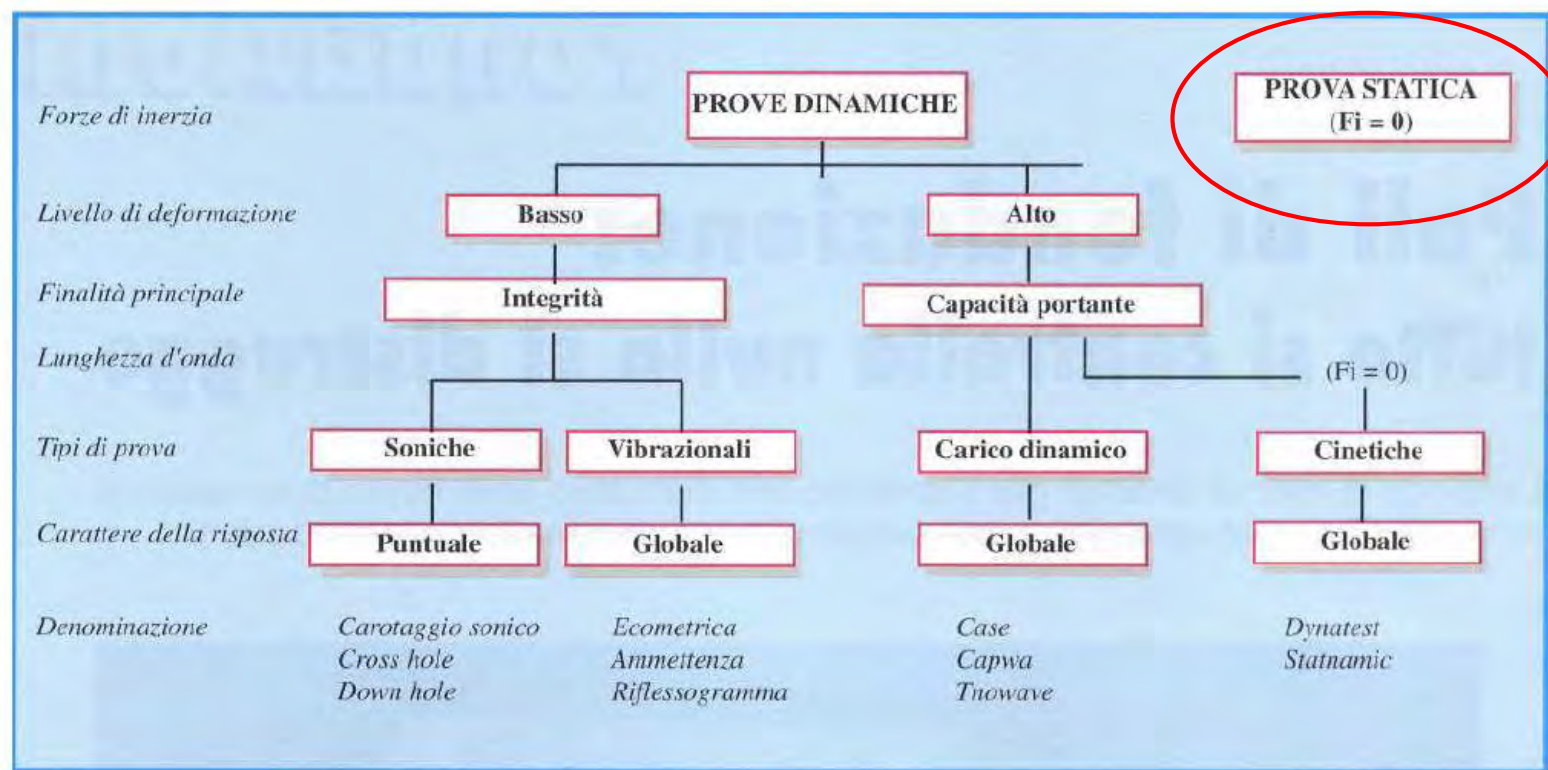


Fig. 1 - Controlli non distruttivi per fondazioni profonde (A.G.I. 27 giugno 1993)

METODI DI PROVA SUI PALI DI FONDAZIONE

PALI DI FONDAZIONI – PROVE E CONTROLLI

6.4.3.7 Prove di carico

6.4.3.7.1 Prove di progetto su pali pilota

Le prove per la determinazione della resistenza del singolo palo (prove di progetto) devono essere eseguite su pali appositamente realizzati (pali pilota) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare e ad essi sufficientemente vicini.

Le prove di progetto devono essere spinte fino a valori del carico assiale tali da portare a rottura il complesso palo-terreno o comunque tali da consentire di ricavare significativi diagrammi dei cedimenti della testa del palo in funzione dei carichi e dei tempi.

Il sistema di vincolo deve essere dimensionato per consentire un valore del carico di prova non inferiore a 2.5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

La resistenza del complesso palo-terreno è assunta pari al valore del carico applicato corrispondente ad un cedimento della testa pari al 10% del diametro nel caso di pali di piccolo e medio diametro ($d < 80$ cm), non inferiori al 5% del diametro nel caso di pali di grande diametro ($d \geq 80$ cm).

PALI DI FONDAZIONI – PROVE E CONTROLLI

6.4.3.7.2 Prove di verifica in corso d'opera

Sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica per controllarne principalmente la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono pertanto essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

In presenza di pali strumentati per il rilievo separato delle curve di mobilitazione delle resistenze lungo la superficie e alla base, il massimo carico assiale di prova può essere posto pari a 1,2 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

Il numero e l'ubicazione delle prove di verifica devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione; in ogni caso il numero di prove non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,
- 2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,
- 3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,
- 4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,
- 5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500,
- il numero intero più prossimo al valore $5 + n/500$, se il numero n di pali è superiore a 500.

Il numero di prove di carico di verifica può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche, da tarare con quelle statiche di progetto, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali.

PROVA DI CARICO DI PROGETTO

1. Ricerca del carico ultimo

2. Valutazione della rigidezza (cedimenti)

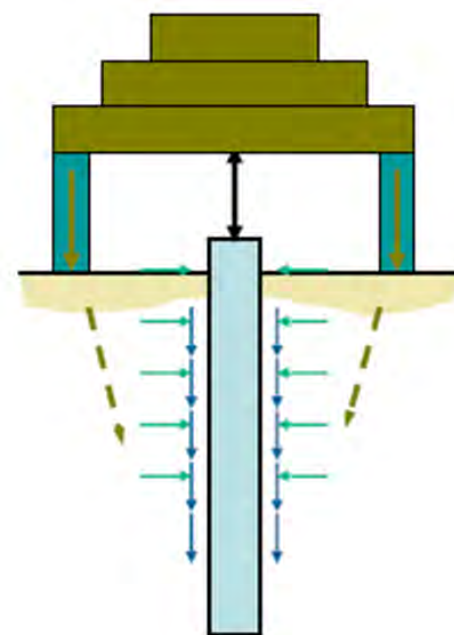
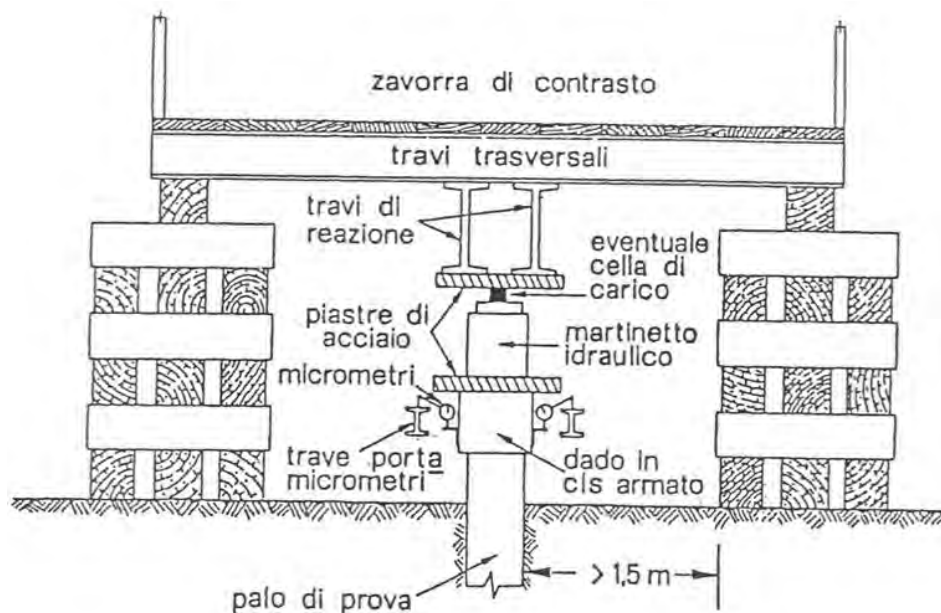
3. Ripartizione per attrito later. /punta

4. Ricerca del carico limite di viscosità

Modello Constitutivo Previsionale

**Modalità
Esecutive
della
Prova Statica**

PROVE DI CARICO CON ZAVORRA



Sistema di forze diffuse nel terreno



Zavorra da 2800 KN

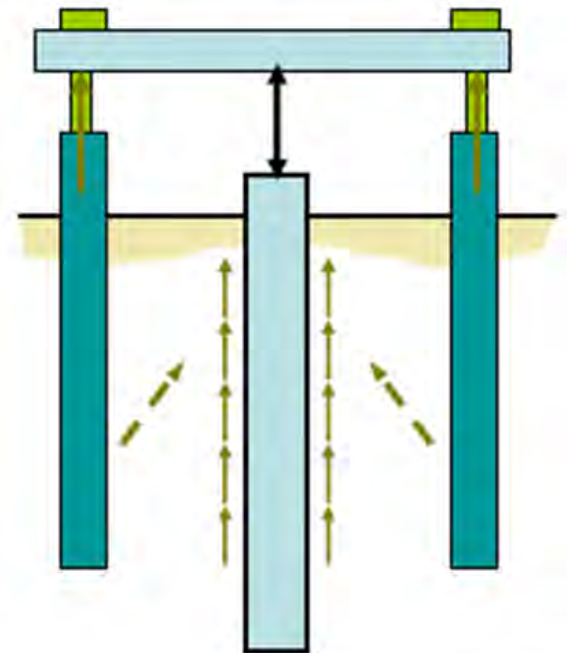
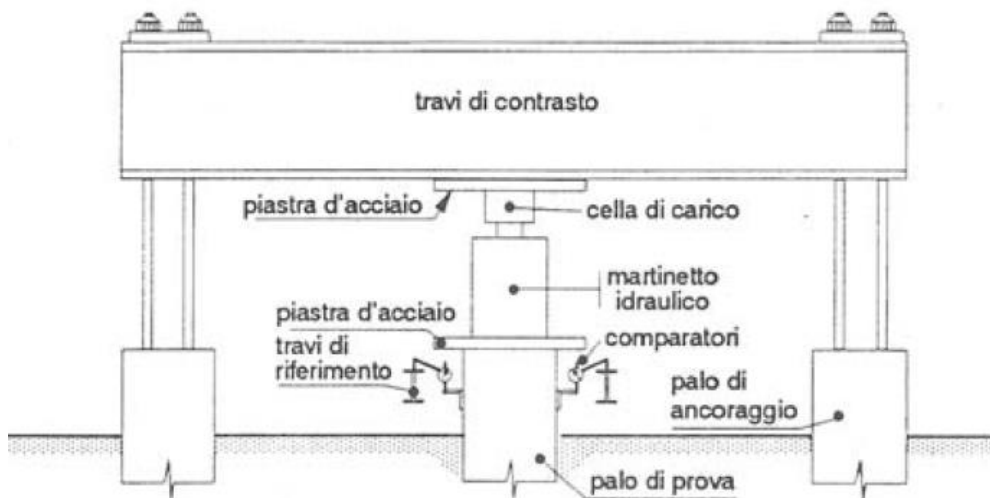


MARTINETTI



FLESSIMETRI

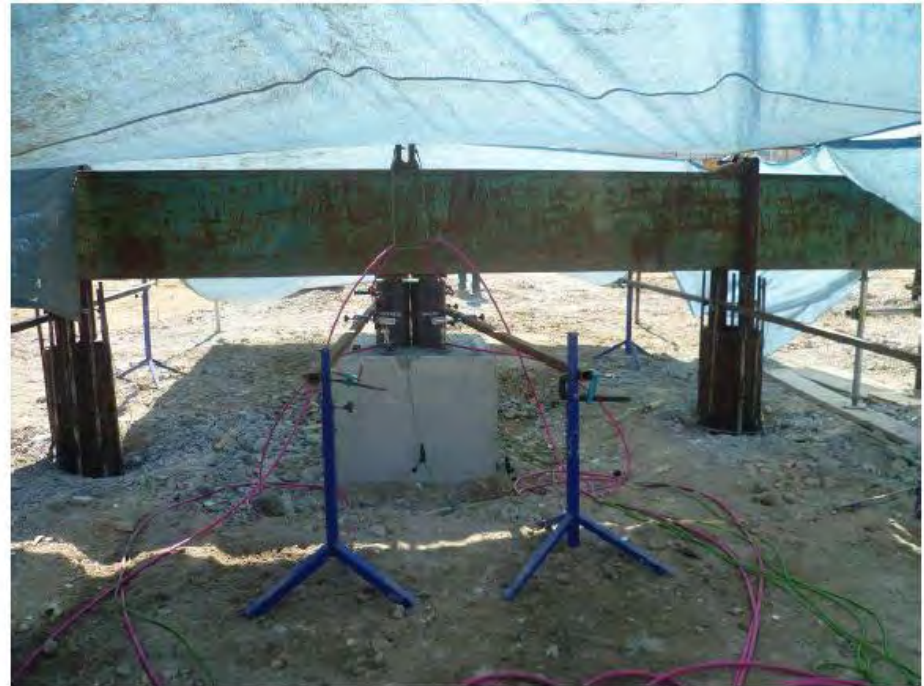
PROVE CON ANCORAGGIO A PALI IN TRAZIONE



Sistema di forze autoequilibrate

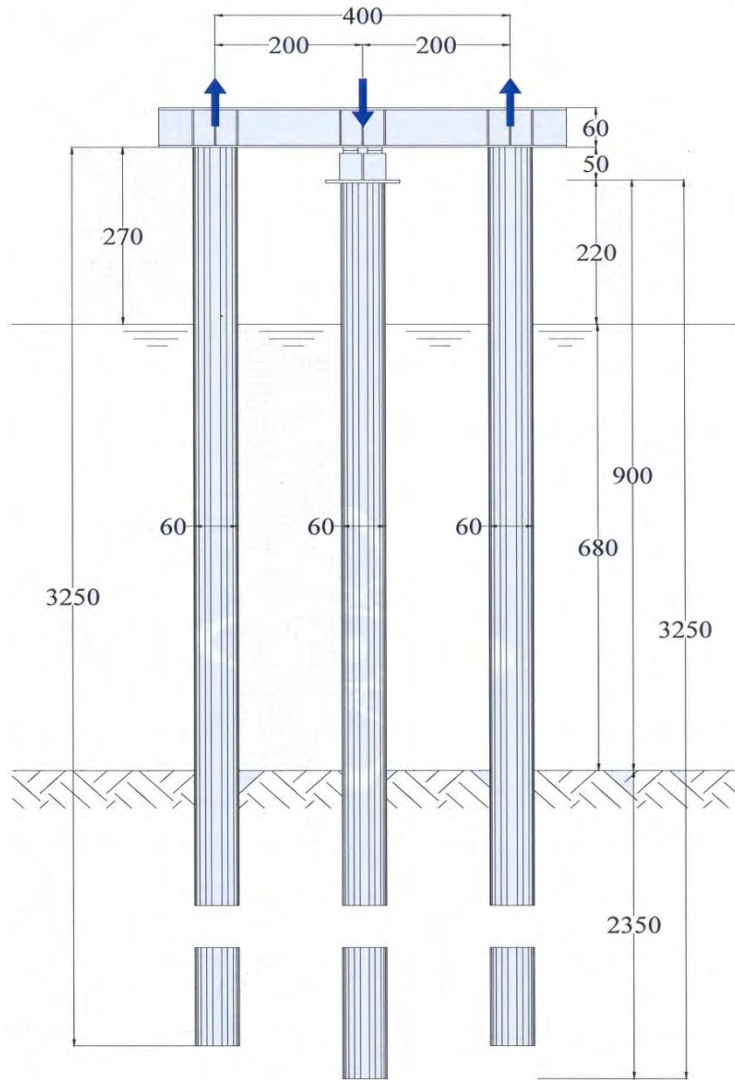


Particolare del martinetto di carico e del sistema di lettura dei cedimenti

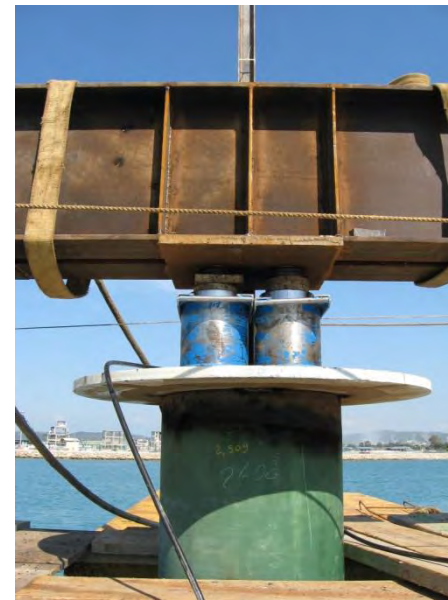


Fotografia dell'insieme di prova.

PROVE CON ANCORAGGIO A PALI IN TRAZIONE



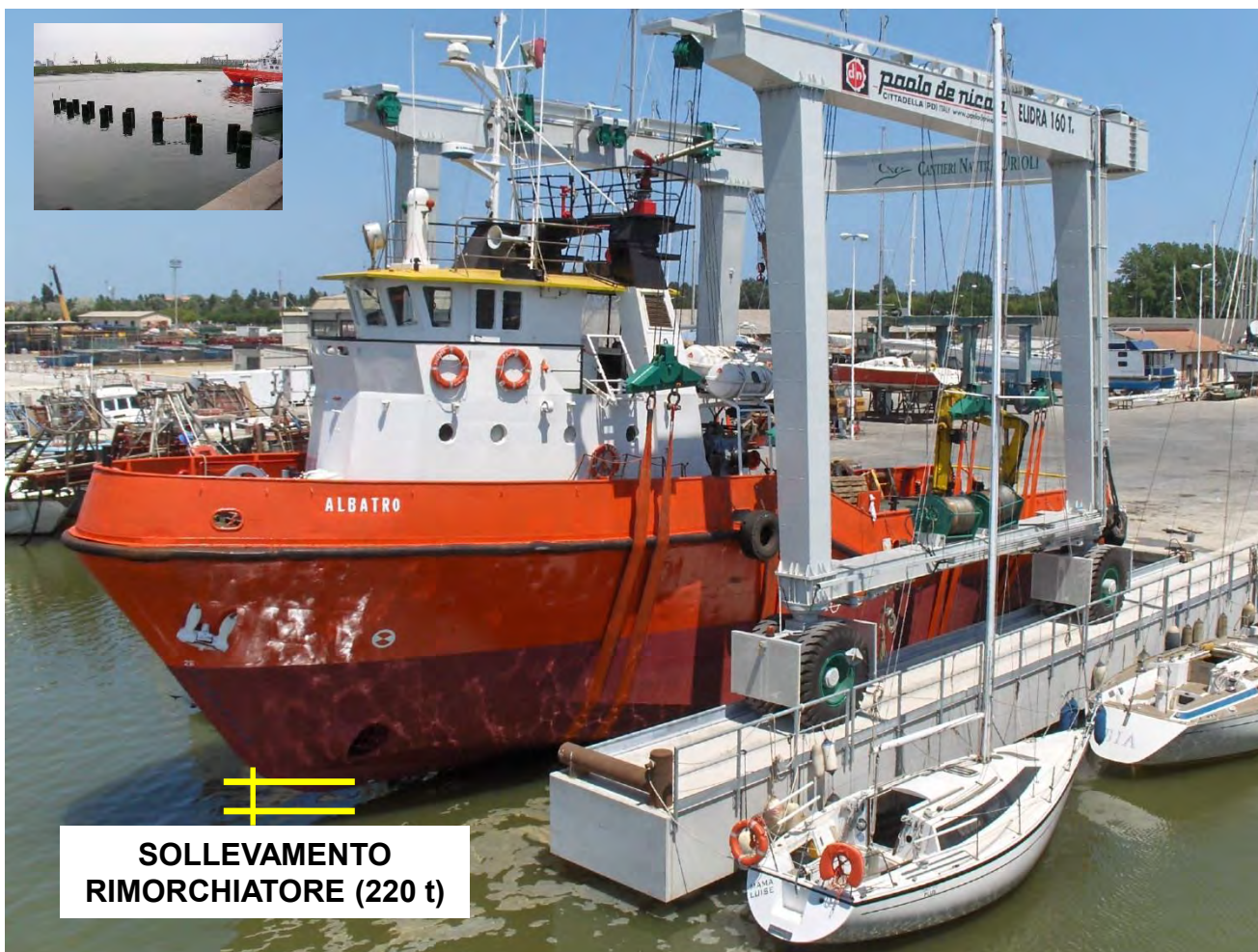
N.B: Tutte le misure sono espresse in [cm]



PROVA CON ANCORAGGIO A 2 PALI IN TRAZIONE



PROVA CON ANCORAGGIO A 4 PALI IN TRAZIONE



PROVA DIRETTA CON CARICO DI ESERCIZIO

Prove di Carico

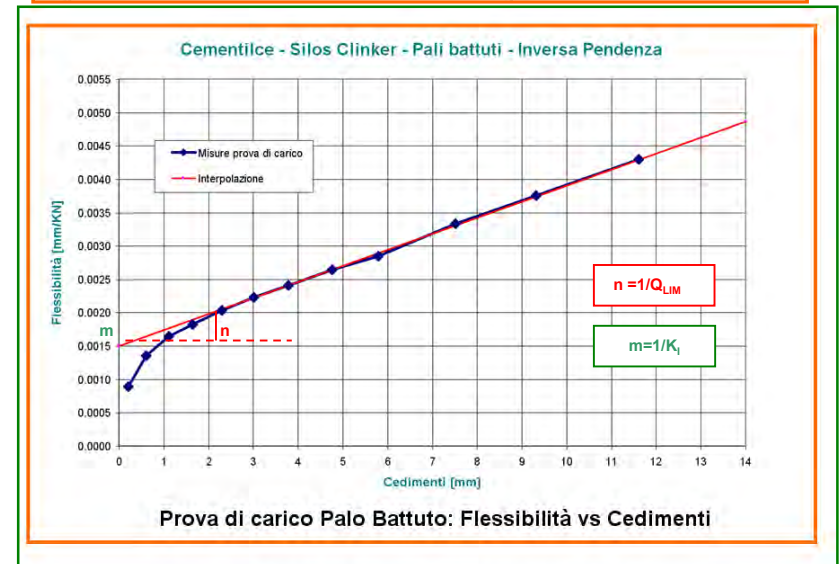
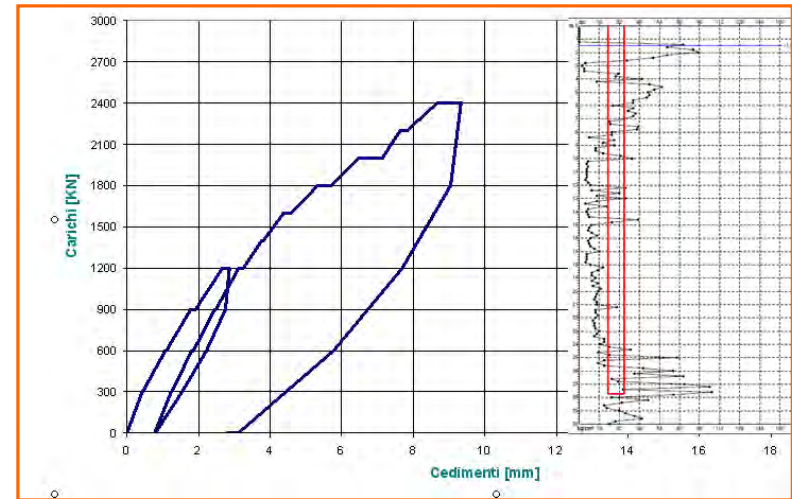
**Parametri di
Back Analysis**

RISULTATI FORNITI DALLE PROVE

Curva
Carichi (Q)
Cedimenti (w)

Curva
Flessibilità (w/Q)
Cedimenti (w)

Curva di viscosità



PARAMETRI FORNITI DALLA

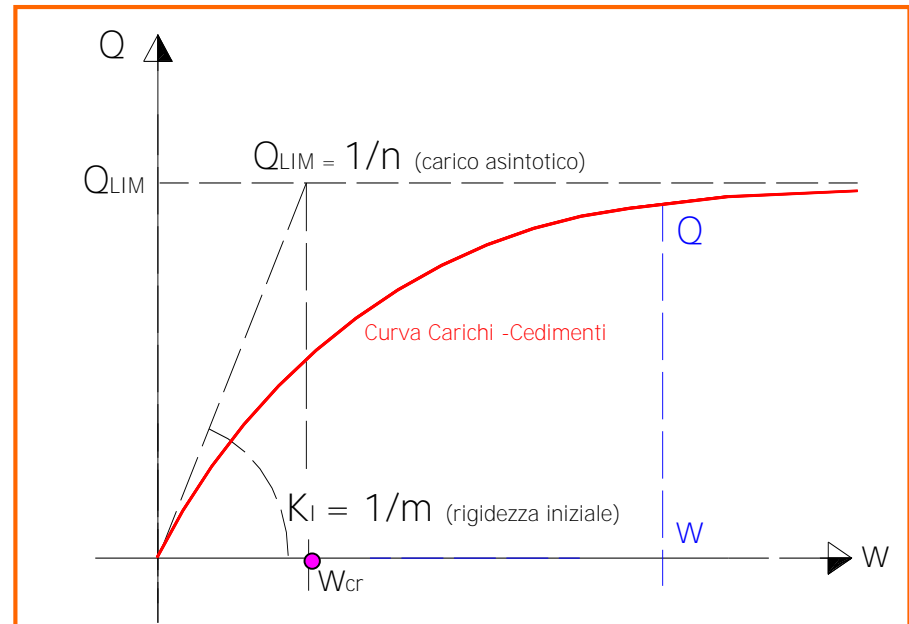
Parametri di prova:
Carico Limit
Rigidezza Iniziale

Parametri di prova:
Cedimento

$$w_{cr} = Q_{LIM} / K_I$$

Valore normale

$$c_e = w_{cr} / D$$



Q_{LIM} = carico limite asintotico ($w \rightarrow \infty$)
correlazione carichi - spostamenti

K_I = rigidezza elastica iniziale ($w \rightarrow 0$)

w_{CR} = cedimento attinto al carico limite
in regime elastico plastico ($K_e = K_I$)

Prove di Carico

Casi di Studio

CASISTICA ANALIZZATA

Pali Trivellati

Pali CFA

Pali Trelicon

Pali Franki

Pali Battuti

Pali in Acciaio

Micropali

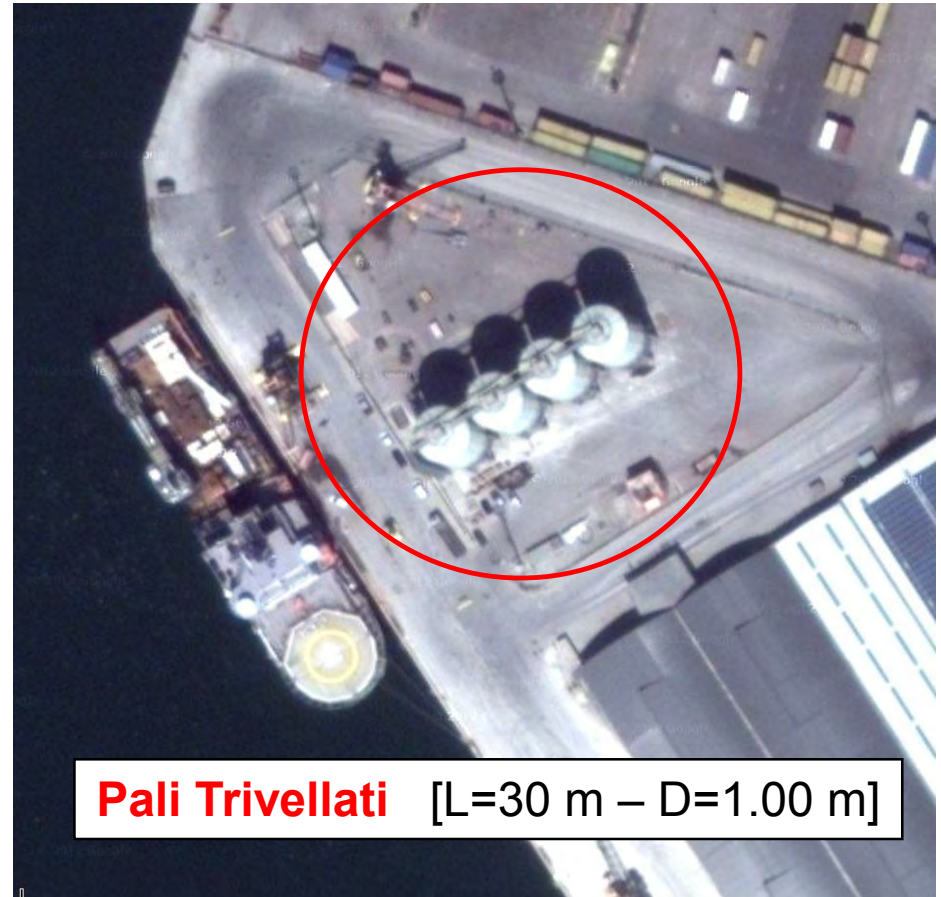
Jet Grouting



The Port of Ravenna and the Corsini Channel

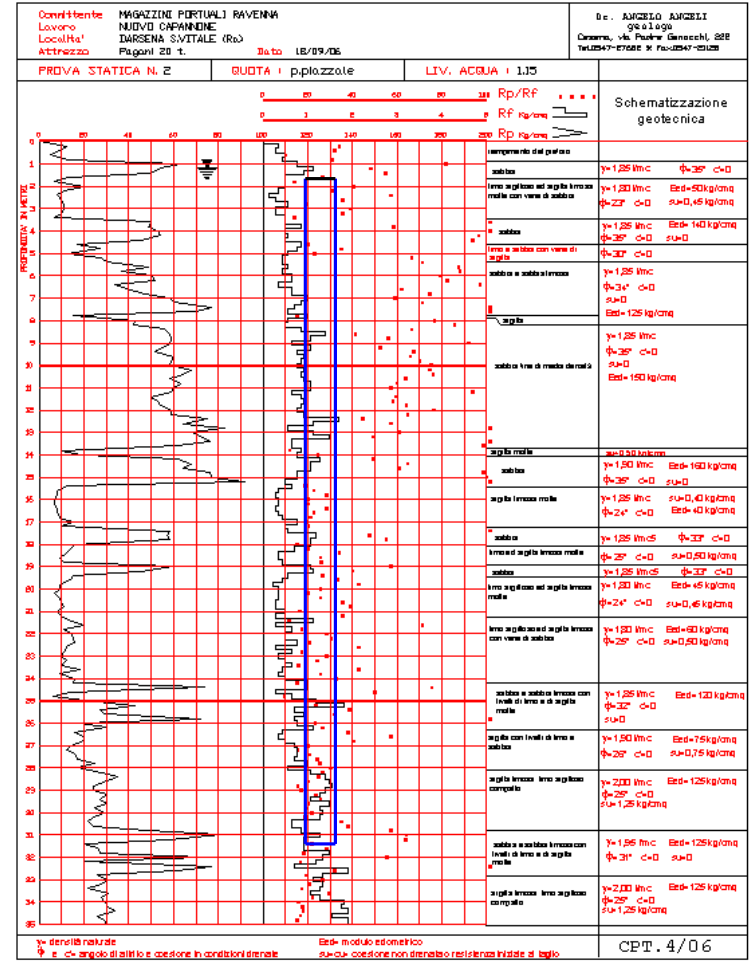
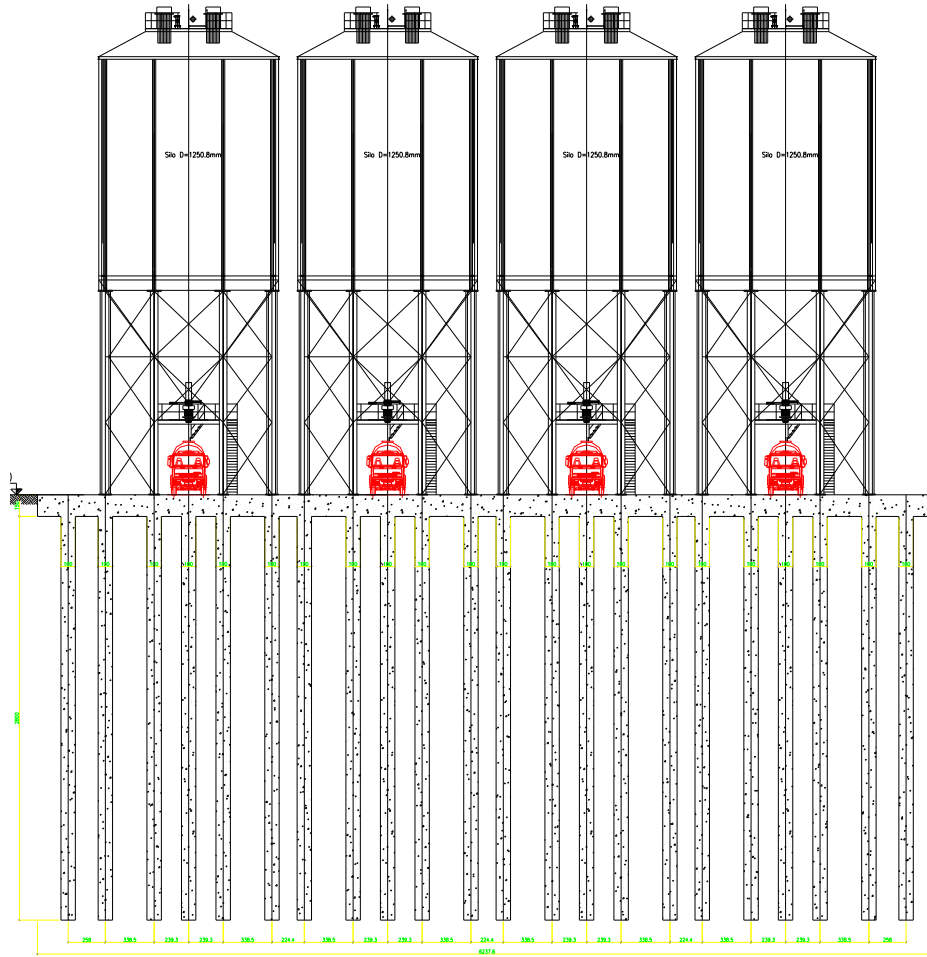
Porto San Vitale - Ravenna

Silos Stoccaggio Cemento

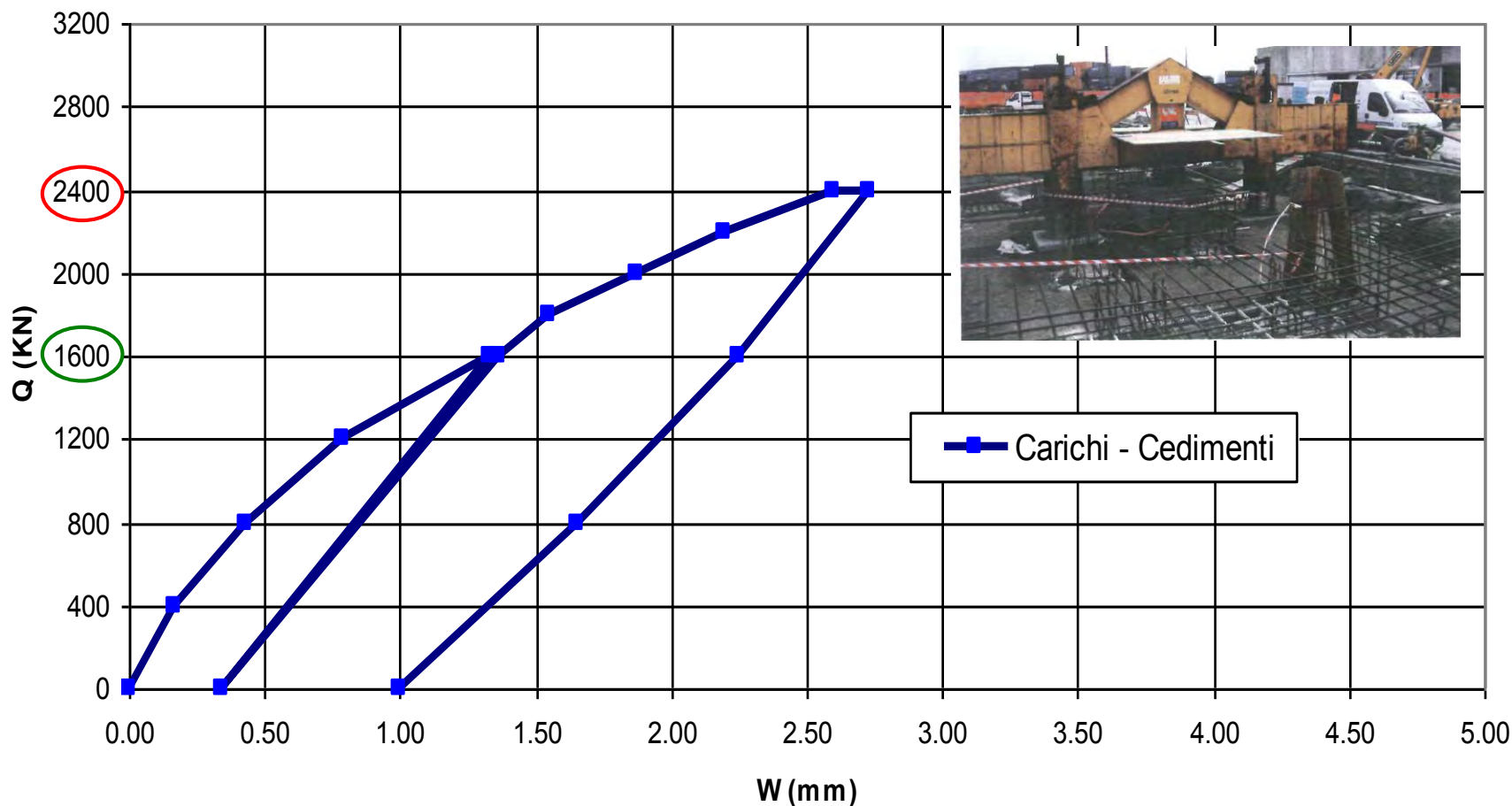


Pali Trivellati [L=30 m – D=1.00 m]

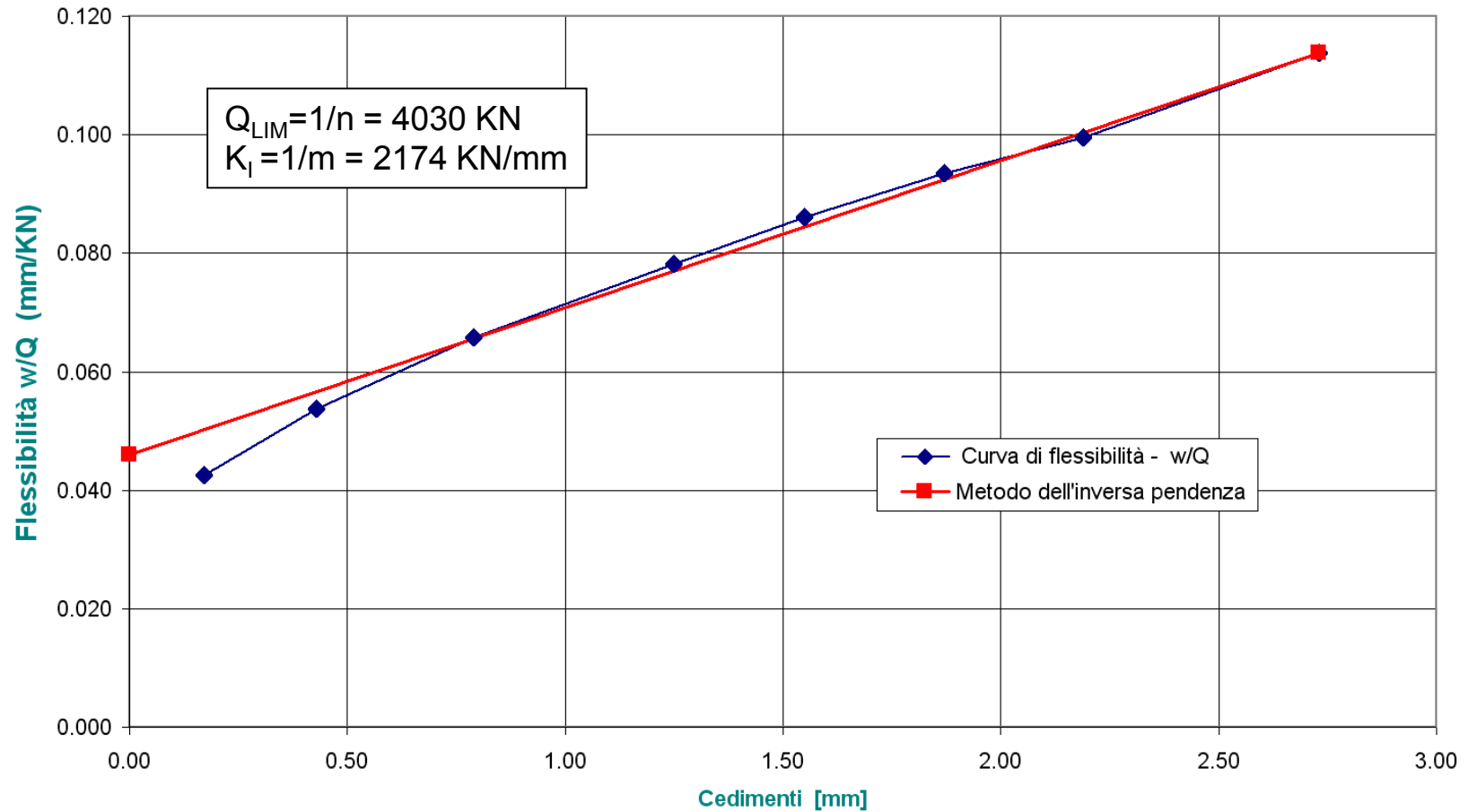
SEZIONE A-A
scala 1:100



FONDAZIONI SILOS LAFARGE NUOVA MAREX - PORTO DI RAVENNA PROVA DI CARICO PALO D = 1000 mm - L = 30 m

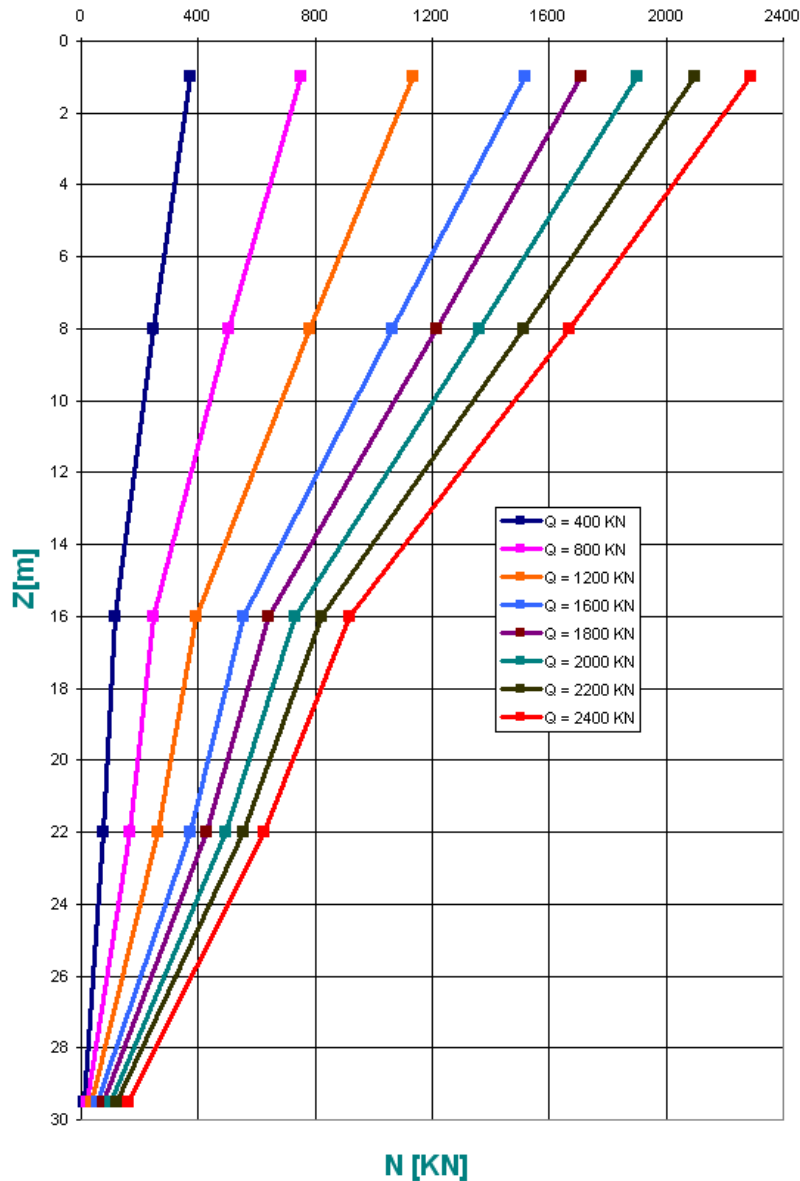


Prova di carico **palo trivellato**: Curva Carichi vs Cedimenti



Prova di carico palo trivellato: Flessibilità vs Cedimenti

Silos Cemento - Sforzi Normali lungo il palo



SILOS - PORTO DI RAVENNA

Pali Trivellati

L=30 m

D = 1.00 m

Prova di carico $1.5 Q_{es}$

$Q_{max} = 2400$ kN

Distribuzione sforzi normali ricavata da misure effettuate mediante estensimetri

Profondità posa estensimetri

1.00 m

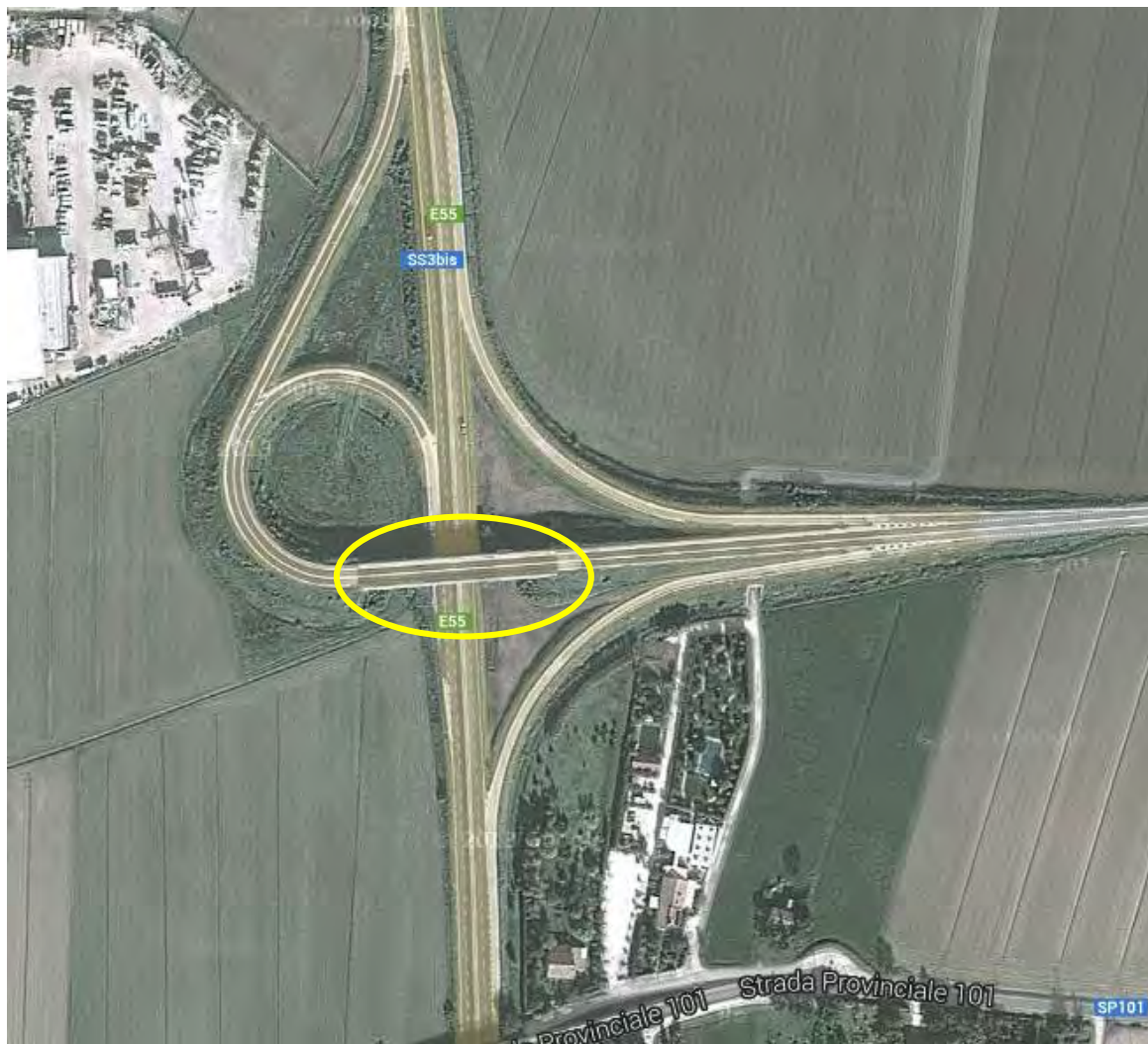
8.00 m

16.0 m

22.0 m

29.5 m





Ponte a tre campate

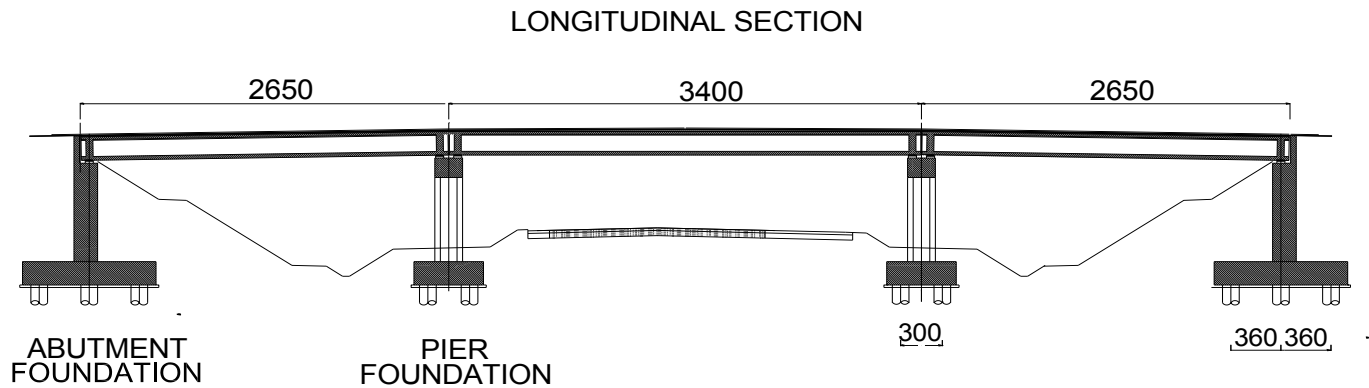
Sovrappasso
E45 – SP101

Standiana
Ravenna

Pali Trivellati
(con infissione
di camicia)

L=30m

D=1.20 m



N EXAN



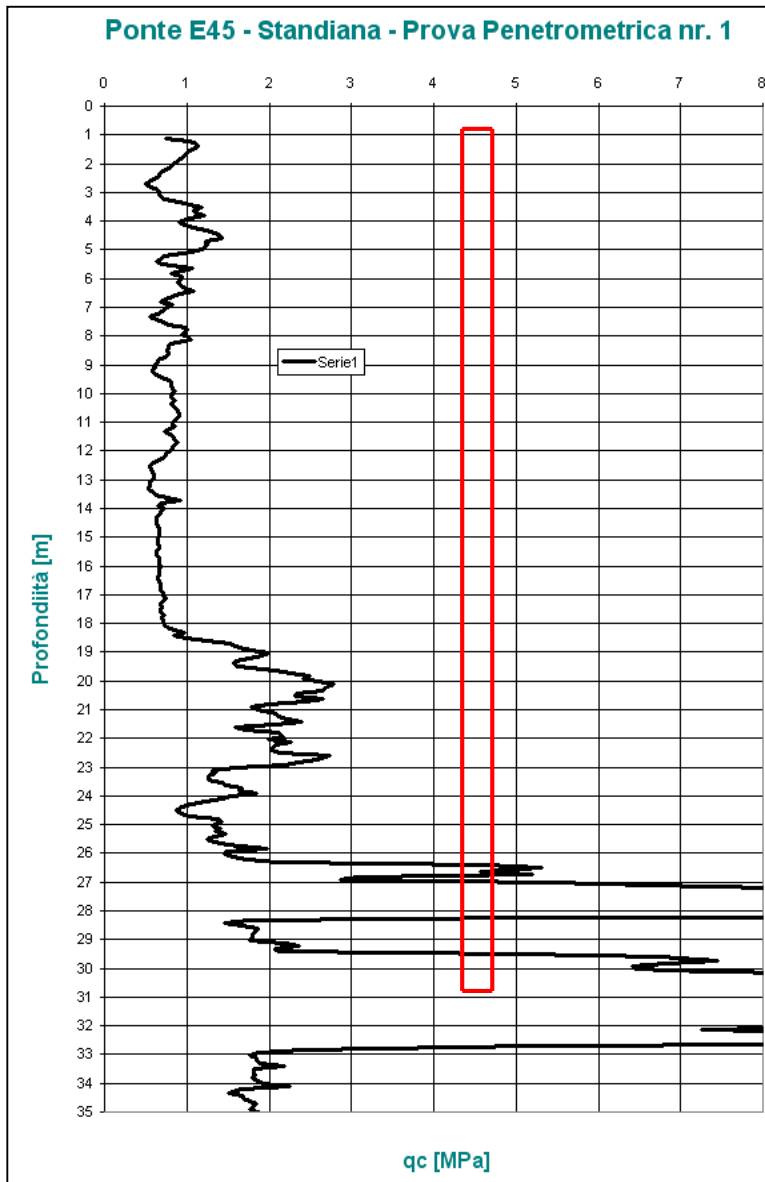
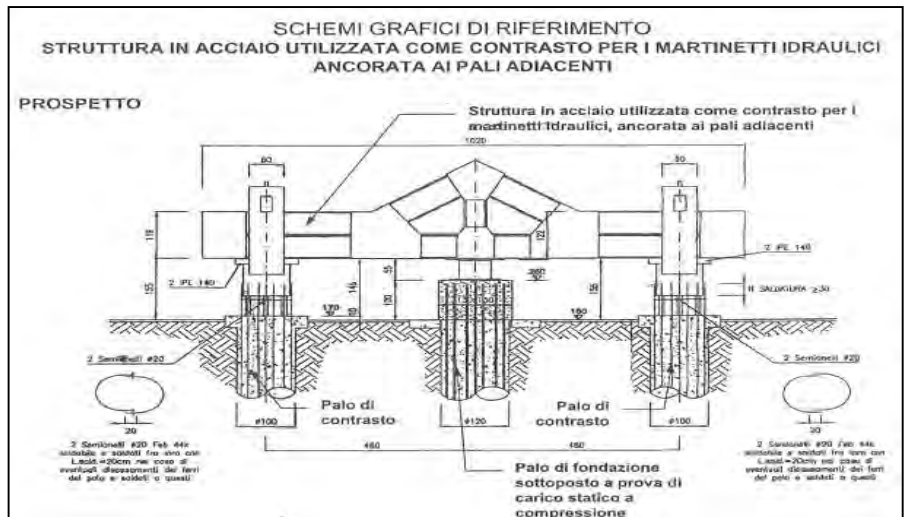
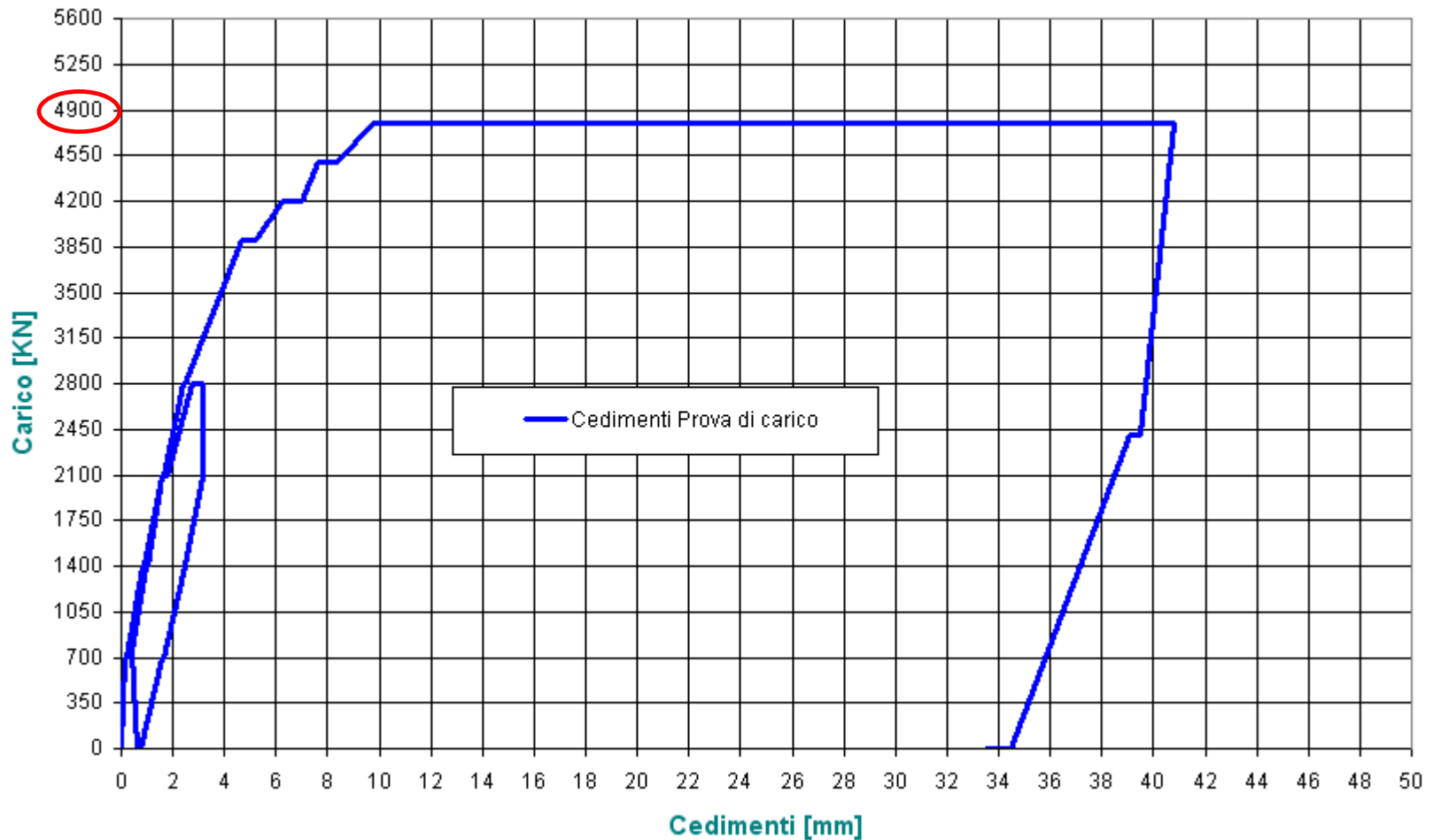


Foto n.2 - Martinetti idraulici per l'applicazione del carico e trasduttori di spostamento su palo in prova

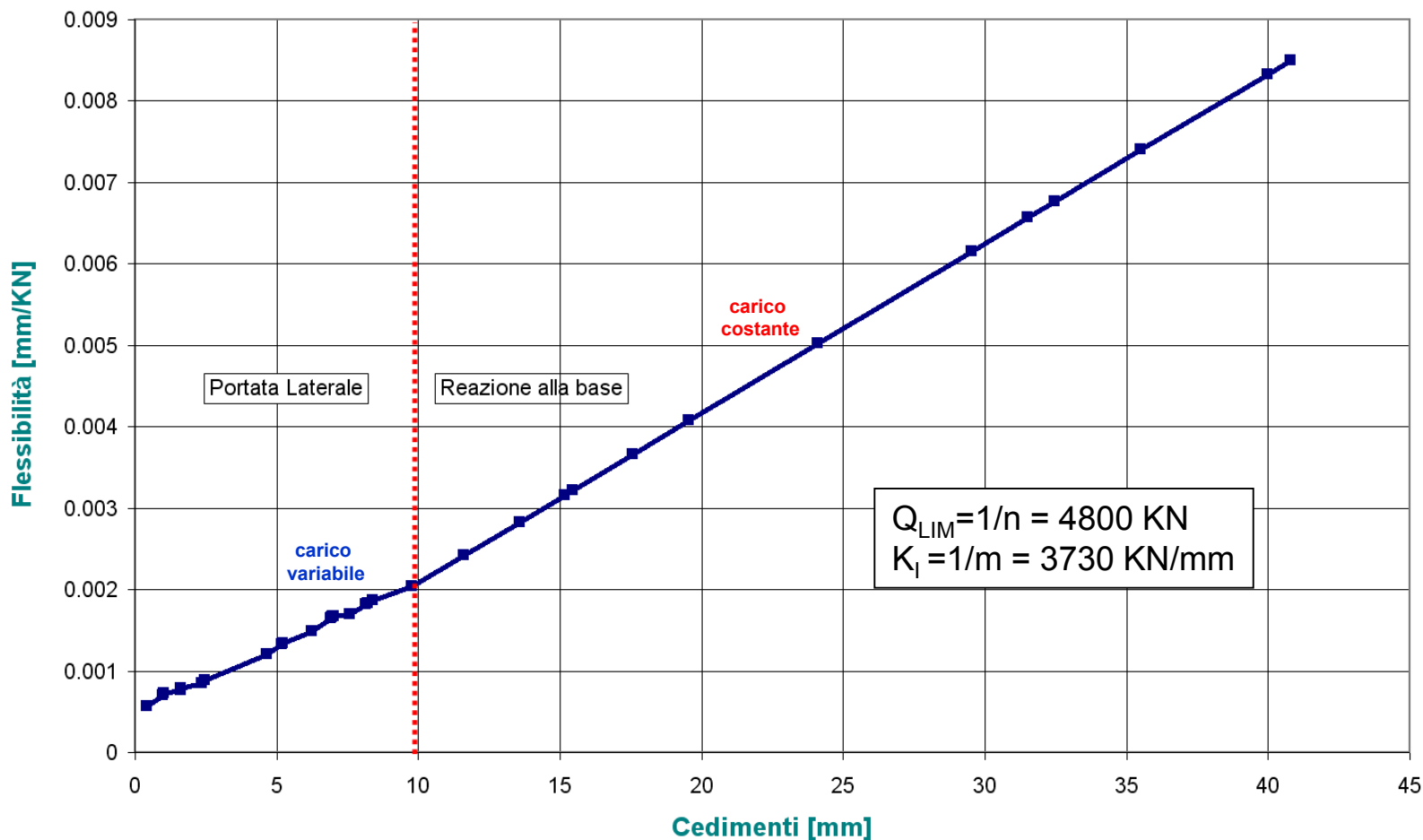


Sovrappasso E45 - SP 101 Standiana - Palo L=30 m D=1.20 m



Prova di carico **palo trivellato**: Carichi vs Cedimenti

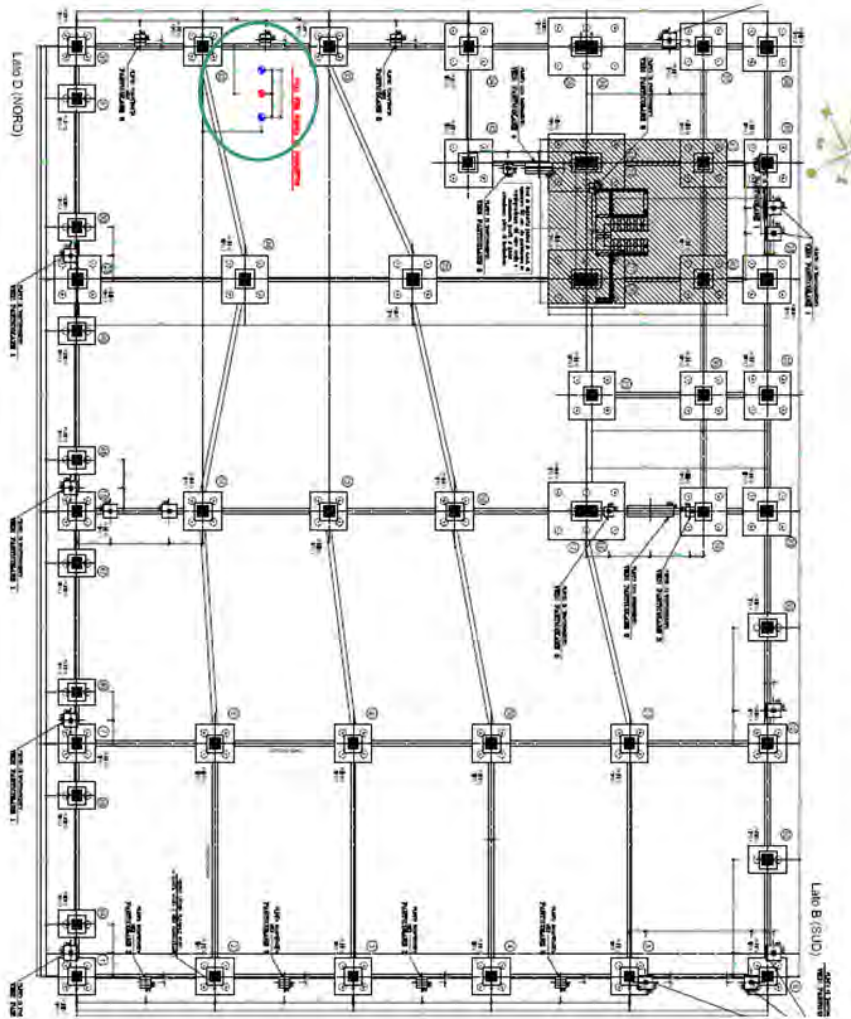
Sovrappasso E45-SP101 Standiana - Palo Trivellato D=1.20 m L=30 m



Prova di carico **palo trivellato**: Flessibilità vs Cedimenti



Capannone Industriale
(Ravenna)
Pali CFA

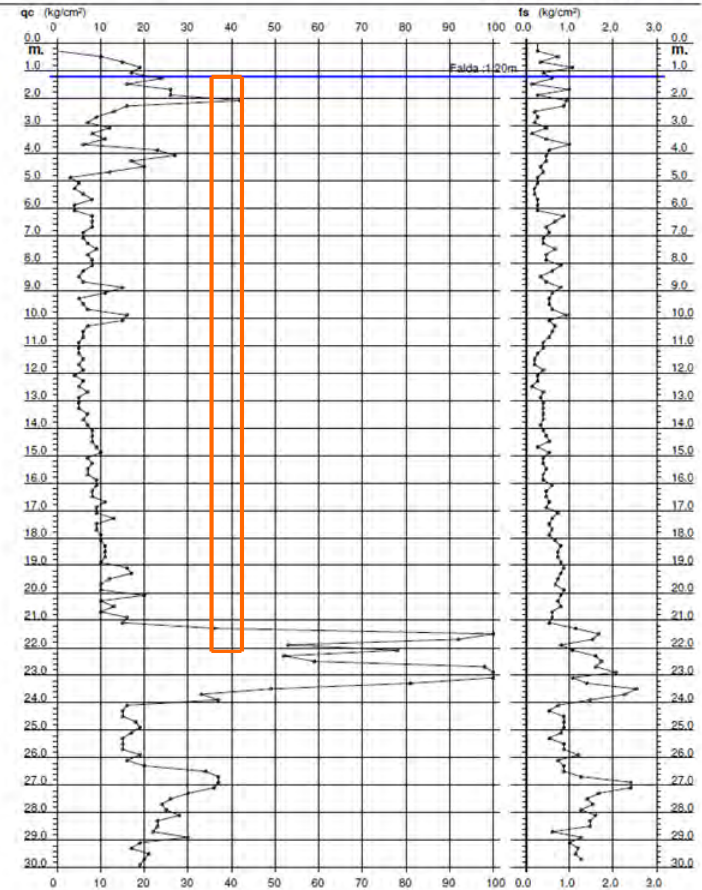


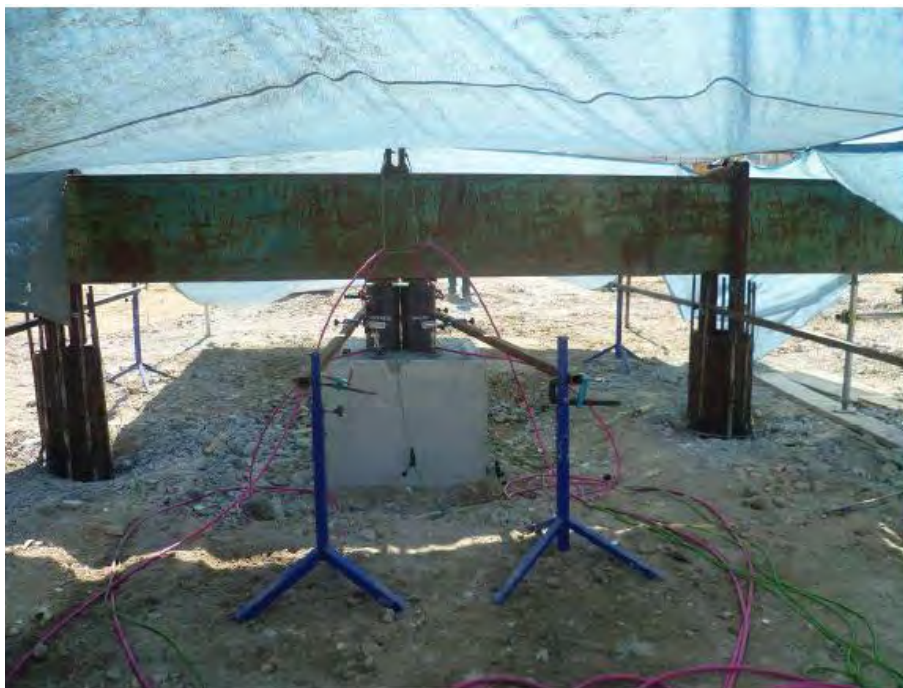
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1/BIS

2.01PG05-049

- data : 29/10/2010
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : 1,20 m da quota inizio
 - scala vert. : 1 : 150





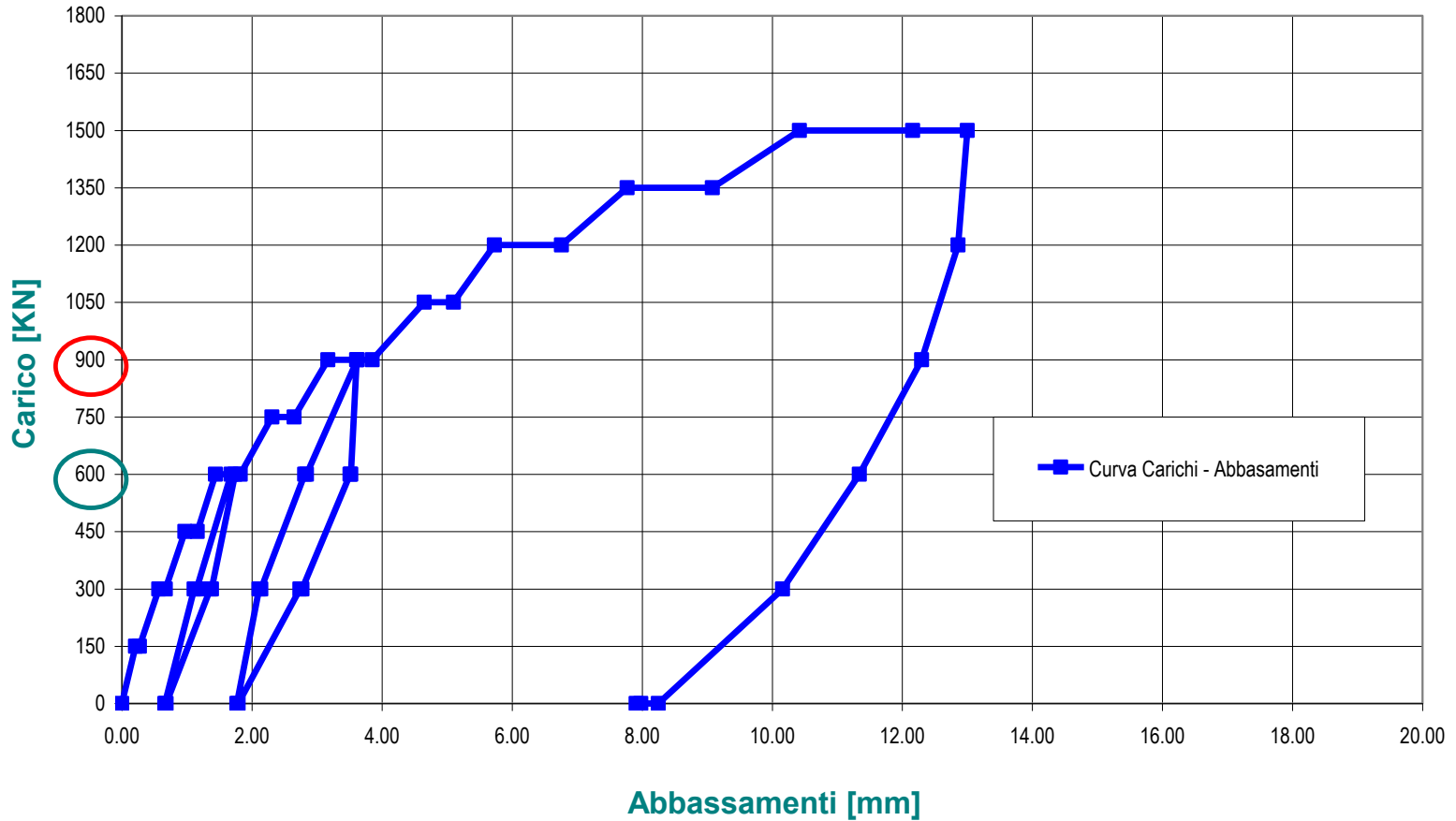
Fotografia dell'insieme di prova.



Particolare del martinetto di carico e del sistema di lettura dei cedimenti.

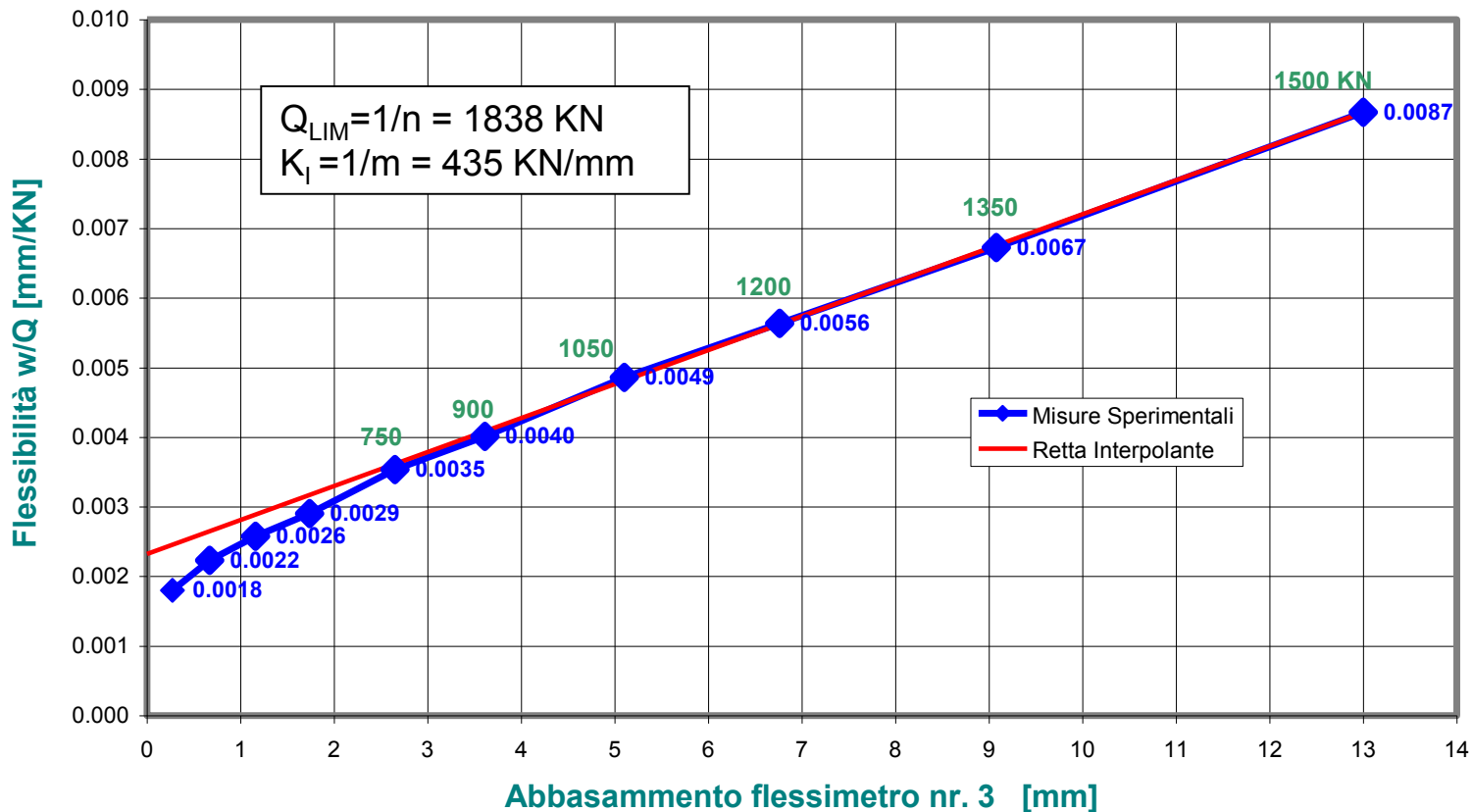
Capannone Industriale (Ravenna)
Prova di Carico Pali CFA

PALO PILOTA - CURVA CARICHI vs ABBASSAMENTI MISURATI



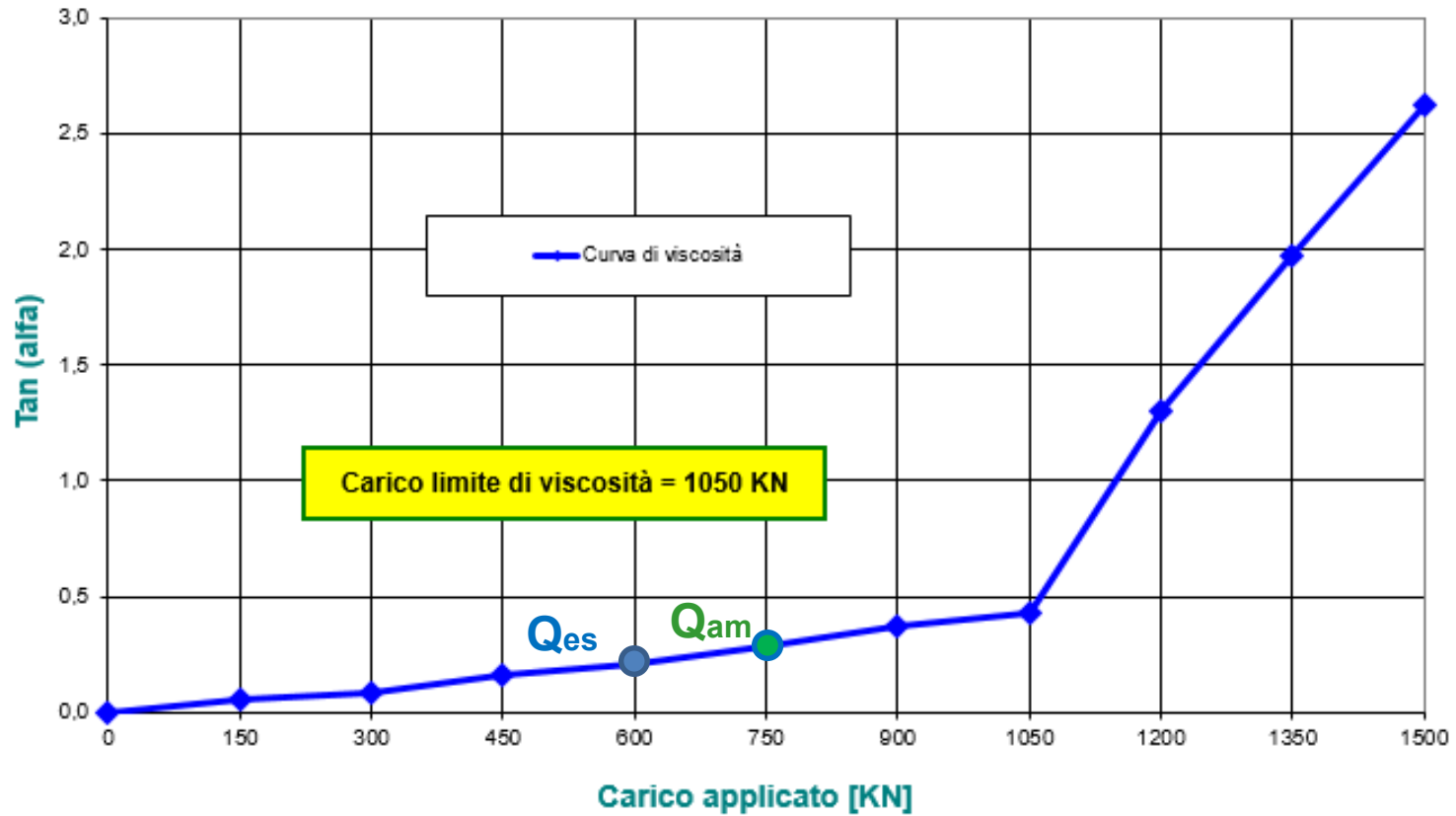
Prova di carico **Palo CFA**: Carichi vs Cedimenti

PALO PILOTA - METODO DELL'INVERSA PENDENZA



Prova di carico **Palo CFA**: Flessibilità vs Cedimenti

PROVA DI CARICO PALO PILOTA - CURVA DI VISCOSITA' A CARICO COSTANTE



Prova di carico **Palo CFA**: Carico limite di viscosità



Trefolo - Campus Universitario Forlì

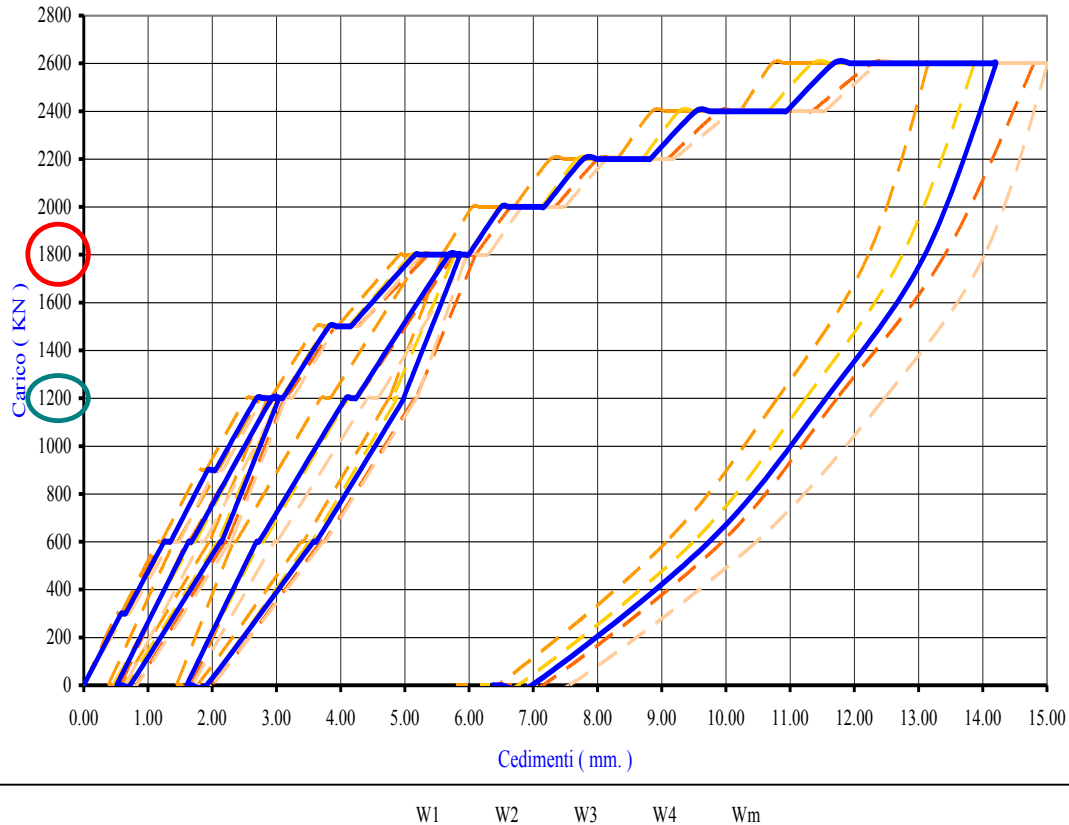
Pali CFA – FDP





Prova di carico **Palo CFA-FDP** - Campus Forli'

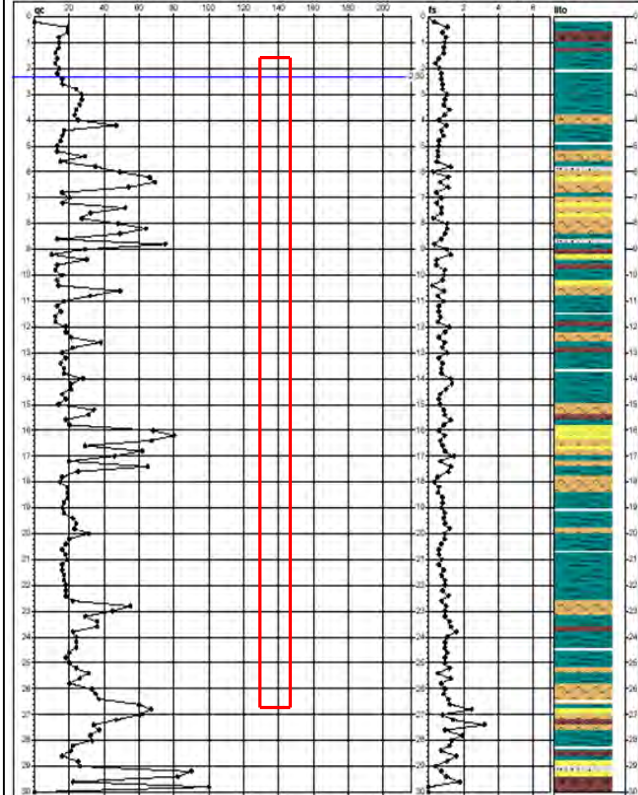
TREFOLO - CAMPUS UNIVERSITARIO DI FORLÌ
RISULTATI PROVA DI CARICO A ROTTURA



PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA E LITOLOGIA

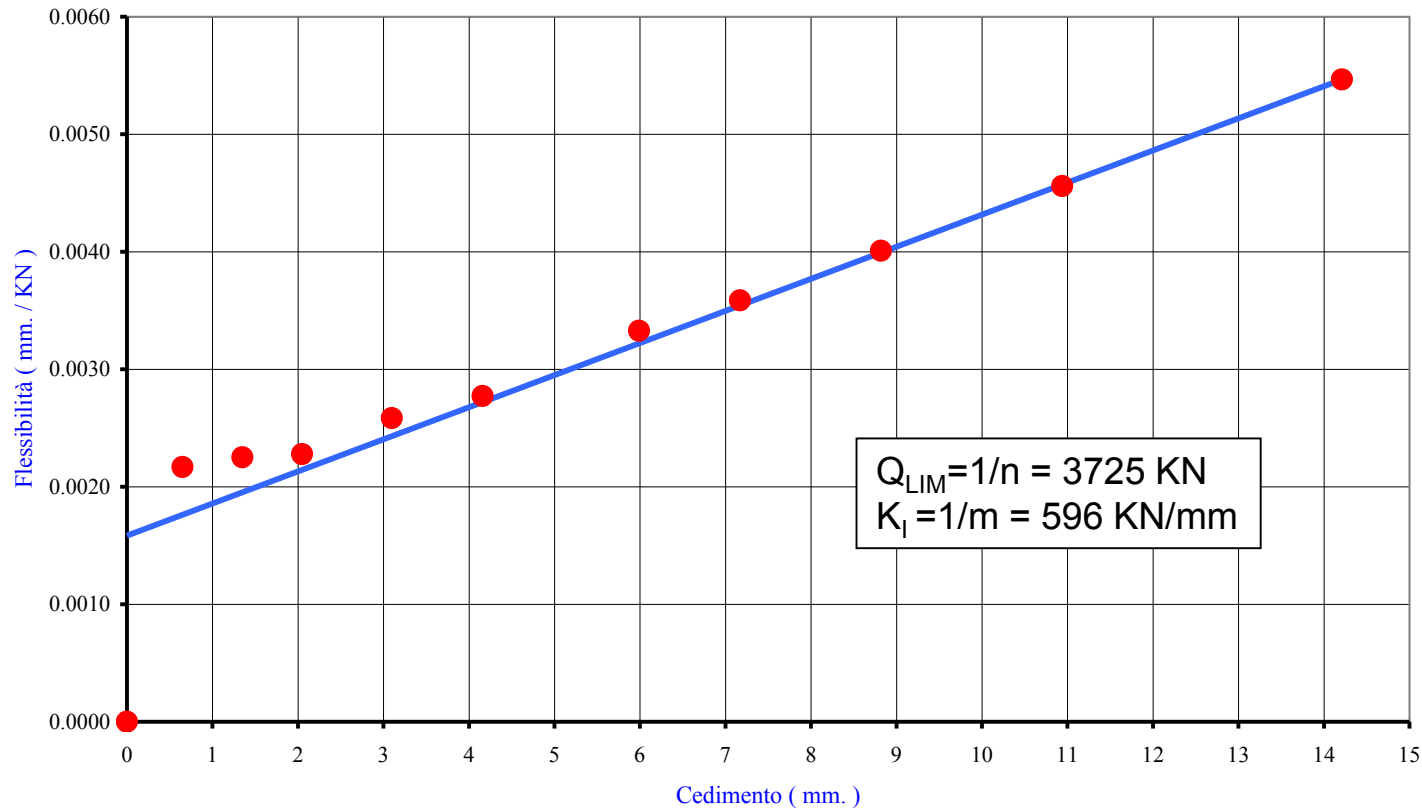
n°	CPT3
ritrovamento	25-06
certificato n°	
n° versioni accett.	

Cantiere:	CAMPUS UNIVERSITARIO	Lista	kg/cm ²	Data esecuzione:	02/03/2008
Località:	FORLÌ - EX OSPEDALE MORGANI	Scala:	1:150	Data certificato:	
		Pagina:	1	Profilo:	
		Esecuzione:		Foglio:	-2,30 m



Prova di carico **Palo CFA-FDP**: Curva Carichi vs Cedimenti

*TREFOLO - CAMPUS UNIVERSITARIO DI FORLÌ
INVERSA PENDENZA - PROVA DI CARICO*



Prova di carico Palo CFA-FDP: Flessibilità vs Cedimenti



D.E.A

Dipartimento
Emergenza
Accettazione

Ospedale
di Ravenna

**Pali CFA
Trelicon**

D=0.80 m

L=19.00 m



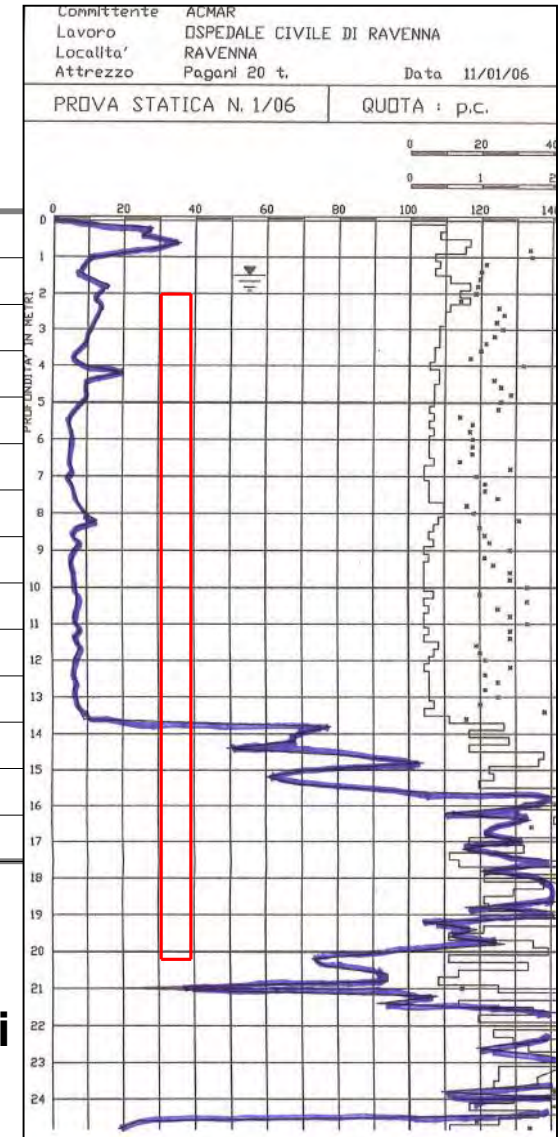
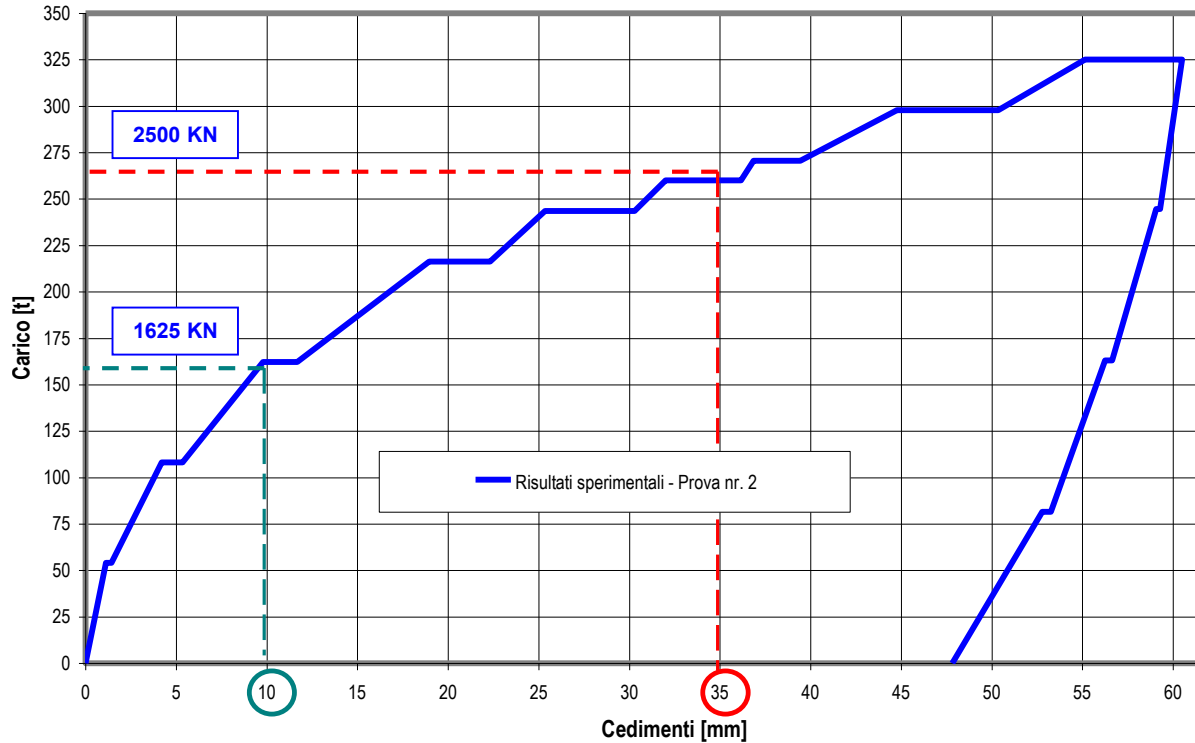
DEA
Pali CFA
Trelicon

D=0.80 m
L=19.0 m



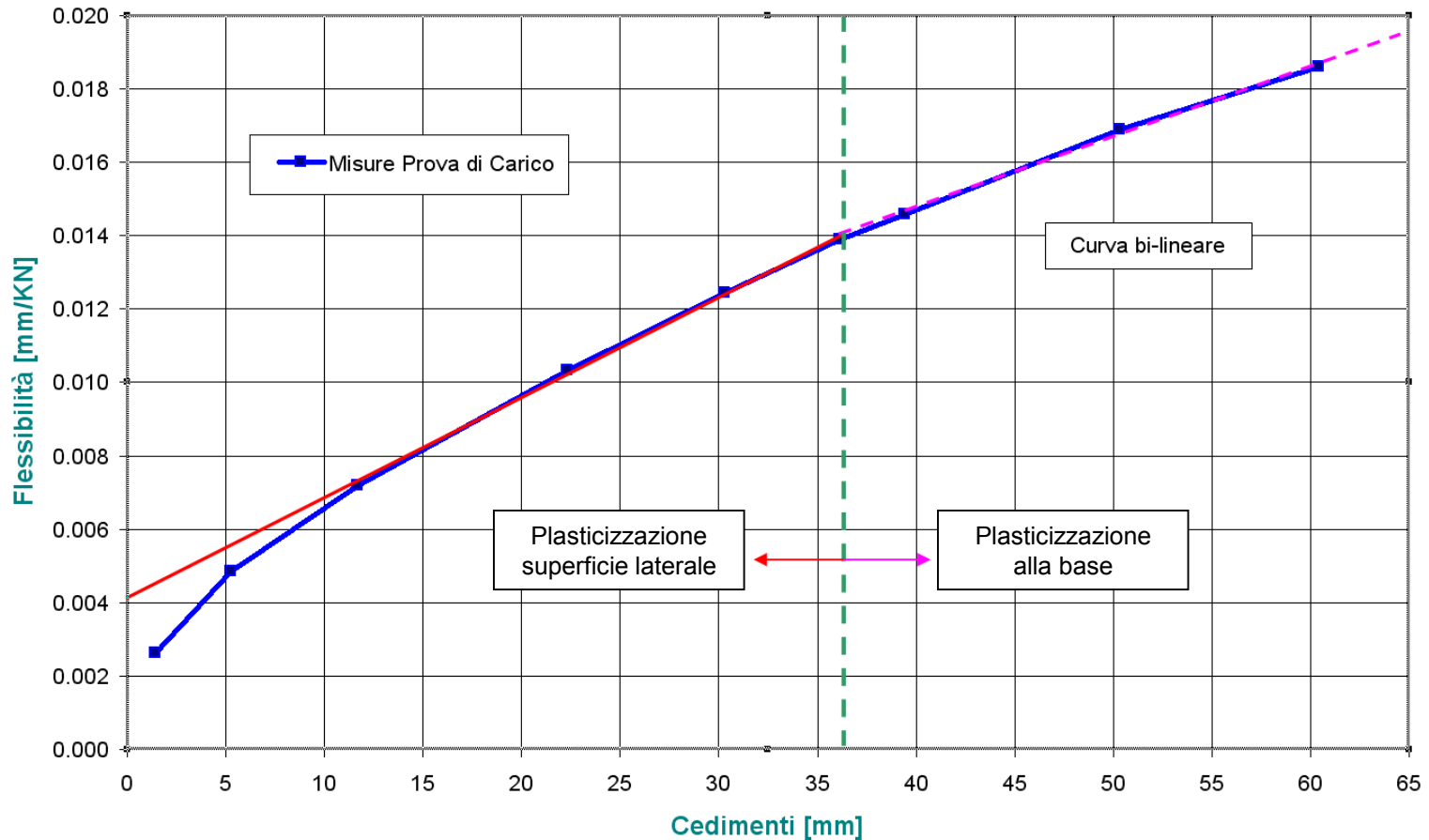
Prova di Carico – DEA
Zavorra 3600 KN

DEA - PROVA DI CARICO PALI TRELICON DIAGRAMMI CARICHI - CEDIMENTI DELLA PROVA DI CARICO NR. 2

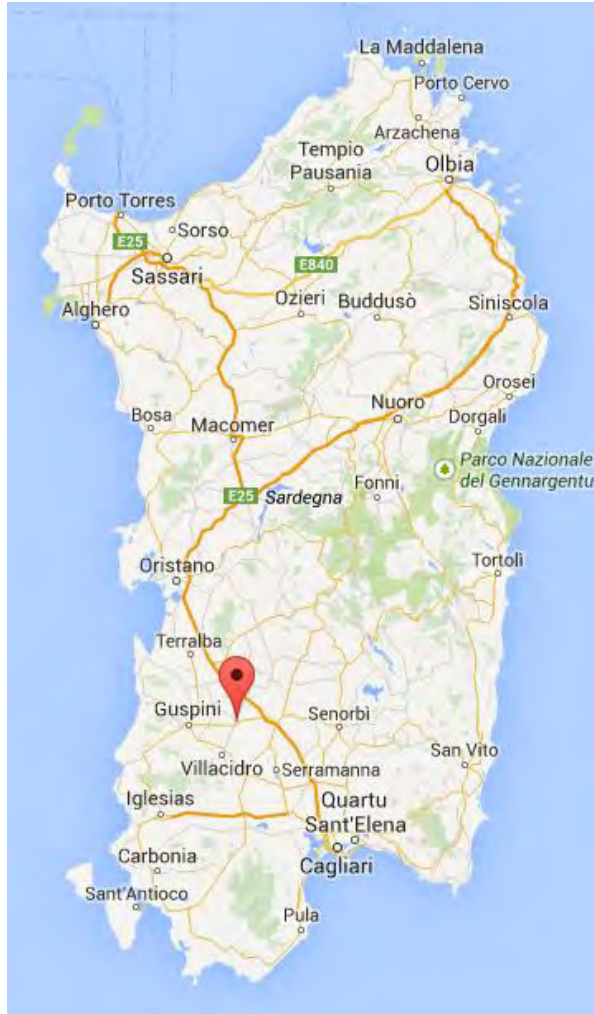


Prova di carico **Palo Trelicon**: Carichi vs Cedimenti

DEA - RAVENNA - PALI TRELICON - METODO DELL'INVERSA PENDENZA



Prova di carico **Palo Trelicon**: Flessibilità vs Inviluppo Cedimenti



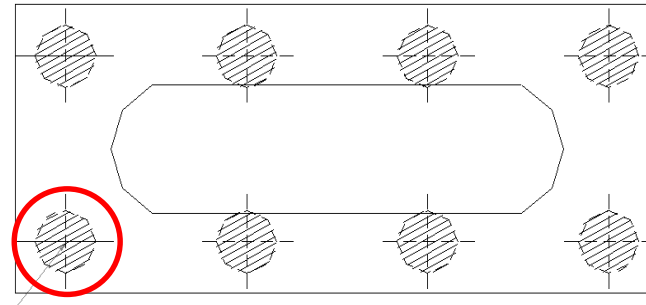
**Raddoppio
Linea Ferroviaria**

**Decimomannu
San Gavino
Monreale**

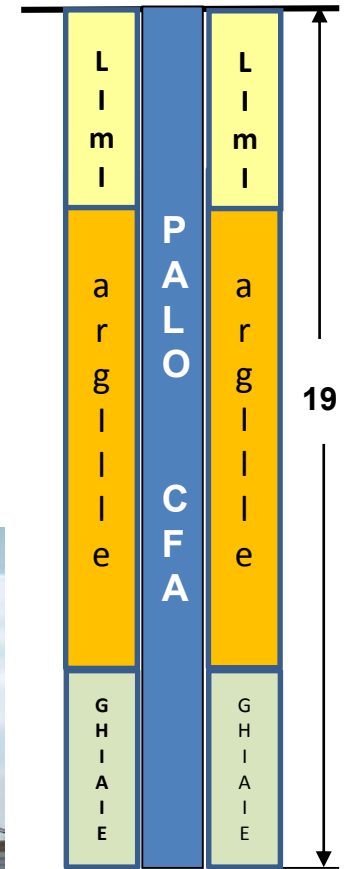
**Pali Trivellati
Elica Continua**

L=19.0 m

D=1.20 m



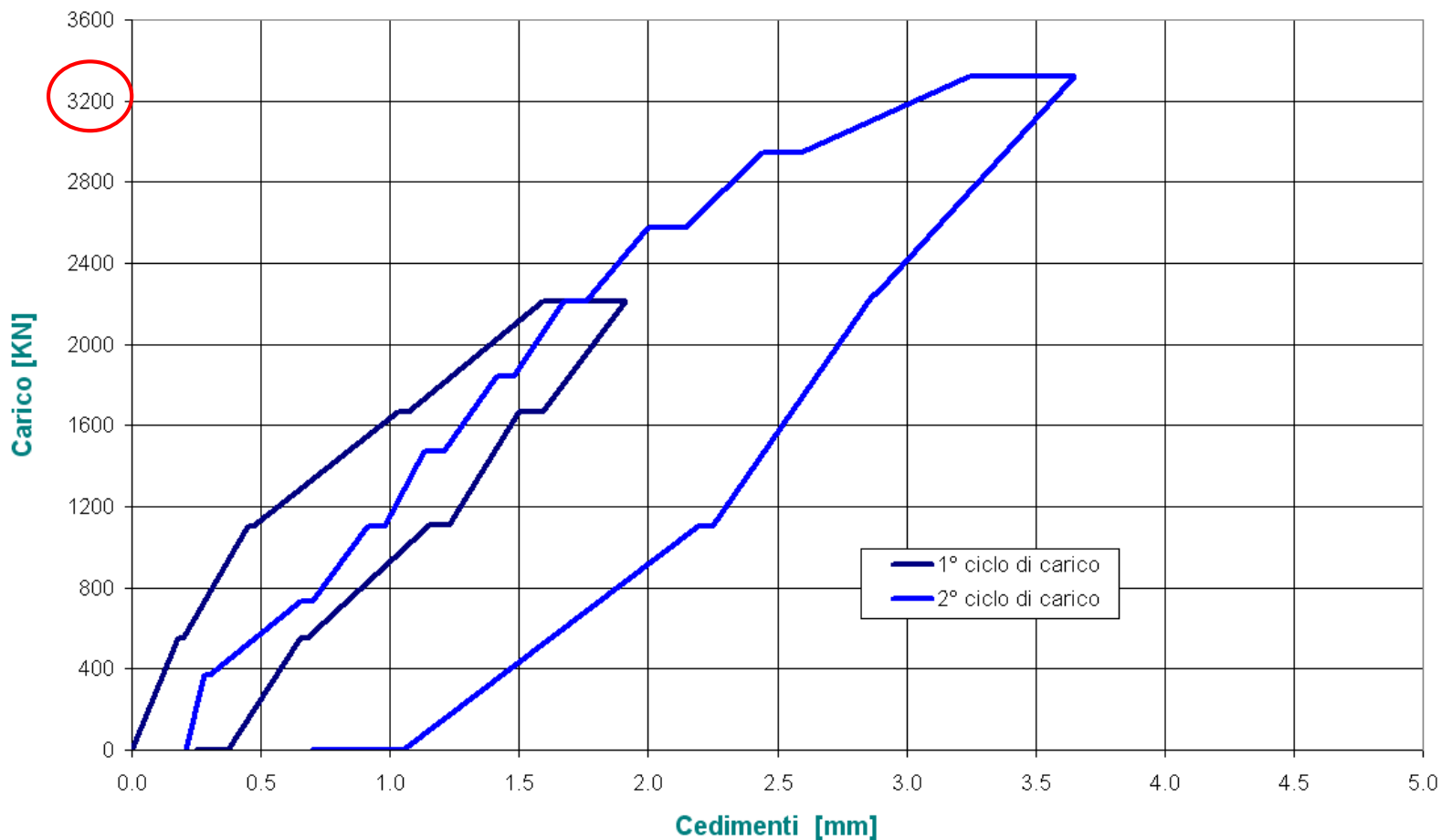
Fondazione Pila
Ponte Rio Mannu



1.20

Pali CFA

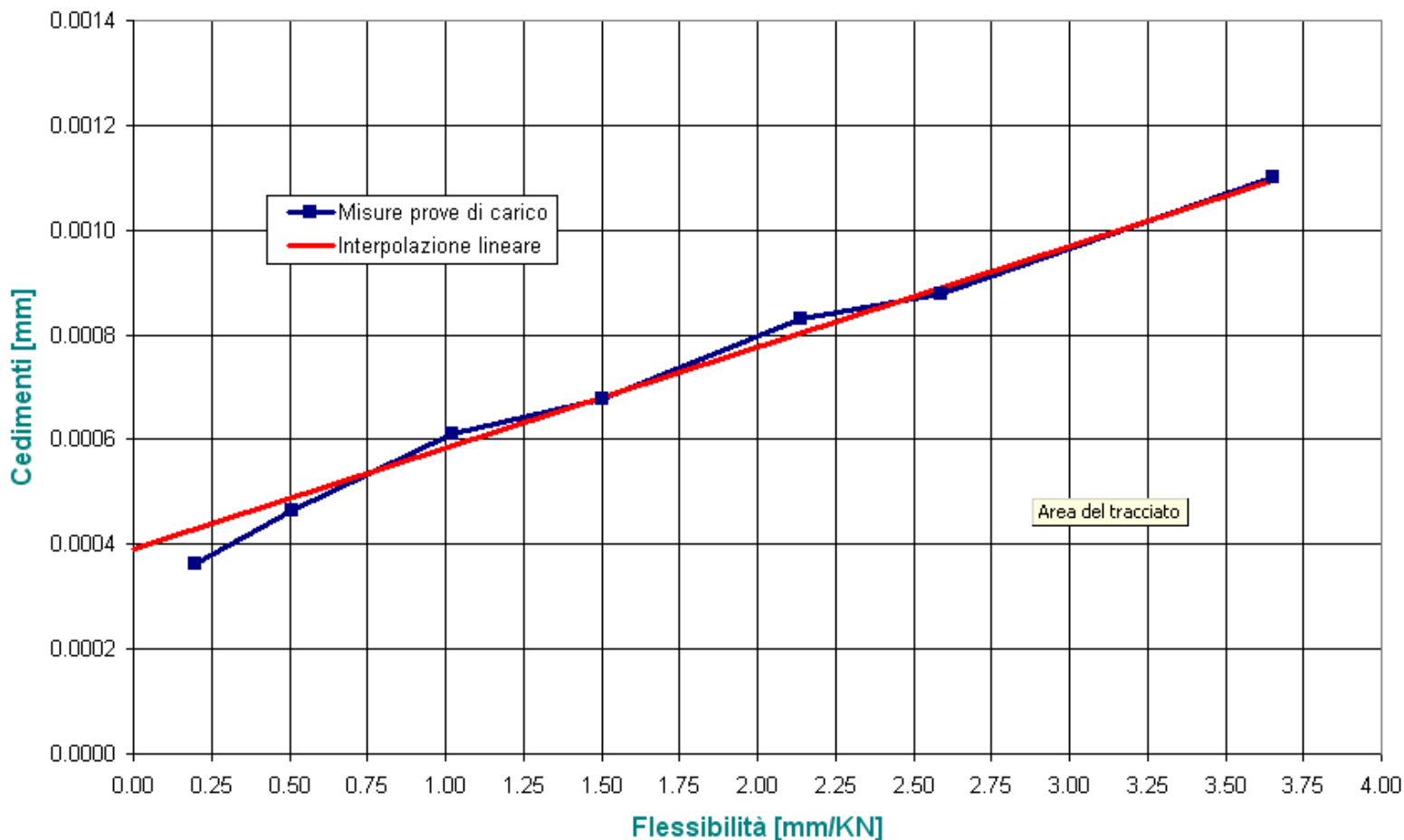
PONTE RIO MANNU - PALI CFA L=19.00 m D=1.20 m



Ponte Rio Mannu

Pali CFA

Ponte Rio Mannu - Pali CFA L=19 m - D=1.20 m - Inversa Pendenza



Ponte Rio Mannu

Pali CFA



Fabbricato Industriale – Porto di Ravenna

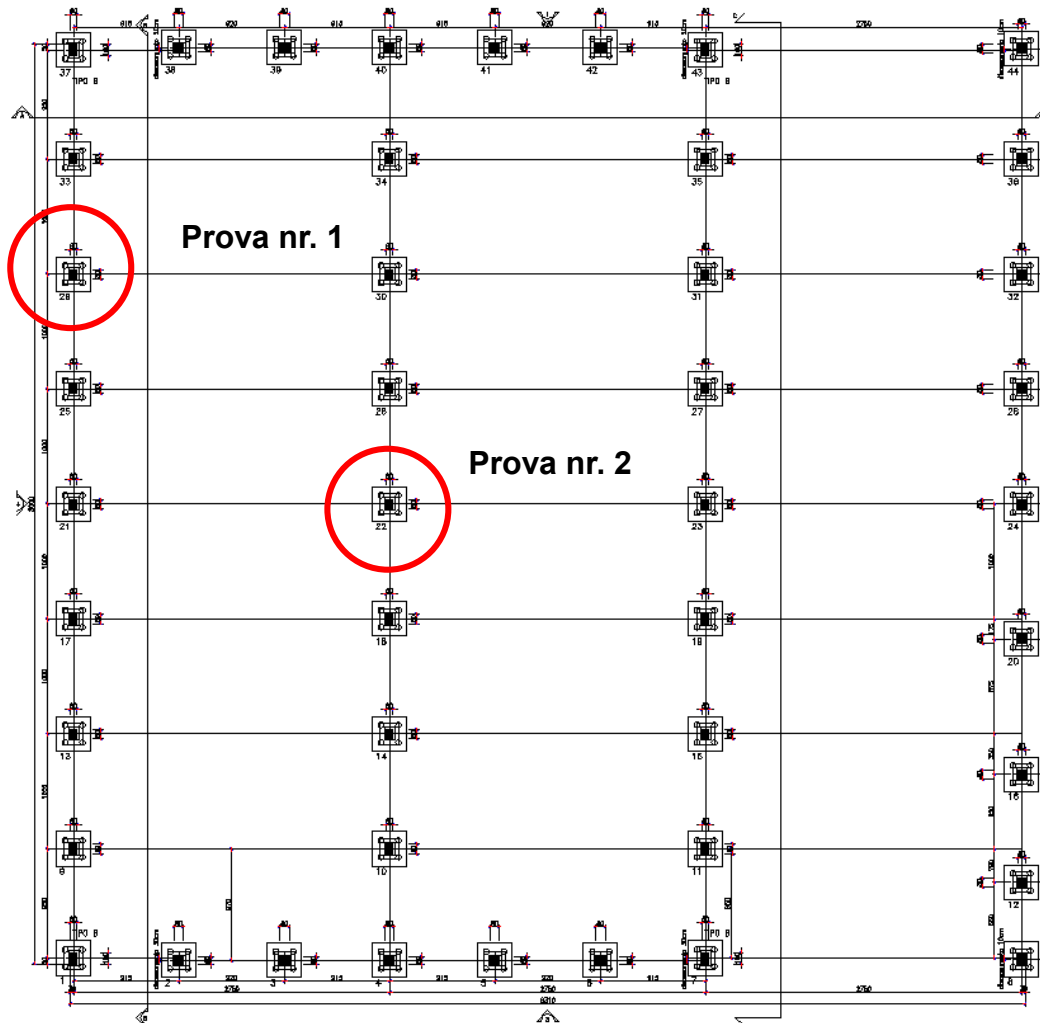


**Magazzino
di
Stoccaggio**

**Zona Portuale
di Ravenna
(RA)**

Pali Franki

**D=0.54 m
L = 8.0 m**

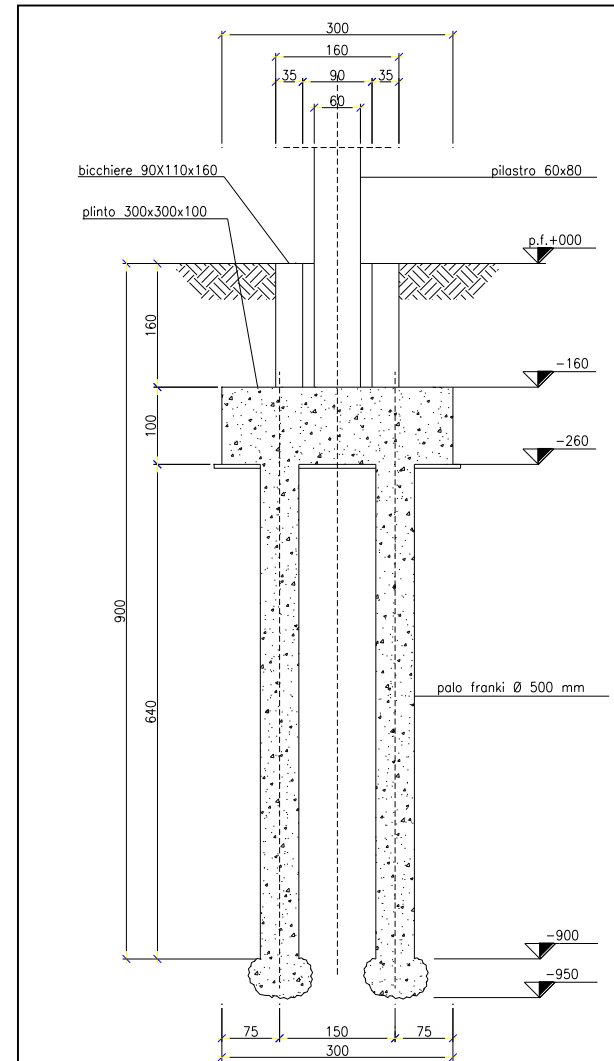


**Magazzino
di
Stoccaggio**

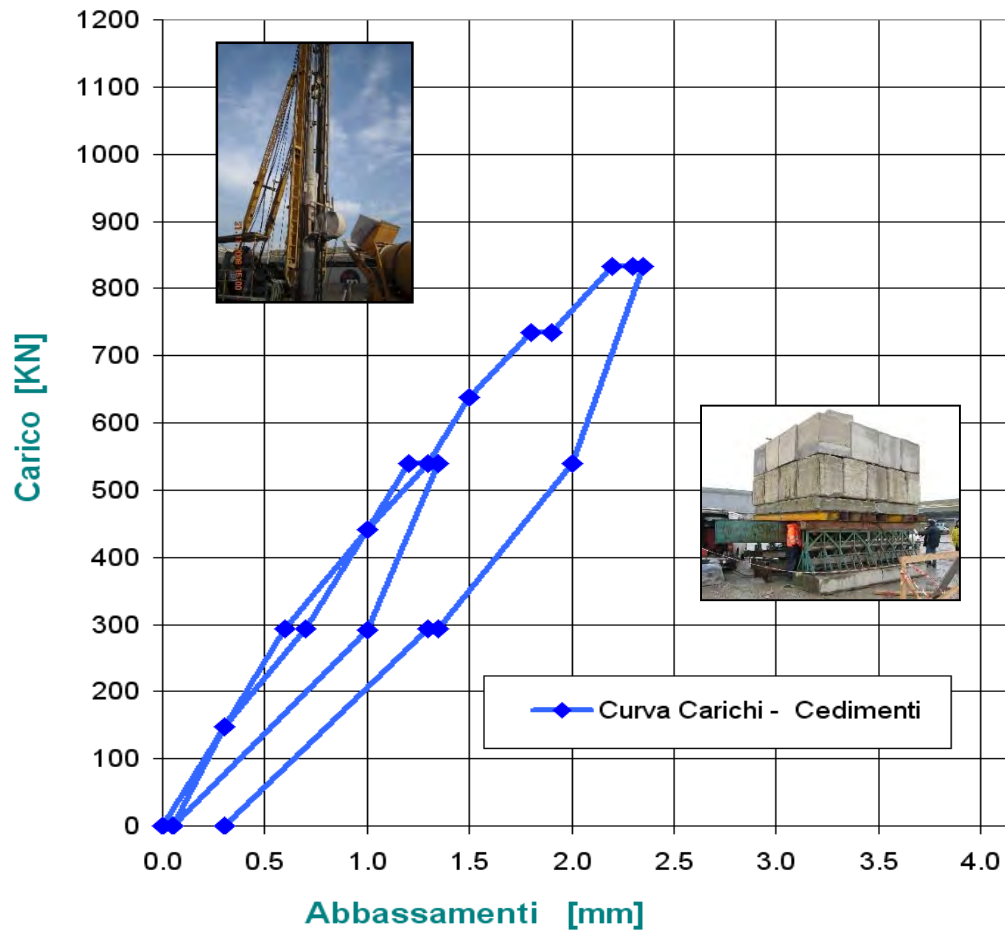
**Zona Portuale
di Ravenna
(RA)**

Pali Franki

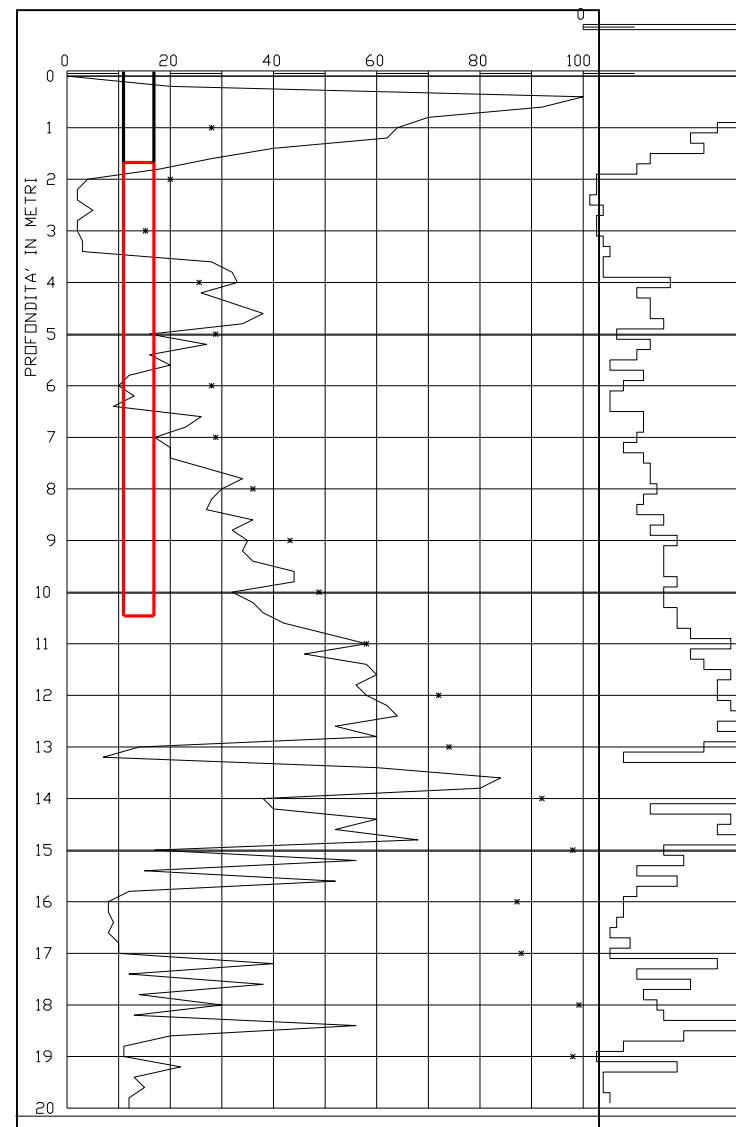
**D=0.54 m
L = 8.0 m**



PROVA DI CARICO PALI FRANKI
D=54 mm - L= 8.0 m

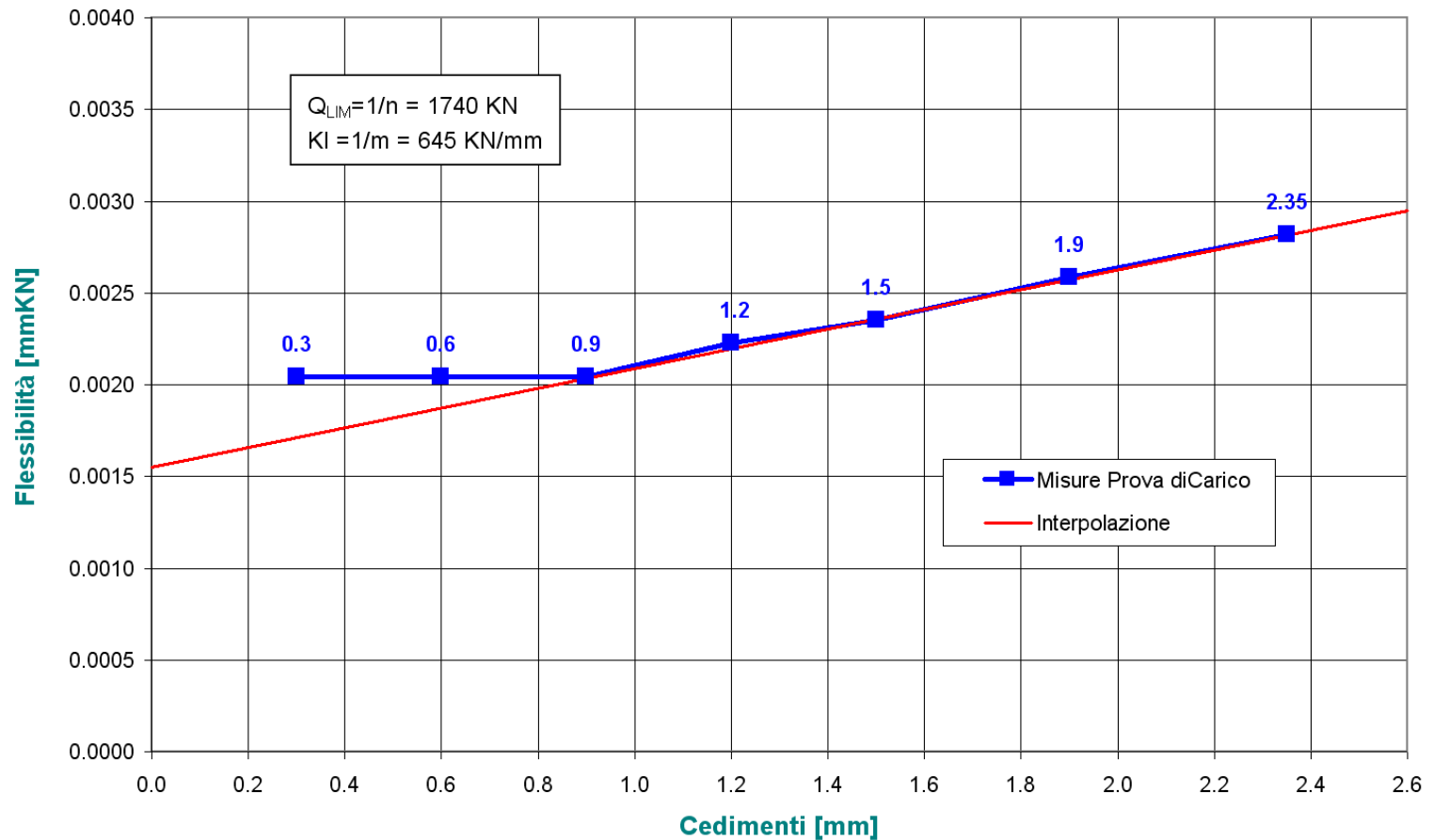


Prova di ca
Carichi



Ecc
 su-

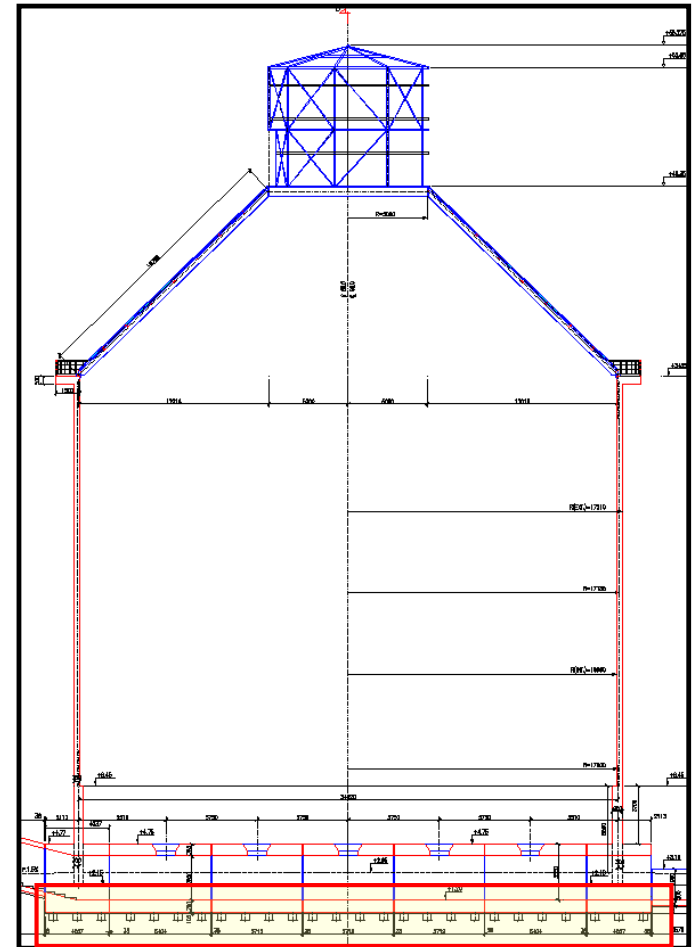
Prova di carico Pali Franki - Metodo dell'inversa Pendenza



Prova di carico **Palo Franki**: Flessibilità vs Cedimenti



Cementificio – Porto di Ravenna



Pali prefabbricati



Pali battuti
L=30.0 m
D=0.60 m

Cementificio – Silos Clinker – Porto di Ravenna



Pali prefabbricati in calcestruzzo
Silos Clinker – Porto di Ravenna



PORTATA LIMITE PALI BATTUTI Misure di Rifiuto

DANESE

$$Q = \frac{1}{N} \times \frac{Eu}{s + \sqrt{\frac{Eu}{2Kp}}}$$

con

s = rifiuto

coefficiente di riduzione n = **3**

JAMBU

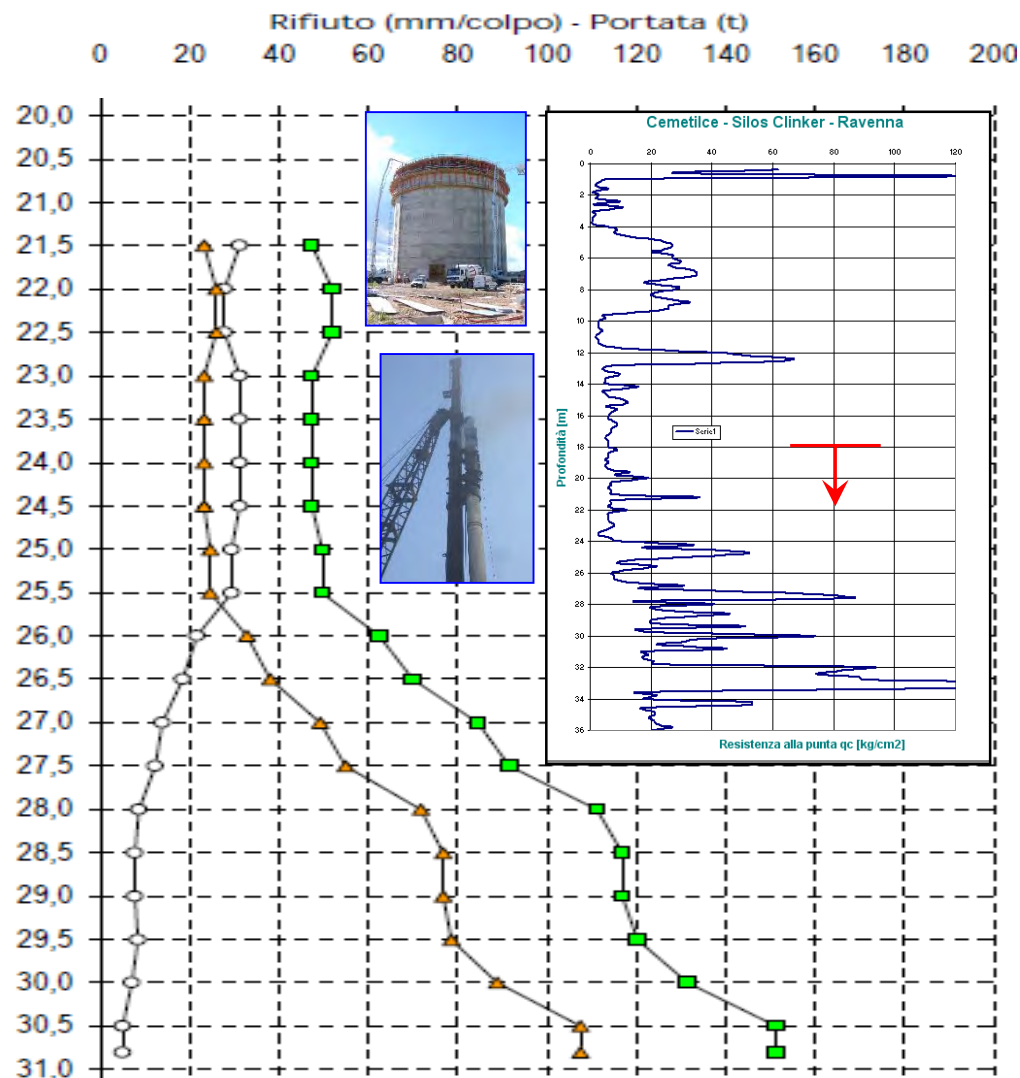
$$Q = \frac{Kp}{N} \times \left(-s + \sqrt{s^2 + \frac{Eu}{C \times Kp}} \right)$$

con

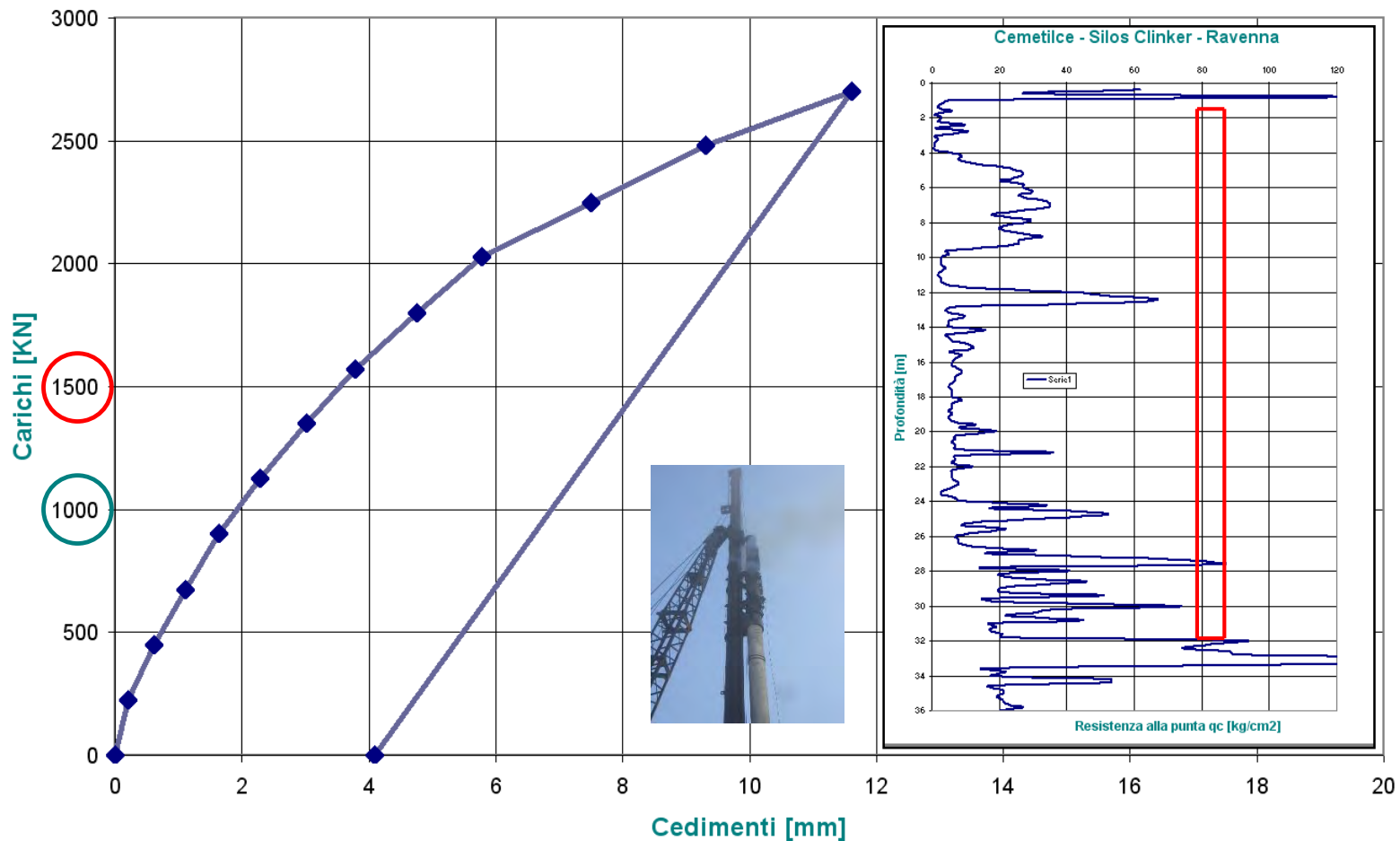
s = rifiuto

coefficiente di riduzione n = **2**

- S rifiuto (mm/c)
- Q Danese (t)
- ▲ Q Jambu (t)

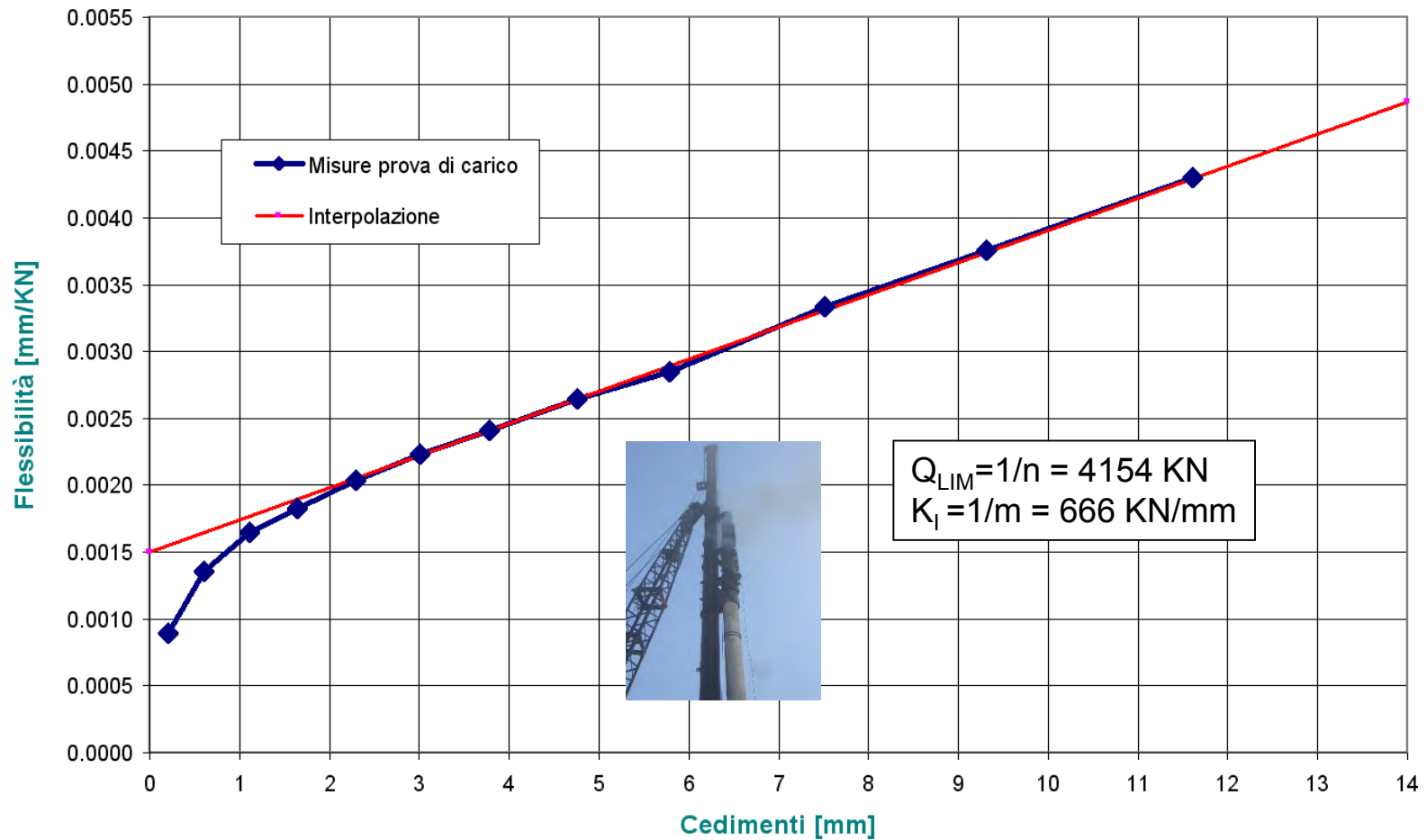


Cementificio - Silos Clinker - Porto Corsini Ravenna - Pali Battuti



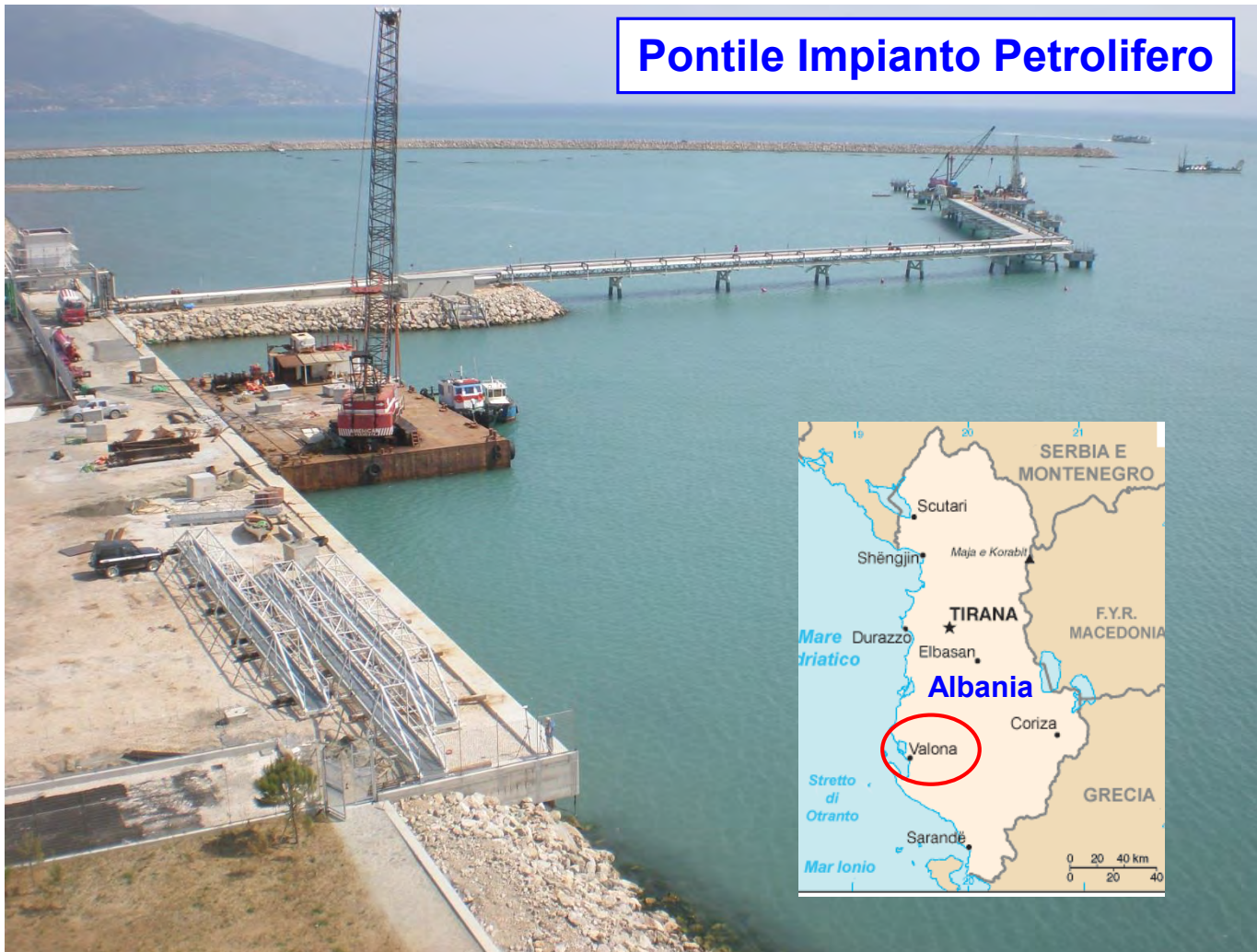
Prova di carico **Palo Battuto**: Carichi vs Involuppo Cedimenti

- Silos Clinker - Pali battuti - Inversa Pendenza



Prova di carico **Palo Battuto**: Flessibilità vs Cedimenti

Pontile Impianto Petrolifero





Pontile Impianto Petrolifero
Pali in acciaio

Caratteristiche dei pali in acciaio del pontile

Lunghezza totale=32 m

Lunghezza libera = 12 m

Lunghezza infissa = 20 m

Diametro = 600 mm

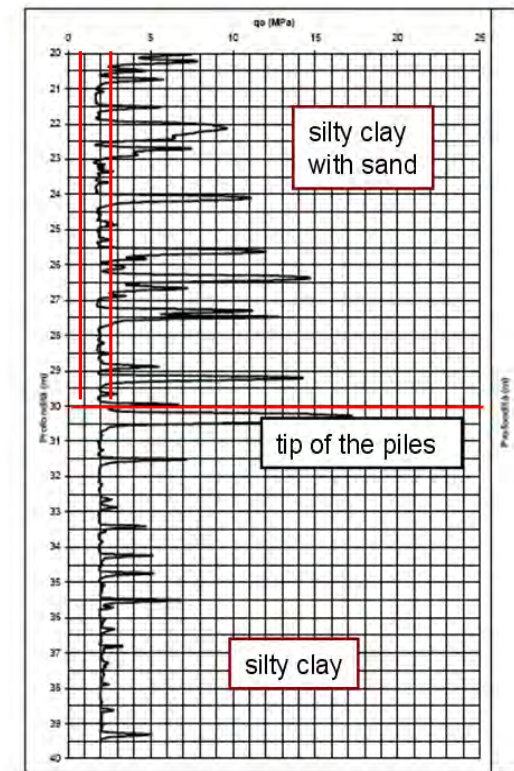
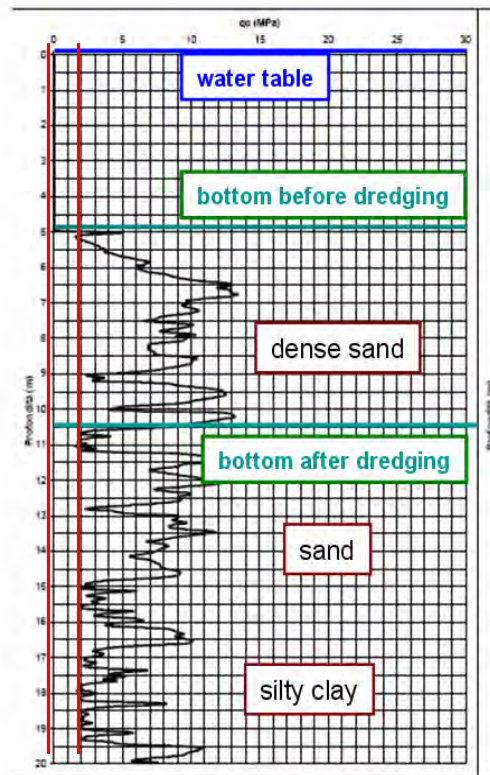
Spessore = 8 mm

Acciaio Classe S355

Resistenza $f_{yk} = 355$ Mpa

Caratteristiche dei Pali

Case Study - Soil Stratigraphy



Soil Stratigraphy – CPT Test

Diagramma prova penetrometrica CPT



Pali in acciaio infissi da pontone



Pontile Impianto Petrolifero
Pali in acciaio infissi con maglio diesel

FORZA NORMALIZZATA TRASMESSA AL PALO

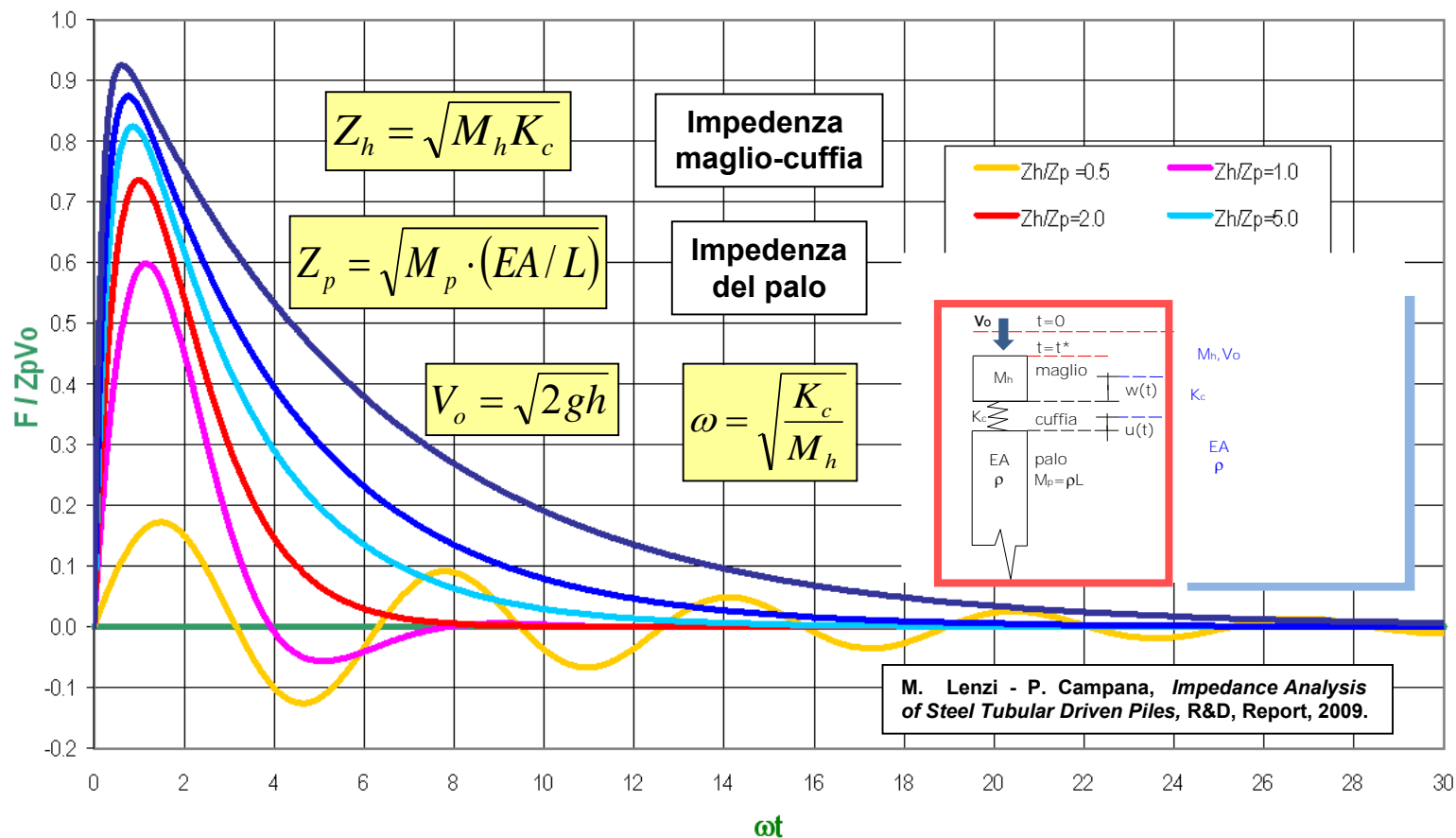
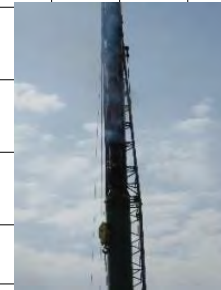
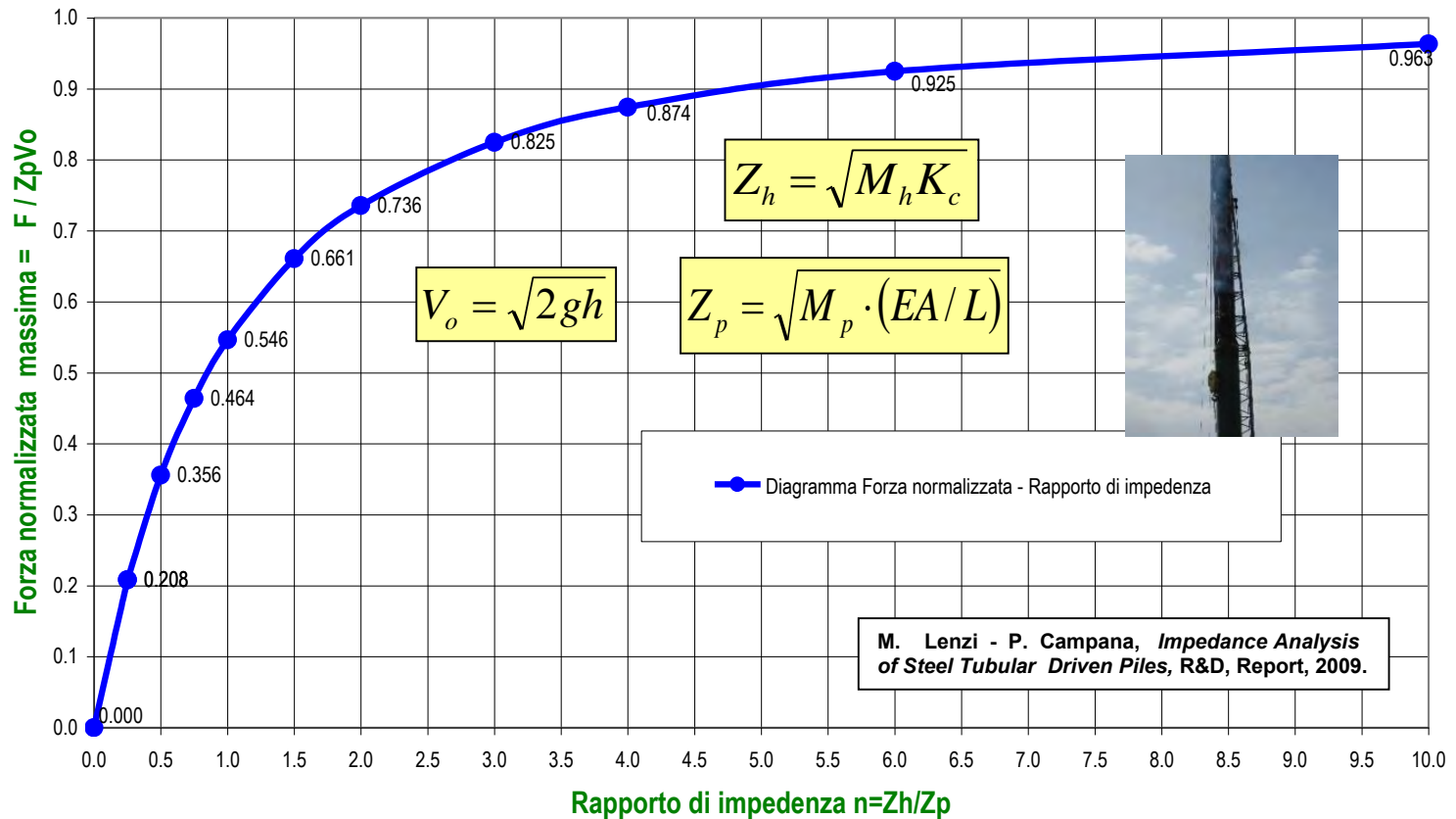


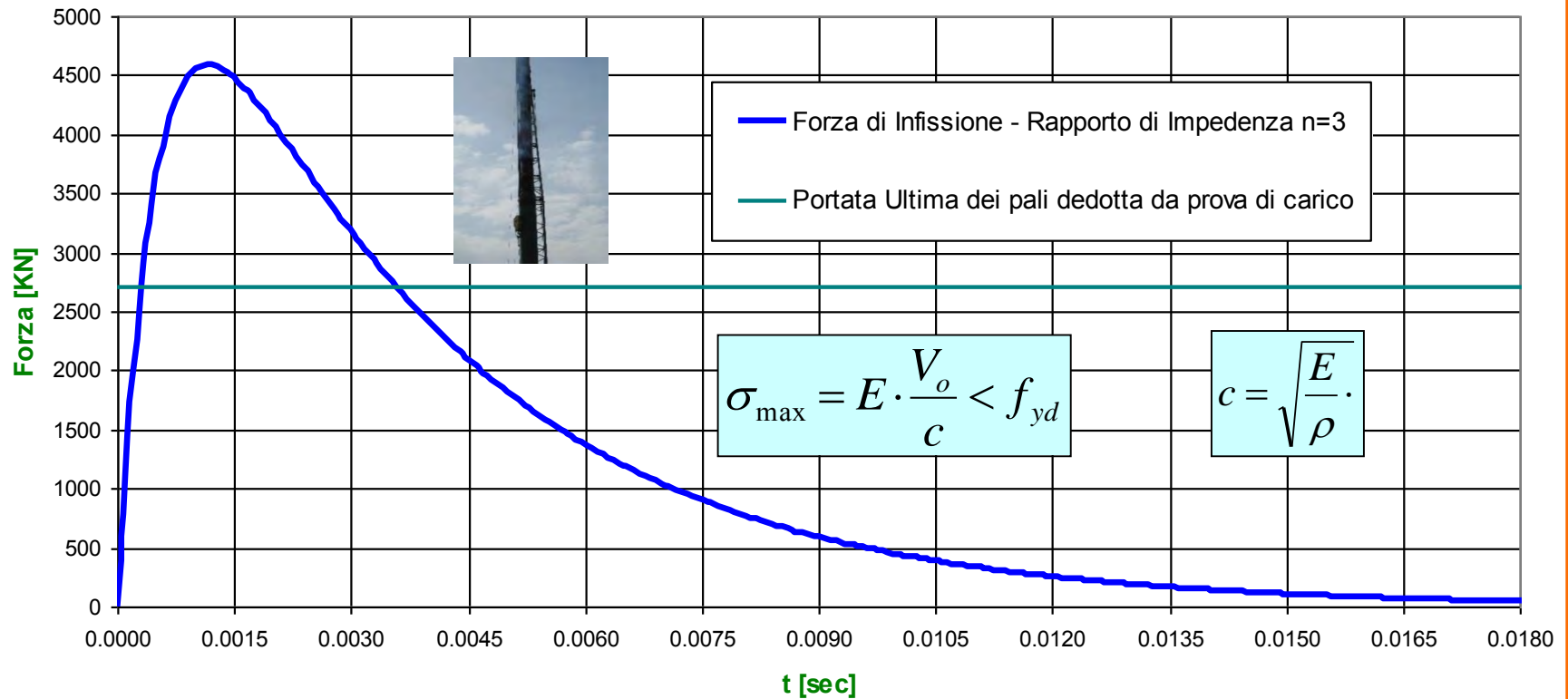
Diagramma del decorso nel tempo della forza di impatto per vari rapporti di impedenza

FORZA NORMALIZZATA MASSIMA IN FUNZIONE DEL RAPPORTO DI IMPEDENZA



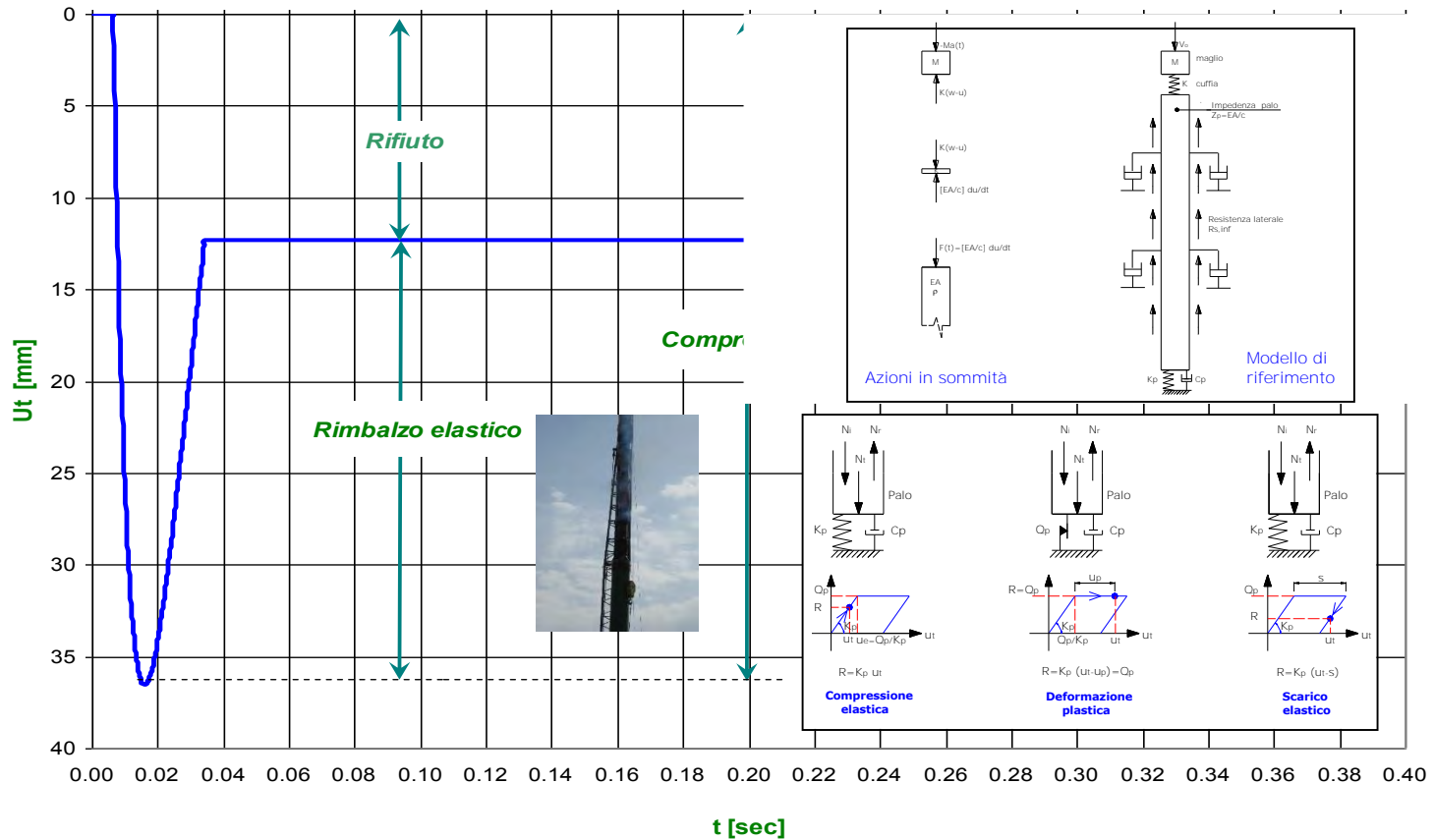
Forza massima di infissione in funzione del rapporto di impedenza

PONTILE VALONA - INFISSIONE PALO D=609 mm S=12.5 mm



Forza di impatto (onda diretta)
Limitazione tensioni nei materiali

Pontile Valona - Infissione Pali D=609 mm - s = 12.5 mm

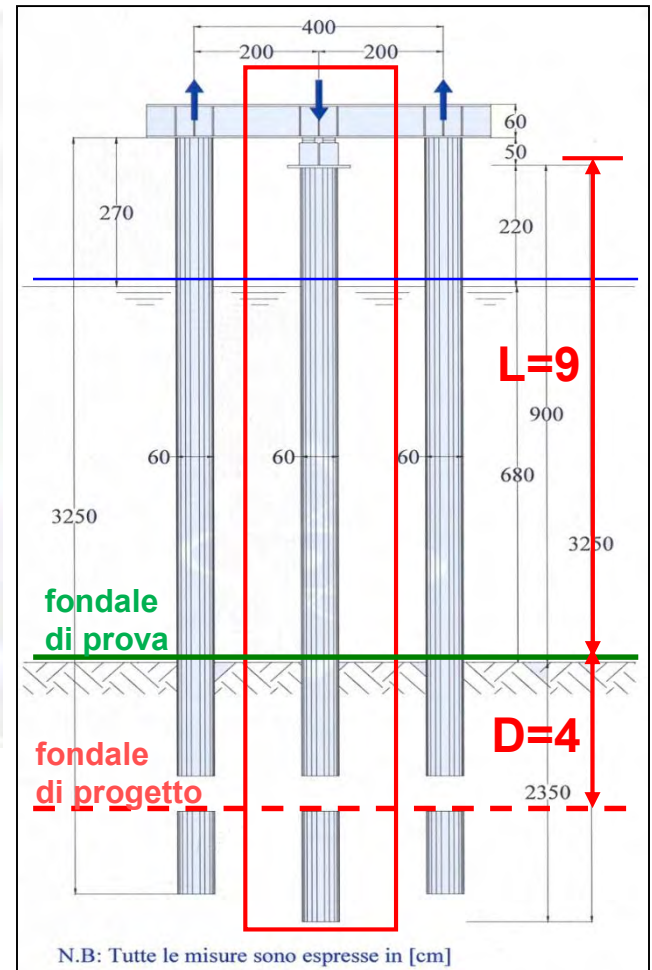
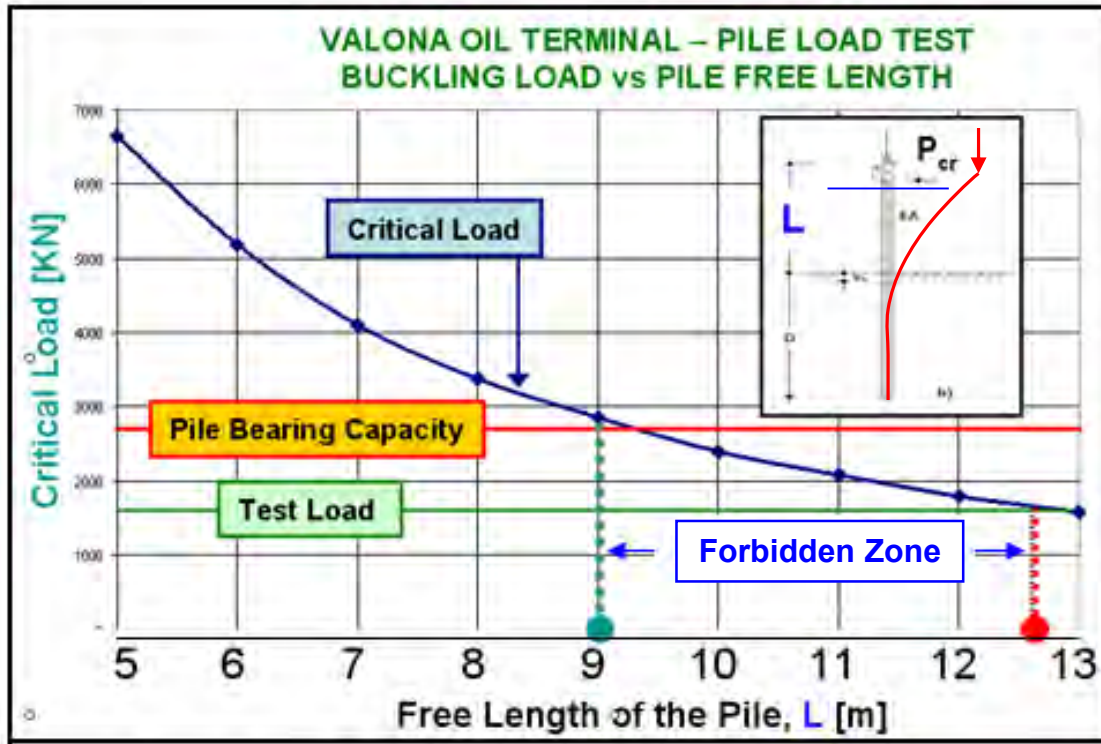


Analisi dell'onda riflessa - Rifiuto dei pali all'infissione



Vista dei pali del pontile, della piattaforma e delle briccole

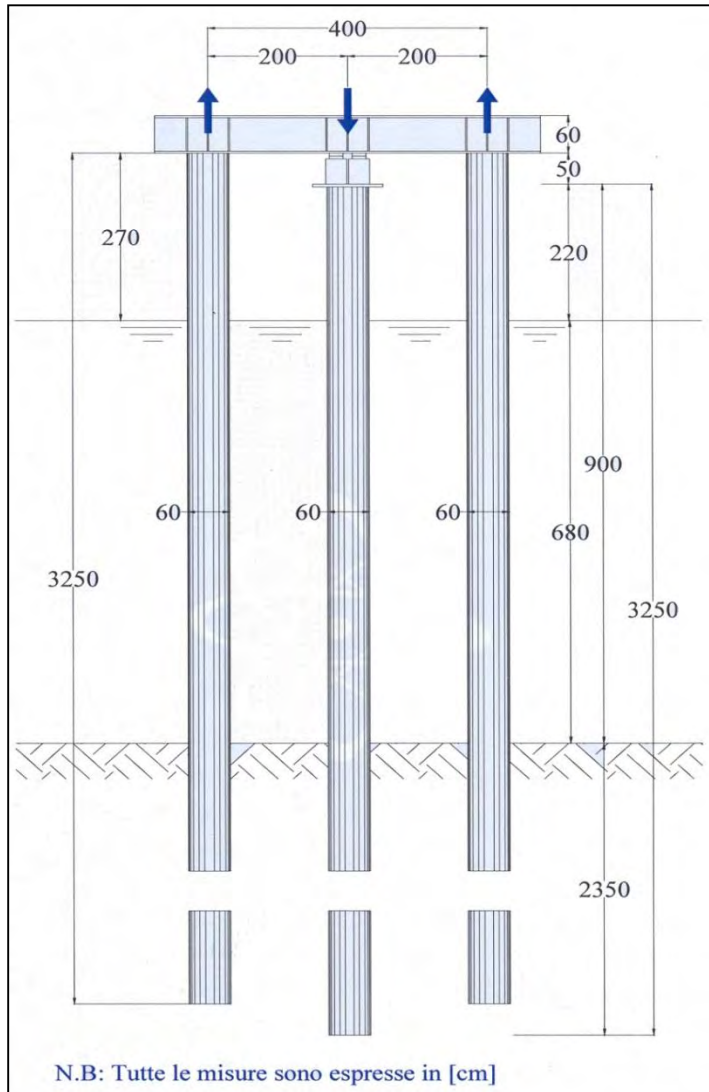
Analisi di Instabilità (Buckling Analysis)



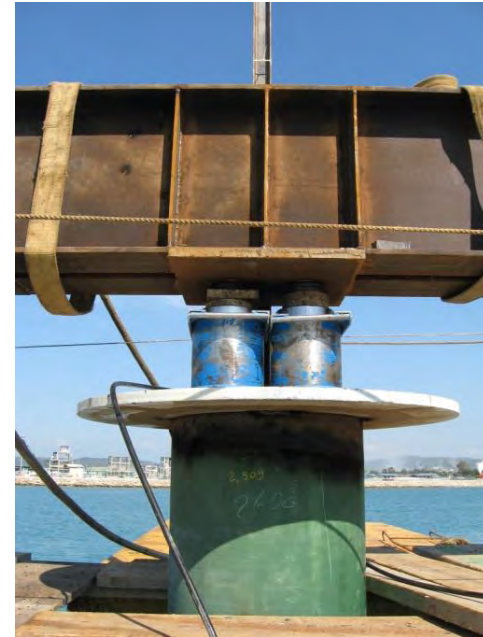
M. Lenzi – P. Campana
Buckling Analysis of Partially Embedded Piles
DFI Marine Foundation Seminar, Norfolk, 2012



Allestimento della Prova di Carico

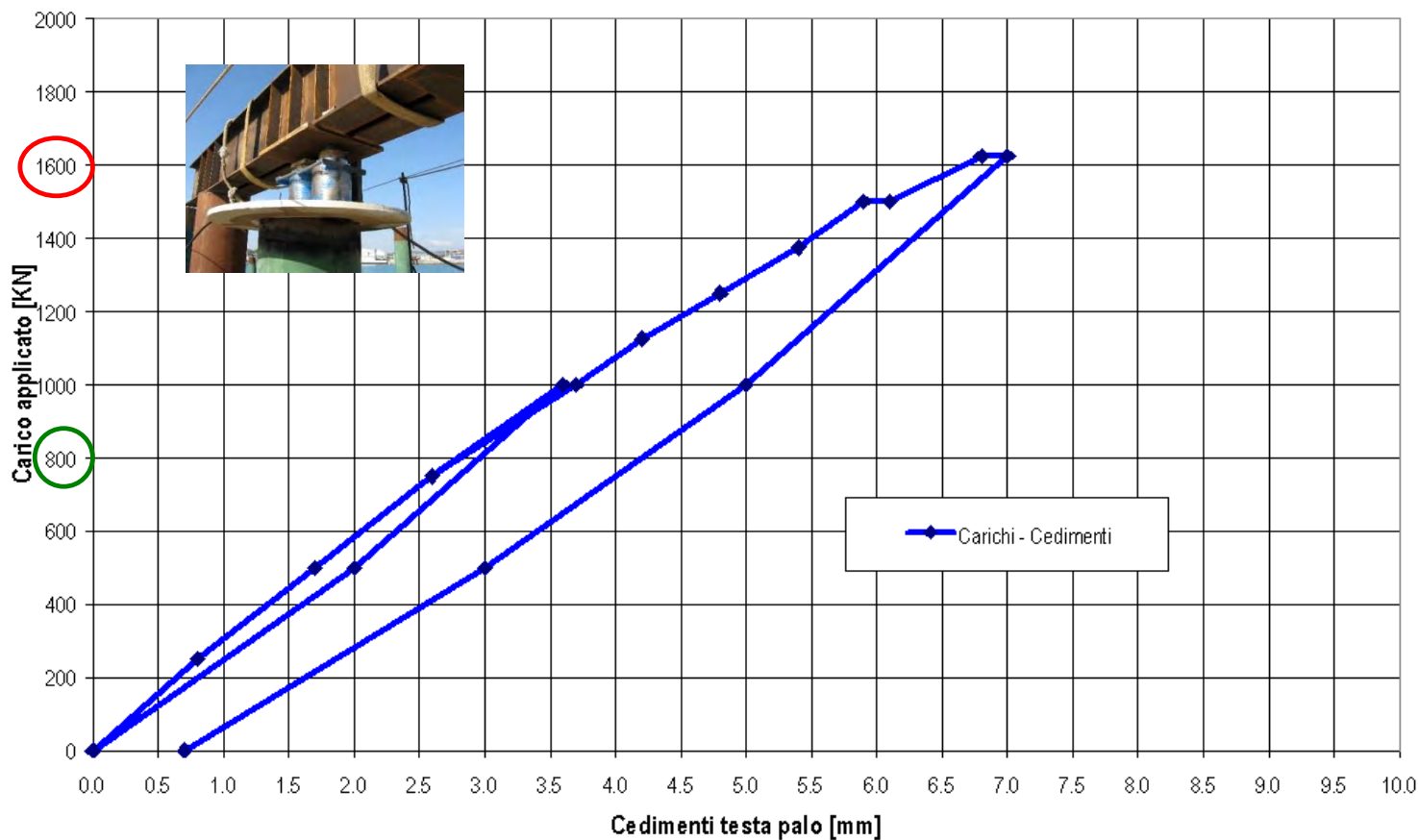


Schema della Prova di Carico



PONTILE VALONA - PROVA DI CARICO VERTICALE - PALO D=600 mm

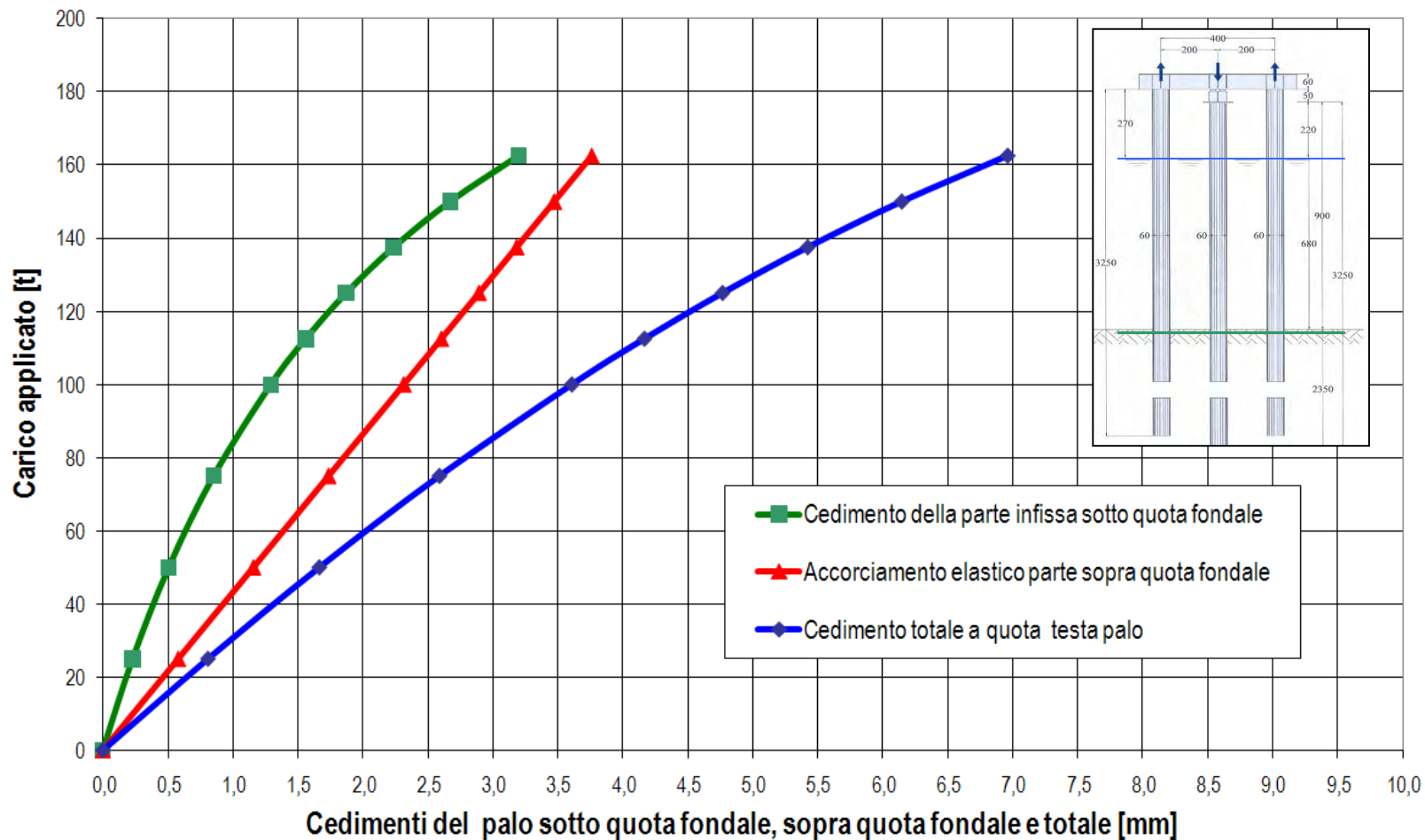
Diagramma Carichi - Cedimenti testa palo



CICLO	Carico esercizio Q_e	Carico nominale di prova Q_{max}	Rapporto Q_{max}/Q_e	Spostamento max
Nr	(KN)	(KN)	(-)	(mm)
1	800	1000	1.25	3.7
2	800	1200	1.50	4.5
2	800	1600	2.00	7.0

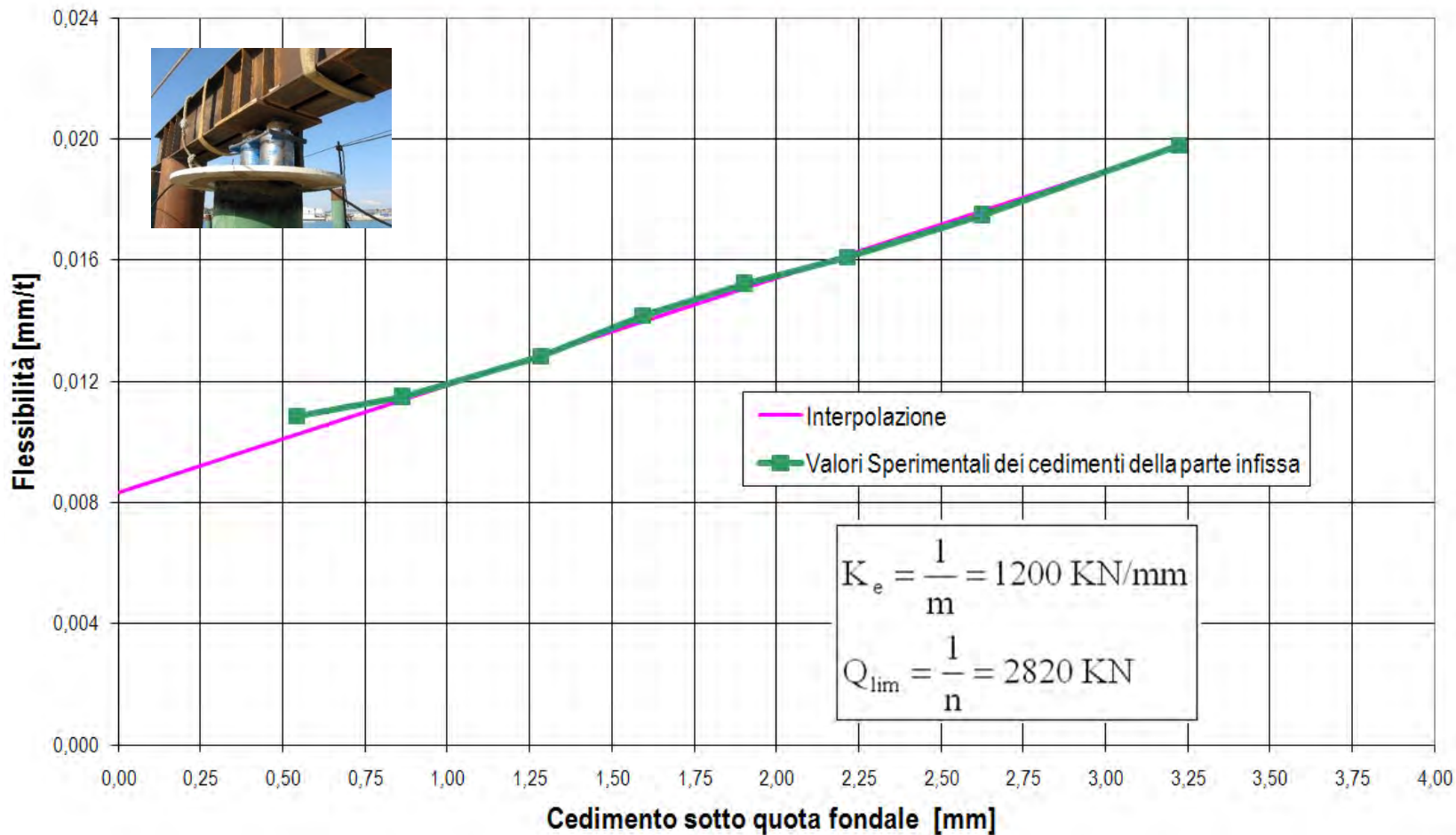
PONTILE PIA VALONA - PROVA DI CARICO VERTICALE - PALO D= 600 mm

Cedimenti della parte infissa e accorciamenti della parte sopra quota fondale



Risultati prova di carico verticale:
cedimenti della parte infissa e accorciamenti della parte sopra la quota del fondale

PONTILE VALONA - PROVA DI CARICO VERTICALE - PALO D= 600 mm Metodo dell'Inversa Pendenza - Cedimenti sotto quota fondale



**Stima capacità portante con il metodo dell'inversa pendenza
Cedimenti sotto quota fondale**



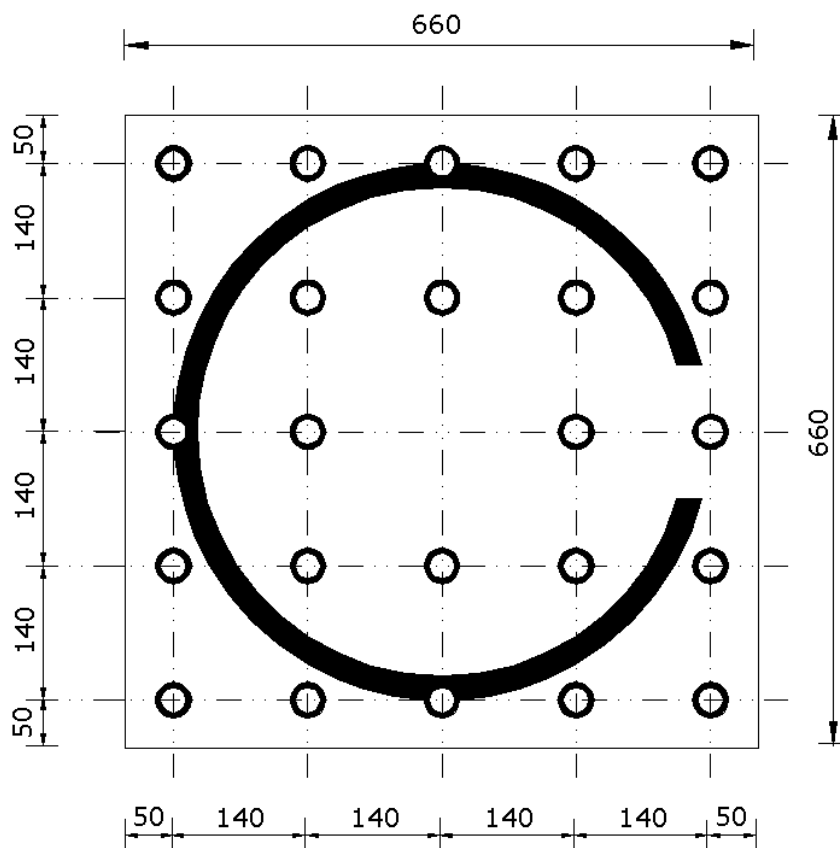
Lido Adriano
(Ravenna)

Campanile
Chiesa
S. Massimiliano
in Kolbe

**Micropali
valvolati**

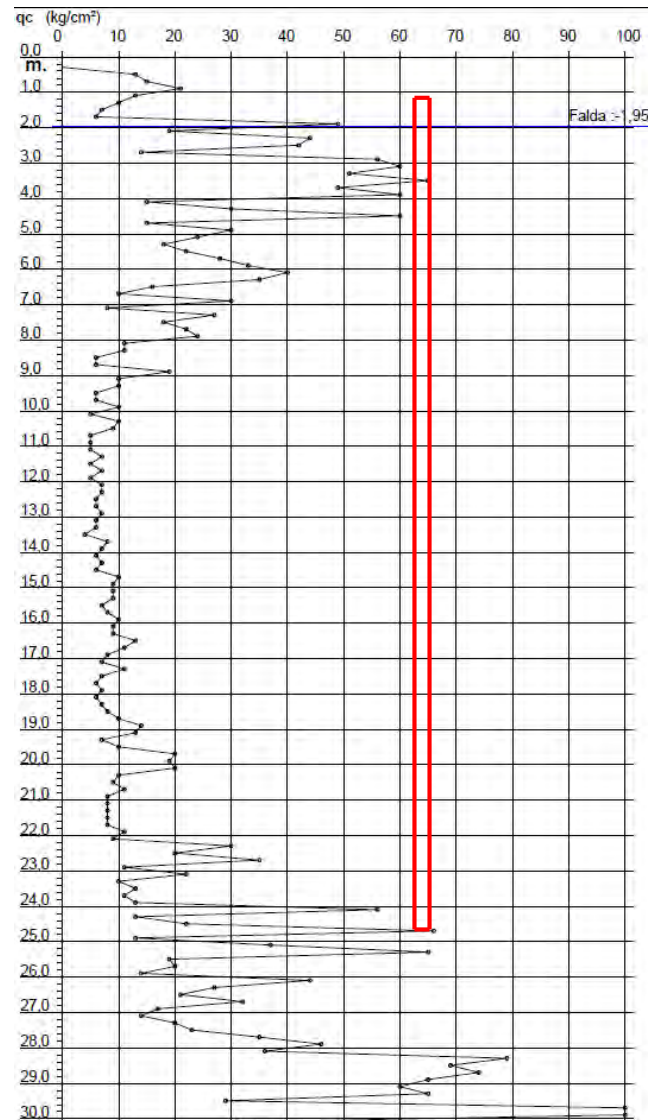
Lunghezza = 24 m
Diametro = 133 mm
Spessore = 8 mm

Micropali

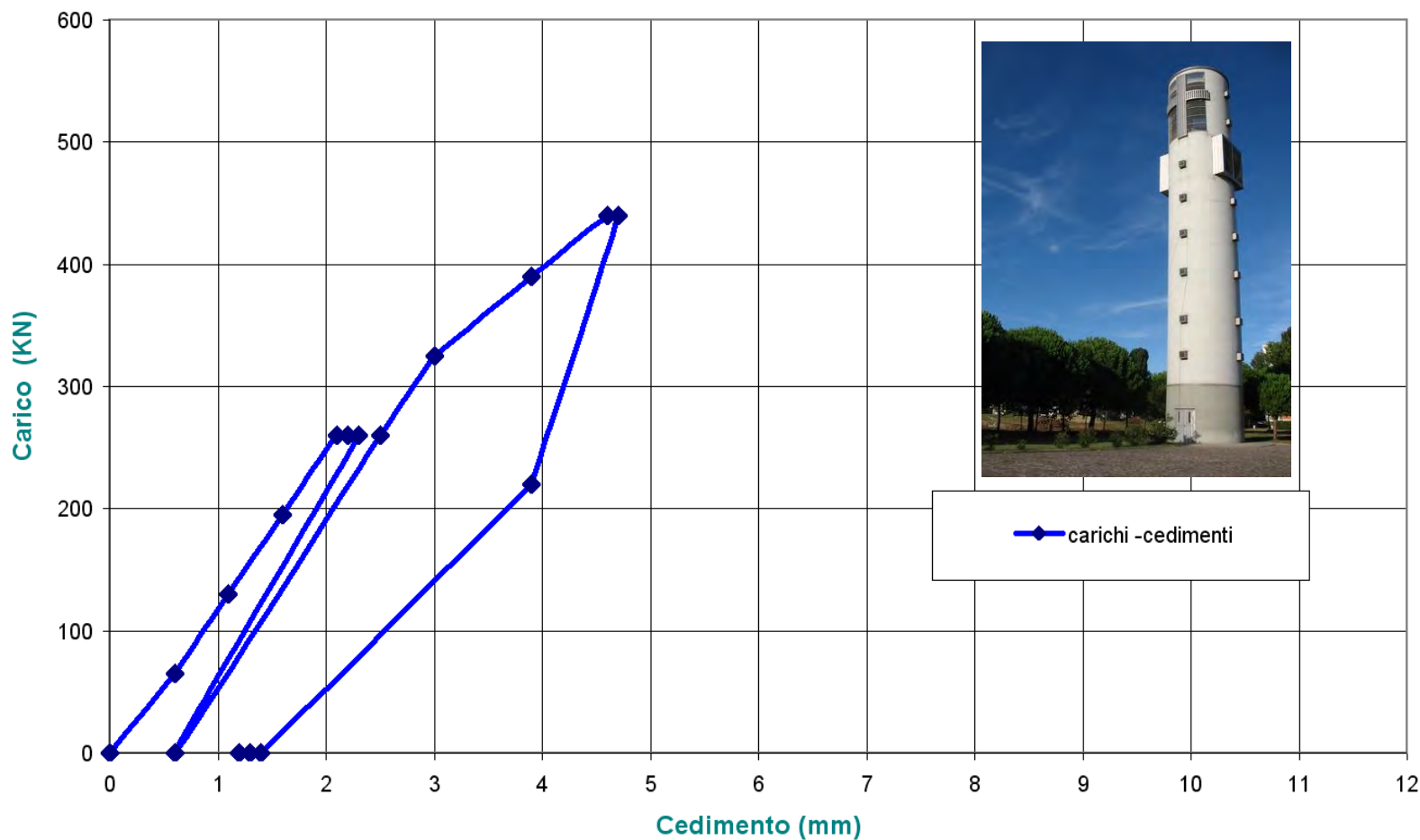


PIANTA FONDAZIONE
 Nr. 24 MICROPALI - PORTATA UTILE **250 KN**

Pianta Micropali

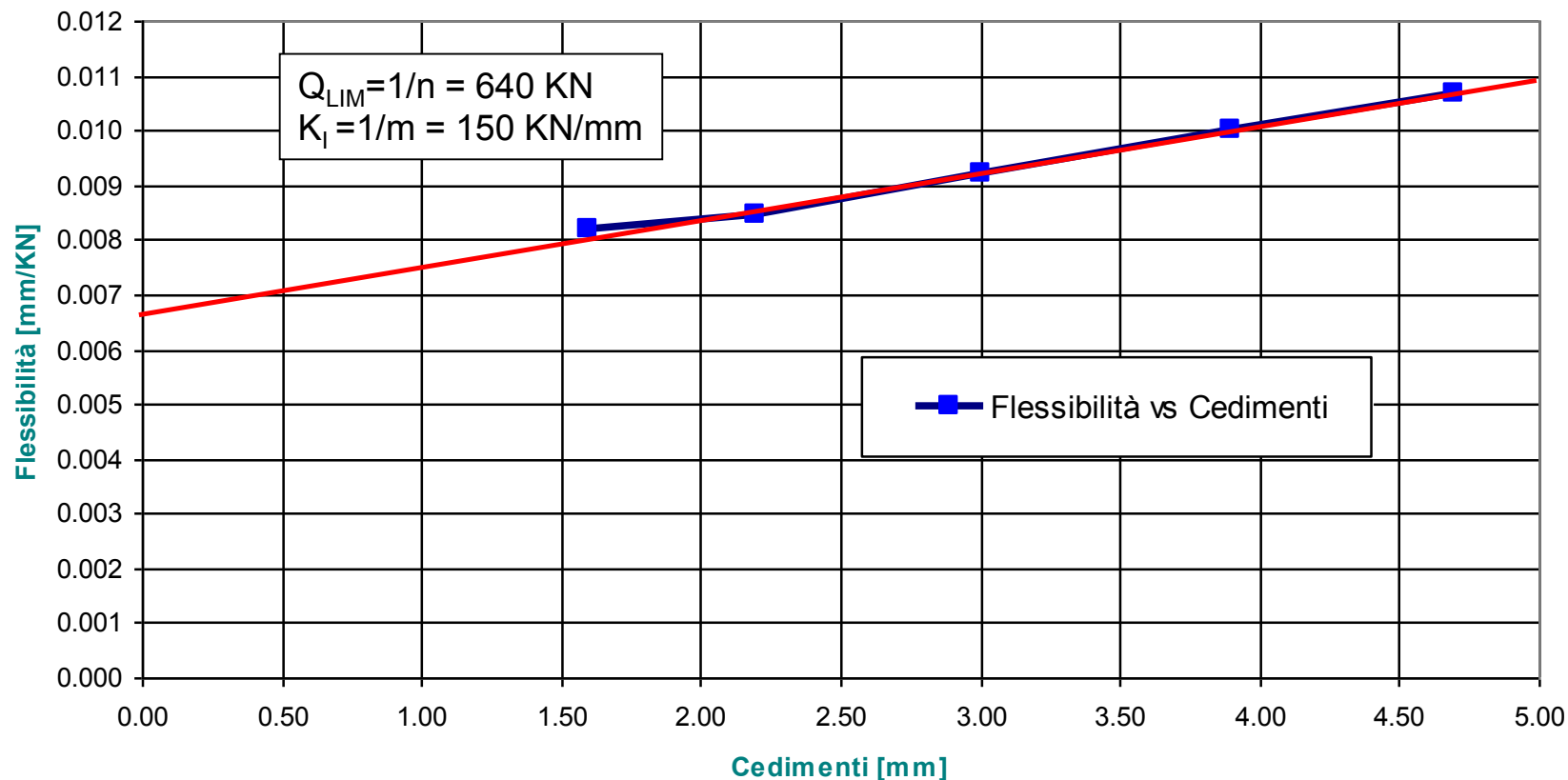


Fondazione Campanile Lido Adriano - Prova di Carico Micropali



Prova di carico **micropalo** : Curva Carichi vs Cedimenti

Fondazione Campanile Lido Adriano - Prova di carico Micropali



Prova di carico **micropalo** : Flessibilità vs Cedimenti



Porto di Ravenna
Piomboni

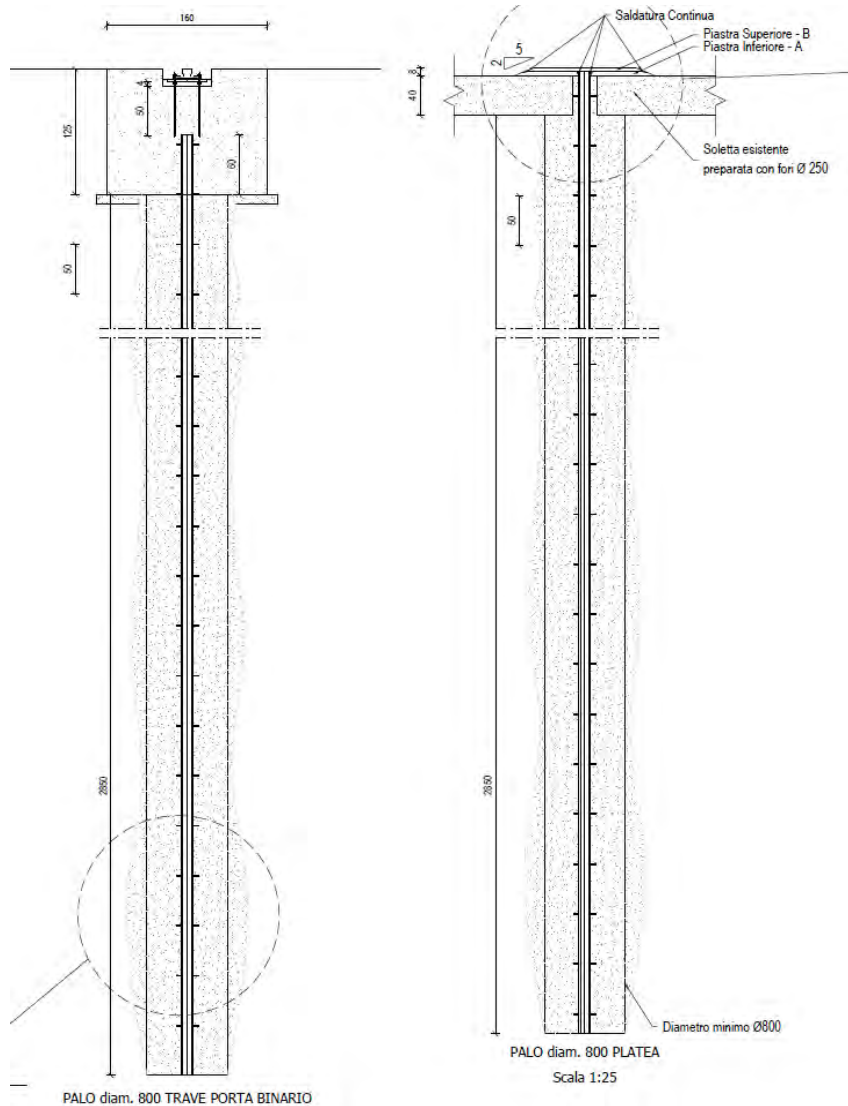
Consolidamento
Banchine e
Aree di carico

**Colonne in
jet grouting**

Lunghezza 28 m

Diametro 0.80 m

Porto di Ravenna – Pialassa Piomboni



Colonne in Jet Grouting

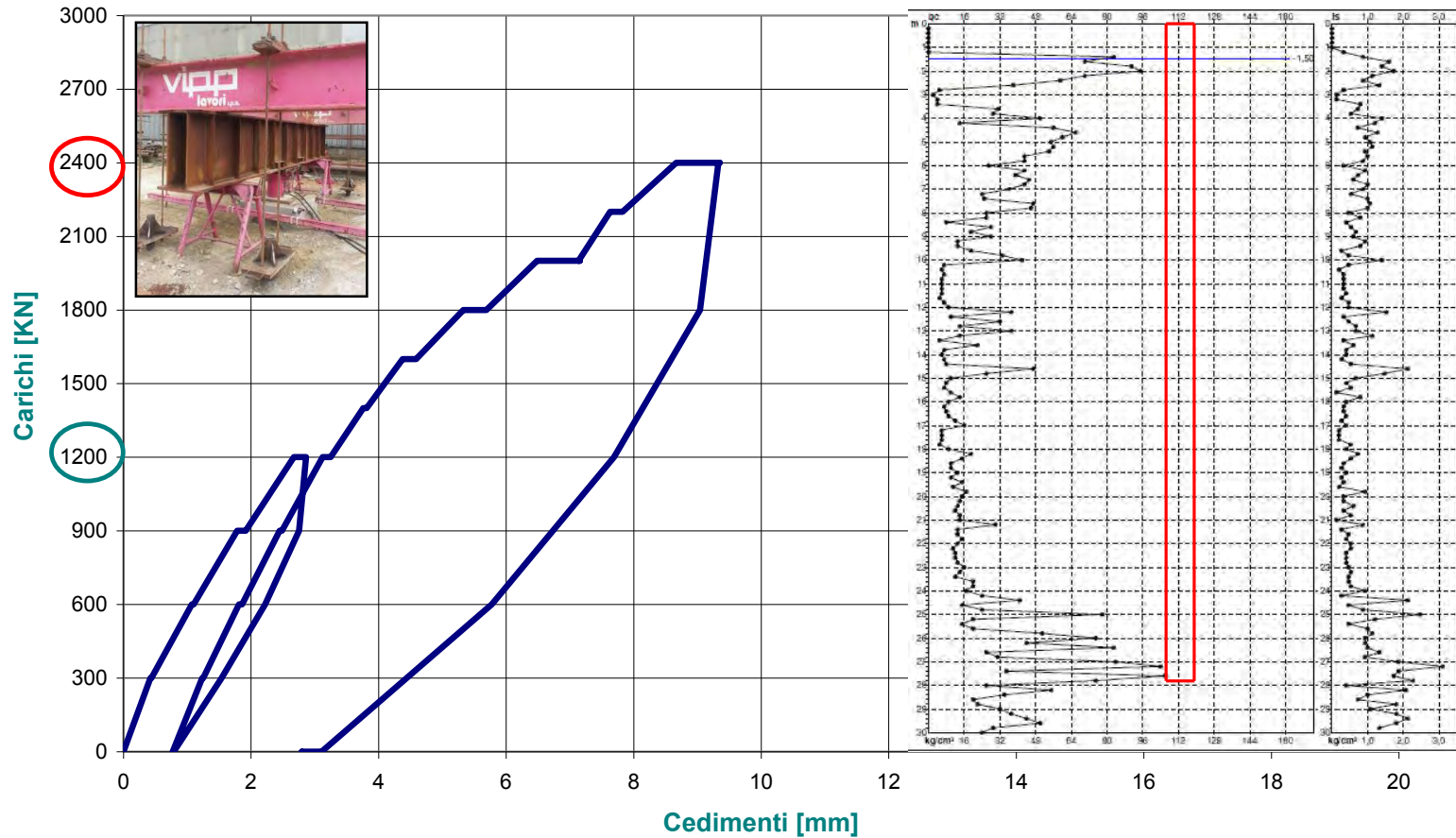
Lunghezza colonne = 28 m
 Diametro colonne = 80 cm

L'armatura tubolare rullata
 funge asta di perforazione
 e contemporanea iniezione
 avanzamento verso il basso

Tecnologia UWA

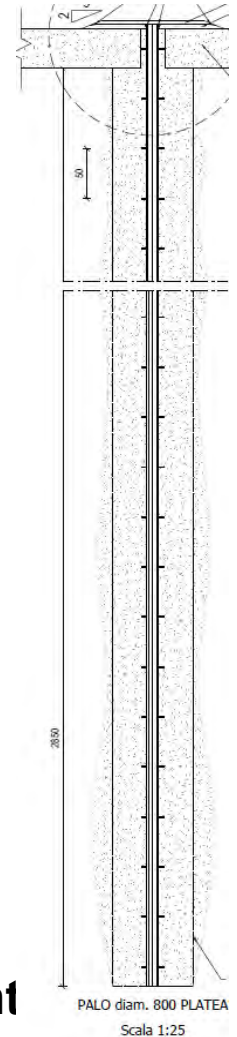
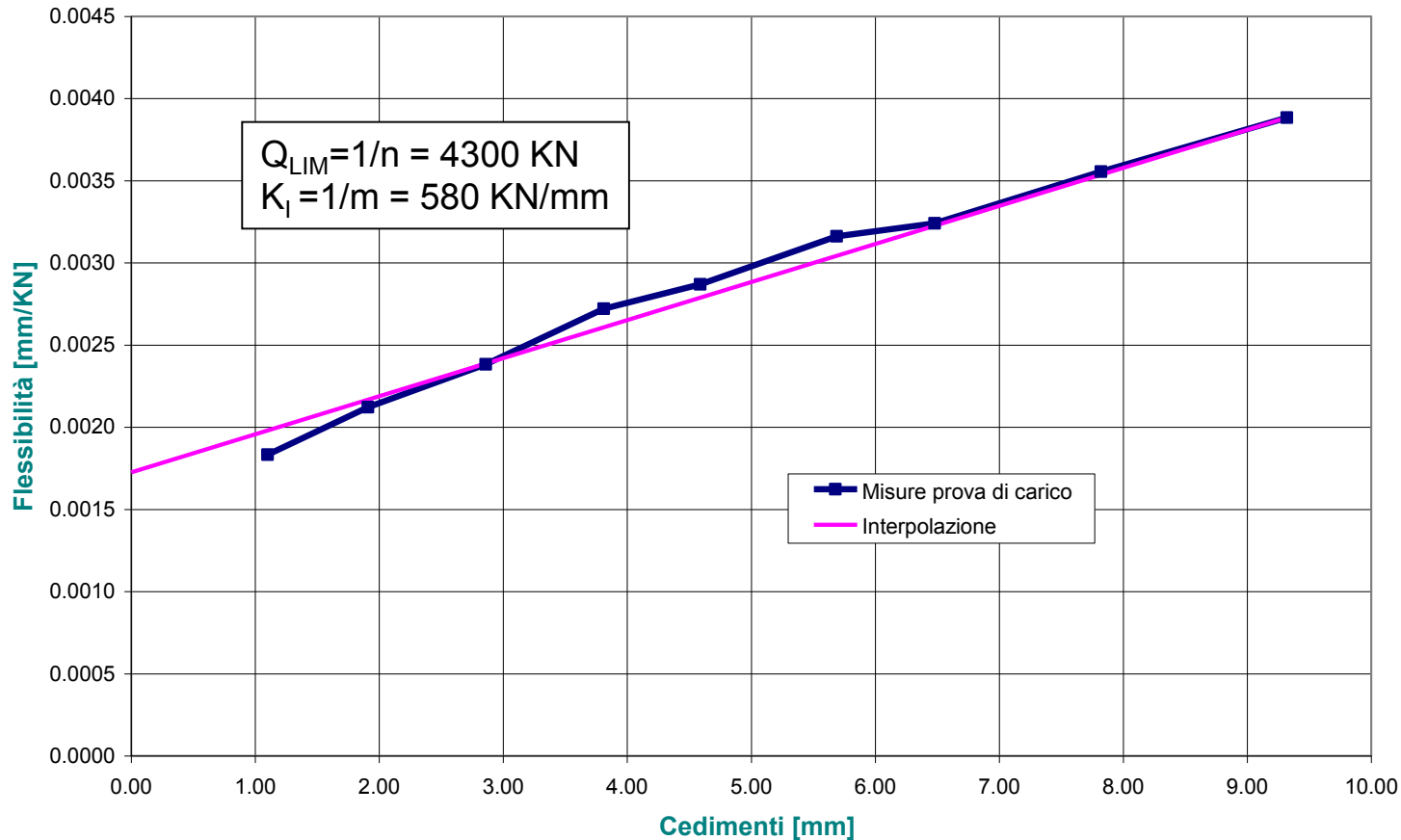


Prova di Carico nr. 2 - Carichi Applicati vs Cedimenti Misurati

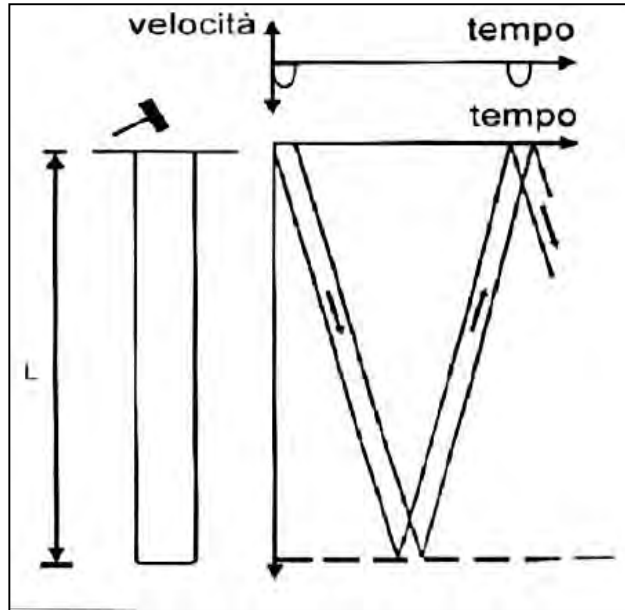


Prova di carico **colonna in jet grouting**: Curva Carichi vs Cedimenti

Prova di carico nr. 2 - Inversa Pendenza



Prova di carico colonna in jet grouting: Flessibilità vs Cediment



Lunghezza (m)	Palo	Riflettogramma	Velocità (m/s)
27.9m	A		3400
27.6m	B		3550



$$E_d = \rho_c \cdot V^2$$

Modulo elastico da misura ecometrica

$$E_{col} = E_d [1 - 2v^2 / (1 - v)]$$

Modulo elastico colonna jet grouting

Prove ecometriche – Colonne di Jet Grouting

1) Volume della colonna

V_m = volume di miscela iniettata
 α = frazione utile della miscela

V_c = volume della colonna
 n_o = porosità iniziale del terreno
 β = frazione di pieni che viene rimossa dall'iniezione

Volume utile di miscela iniettata = volume iniziale dei vuoti + volumi dei pieni rimossi

$$\alpha \cdot V_m = n_o V_c + \beta \cdot (1 - n_o) \cdot V_c \quad \text{equazione del bilancio di massa}$$

$$V_c = \frac{\alpha \cdot V_m}{n_o + \beta \cdot (1 - n_o)} \quad \text{volume colonna}$$

2) Peso specifico della colonna

P_c = peso colonna
 V_c = volume colonna
 γ_c = peso specifico della colonna
 γ_m = peso specifico della miscela
 γ_g = peso specifico dei grani
 n_o = porosità iniziale del terreno
 β = frazione di pieni che viene rimossa dall'iniezione

Peso della colonna = Peso dei vuoti riempiti di miscela + Peso dei grani

$$P_c = \gamma_m \cdot [n_o + \beta \cdot (1 - n_o)] \cdot V_c + \gamma_g \cdot [(1 - n_o) - \beta \cdot (1 - n_o)] \cdot V_c$$

$$\gamma_c = \gamma_m [n_o + \beta \cdot (1 - n_o)] + \gamma_g [(1 - n_o) - \beta \cdot (1 - n_o)]$$

3) Peso specifico della miscela

$$P_m = A + C$$

$$V_m = A/\gamma_a + C/\gamma_c + V_{aria}$$

$r = A/C$ = rapporto acqua (A) / cemento (C)

$$\frac{P_m}{V_m - V_{aria}} = \frac{A + C}{A/\gamma_a + C/\gamma_c}$$

$$\gamma_m = \frac{P_m}{V_m} = \gamma_a \cdot (1 - v) \cdot \left(\frac{1 + r}{\gamma_a/\gamma_c + r} \right)$$

4) Modulo elastico

$$E_c = E_d \cdot \left(1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \right)$$

$$E_d = \rho_c V_p^2$$

$$E_{eq} = \frac{E_c(A_c - A_s) + E_s A_s}{A_c}$$

E_d = modulo elastico dinamico (condiz. edometrica)

E_c = modulo elastico colonna

ν = coefficiente di Poisson della colonna

$\rho_c = \gamma_c / g$ = densità della colonna

V_p = velocità delle onde di compressione

Case History

Dati

Assorbimento cemento = 3.0 KN/ml

Rapporto Cemento/acqua = C/A = 1.20

Diametro nominale = 0.80 m

Parametri di Back analysis

Porosità iniziale $n_o = 0.45$

Coefficiente di assorbimento $\alpha = 0.9$

Coefficiente di rimozione $\beta = 0.3$

Colonne di Jet Grouting

Elaborazione

Rapporto acqua/cemento = $1/1.20 = 0.833$

Peso miscela = $300 \cdot (1+0.833) = 5.50 \text{ KN/ml}$

Peso specifico miscela: $10 \cdot (1-0.02) \cdot (1+0.833) / (10/31+0.833) = 15.54 \text{ KN/m}^3$

Volume miscela = $5.50 / 15.54 = 0.354 \text{ m}^3/\text{ml}$

Volume colonna = $0.9 \cdot 0.354 / [0.45+0.3 \cdot (1-0.45)] = 0.518 \text{ m}^3/\text{ml}$

Diametro stimato = $[4 \cdot 0.518 / \pi]^{1/2} = \underline{0.81 \text{ m}}$

Peso specifico colonna = $15.54 \cdot [0.45+0.3 \cdot 0.55] + 26 \cdot 0.55 \cdot 0.70 = 19.57 \text{ KN/m}^3$

$\gamma_c = 19.57 \text{ KN/m}^3$

$V_p = 3440 \text{ m/sec}$

$E = 19.57/9.81 \times 3440^2 = 23600 \text{ MPa}$

$E_c = 23600 \times [1-2 \times 0.40^2 / (1-0.40)] \approx \underline{11000 \text{ MPa}}$

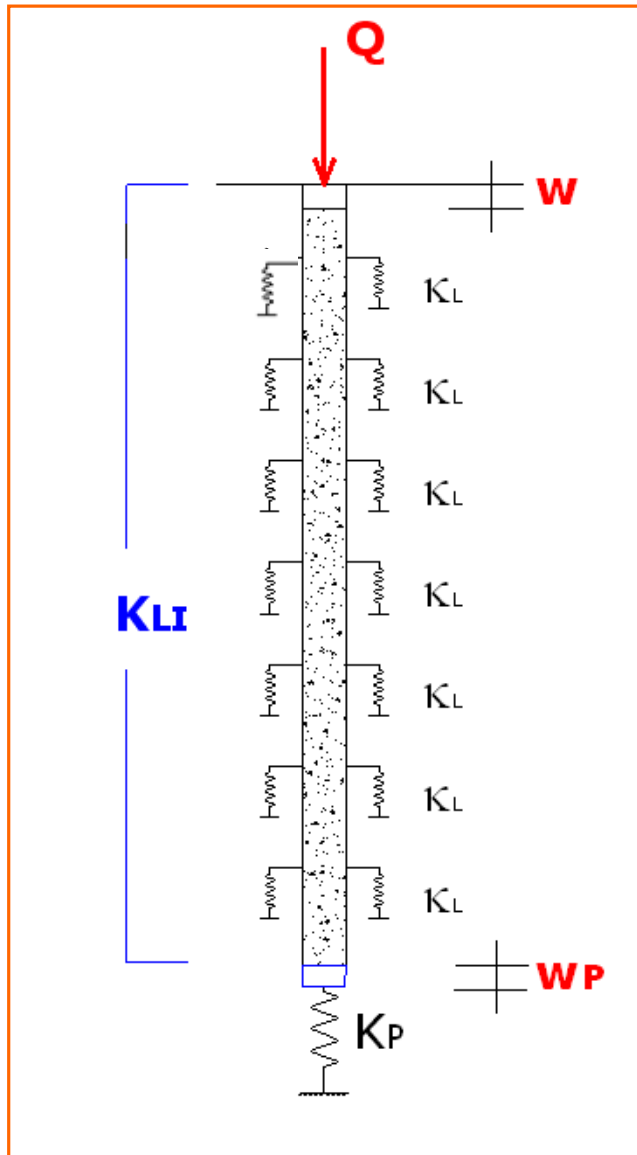
$E_{eq} = \frac{11000 \cdot (5000 - 40) + 210000 \cdot 40}{5000} \cong 12600 \text{ MPa}$

**MODELLO
COSTITUTIVO
RISULTANTE
DALLE PROVE**

INTERAZIONE PALO -TERRENO

Sistema di forze che il palo ed il terreno si scambiano per mantenere congruente il campo dei movimenti

- 1) Le tensioni normali e tangenziali mobilitate dal terreno dipendono dall'entità degli spostamenti laterali ed alla base.
- 2) Il comportamento del terreno è marcatamente non lineare.



Modello Costitutivo

Finalità

Ricerca della correlazione tra:

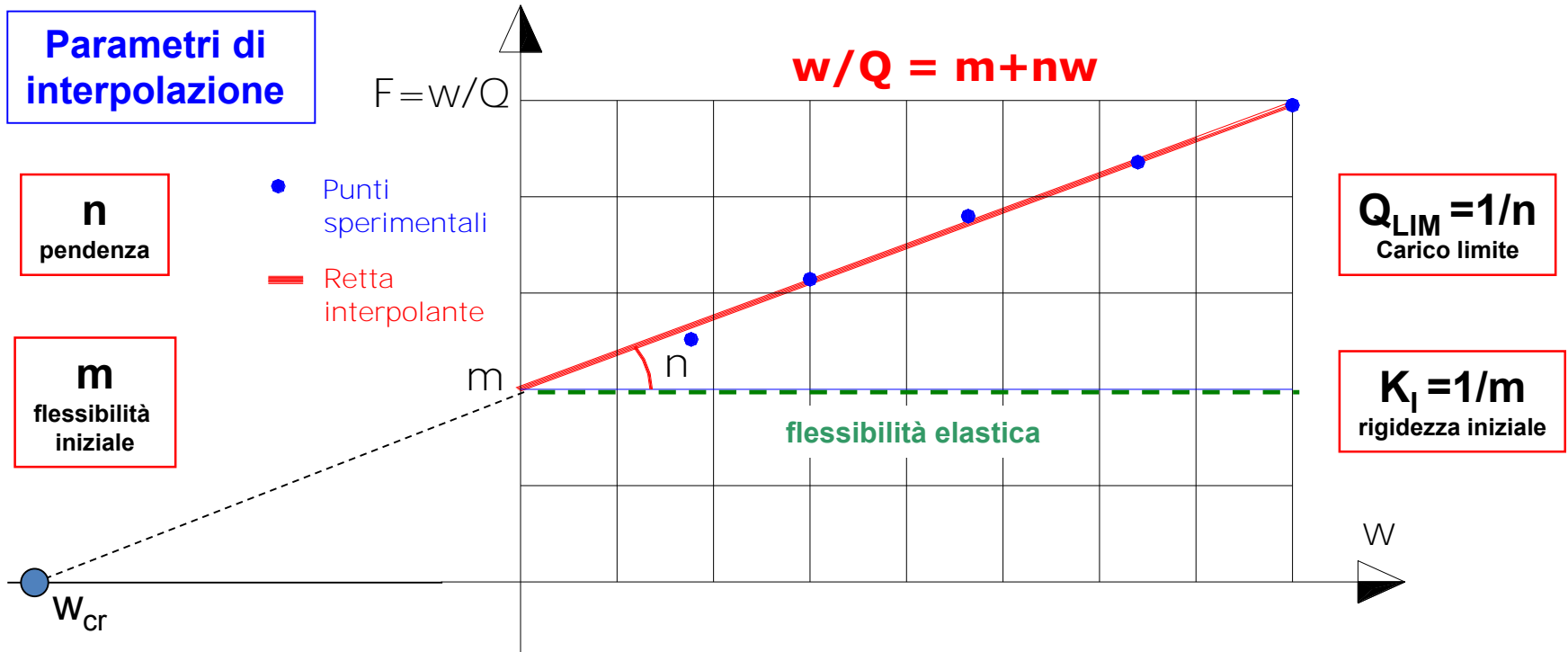
Carichi Applicati (Q) e
Cedimenti Impressi (w)

Identificazione dei parametri di
Interazione locali e globali

Ricerca del carico limite
Ricerca della rigidità iniziale

Ripartizione del carico per attrito
laterale e reazione alla base

Definizione di una legge analitica

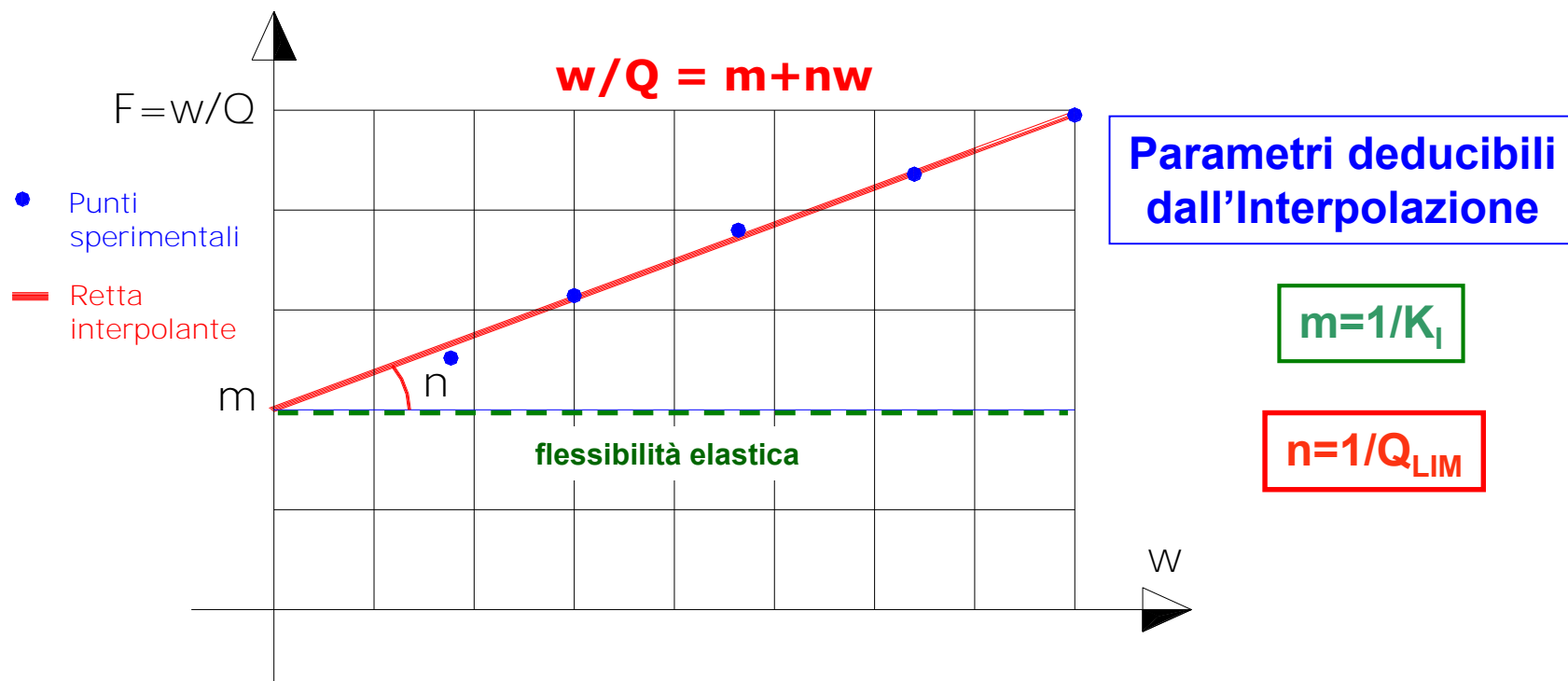


$$F = w/Q = m + nw$$

← **Evidenza sperimentale**

Correlazione lineare tra flessibilità (F) e cedimenti (w)

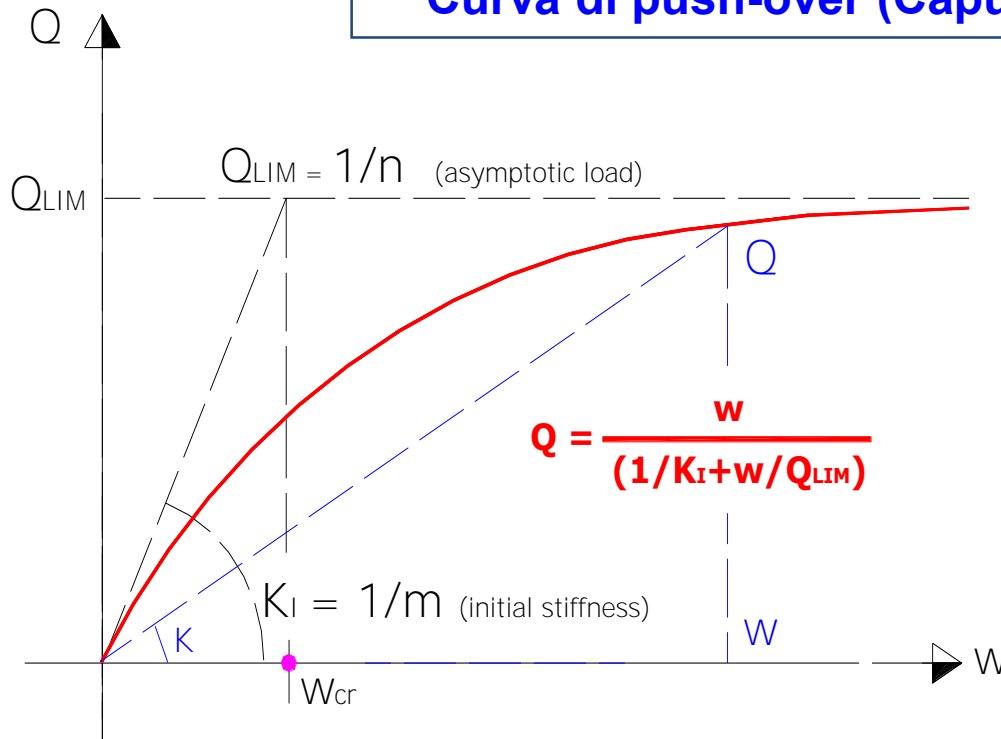
Metodo dell'inversa pendenza (Chin) per la determinazione del carico limite



Stima del Carico Ultimo $\cong 0.9 / n$
(Raccomandazioni AGI 1984 – Norme CNR 1999)

Legge costitutiva sistema palo-terreno

Curva di push-over (Capucci 2014)



**Parametri
Modello Non Lineare**

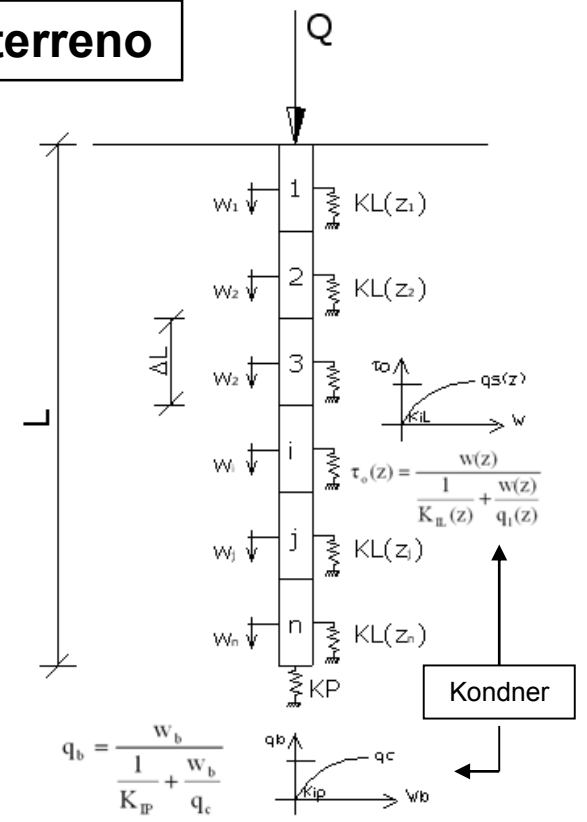
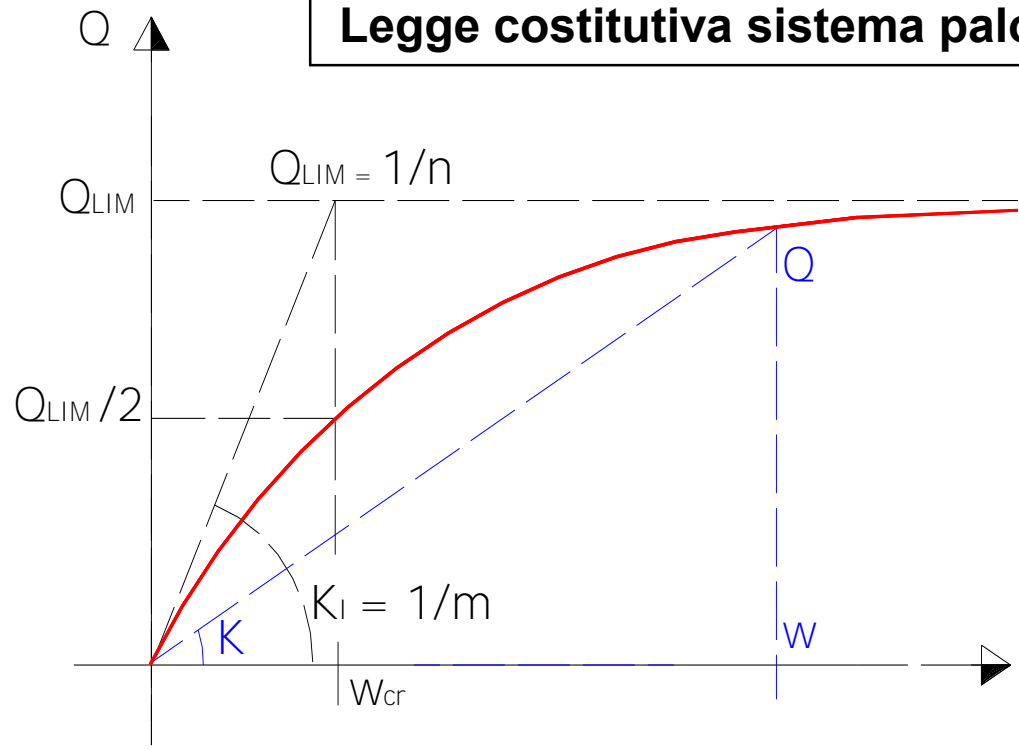
Q_{LIM} = carico limite

K_i = rigidezza iniziale

**Modello Non Lineare
Relazione Iperbolica**

Correlazione carichi - spostamenti

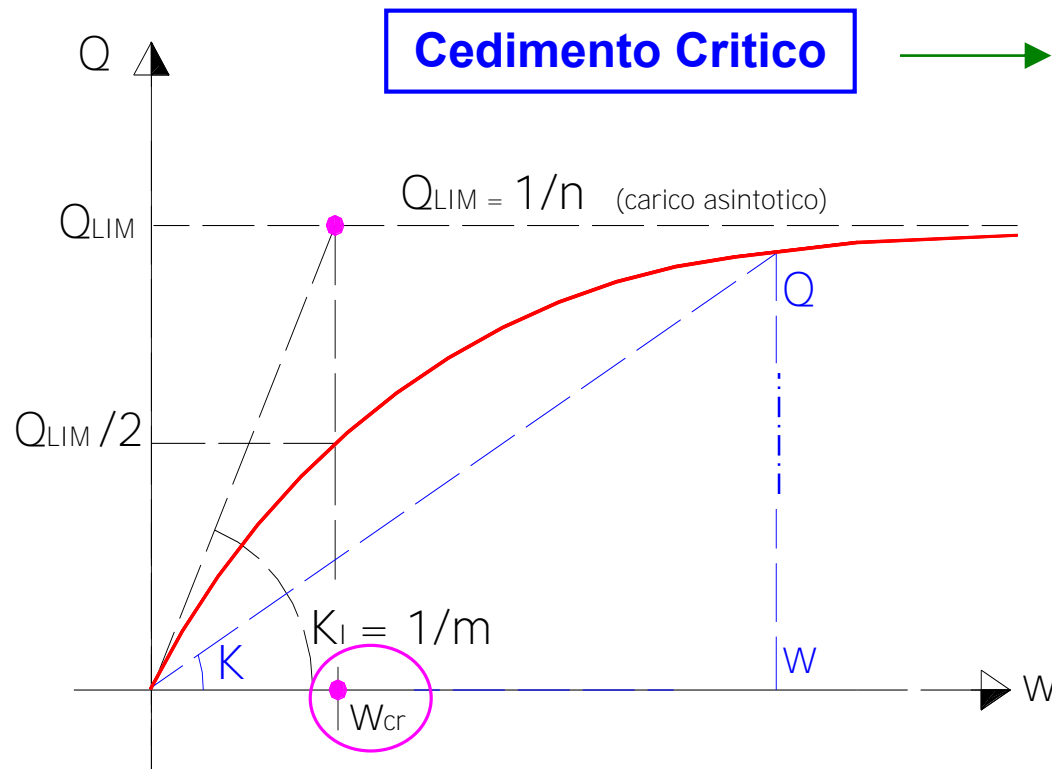
Legge costitutiva sistema palo-terreno



$$Q = \frac{w}{1/K_I + w/Q_{LIM}}$$

carichi - spostamenti

Modello Non Lineare



Cedimento Critico

Cedimento al carico limite in regime elasto-pl.

$$w_{cr} = \frac{Q_{LIM}}{K_I}$$

$$w_{cr} = c_{cr} D$$

$$Q = Q_{LIM} \cdot \left(\frac{w}{w_{cr} + w} \right) \text{ e carico}$$

$$w = w_{cr} \cdot \left(\frac{Q}{Q_{LIM} - Q} \right)$$

Modello Non Lineare

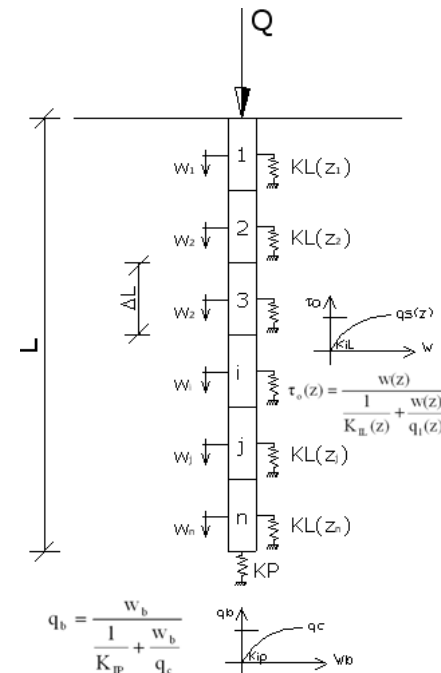
Modello Iperbolico – Rigidezza

$$K = Q / w$$

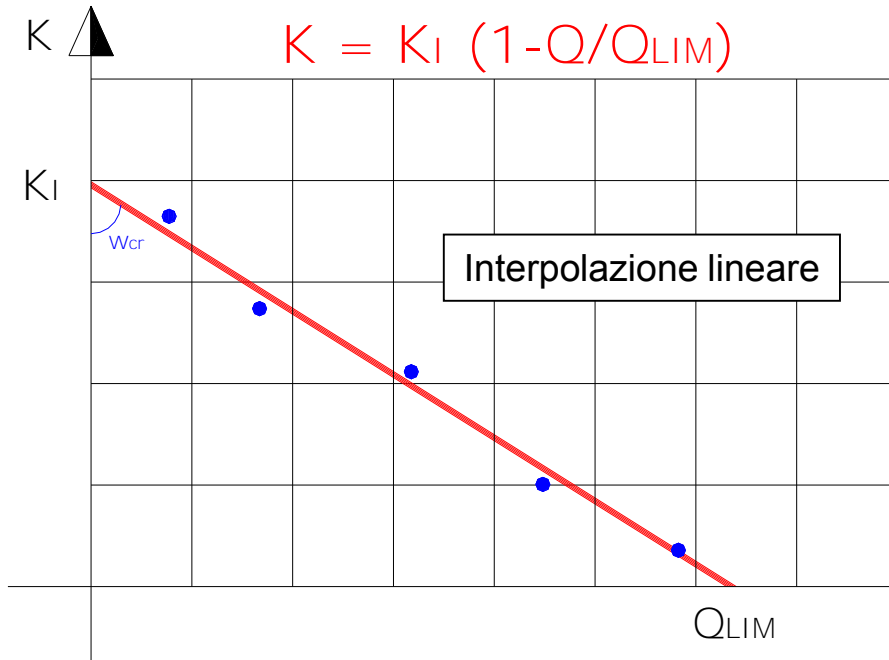
Al **crescere del carico** il sistema palo-terreno mostra **una riduzione % di rigidezza** rispetto al valore iniziale K_I **pari all'incremento % di carico** rispetto al carico limite Q_{LIM}

$$-\frac{dK}{K_I} = \frac{dQ}{Q_{LIM}}$$

$$K = K_I \cdot (1 - Q / Q_{LIM})$$



Rigidezza del Sistema Palo-Terreno



Modello a 2 parametri

K_I = rigidezza iniziale

Q_{LIM} = carico limite

Q

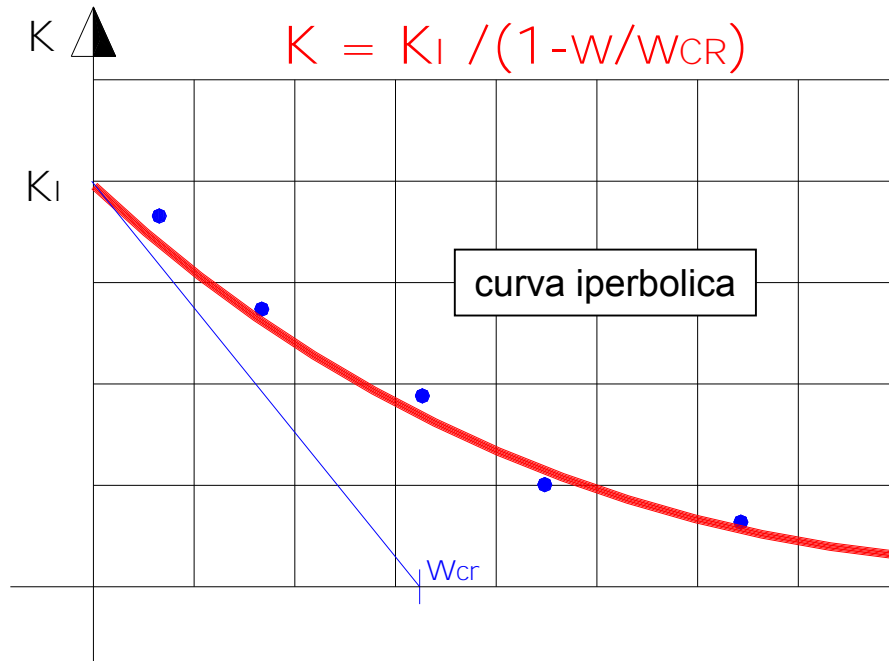
← parametro

$$K = Q/w = K_I \cdot (1 - Q/Q_{LIM})$$

$$w = \frac{Q}{K_I \cdot (1 - Q/Q_{lim})}$$

Relazione di reciprocità

Rigidezza del Sistema Palo-Terreno



Modello a 2 parametri

K_I = rigidezza iniziale

Q_{LIM} = carico limite

$$K = Q / w = K_I / (1 + w / w_{CR})$$

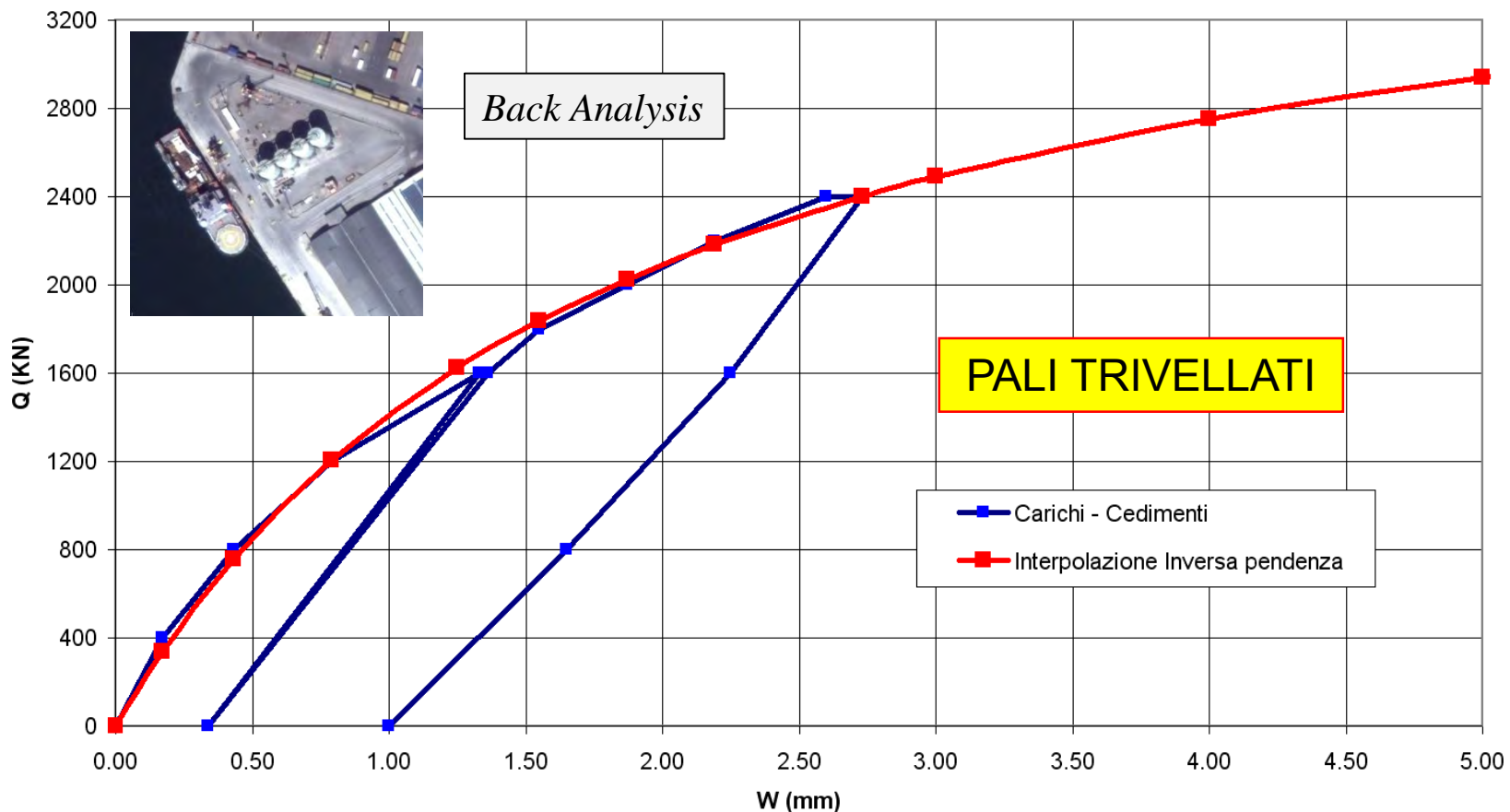
Relazione di reciprocità

$$w = w_{cr} \cdot \left(\frac{Q}{Q_{LIM} - Q} \right)$$

**MODELLO
COSTITUTIVO**

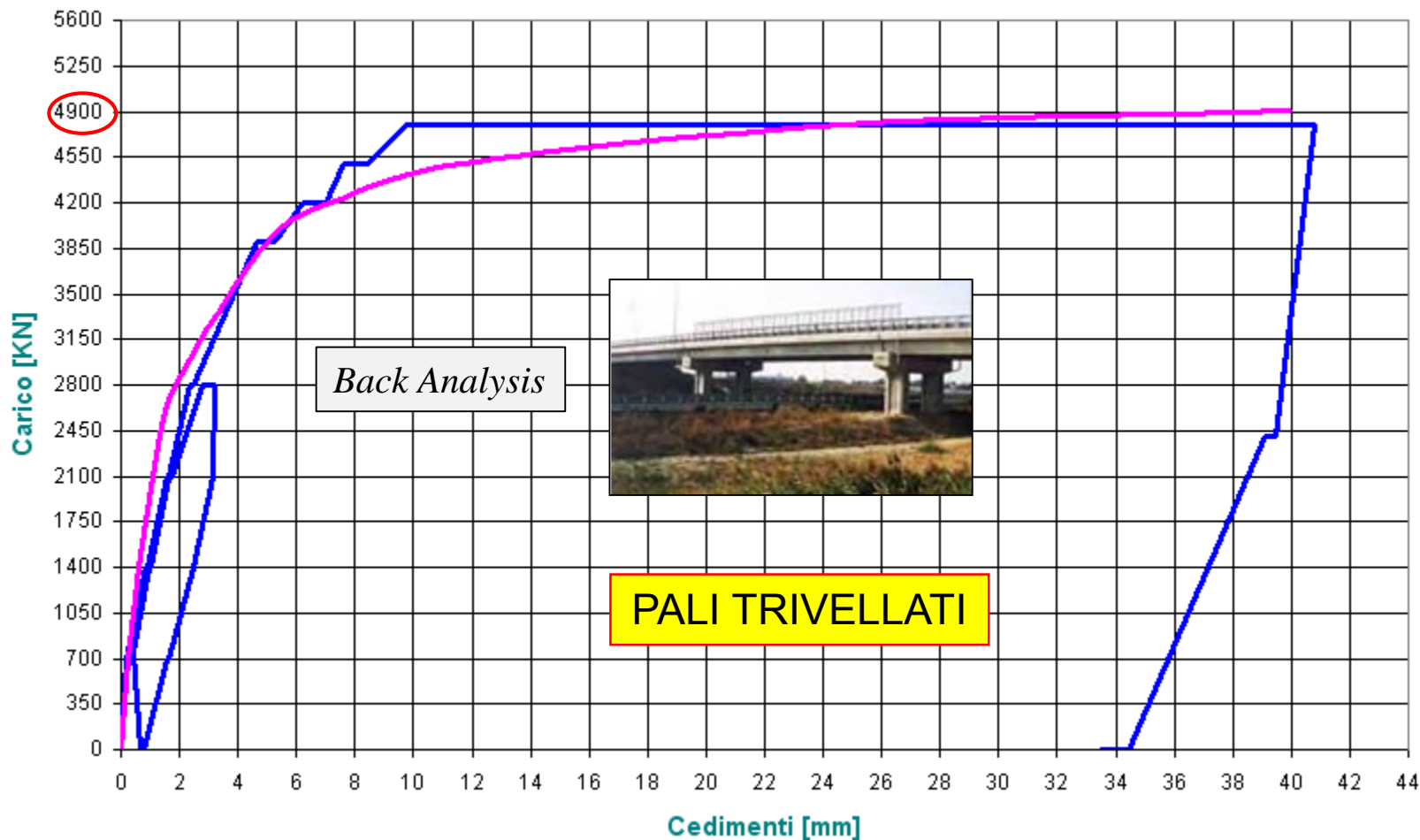
**Esempi di
Back Analysis**

PROVA DI CARICO PALO D = 1000 mm - L = 30 m



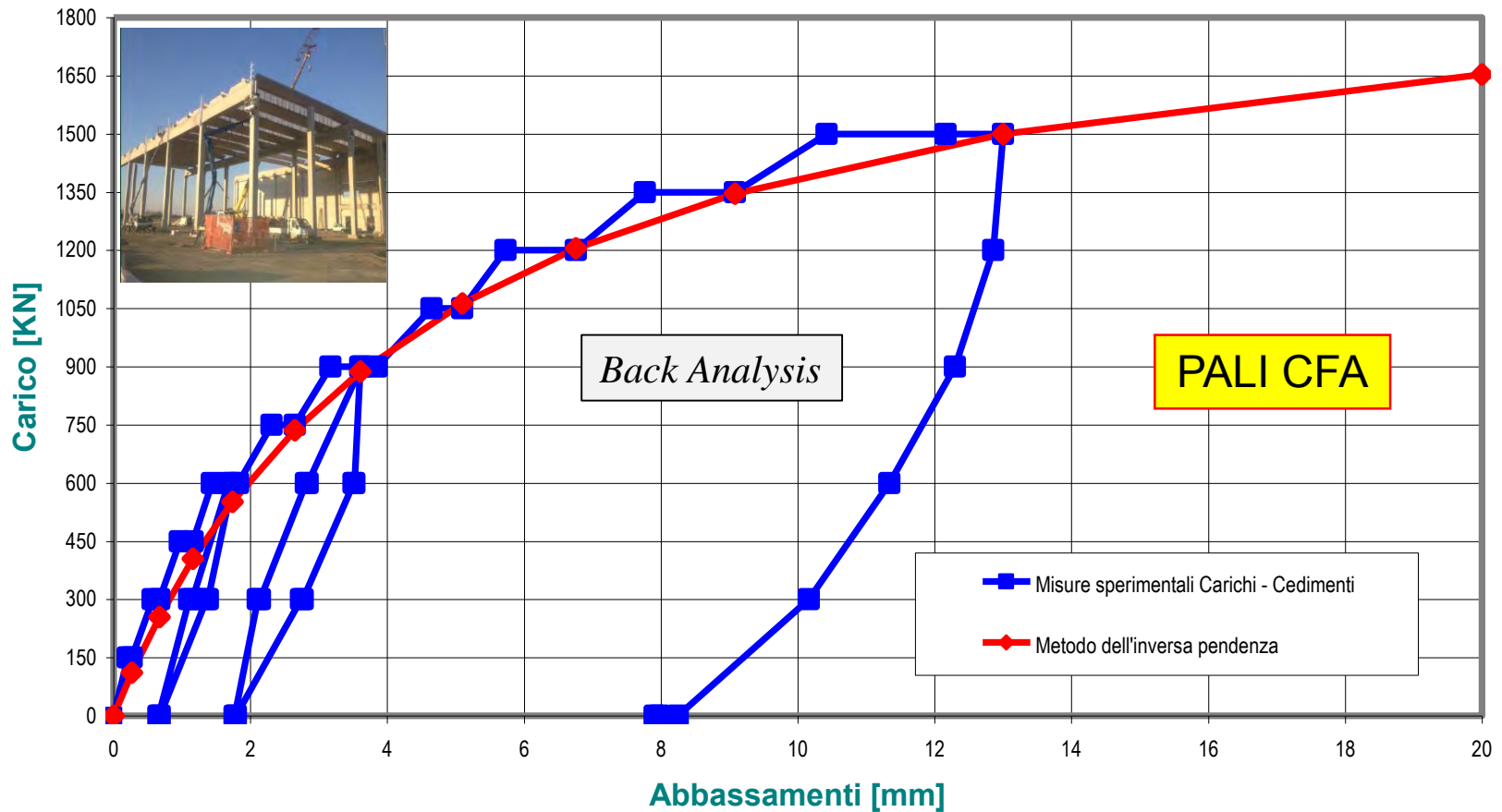
Back Analysis - Prova di carico palo trivellato: Carichi vs Cedimenti

Sovrappasso E45 - SP 101 Standiana - Palo L=30 m D=1.20 m



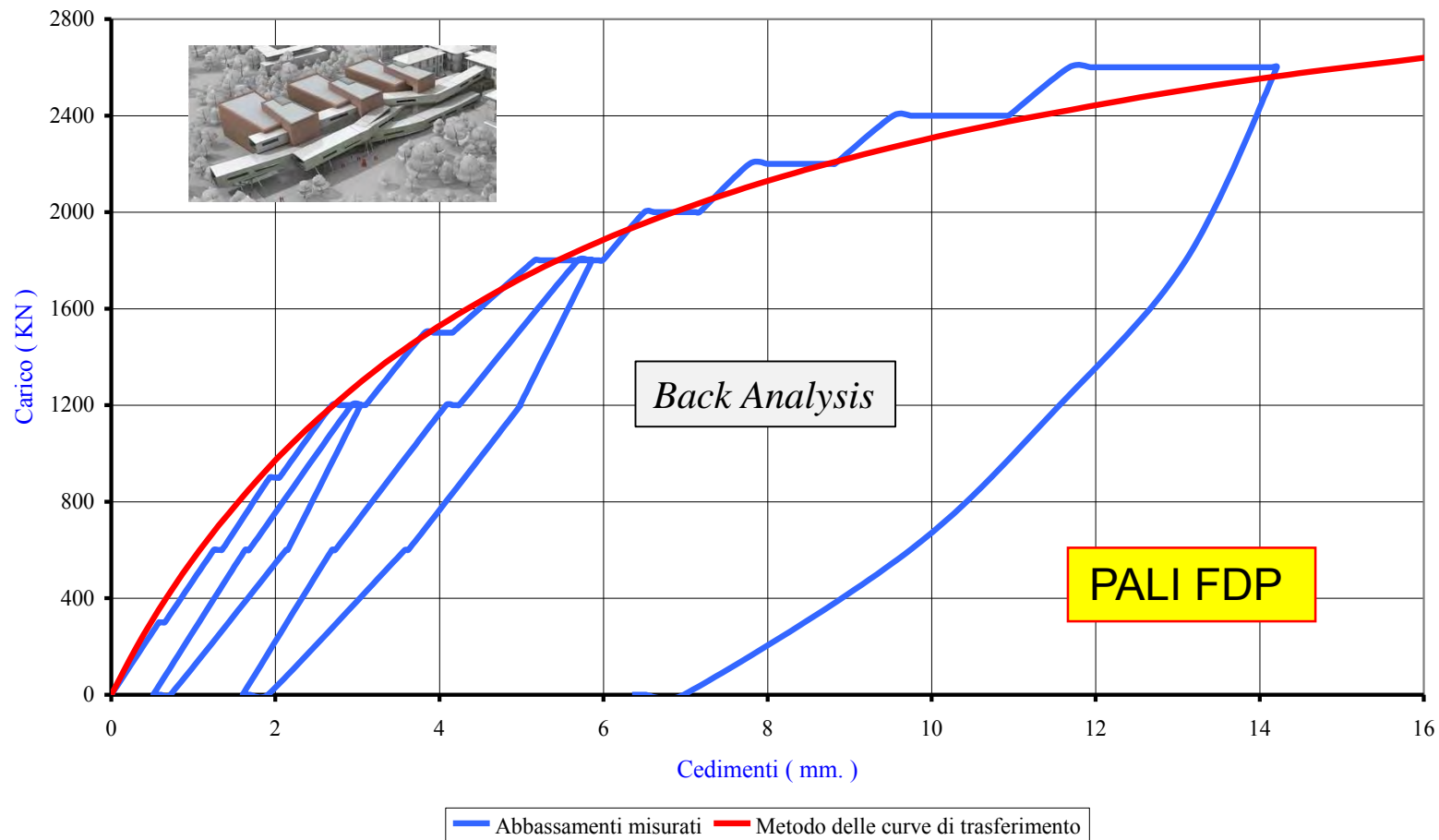
Back Analysis - Prova di carico palo trivellato: Carichi vs Cedimenti

CONFRONTO TRA DATI SPERIMENTALI E METODO INVERSA PENDENZA



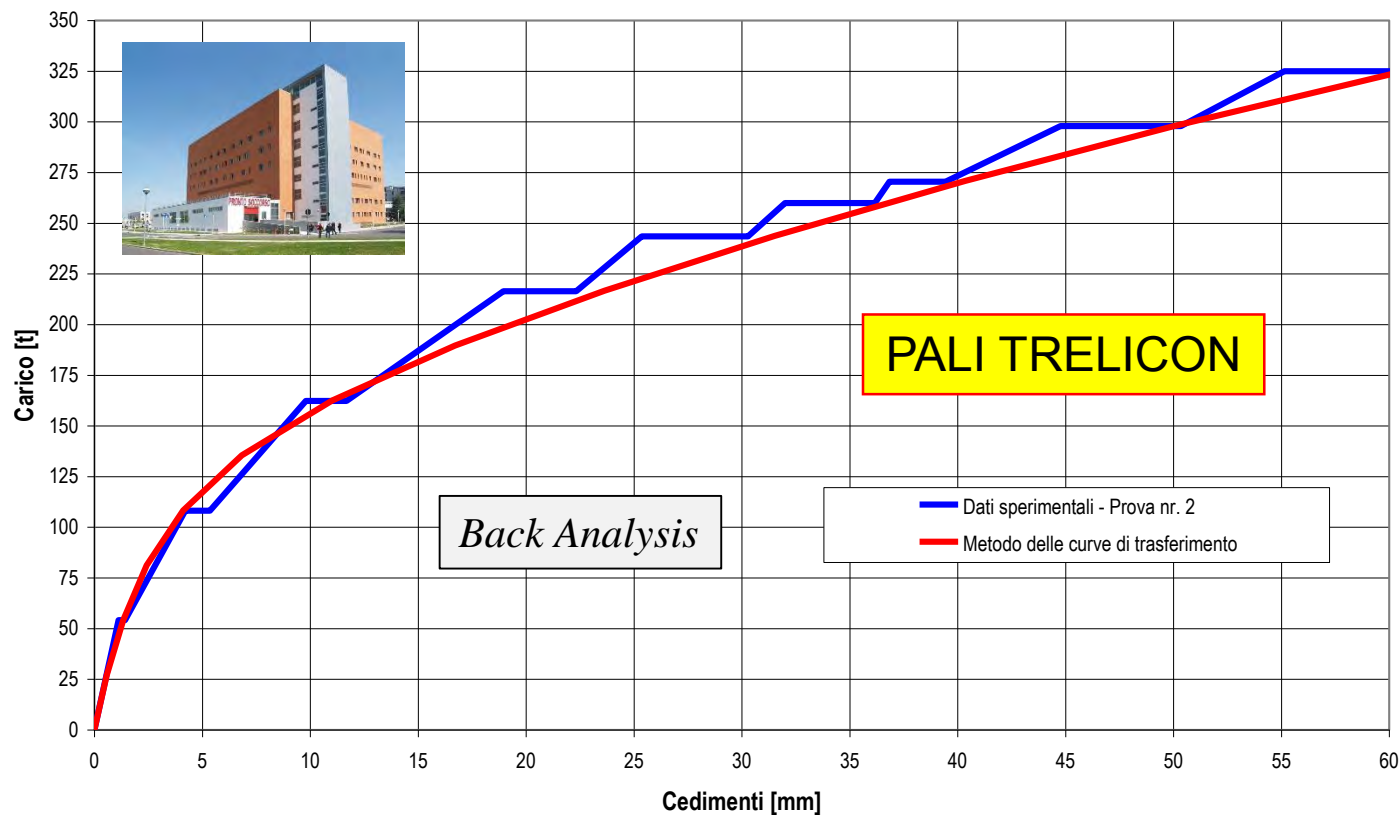
Back Analysis – Confronto involuppo misure e modello non lineare

TREFOLO - CAMPUS UNIVERSITARIO DI FORLI'
CONFRONTO TRA CURVA TEORICA E CURVA SPERIMENTALE



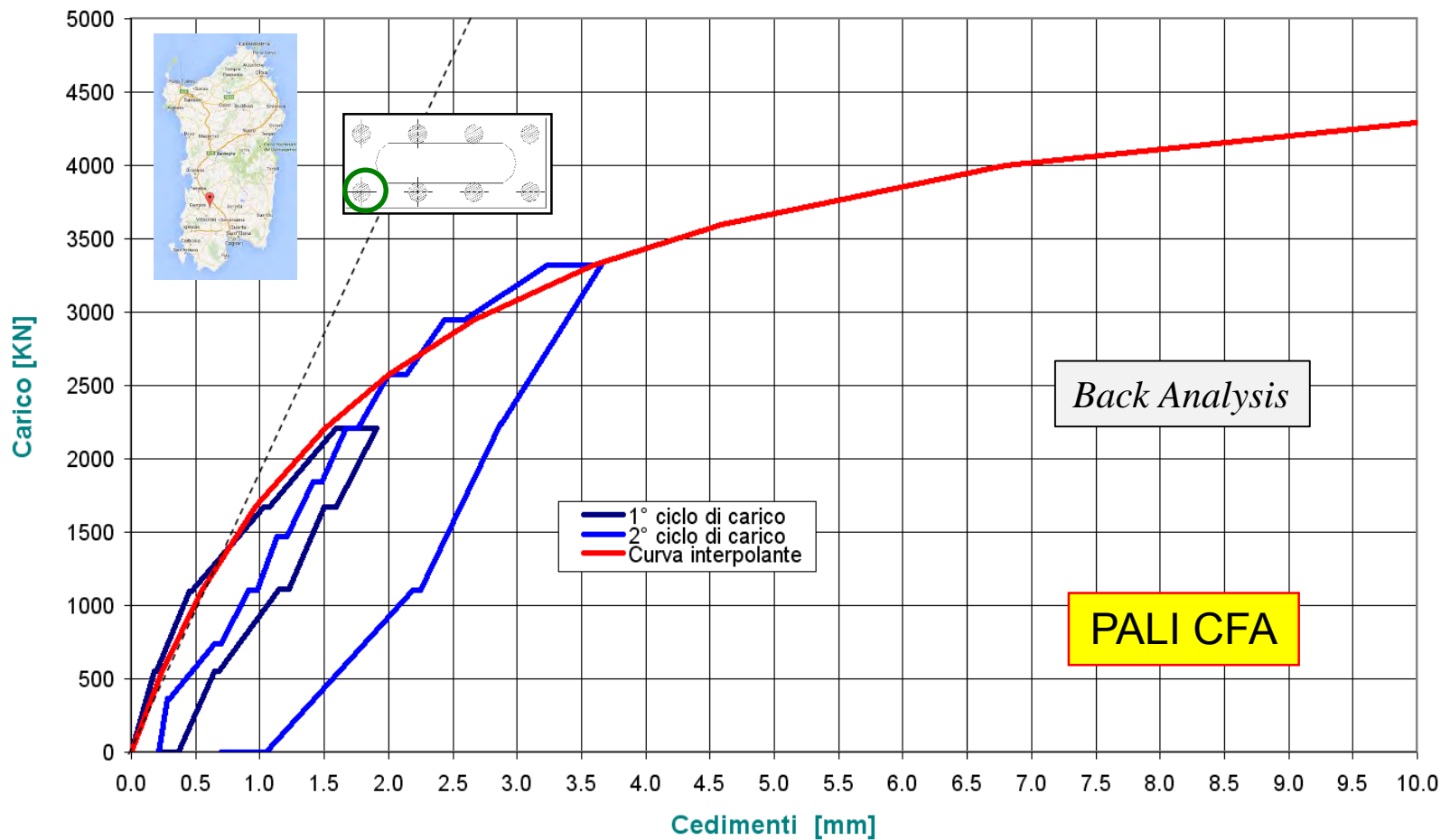
Back Analysis – Confronto involuppo misure e modello non lineare

DEA - PROVA DI CARICO PALI TRELICON - BACK ANALYSIS- CONFRONTO TRA DATI SPERIMENTALI E METODO DELLE CURVE DI TRASFERIMENTO



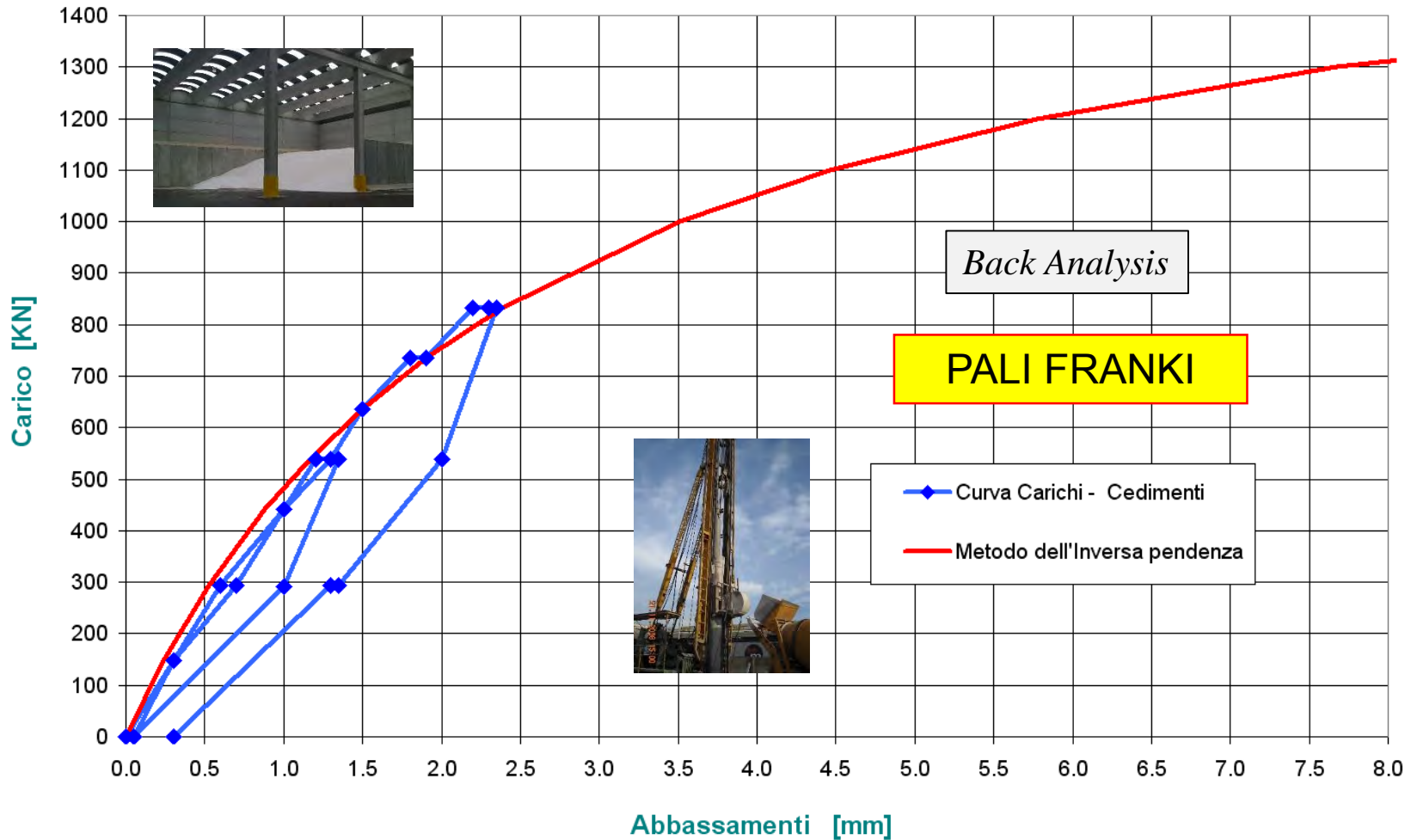
Back Analysis – Confronto involuppo misure e modello non lineare

PONTE RIO MANNU - PALI CFA L=19.00 m D=1.20 m



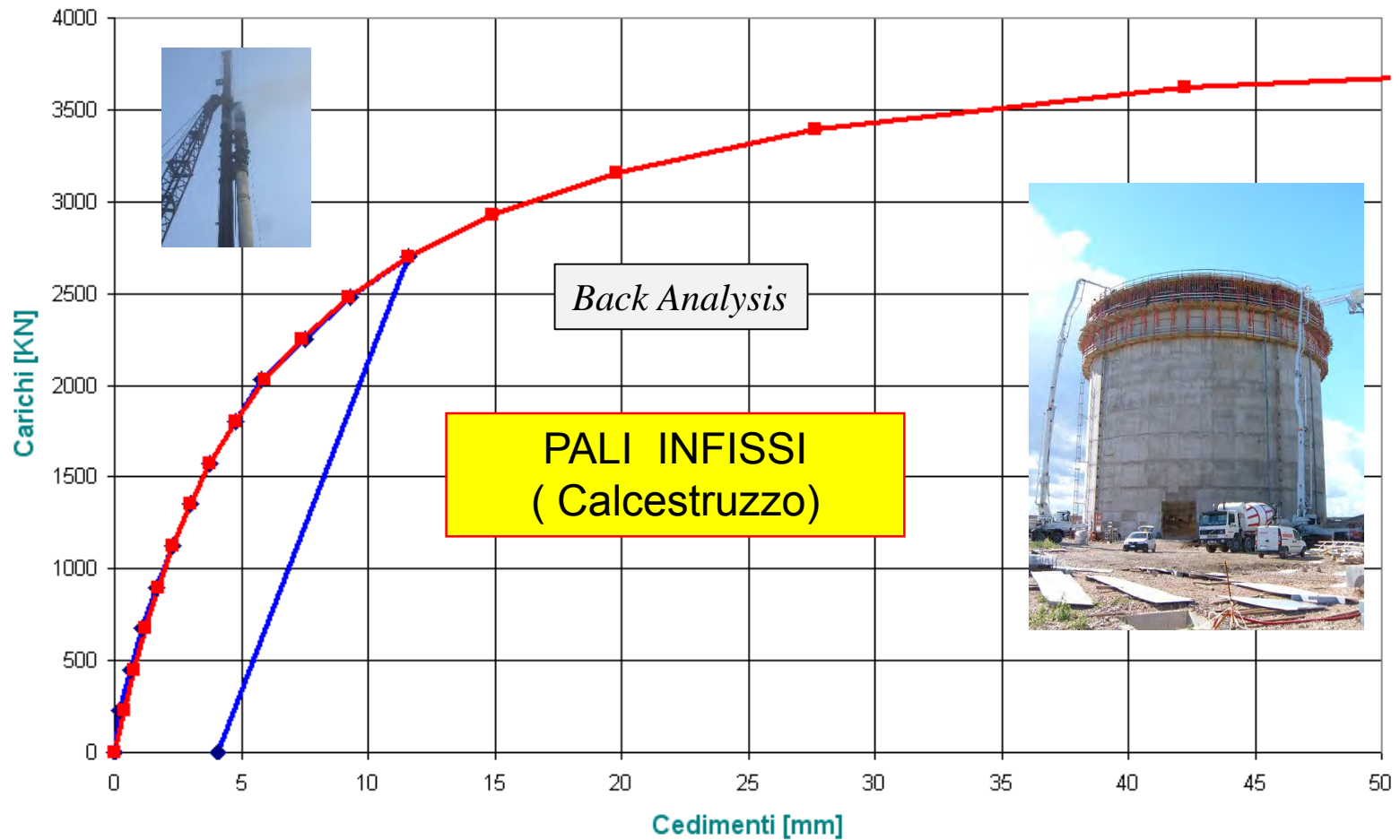
Back Analysis - Prova di carico palo CFA: Carichi vs Cedimenti

PROVA DI CARICO PALI FRANKI - D=54 mm - L= 8.0 m



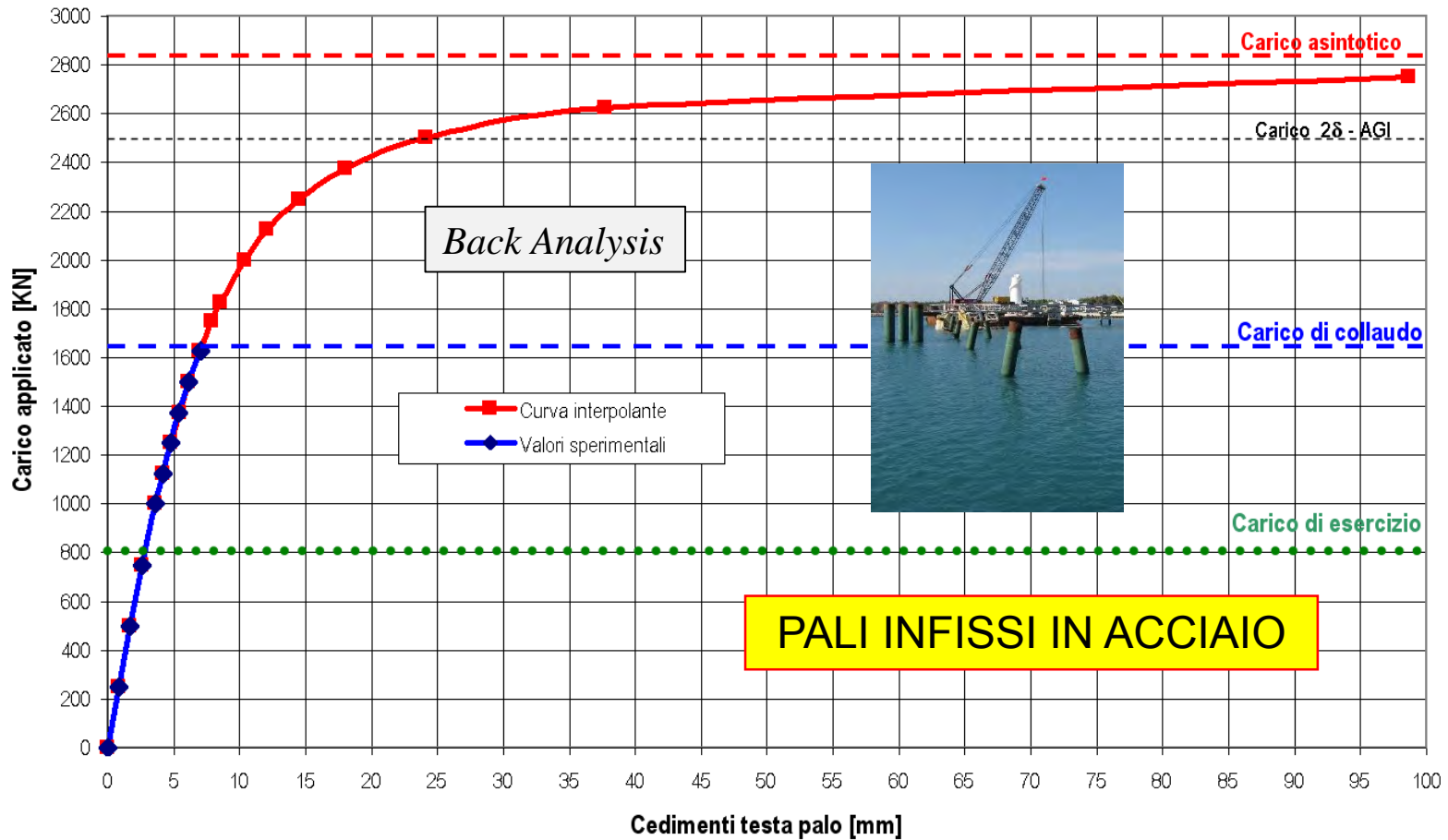
Back Analysis – Confronto involuppo misure e modello non lineare

Cementificio - Silos Clinker - Porto Corsini Ravenna - Pali Battuti



Back Analysis – Confronto involuppo misure e modello non lineare

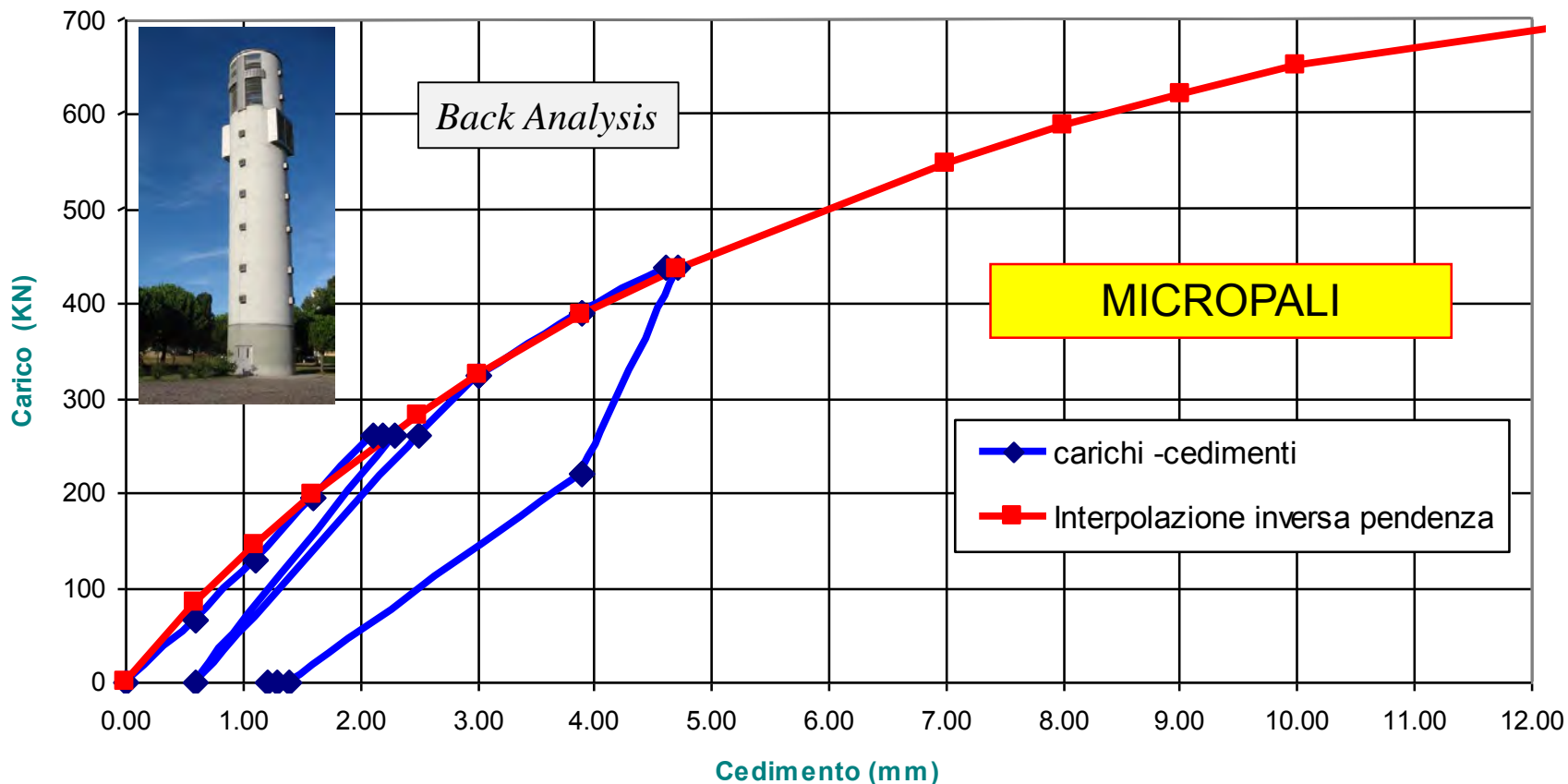
PONTILE VALONA - PROVA DI CARICO VERTICALE - PALO D=600 mm Curva Carichi-Cedimenti totali (Valori Sperimentali ed Estrapolazione)



PALI INFISSI IN ACCIAIO

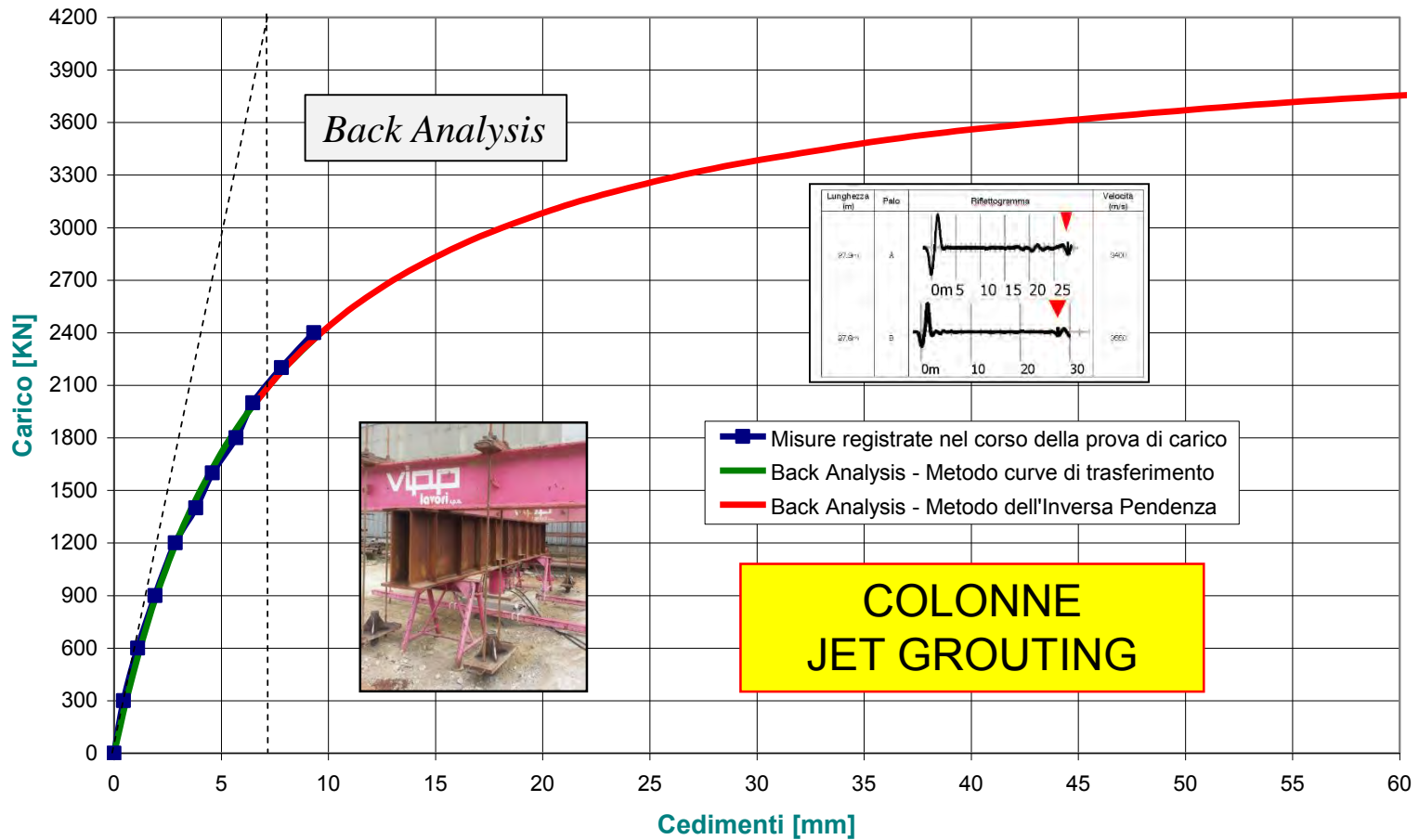
Back Analysis – Confronto involuppo misure e modello non lineare

Fondazione Campanile Lido Adriano - Prova di Carico Micropali



Back Analysis - Prova di carico micropalo : Curva Carichi vs Cedimenti

Colonne Jet-Grouting Prova di Carico nr. 2



Back Analysis – Confronto involuppo misure e modello non lineare

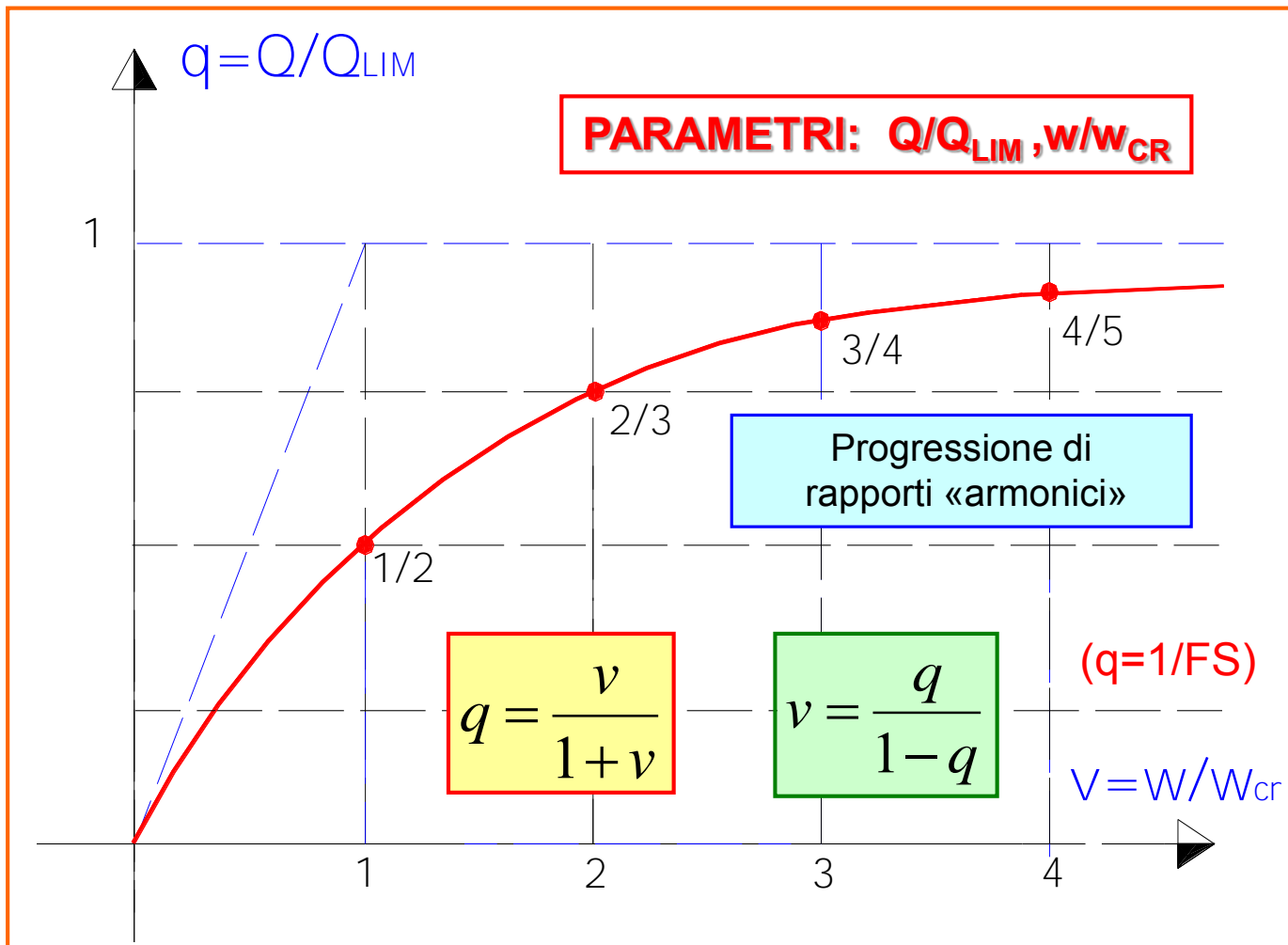
**MODELLO
COSTITUTIVO**

**Analisi
Parametrica
(adimensionale)**

ANALISI PARAMETRICA

L'analisi adimensionale offre indubbi vantaggi interpretativi che possono riassumersi nei seguenti aspetti:

- 1) individuazione del numero minimo di parametri necessari per la definizione del comportamento strutturale;**
- 2) possibilità di definire, per i citati parametri, il campo di variazione corrispondente alla realtà fisica;**
- 3) possibilità di studiare, con un numero limitato di casi, una più ampia e vasta gamma di aspetti applicativi;**
- 4) rappresentazione dei risultati in termini fisici facilmente interpretabili.**



Curva carichi cedimenti normalizzata
 Correlazione carichi - spostamenti

Cedimenti normalizzati

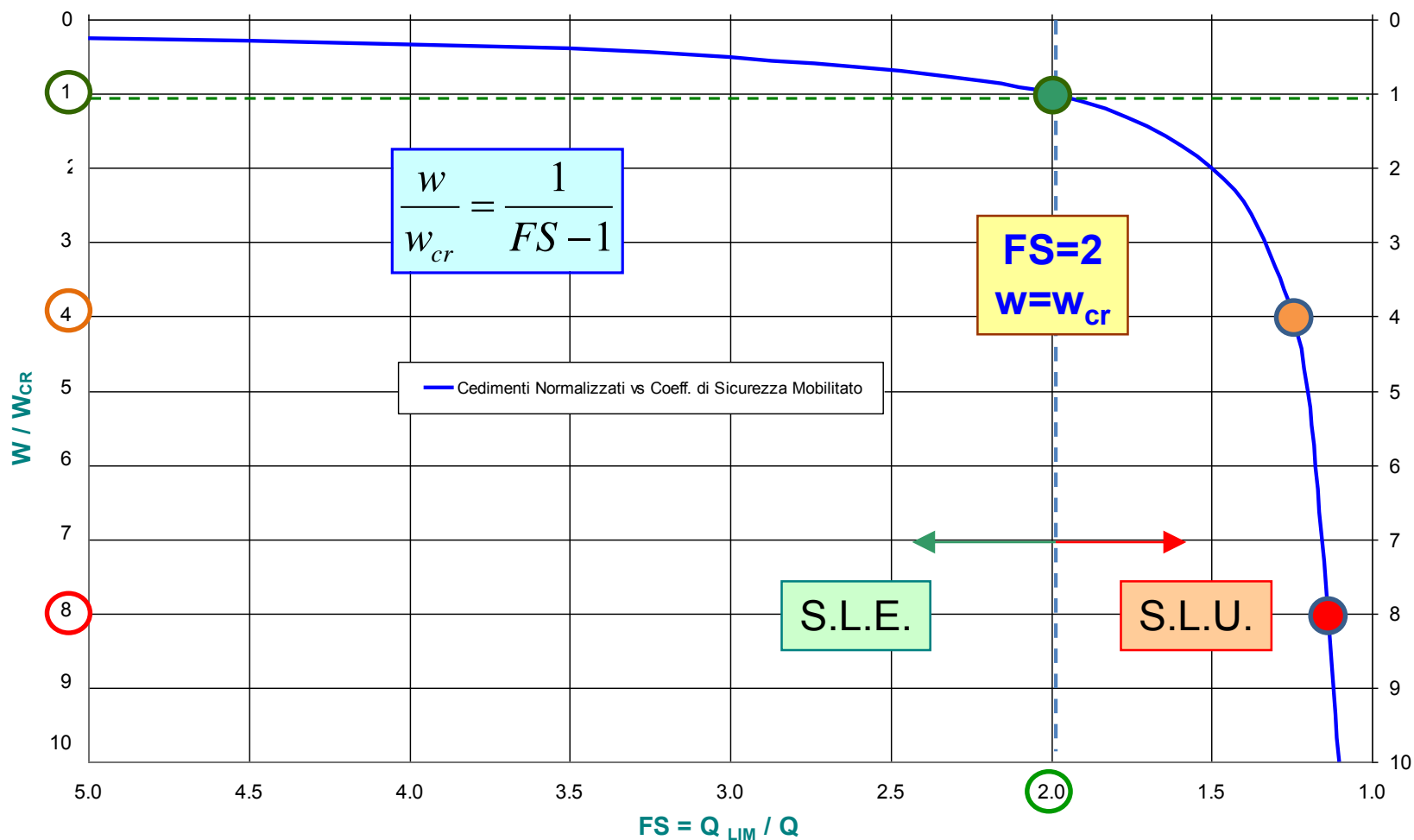
$$\frac{w}{w_{cr}} = \frac{1}{FS - 1}$$

$FS = Q_{LIM} / Q$ Coeff. di sicurezza residuo

$w_{cr} = c_{cr} D$ Cedimento critico del palo

FS = 2.0 (Limite superiore dei carichi ammissibili)
w = w_{cr} (Cedimento limite in esercizio)

Cedimenti Normalizzati del Palo vs Coefficiente di Sicurezza Mobilitato



**MODELLO
COSTITUTIVO**

**Carico Ultimo
Vs
Cedimento Limite**

Carico di rottura in funzione del cedimento limite.

Critério (del 90%) di Brinch-Hansen,

Definisce carico di rottura Q_{ULT} il carico per il quale il cedimento del palo raddoppia passando da un cedimento pari a $w_{ult}/2$ ad cedimento pari a w_{ult} a fronte di un incremento di forza da $0.9 Q_{ULT}$ a Q_{ULT} . Utilizzando il modello iperbolico si ricava

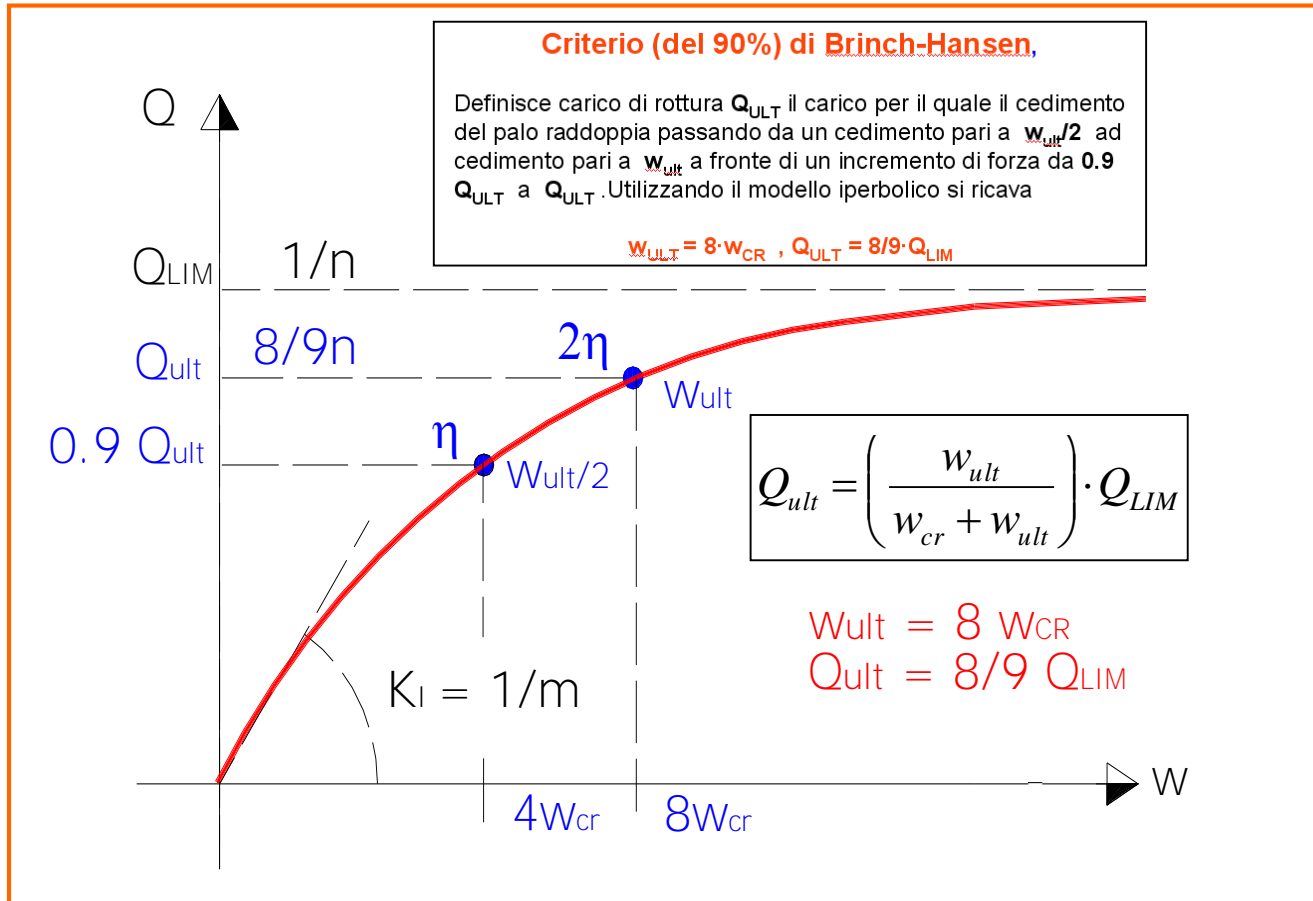
$$w_{ULT} = 8 \cdot w_{CR} , Q_{ULT} = 8/9 \cdot Q_{LIM}$$

(*Raccomandazioni sui Pali AGI 1984*).

Critério NTC 2008

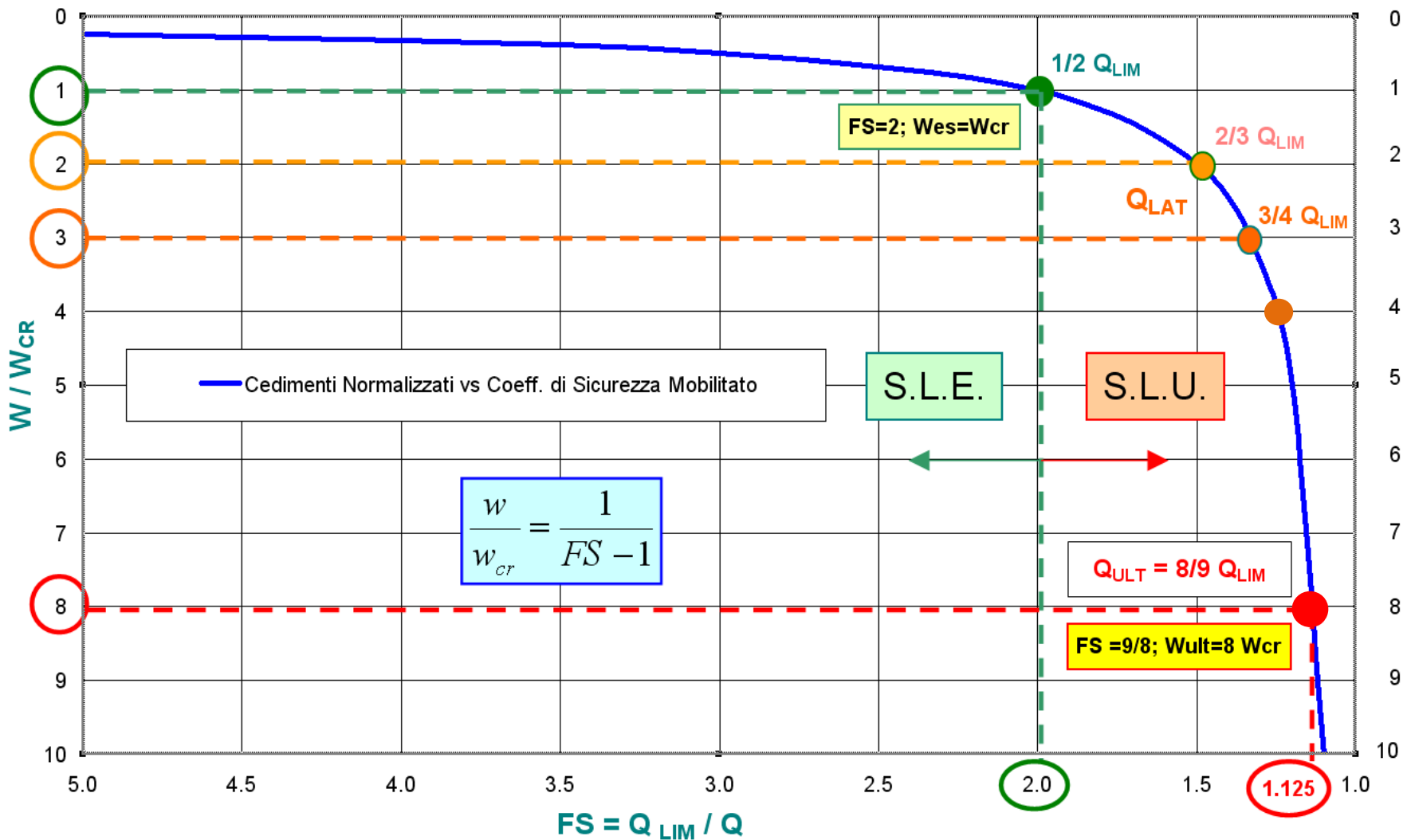
L'attuale ambito normativo (NTC 2008) individua come carico di rottura quello per il quale si attinge nel corso delle prove pilota un cedimento pari al **5%** od al **10% del diametro**, per pali con diametri rispettivamente maggiori/eguali o minori di 80 cm

Critero di Brinch – Hansen [90%]

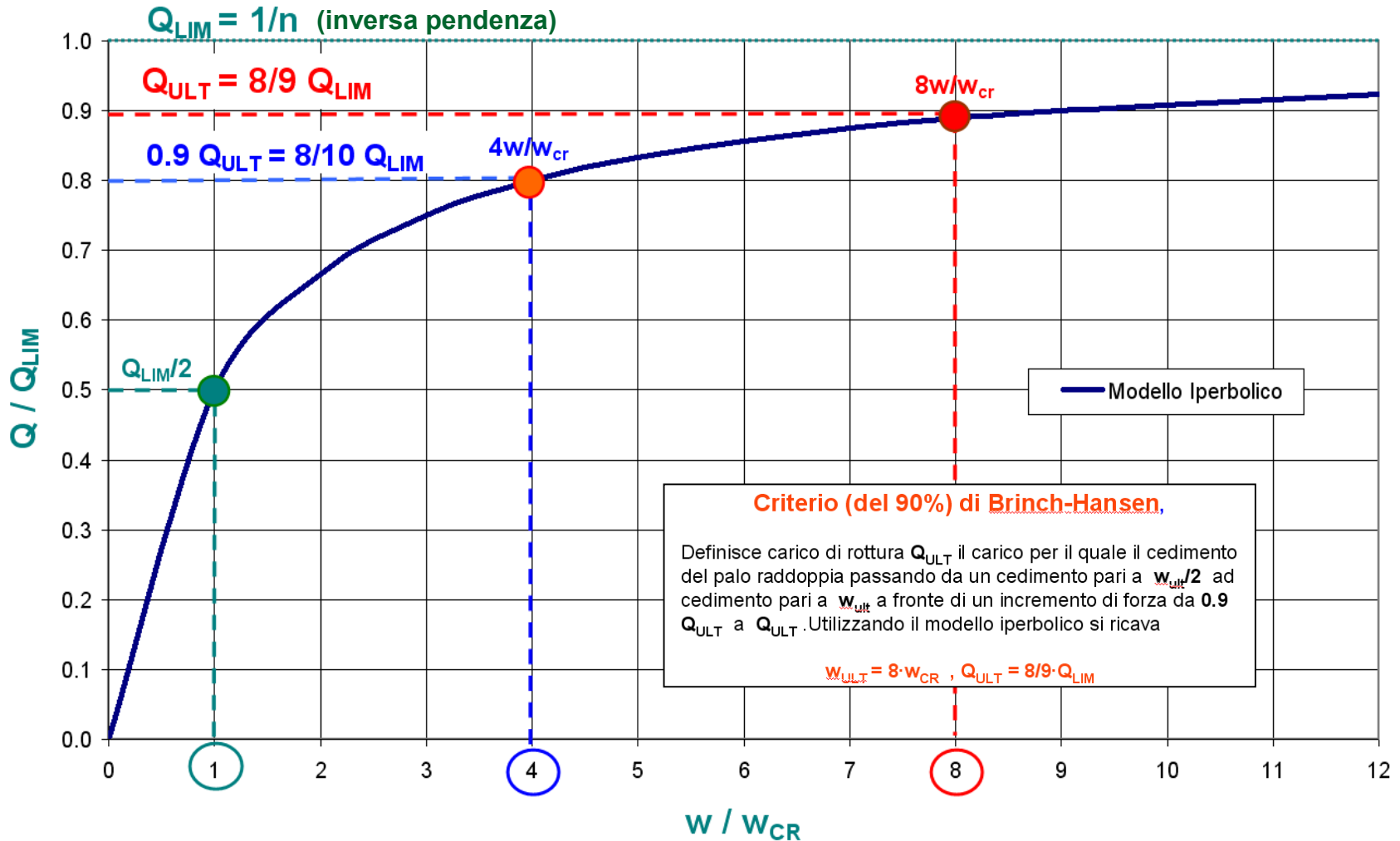


Carico Ultimo – Cedimento Limite

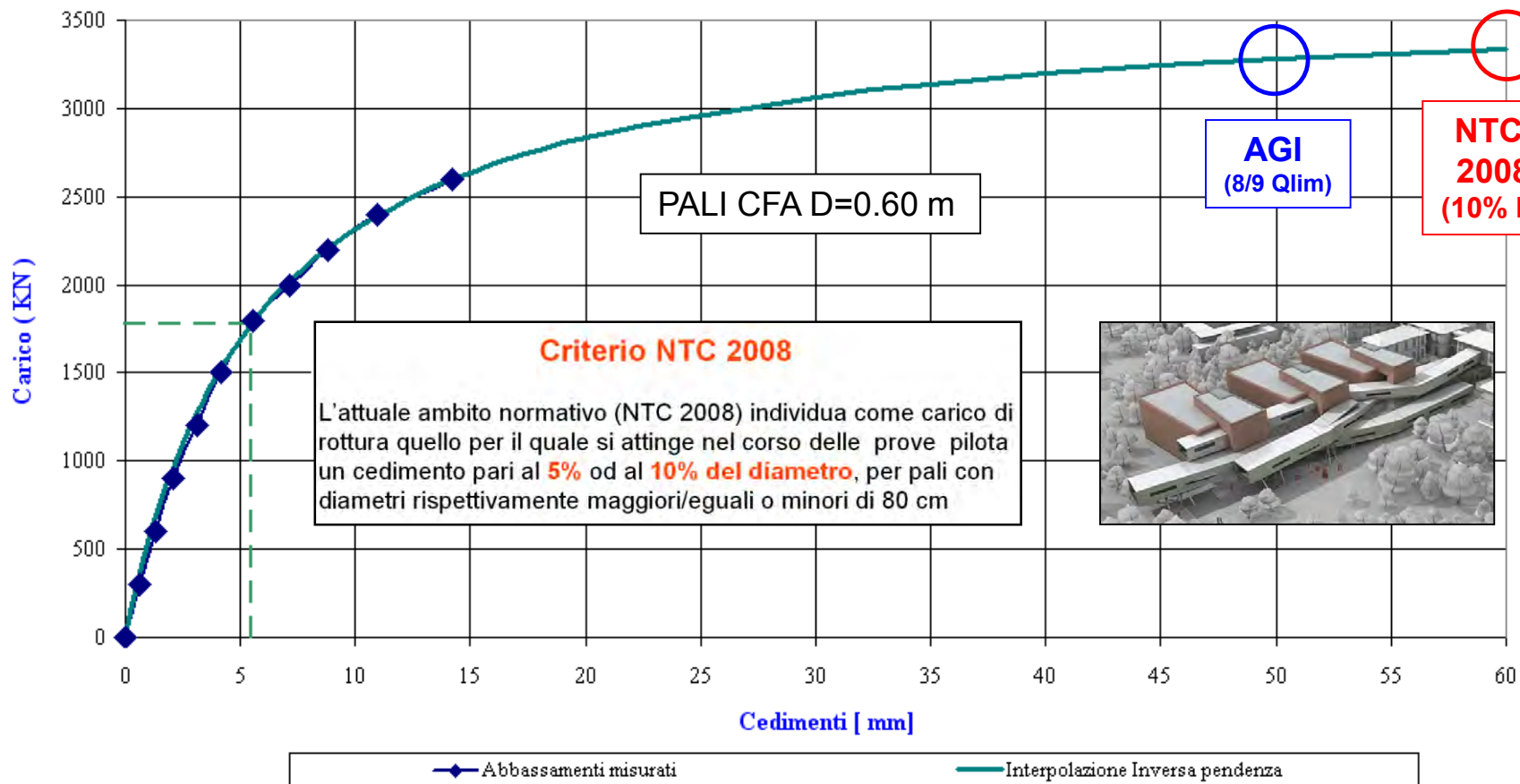
Cedimenti Normalizzati del Palo vs Coefficiente di Sicurezza



CARICO LIMITE E CARICO ULTIMO



TREFOLO - CAMPUS UNIVERSITARIO DI FORLÌ
BACK ANALYSIS PROVA DI CARICO PALI CFA



**Interpretazione
Fisica del Modello**

Pali di Fondazione

Modelli di Interazione Palo - Terreno

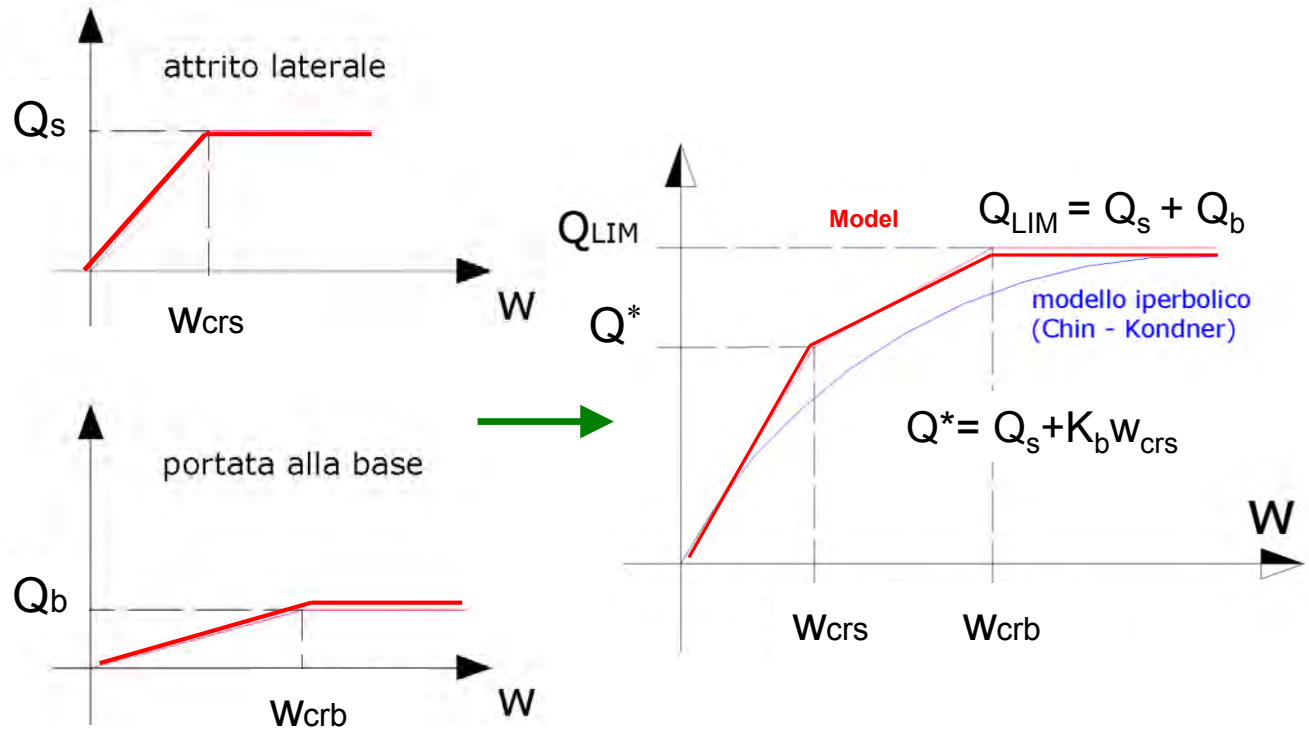
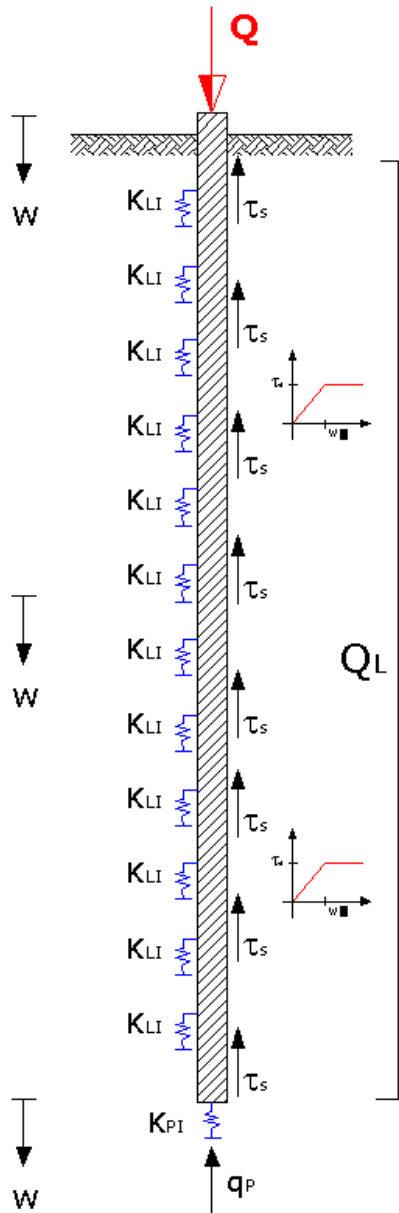
Leggi Costitutive

Modello del terreno	Modello del palo
Elasto-Plastico	Rigido
Elasto-Plastico	Elastico
Iperbolico (Kondner)	Iperbolico (Chin)
Modello «Frattale»	Analisi Non Lineare

**Modello del terreno
elasto-plastico**

**Palo rigido
terreno omogeneo**

Modello del terreno elasto-plastico (palo rigido – terreno omogeneo)

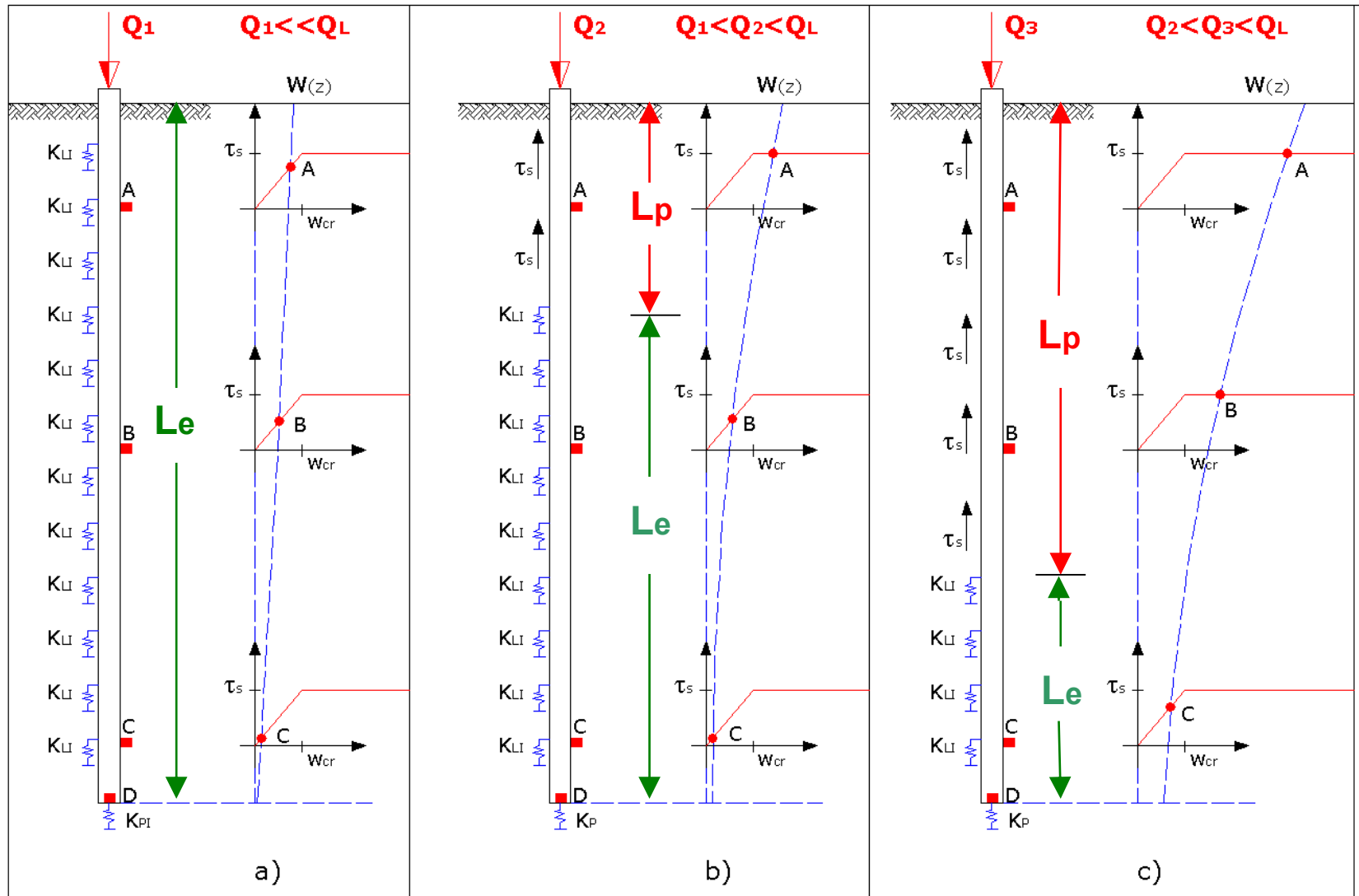


Il modello elasto-plastico costituisce l'involuppo superiore della legge iperbolica dedotta con il metodo dell'inversa pendenza e fornisce una semplice interpretazione del meccanismo portante

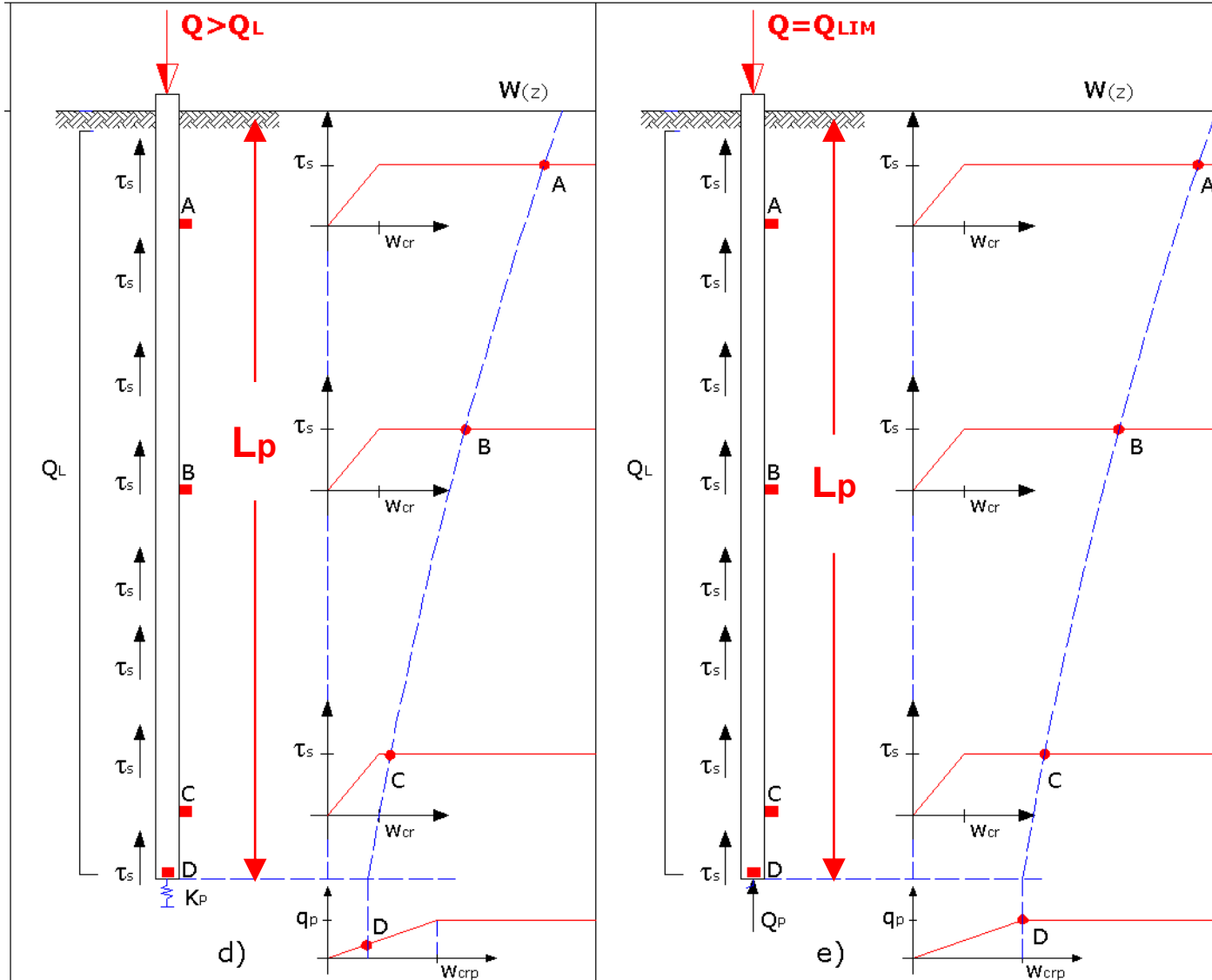
**Modello del terreno
elasto-plastico**

**Palo deformabile
terreno omogeneo**

Modello elasto-plastico (palo deformabile – terreno omogeneo)



Modello del terreno elasto-plastico (palo deformabile)



Fasi di plasticizzazione per

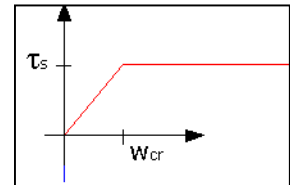
Progressiva perdita di rigidità assiale

dovuta al superamento dello spostamento critico laterale $[w_{cr}]$ e di punta $[w_{crp}]$

Modello del terreno elasto-plastico (palo deformabile)

- 1) Comportamento elastico lineare ($w_o < w_{cr,s}$)
- 2) Comportamento elasto-plastico progressivo lungo il fusto ($w_o > w_{cr,s}$; $w_b < w_{cr,b}$)
- 3) Comportamento plastico lungo il fusto ed elastico alla base ($w_{cr,s} < w_b < w_{cr,b}$)
- 4) Comportamento plastico ($w_b > w_{cr,b}$)

$$w_I = \frac{Q}{K_{(L)}} \quad K_{(L)} = \left[\frac{EA}{L} \cdot (\delta \cdot \tanh \delta) \right] \cdot \left(\frac{\delta + \beta / \tanh \delta}{\delta + \beta \cdot \tanh \delta} \right)$$



$$w_{II} = \left[Q - Q_{LAT} \frac{L_p}{2L} \right] \cdot \frac{L_p}{EA} + w_{cr} \quad Q = Q_{LAT} \frac{L_p}{L} + K_{(L-L_p)} \cdot w_{crs}$$

$$0 < L_p < L$$

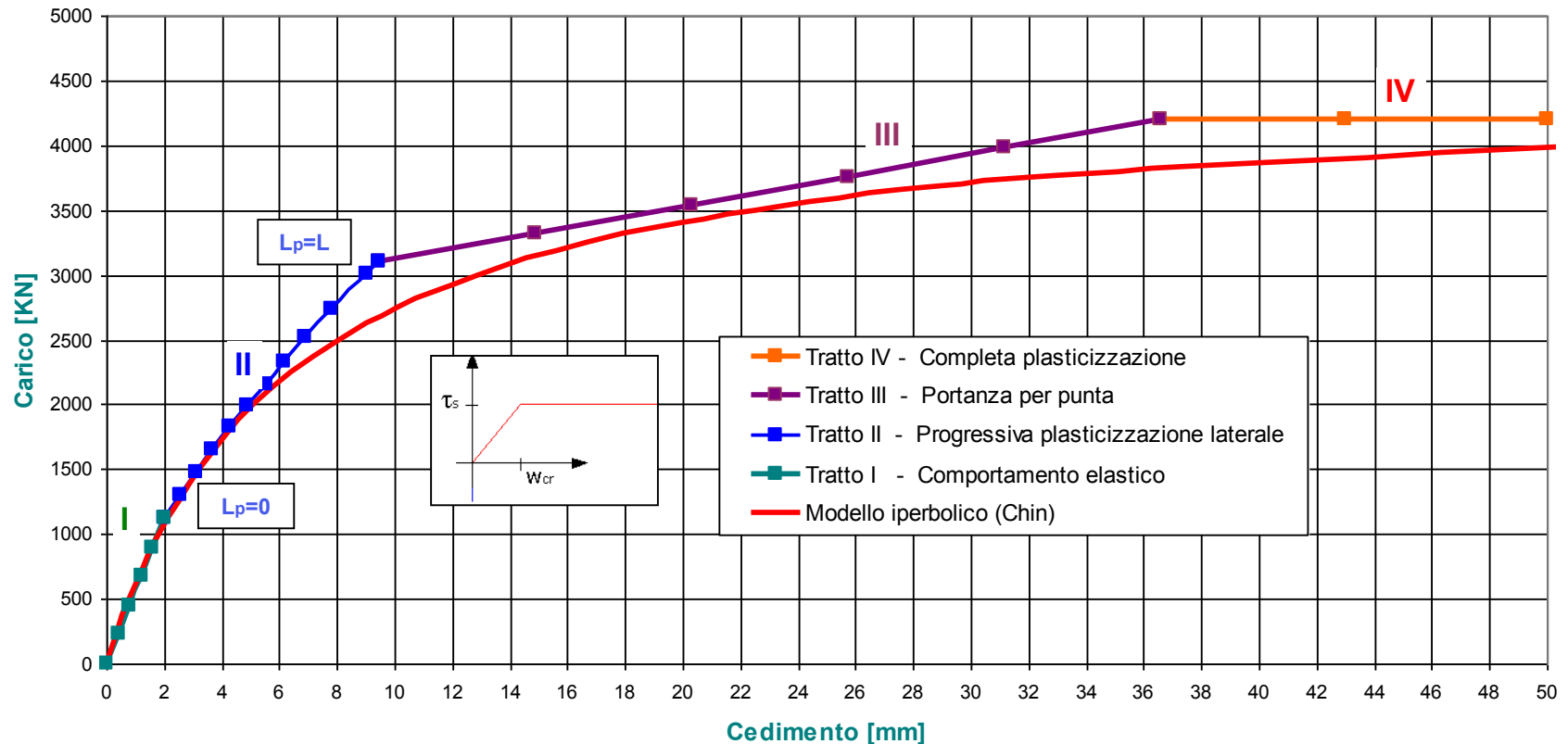
(L_p = parametro)

$$w_{III} = \left[Q - \frac{Q_{LAT}}{2} \right] \cdot \frac{L}{EA} + \frac{Q - Q_{LAT}}{K_p} \quad L_p = L$$

**Legge costitutiva
Elasto - plastica**

Modello del terreno elasto-plastico (palo deformabile)

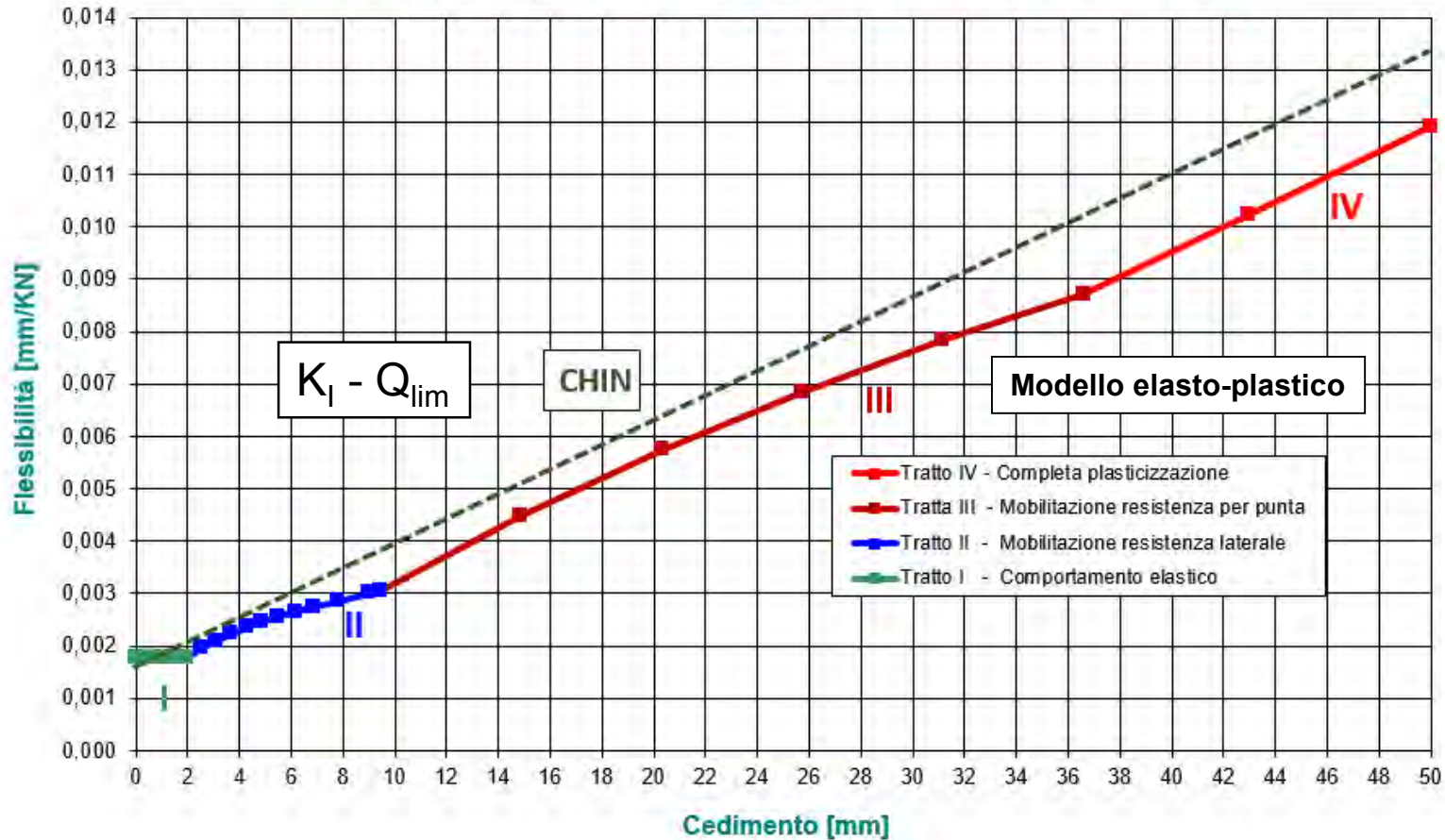
Diagramma Carichi - Cedimenti



Fasi di successiva plasticizzazione con **progressiva perdita di rigidezza assiale** per superamento dello spostamento critico

Modello del terreno elasto-plastico (palo deformabile)

CURVA DI FLESSIBILITA' - MODELLO ELATICO PLASTICO

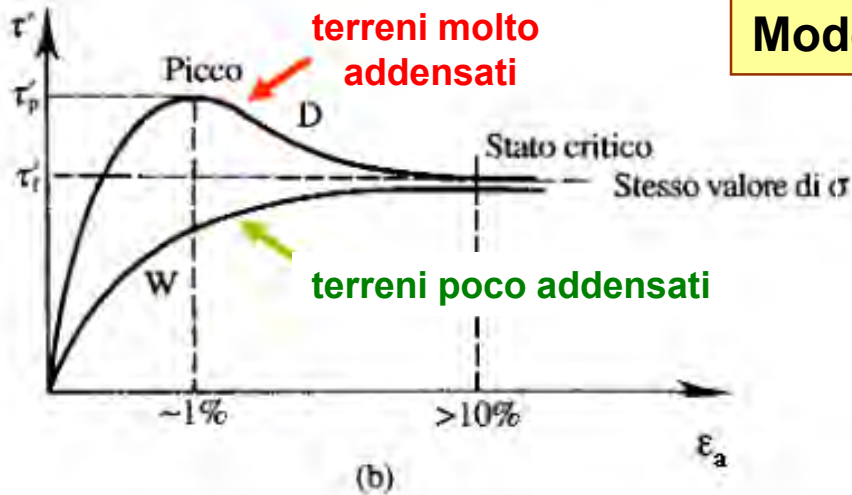


Metodo dell'inversa pendenza - Modello elasto plastico

**Modello Iperbolico
(Kondner-Chin)**

**Modello Frattale
(Lenzi-Campana)**

Modello costitutivo del terreno di Kondner



D

Sabbie dense, Argille O.C.
Resistenza di picco (max)
Comportamento dilatante

W

Sabbie sciolte, Argille N.C.
Resistenza asintotica (s.c)
Comportamento contraente

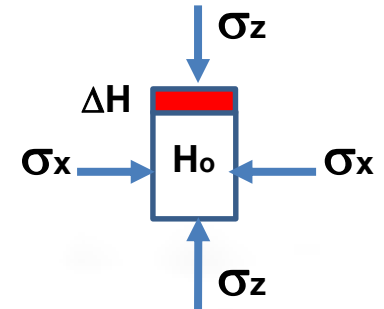


R. Kondner nel 1963, sulla scorta di numerose prove triassiali condotte su campioni di argilla e di sabbia, propose un'unica legge costitutiva

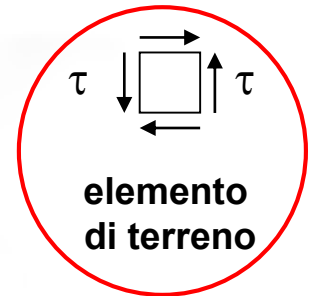
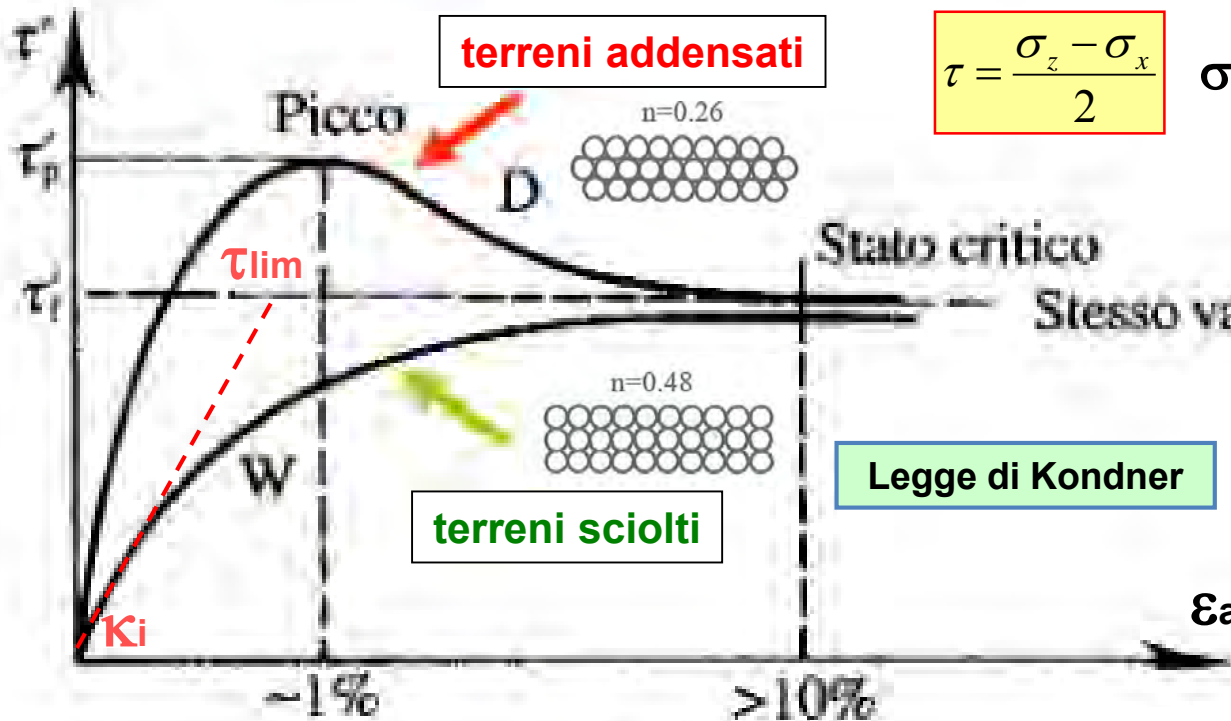
Scala locale (elemento di terreno)

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta H}{H_o}$$

Prova triassiale



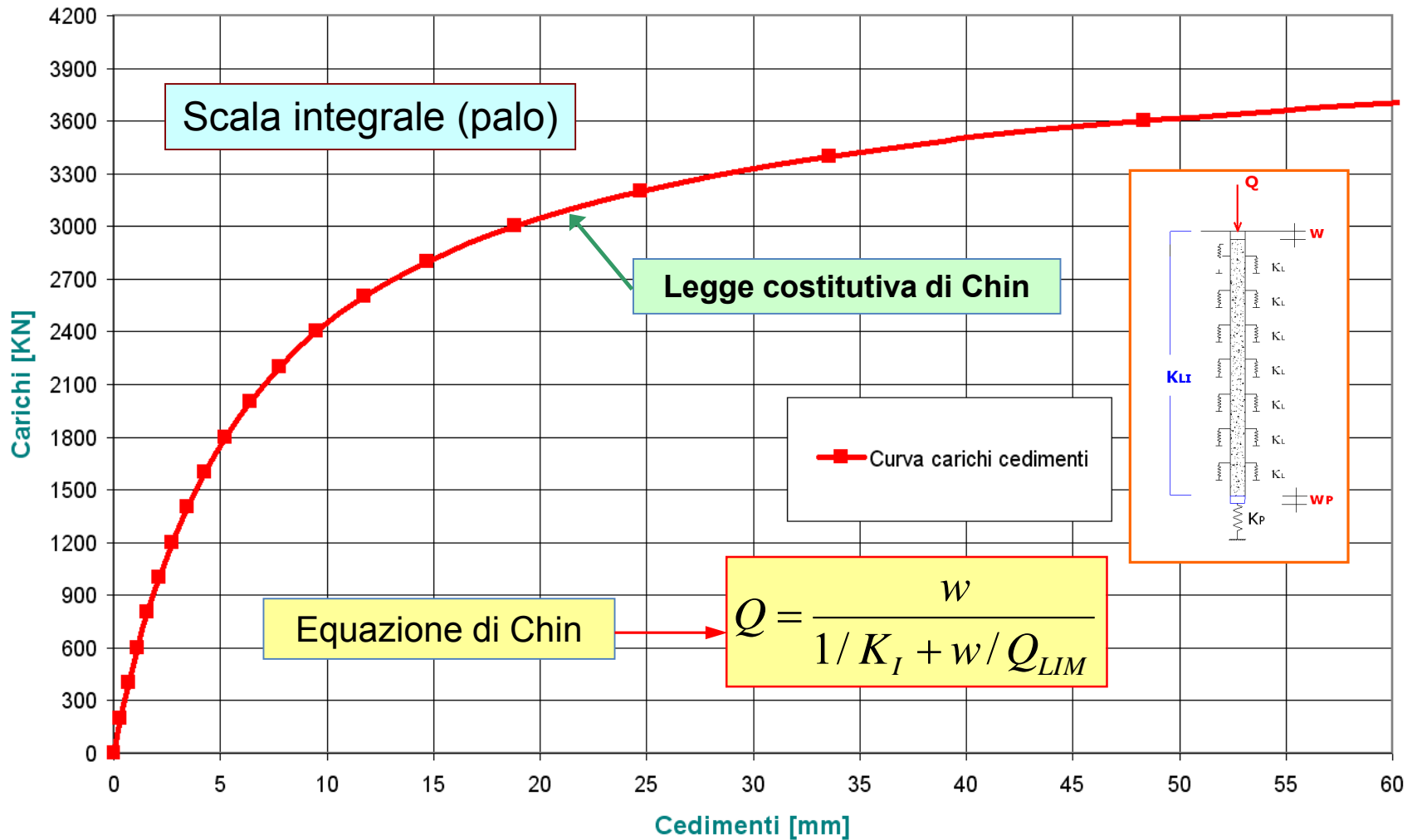
$$\tau = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}$$



Equazione di Kondner

$$\tau = \frac{\varepsilon_a}{1/\kappa_i + \varepsilon_a/\tau_{LIM}}$$

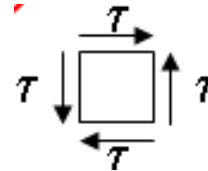
Carichi vs Cedimenti



Esempio di Curva Carichi - Cedimenti

Il **Modello di Kondner (1963)** deduce la legge costitutiva del campione elementare di terreno:

$$\tau = \frac{\varepsilon_a}{1/\kappa_i + \varepsilon_a/\tau_{LIM}}$$

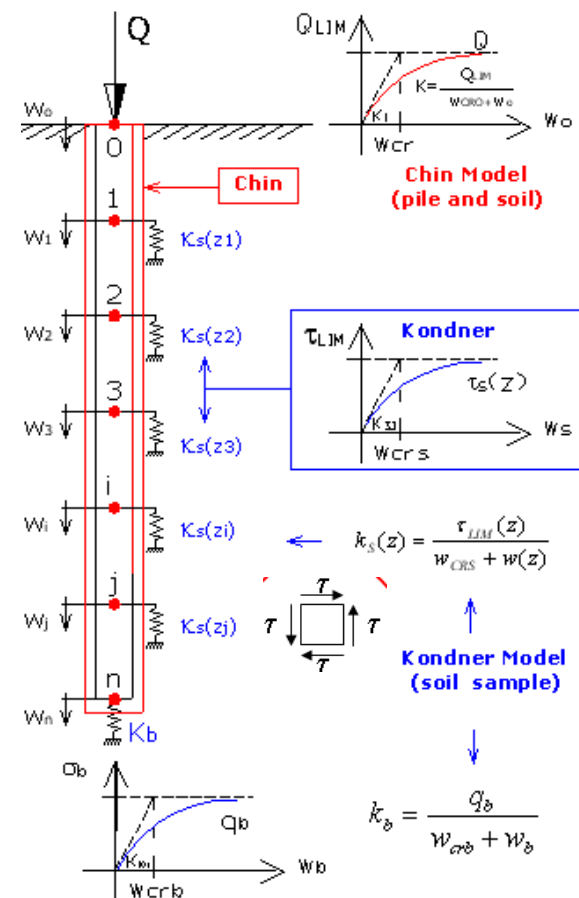


Il **Modello di Chin (1971)** fornisce una legge costitutiva integrale che mantiene una forma affine alla legge locale (con una estensione valida per **pali rigidi e terreno non perturbato** dalla esecuzione del palo):

$$Q = \frac{w}{1/K_I + w/Q_{LIM}}$$

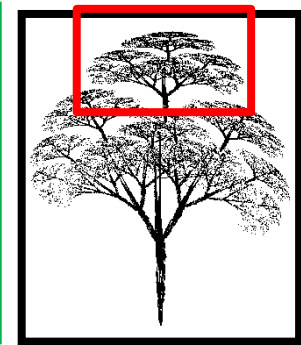
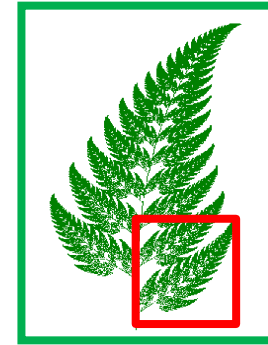


Si tratta quindi di una **«trasformazione frattale»** (Lenzi-Campana, 2015) nella quale la **risposta in scala reale** del sistema **palo - terreno** è una **replica** del **legame costitutivo in scala locale**.



M. Lenzi, P. Campana
Fractal Analysis in Pile Foundations.
 DFI, 40th DFI Annual Conference,
 Oakland, California, USA, 2015

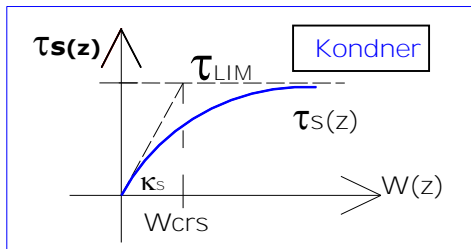
Trasformazione Frattale



Livello microscopico

Replica della forma

Livello macroscopico

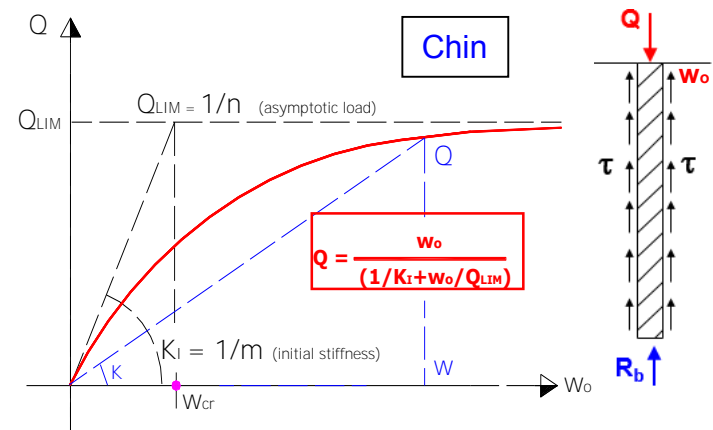


$$\tau = \frac{w(z)}{1/\kappa_s + w(z)/\tau_{lim}}$$

Scala del campione

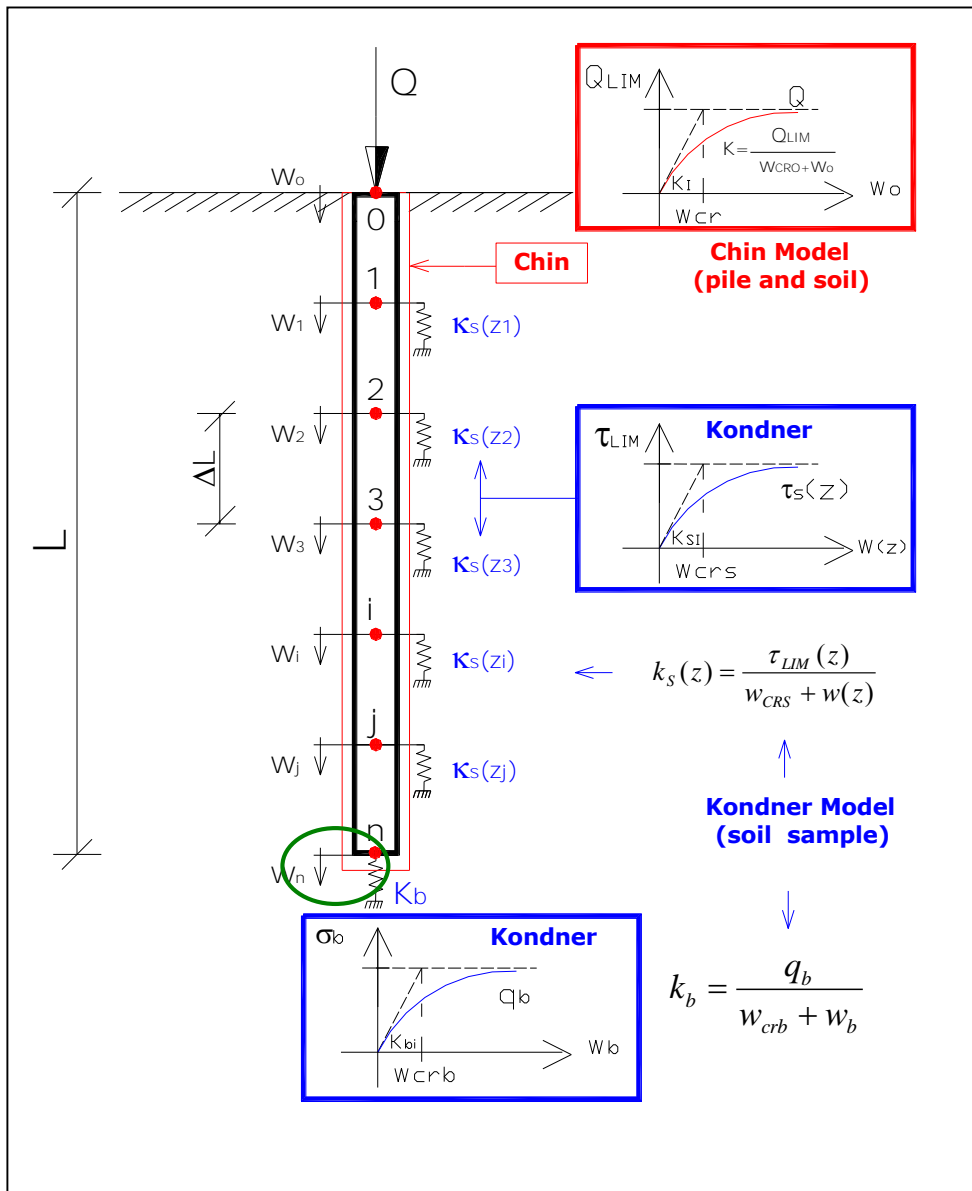
analog

Rep legge



Correlazione carichi - spostamenti

Modello Frattale
Terreno omogeneo



Modello Frattale

Analisi non lineare della interazione palo-terreno

Soluzione Analitica Curve di trasferimento

Parametro indipendente cedimento alla base $[w_b]$

Parametri dedotti dall'analisi

- Cedimenti verticali $w(z, w_b)$
- Sforzi assiali $N(z, w_b)$

ina
ndations.
iference,
A, 2015

Spostamenti caratteristici del palo

$$w_o = w_b + w_e$$

Cedimento in sommità

w_b

**Cedimento alla base
spostamento rigido
tens. tang. unif. $\tau(w_b)$**

w_e

**Accorciamento elastico
gradiente tens. tang. $\Delta\tau(w_e)$**

Tensioni di interfaccia

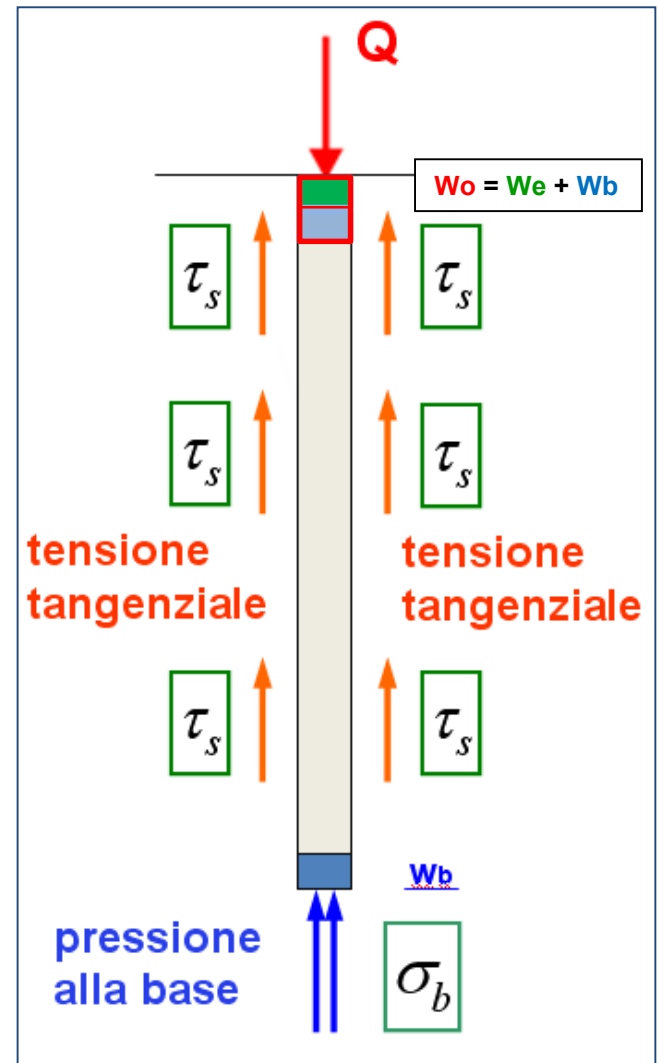
schema valido
ad ogni quota z

tensioni tangenziali

$$\tau_s = \tau(w_b) + \Delta\tau(w_e)$$

tensioni normali base

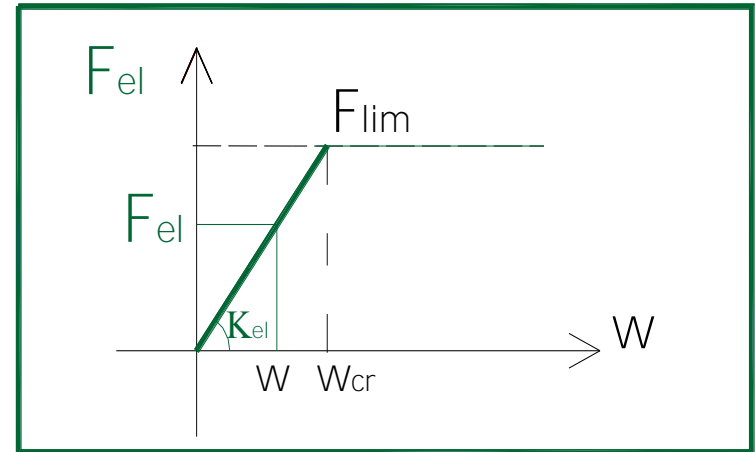
$$\sigma_b = \sigma(w_b)$$



Modello el

$$K_{el} = \frac{F_{lim}}{w_{cr}}$$

Rigidezza costante



Modello non

$$K_{NL}(w) = \frac{F_{lim}}{w_{cr} + w}$$

F_{NL}

Rigidezza decrescente

Fo

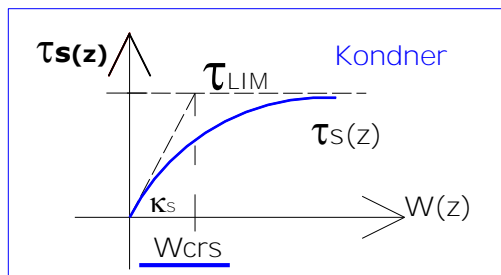
Rapporto tra le rigidezze

$$\omega_s = \frac{K_{NL}}{K_{el}} = \frac{w_{cr}}{w_{cr} + w}$$

Parametro di interazione non lineare

Modelli costitutivi del terreno d'interfaccia

Attrito Laterale

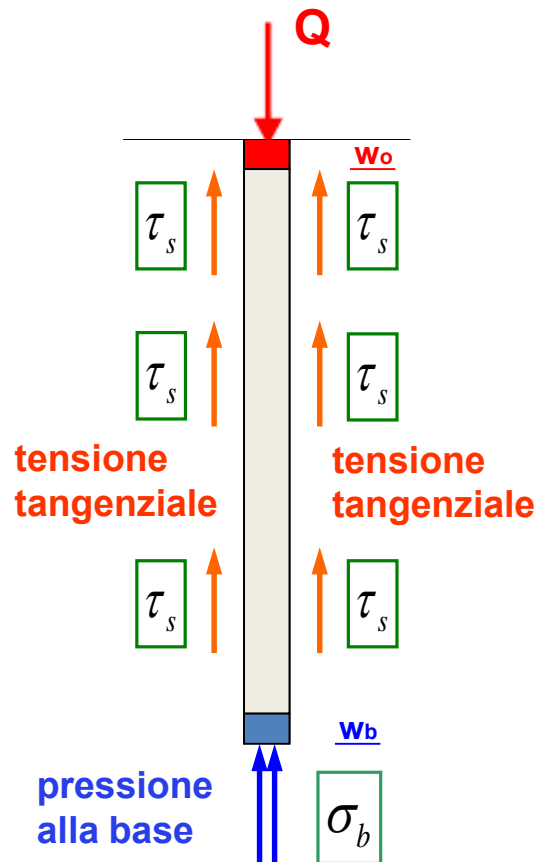


$$\tau_s = \tau_{LIM} \cdot \frac{W_{(z)}}{W_{crs} + W_{(z)}}$$

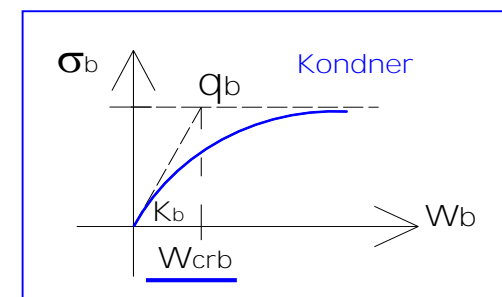
$$W_{crs} = c_s \cdot D$$

ordine grand. [mm]

Interfaccia (vincoli non lineari)



Base del palo



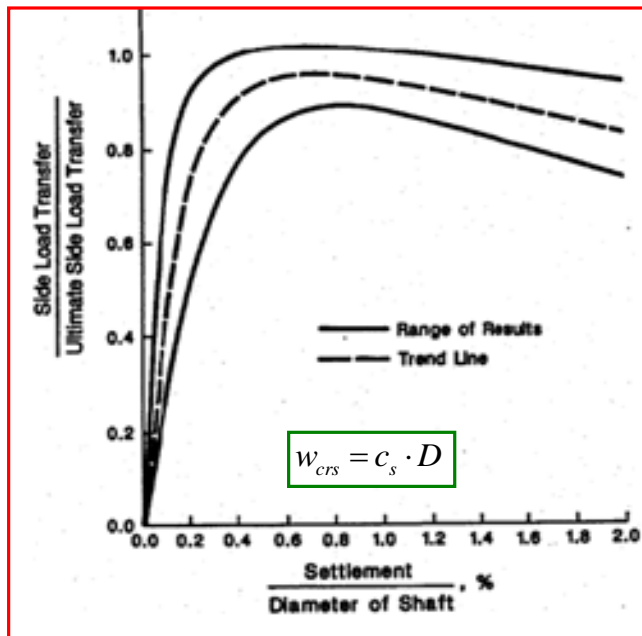
$$\sigma_b = q_b \cdot \frac{W_b}{W_{crb} + W_b}$$

$$W_{crb} = c_b \cdot D$$

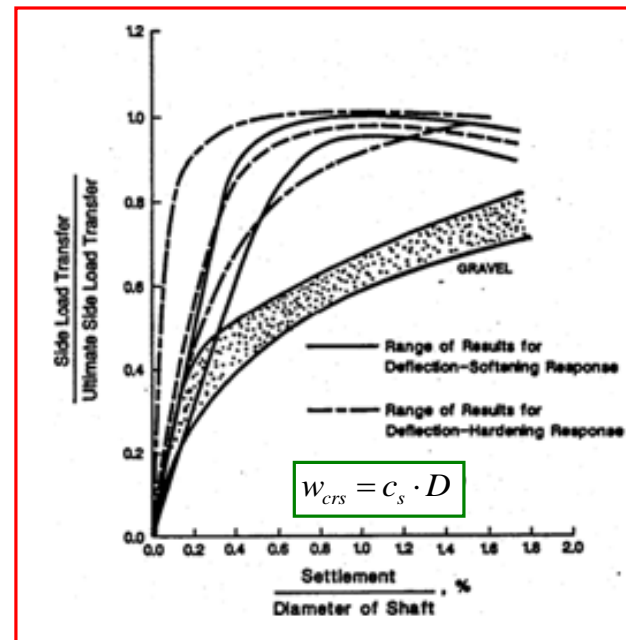
ordine grand. [cm]

Curve di trasferimento del carico per attrito laterale

Attrito laterale in argilla



Attrito laterale in sabbia



$$c_s = 0.005-0.003 f_s/50 \quad (\tau_s < 50 \text{ KPa})$$

$$c_s = 0.002 \div 0.001 \quad (\tau_s > 50 \text{ KPa})$$

$$c_s = 2 \tau_{lim} / G_s \quad \begin{matrix} G/\tau_s = 400 \text{ (argille)} \\ 1000 \text{ (sabbie)} \end{matrix}$$

G_s = Modulo elast. tangenz. (prove Vs30)

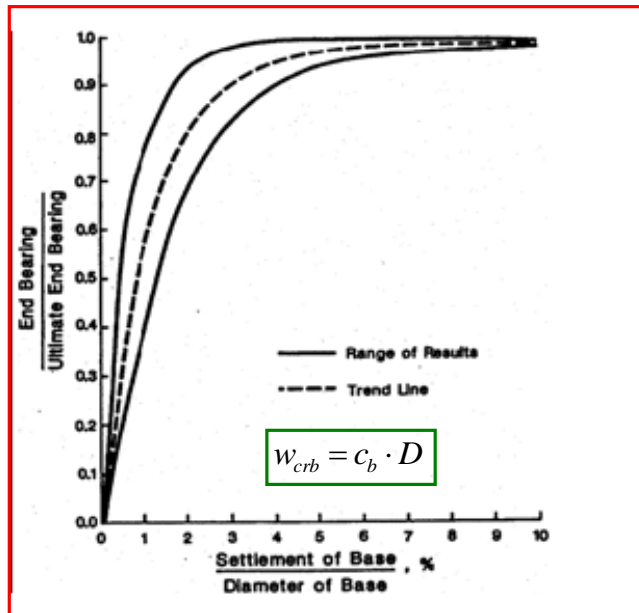
Castelli-Maugeri-Motta (1992)

$c_s = 0.005$ argille
 $c_s = 0.002$ sabbie

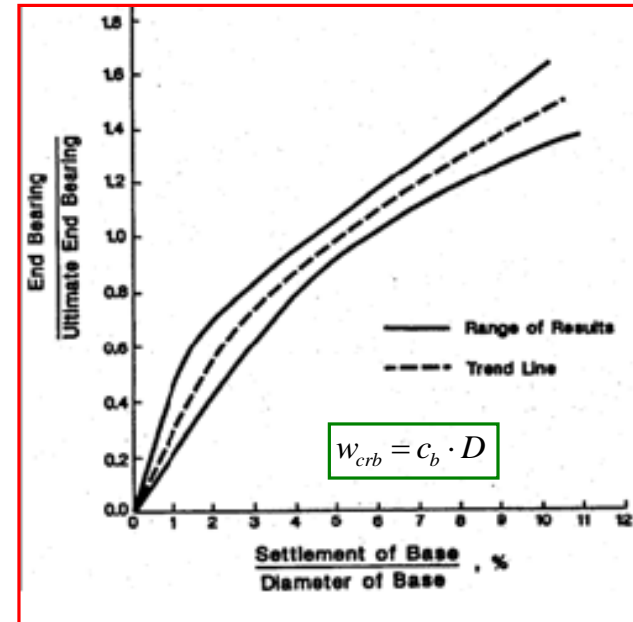
Reese and O'Neil (1988)

Curve di trasferimento del carico per reazione alla base

Reazione di base in argilla



Reazione di base in sabbia



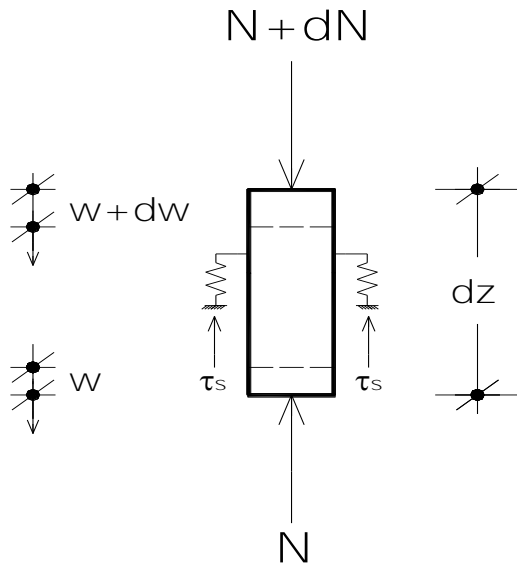
$c_b \cong 0.030$ (pali trivellati/CFA)
 $c_b \cong 0.003$ (pali battuti/ Franki)

$c_b = 0.6 q_b / E_b$ (Fleming, 1992)
 E_b = Modulo elastico del terreno alla base

Reese and O'Neil (1988)

Castelli-Maugeri-Motta (1992)

Dalerci-Bovolenta (2011)



$$\tau_s = \frac{w(z)}{w_{crs} + w(z)} \cdot \tau_{LIM}$$

Equazione differenziale di secondo grado (2 condiz.)

$$EA \cdot w'' - \frac{\tau_{lim} \cdot \pi \cdot D}{w_{crs} + w} \cdot w = 0$$

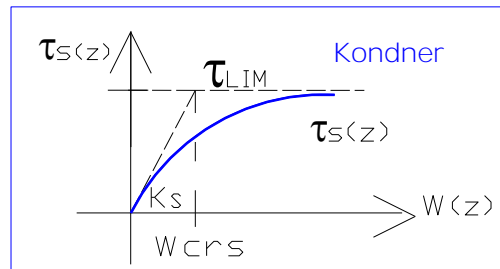
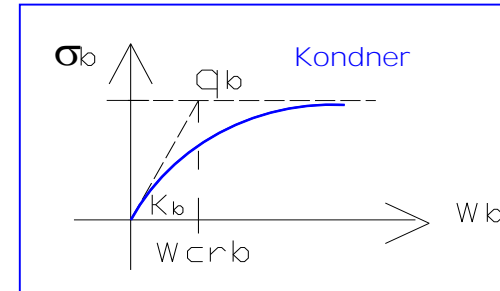
Equa
di eq

Modello Frattale

Modello analitico
con utilizzo di curve di
trasferimento del carico
di forma **non lineare**

z.

e



MODELLO FRATTALE

Soluzioni Asintotiche

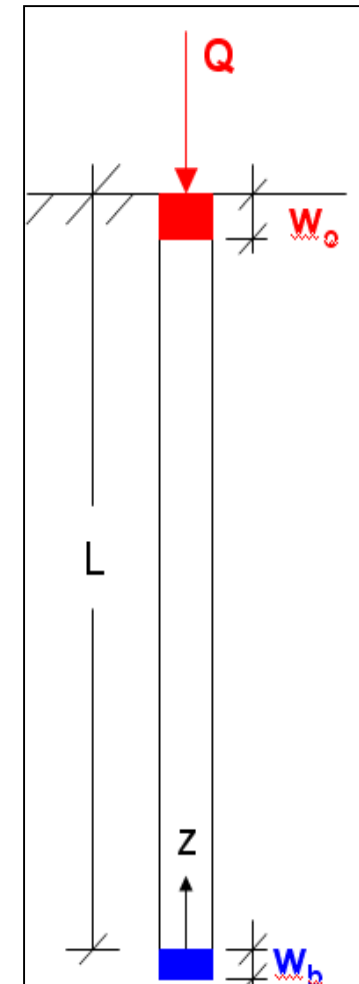
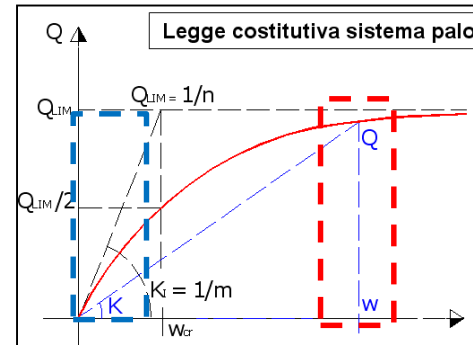
a) palo rigido; b) terreno elastico

Soluzione Generale Equazione Non Lineare

Soluzione del Modello Frattale

**Modello Frattale
Non Lineare**

Soluzioni Asintotiche



Palo rigido ($EA = \infty$; $Q \rightarrow Q_{lim}$; $w_o \rightarrow \infty$)

rappresentativo del comportamento del sistema palo-terreno per carichi elevati

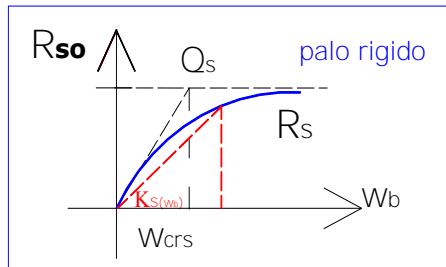
Terreno elastico ($K_s, K_b = \text{cost}$, $w_o \rightarrow 0$)

rappresentativo del comportamento iniziale del sistema palo-terreno per carichi modesti ($Q \rightarrow 0$)

Soluzioni Asintotiche

Palo Rigido
(cedimento uniforme)

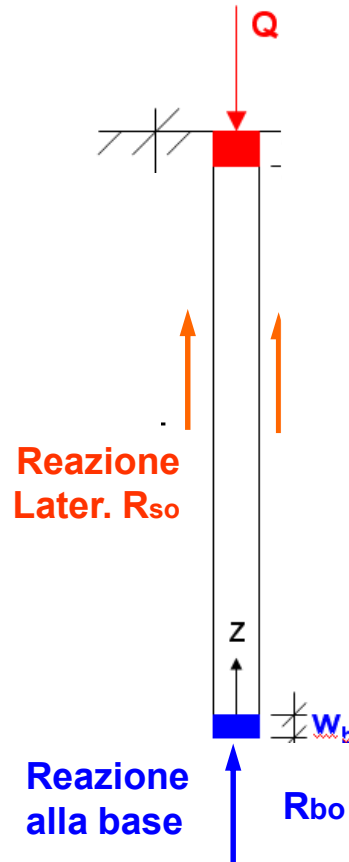
Reazione per Attrito Laterale



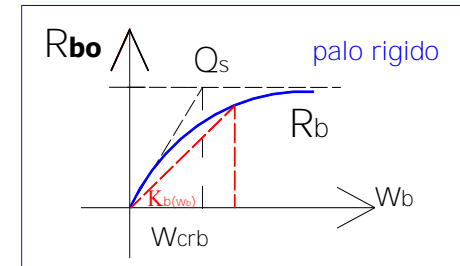
$$R_{so} = Q_s \cdot \frac{w_b}{w_{crs} + w_b}$$

$$K_s(w_b) = \frac{Q_s}{w_{crs} + w_b}$$

Palo rigido

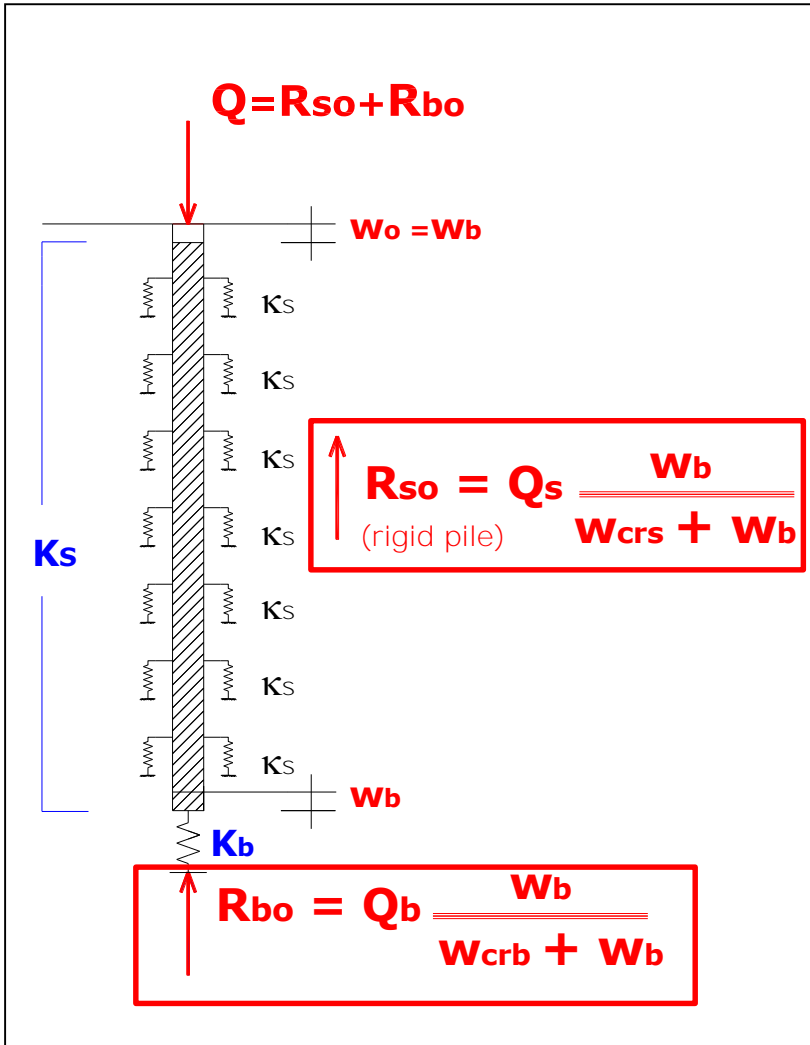


Reazione alla Base del palo



$$K_b(w_b) = \frac{Q_b}{w_{crb} + w_b}$$

Modello Costitutivo Non Lineare - Palo Rigido



rigido

Cedimento palo = Cedimento base

$$w_o = w_b$$

Accorciamento elastico

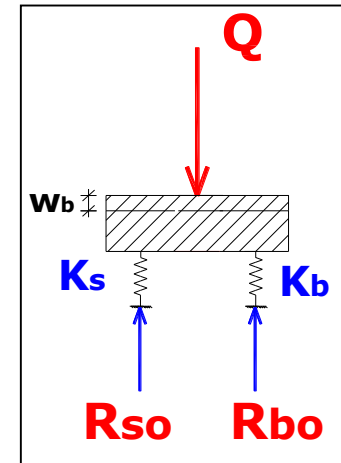
$$w_e = 0$$

Carico applicato

$$Q = R_{so} + R_{bo}$$

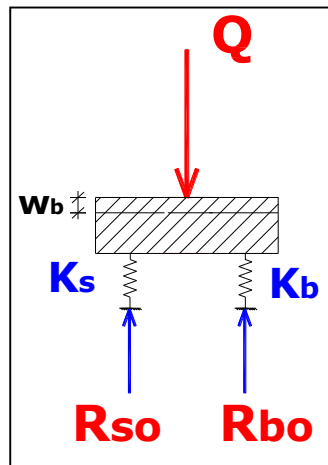
Variabile indipendente

Cedimento impresso alla base $[w_b]$



Modello Non Lineare - Metodo di Fleming (1992)

**Cedimento sommità
Ipotesi di palo rigido**

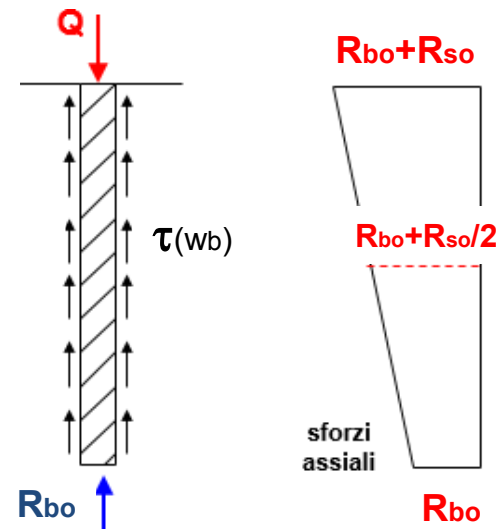


+

**Accorciamento elastico
con reazioni palo rigido**

$$w_o = w_b + w_e$$

Soluzione
esplicita $w=w(Q)$



w

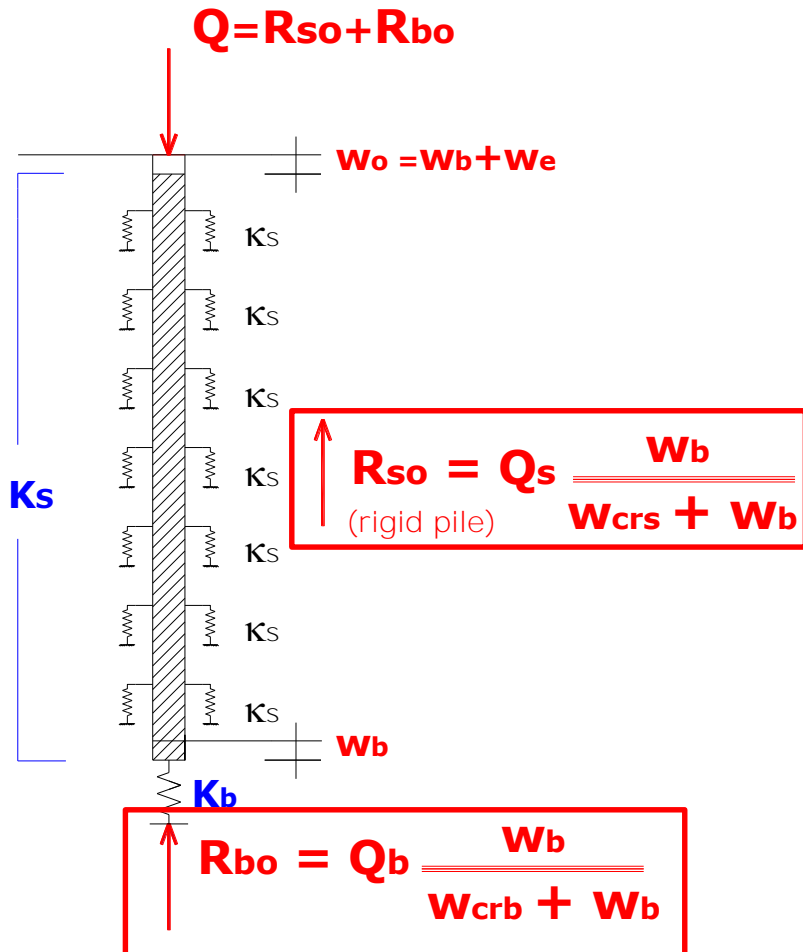
+

$$w_e = \left(\frac{R_{so}}{2} + R_{bo} \right) \cdot \frac{L}{EA}$$

**Equazione di 2° grado nel
cedimento alla base $[w_b]$**

**Cedimento elastico
Sforzo assiale lineare**

Metodo di Fleming = Soluzione di 1° ordine del Modello Frattale



to elastico
palo rigido

Cedimento palo

$$W_o = W_b + W_e$$

Accorciamento elastico

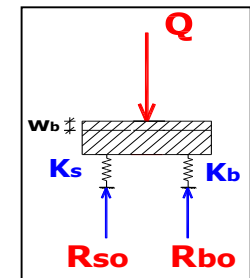
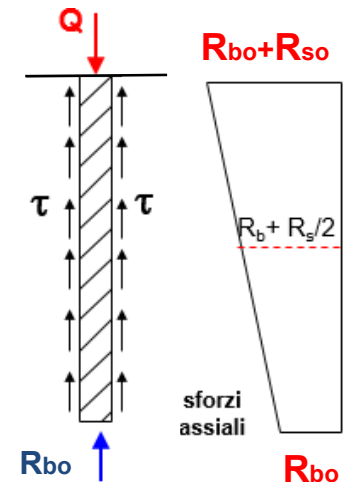
$$W_e = \left(\frac{R_{so}}{2} + R_{bo} \right) \cdot \frac{L}{EA}$$

Carico applicato

$$Q = R_{so} + R_{bo}$$

Variabile indipendente

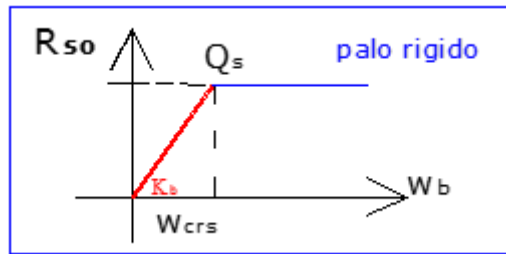
Cedimento alla base $[W_b]$



Soluzioni Asintotiche

Terreno Elastico

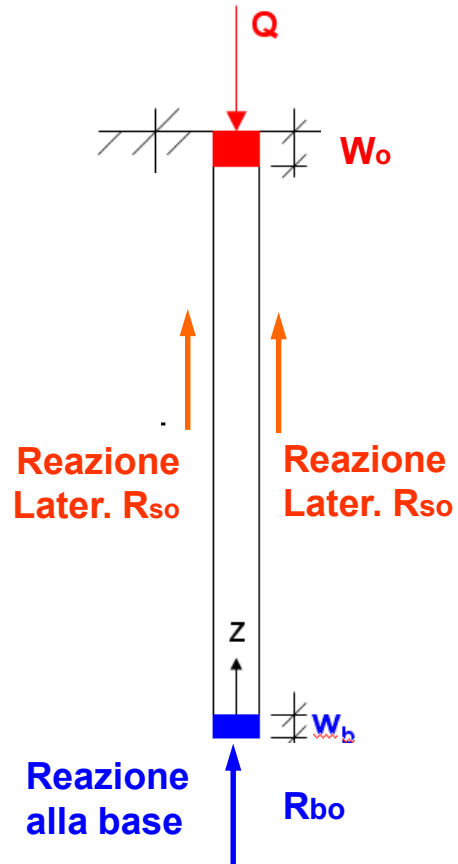
Reazione per Attrito Laterale



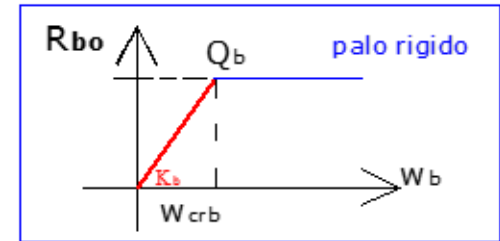
$$R_{so} = \frac{Q_s}{W_{crs}} \cdot W_b$$

$$K_s = \frac{Q_s}{W_{crs}}$$

Terreno elastico



Reazione alla Base del palo



$$R_{bo} = \frac{Q_b}{W_{crb}} \cdot W_b$$

$$K_b = \frac{Q_b}{W_{crb}}$$

Rigidezza Assiale del Palo

$$K_{palo} = EA / L$$

Rigidezze elastiche del terreno

Attrito laterale

Portanza

$$K_s = \frac{Q_s}{w_{crs}}$$

$$K_b =$$

Parametri di interazione elastica

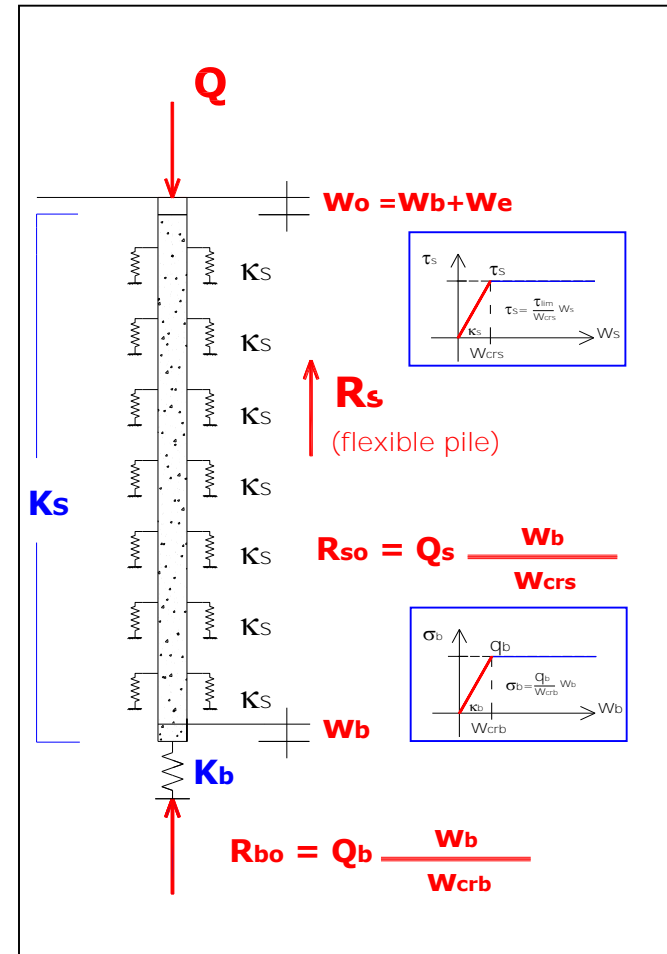
Attrito Laterale

Base Palo

$$\delta = \sqrt{\frac{K_s L}{EA}}$$

$$\beta = \frac{K_b L}{EA}$$

MODELLO ELASTICO



**Caratteristiche delle
Soluzioni Non Lineari**

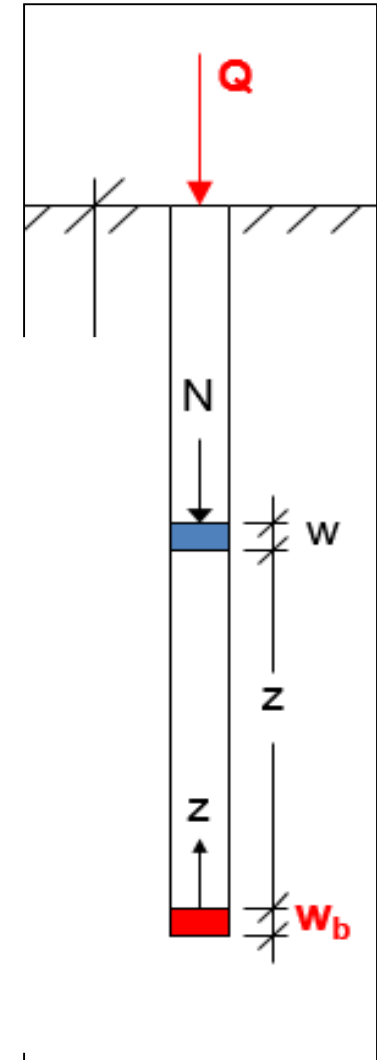
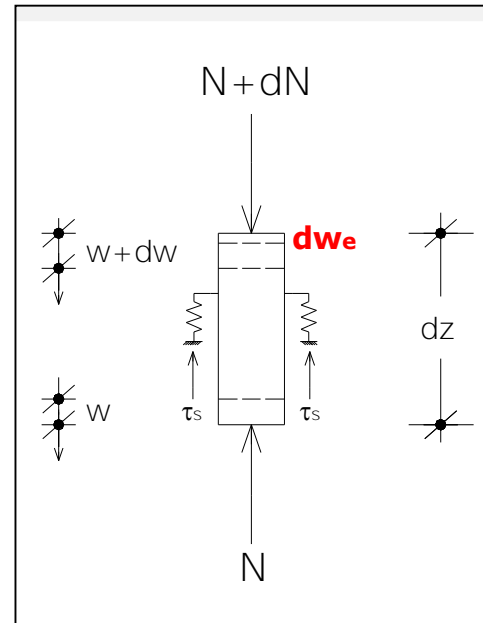
Modello Non Lineare (Soluzione Generale)

Equazione differenziale → Cedimento $w(z)$

$$EA \cdot w'' = \pi \cdot D \cdot \tau$$

Equazione di equilibrio verticale

Il gradiente dello sforzo assiale eguaglia la risultante delle tensioni tangenziali applicate sulla superficie laterale del conico elementare di palo



risoluzione analitica - doppia integrazione ($N = EA w'$, w)

Caratteristiche della Soluzione Non Lineare

Equazione differenziale di equilibrio del palo
cedimento $w = w(z)$

ANALOGIA

Equazione differenziale del moto di una massa
posizione $w = w(t)$

$$EA \cdot w'' = \pi \cdot D \cdot \tau$$

$$EA \rightarrow M$$

$$\pi \cdot D \cdot \tau \rightarrow F$$

$$M \cdot \ddot{w} = F$$

$$EA \cdot \frac{w'^2}{2} - EA \cdot \frac{w_b'^2}{2} = \int_{w_b}^w \pi \cdot D \cdot \tau \cdot dw$$

$$M \cdot \frac{\dot{w}^2}{2} - M \cdot \frac{\dot{w}_o^2}{2} = \int_{w_o}^w F \cdot dw$$

Variazione energia di deformazione elastica
=
Lavoro tensioni tangenz. x accorc. elastico

Variazione energia cinetica
=
Lavoro della forza x spostamento massa

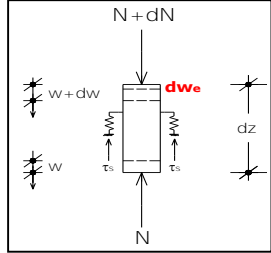
Condizioni al contorno ($z=0$)
Cedimento alla base ($z=0$) = w_b
Deformazione alla base ($z=0$) = w_b'

Condizioni iniziali del moto ($t=0$)
Posizione iniziale ($t=0$) = w_o
Velocità iniziale ($t=0$) = $[dw/dt]_{t=0}$

Caratteris

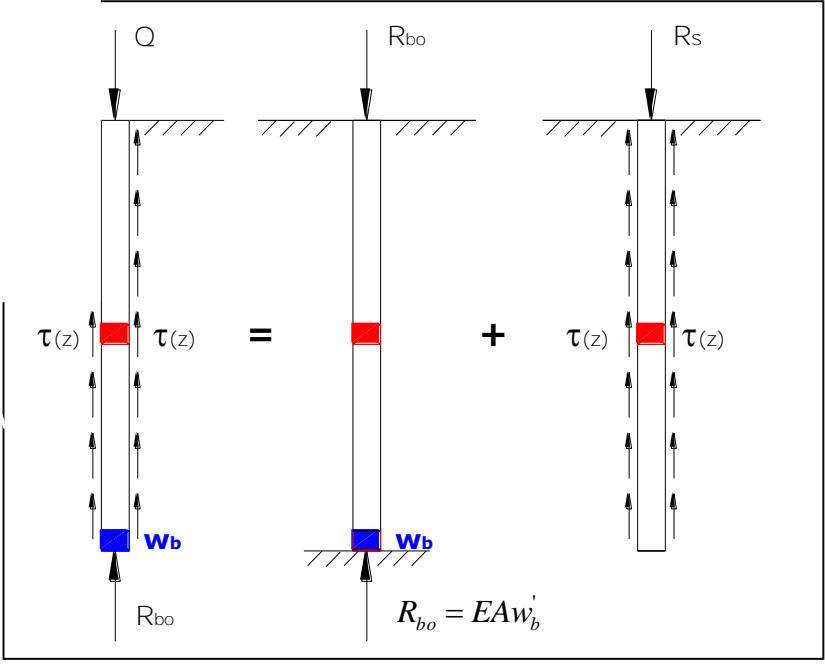
Equazione di equilibrio

$$EA \cdot w'' = \pi \cdot D \cdot \tau$$



$$EA \cdot \frac{w'^2}{2} = EA \cdot \frac{w_b'^2}{2} + \int_{w_b}^w \pi \cdot D \cdot \tau \cdot dw$$

Energia di deformazione elastica =
 Energia elastica reazione di base +
 Lavoro tensioni tangenz. x accorciam. elast.

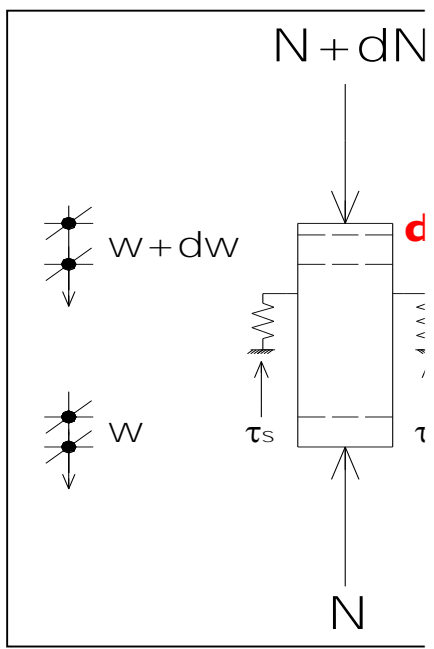


Soluzione dell'equa
 Integrale generale (
 Integrale particolare

Integrale equazione differenz. = Integrale generale ($\tau=0$) + Integrale particolare ($\tau \neq 0$)

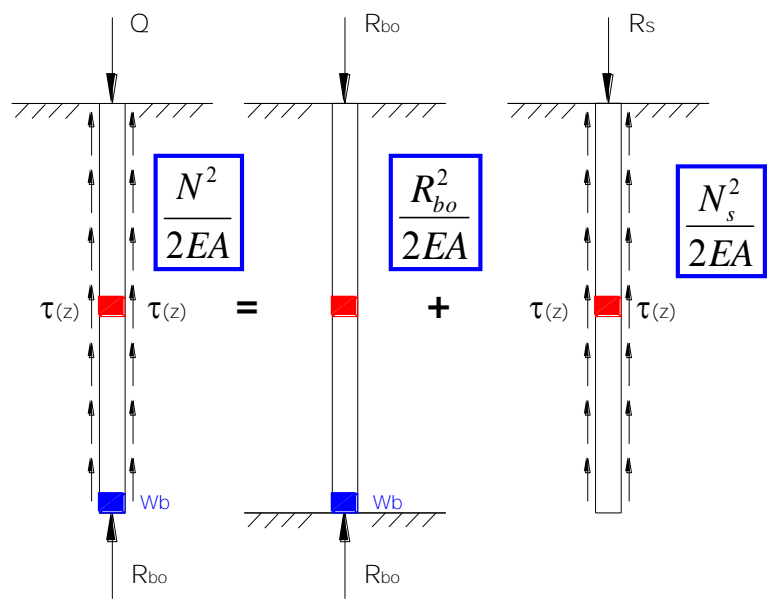
condizioni al contorno azioni lungo il fusto

DEDUZIONE DELLA DEFORMAZIONE ELASTICA



$$E_{def} = EA \cdot \frac{w'^2}{2} =$$

Energia di deformazione elastica specifica



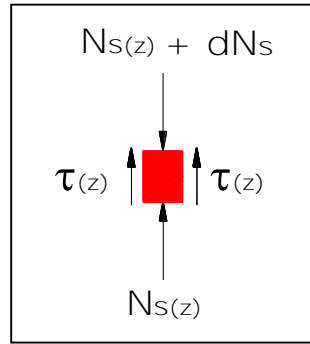
$$\frac{N_s^2(z)}{2EA}$$

$$\frac{N^2}{2EA}$$

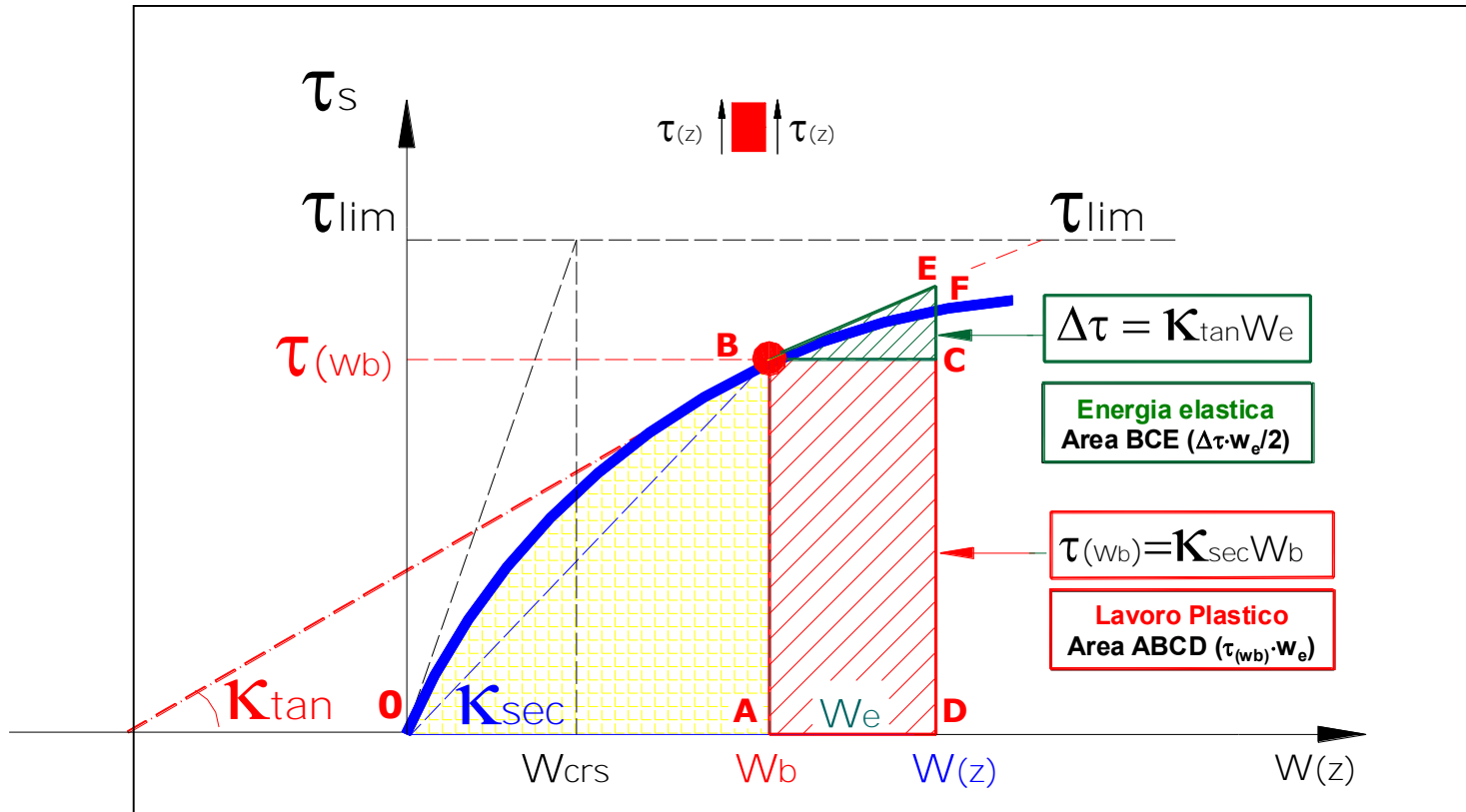
$$\frac{R_{bo}^2}{2EA}$$

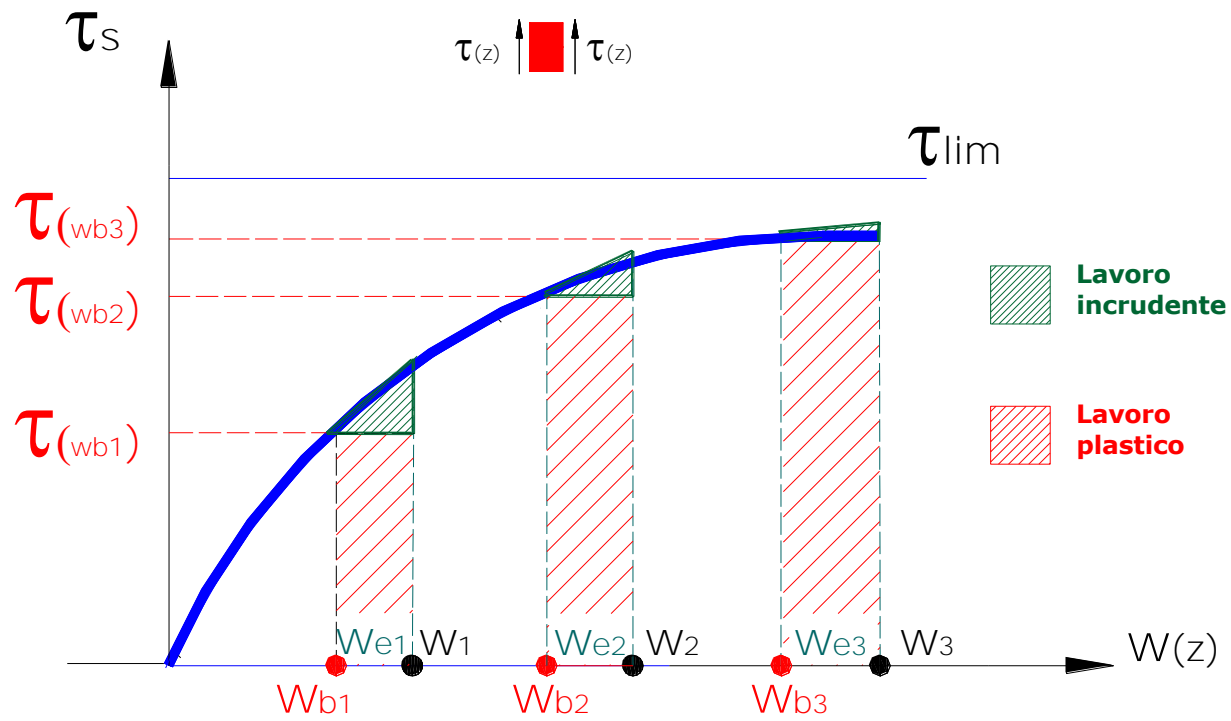
$$\frac{N_s^2}{2EA}$$

$$\frac{N_s^2(z)}{2EA} = \int_{wb}^w \pi \cdot D \cdot \tau(z, w) \cdot dw$$

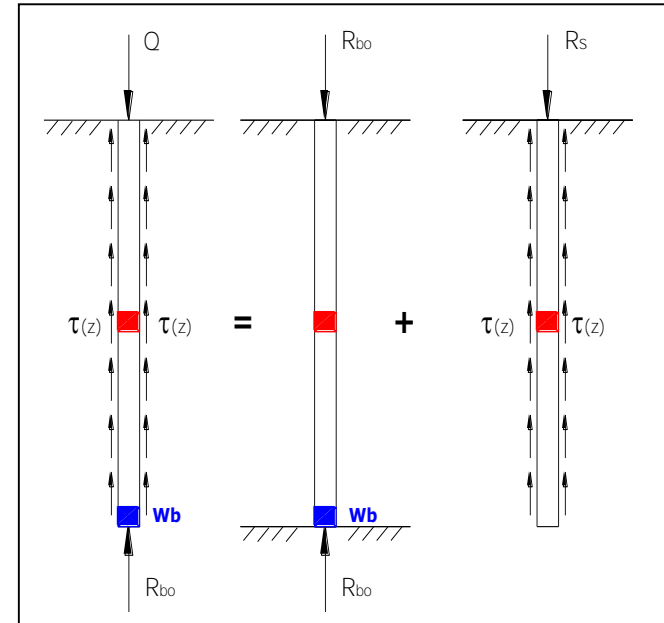
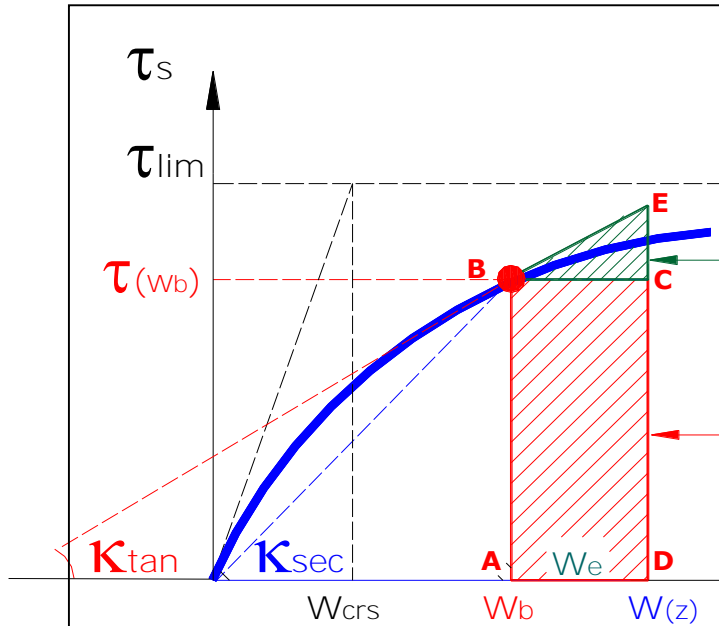


$$\frac{N^2(z)}{2EA} = \frac{R_{bo}^2}{2EA} + L_e(\tau, w_e)$$





Modello costitutivo – Lavoro delle tensioni tangenziali d'interfaccia



$L(\tau_s, w_e)$ delle tensioni tar

Modello Costitutivo del Terreno Non Lineare

$$N(z) = \sqrt{R_{bo}^2(w_b) + 2 \cdot \frac{EA}{L} \cdot \left(R_{so}(w_b) \cdot w_e(z) + \underline{K_{tan}(w_b)} \cdot \frac{w_e^2(z)}{2} \right)}$$

Energia di deformazione elastica del concio elementare di palo

$$N(z) = EA \cdot \frac{dw_e(z)}{dz}$$

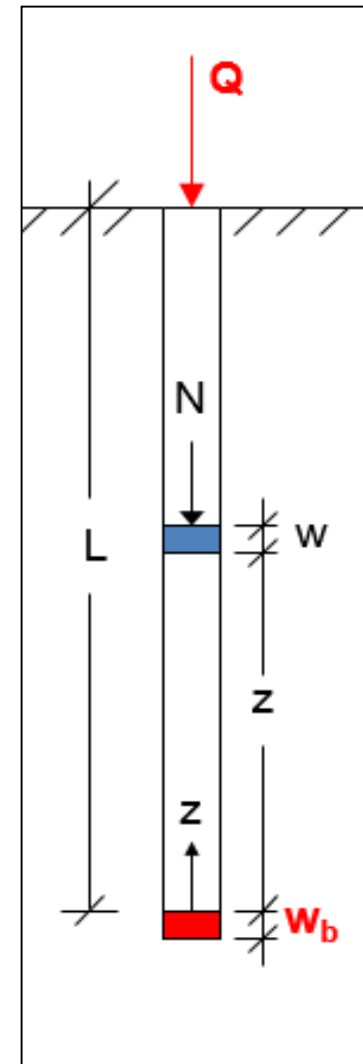
Legge costitutiva del palo

$$K_{tan}(w_b) = \frac{dR_{so}(w_b)}{dw_b}$$

Rigidezza tangente

$K_{tan} = 0$ [$\Delta\tau=0$] - Soluzione analitica del **1° ordine**
Modello : *non lineare* (0- w_b) – *plastico* (w_b - w) [Fleming]

$K_{tan} \neq 0$ [$\Delta\tau \neq 0$] – Soluzione analitica del **2° ordine**
Modello : *non lineare* (0- w_b) – *incrudente* (w_b - w) [Fratiale]

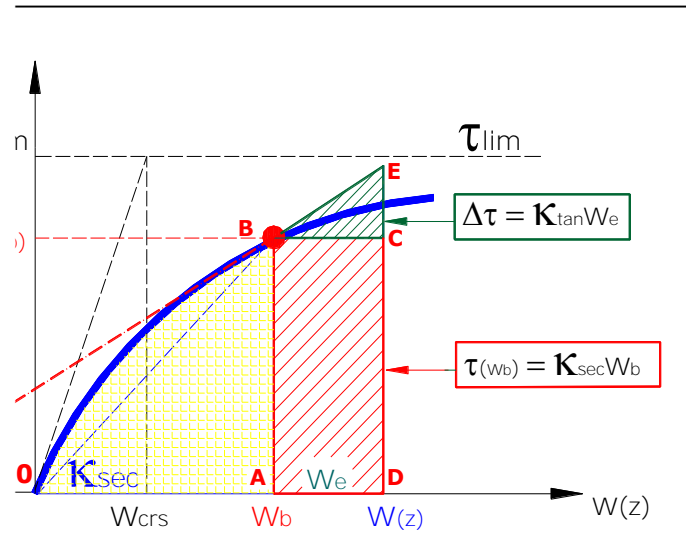
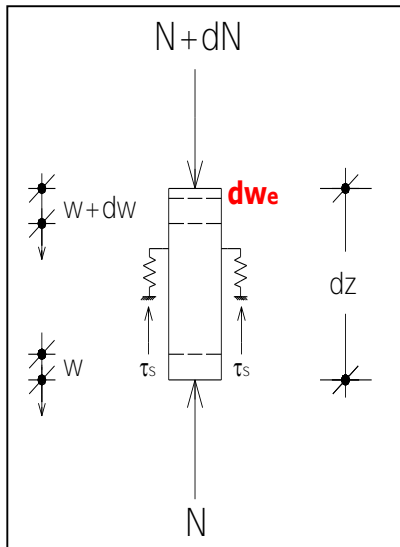
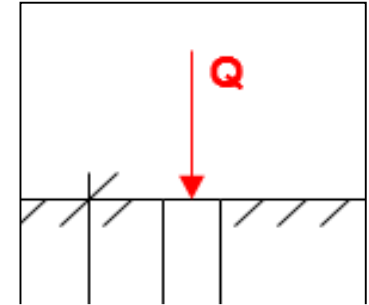


Modello Non Lineare

Equazione differenziale → Accor. elast. $w_e(z)$

$$EA \cdot \frac{dw_e(z)}{dz} = \sqrt{R_{bo}^2(w_b) + 2 \cdot \frac{EA}{L} \cdot \left(R_{so}(w_b) \cdot w_e(z) + K_{tan}(w_b) \cdot \frac{w_e^2(z)}{2} \right)}$$

Energia di deformazione elastica del conico elementare di palo



Modello Non Lineare (Lenzi - Campana)

Equazione differenziale → Accor. elast. $w_e(z)$

$$EA \cdot \frac{dw_e(z)}{dz} = \sqrt{R_{bo}^2(w_b) + 2 \cdot \frac{EA}{L} \cdot \left(R_{so}(w_b) \cdot w_e(z) + K_{tan}(w_b) \cdot \frac{w_e^2(z)}{2} \right)}$$

Energia di deformazione elastica del conico elementare di palo

$$\int_0^{w_e} \frac{dw_e}{\sqrt{w_e^2 + 2b \cdot w_e + c^2}} = \int_0^z \lambda \cdot dz$$

Metodo della separazione delle variabili

$$\lambda = \sqrt{\frac{K_{tan}}{EAL}}$$

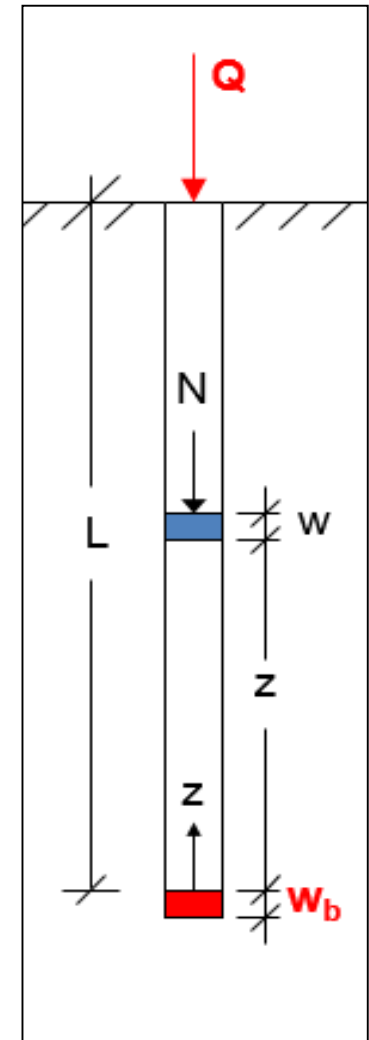
Parametro non lineare

$$b = \frac{R_{so}}{K_{tan}}$$

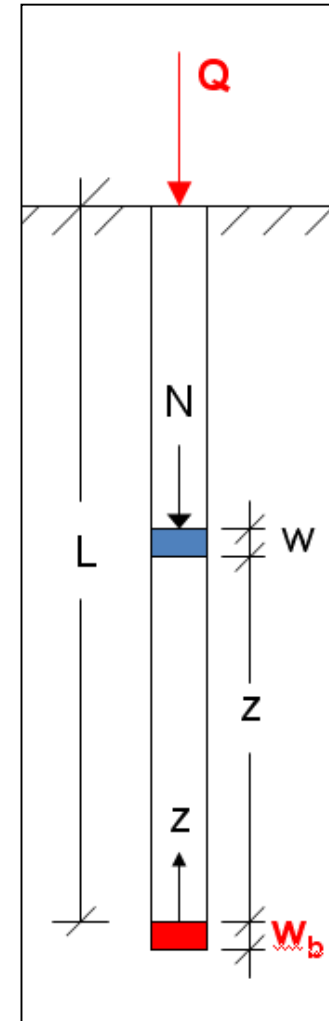
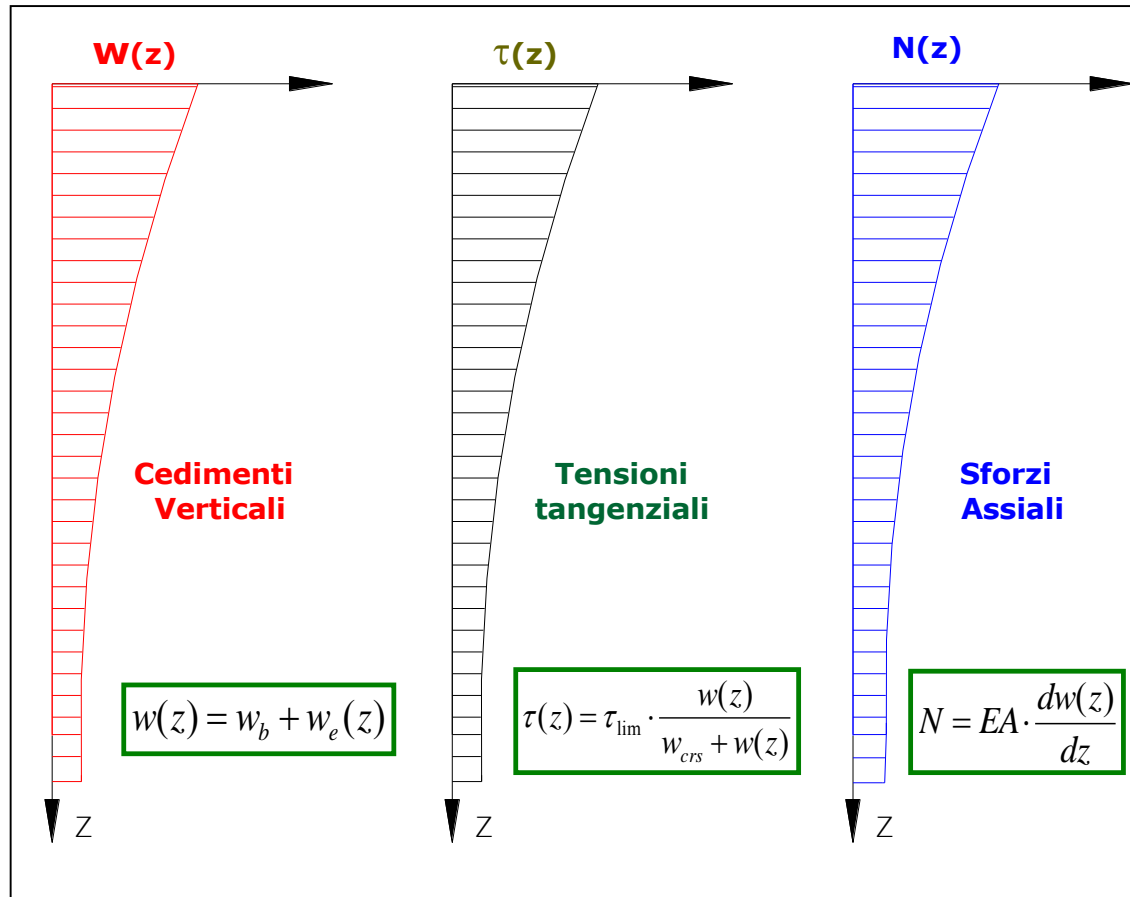
$$c = \frac{R_{bo}}{EA \cdot \lambda}$$

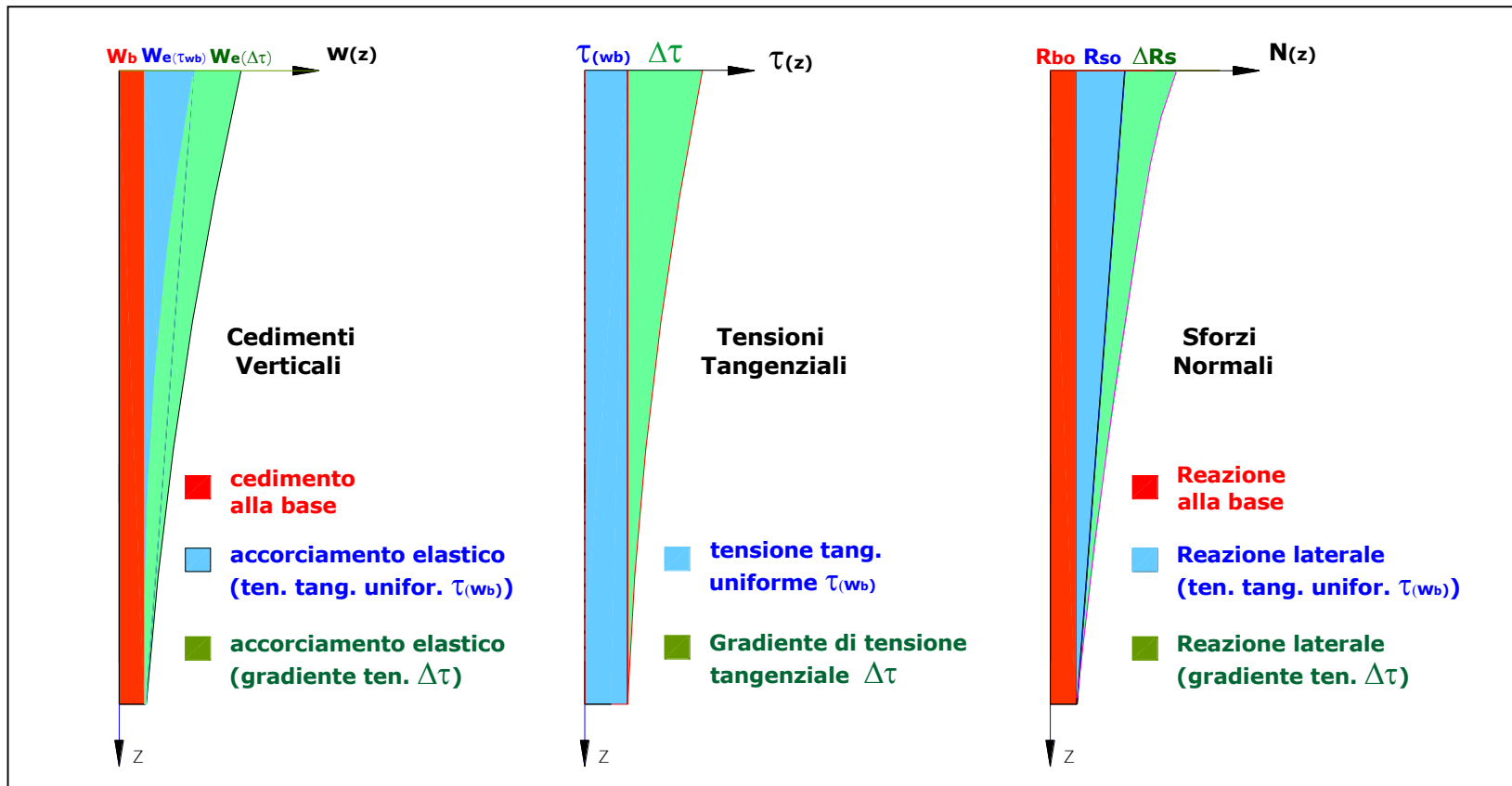
$$w_e(z) = b \cdot [\cosh(\lambda \cdot z) - 1] + c \cdot \sinh(\lambda \cdot z)$$

$w_e(z)$ = accorciamento elastico del palo



Diagrammi Soluzione Non Lineare





Soluzione Non Lineare (Lenzi-Campana)

Parametro

$$\alpha = \sqrt{\frac{K_{\tan} \cdot L}{EA}}$$

Variable indipendente

Cedimento alla base
[w_b]

Coordinata

$$\zeta = \frac{z}{L}$$

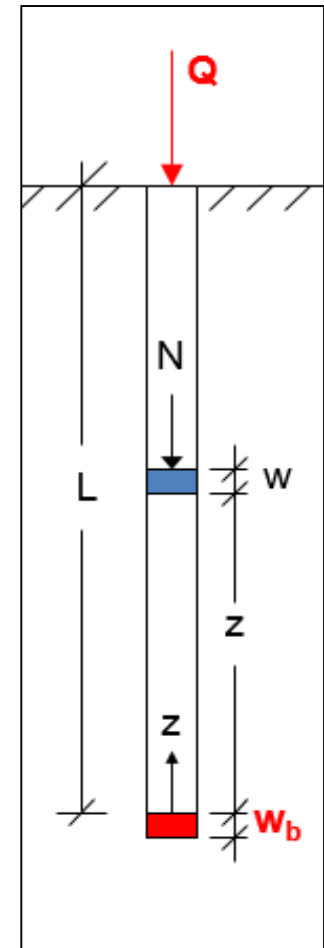
Cedimento verticale della sezione $\zeta = z/L$

$$w(\zeta) = w_b + \left[R_{so} \cdot \frac{\cosh(\alpha \cdot \zeta) - 1}{\alpha^2} + R_{bo} \cdot \frac{\sinh(\alpha \cdot \zeta)}{\alpha} \right] \cdot \frac{L}{EA}$$

Sforzo assiale nella sezione $\zeta = z/L$

$$N(\zeta) = R_{so} \cdot \frac{\sinh(\alpha \cdot \zeta)}{\alpha} + R_{bo} \cdot \cosh(\alpha \cdot \zeta)$$

$$R_{so}, R_{bo}, \alpha = f(w_b)$$



Soluzione Non Lineare (Lenzi-Campana)

Cedimento del palo [sez. di sommità $w_o = w(L)$]

$$w_o = w_b + \left[R_{so} \cdot \frac{(\cosh \alpha - 1)}{\alpha^2} + R_{bo} \cdot \frac{\sinh \alpha}{\alpha} \right] \cdot \frac{L}{EA}$$

↑
Spostamento
impresso alla base

↑
Accorciamento
elastico del palo

Carico applicato [sez. sommità $Q=N(L)$]

$$Q = R_{so} \cdot \frac{\sinh \alpha}{\alpha} + R_{bo} \cdot \cosh \alpha$$

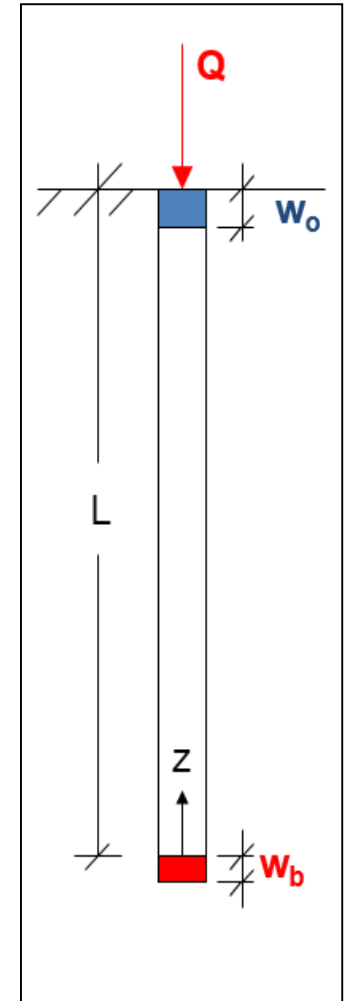
↑
Meccanismo
per attrito laterale

↑
Meccanismo
portante per punta

Parametro

$$\alpha = \sqrt{\frac{K_{\tan} \cdot L}{EA}}$$

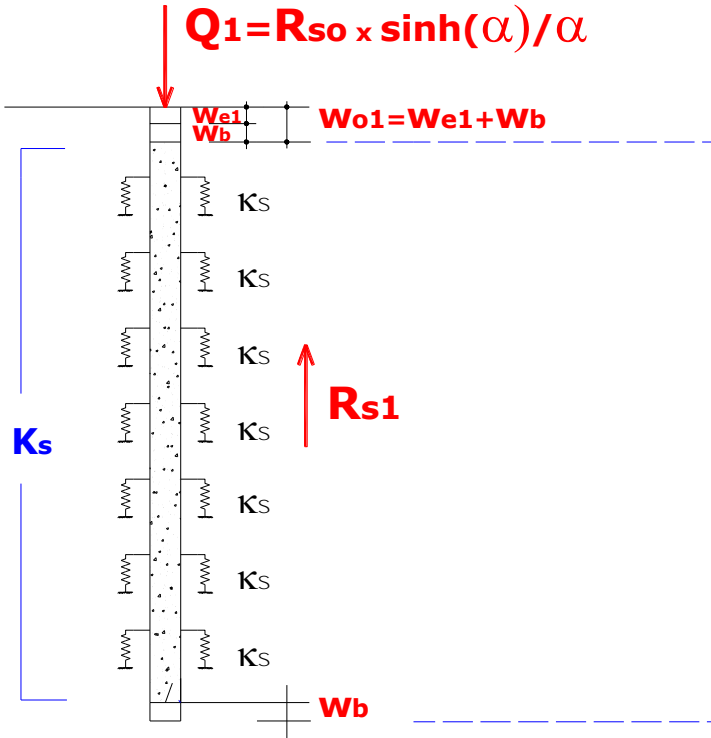
$R_{so}, R_{bo}, \alpha = f(w_b)$



Interazione palo terreno – Modello Non Lineare

Portanza per Attrito Laterale

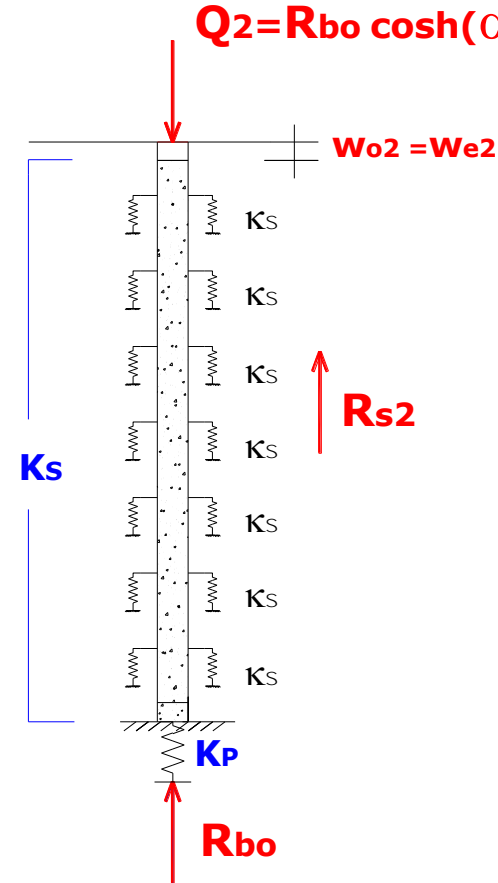
$$Q_1 = R_{so} \times \sinh(\alpha) / \alpha$$



R_{so} = reazione laterale con palo rigido

Portanza per punta

$$Q_2 = R_{bo} \cosh(\alpha)$$



K_p
 R_{bo}

Modello Non Lineare - Confronto tra soluzione elastica e soluzione non lineare

Soluzione Modello Elastico

$$w_o = w_b + w_e$$

$$w_e = \left[R_{so} \cdot \frac{\cosh \delta - 1}{\delta^2} + R_{bo} \cdot \frac{\sinh \delta}{\delta} \right] \cdot \frac{L}{EA}$$

$$Q = R_{so} \cdot \frac{\sinh \delta}{\delta} + R_{bo} \cdot \cosh \delta$$

Soluzione Modello Non Lineare

$$w_o = w_b + w_e$$

$$w_e = \left[R_{so} \cdot \frac{\cosh \alpha - 1}{\alpha^2} + R_{bo} \cdot \frac{\sinh \alpha}{\alpha} \right] \cdot \frac{L}{EA}$$

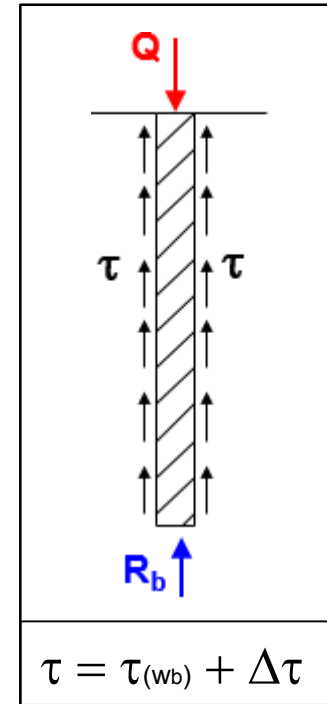
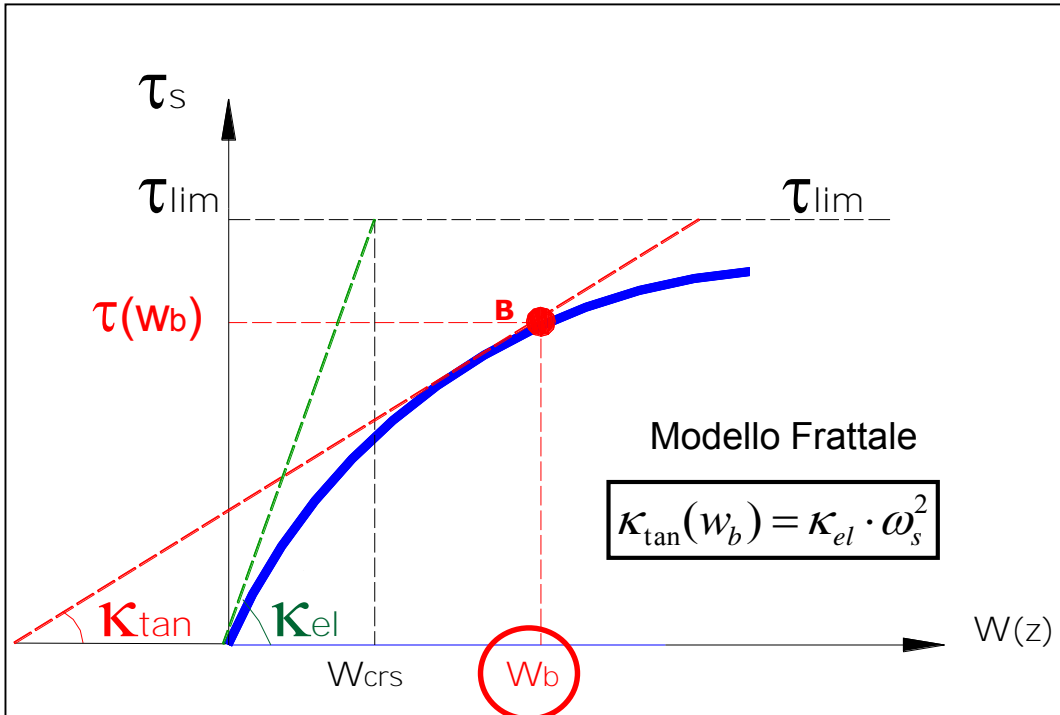
$$Q = R_{so} \cdot \frac{\sinh \alpha}{\alpha} + R_{bo} \cdot \cosh \alpha$$

$$\delta = \sqrt{\frac{K_s \cdot L}{EA}}$$

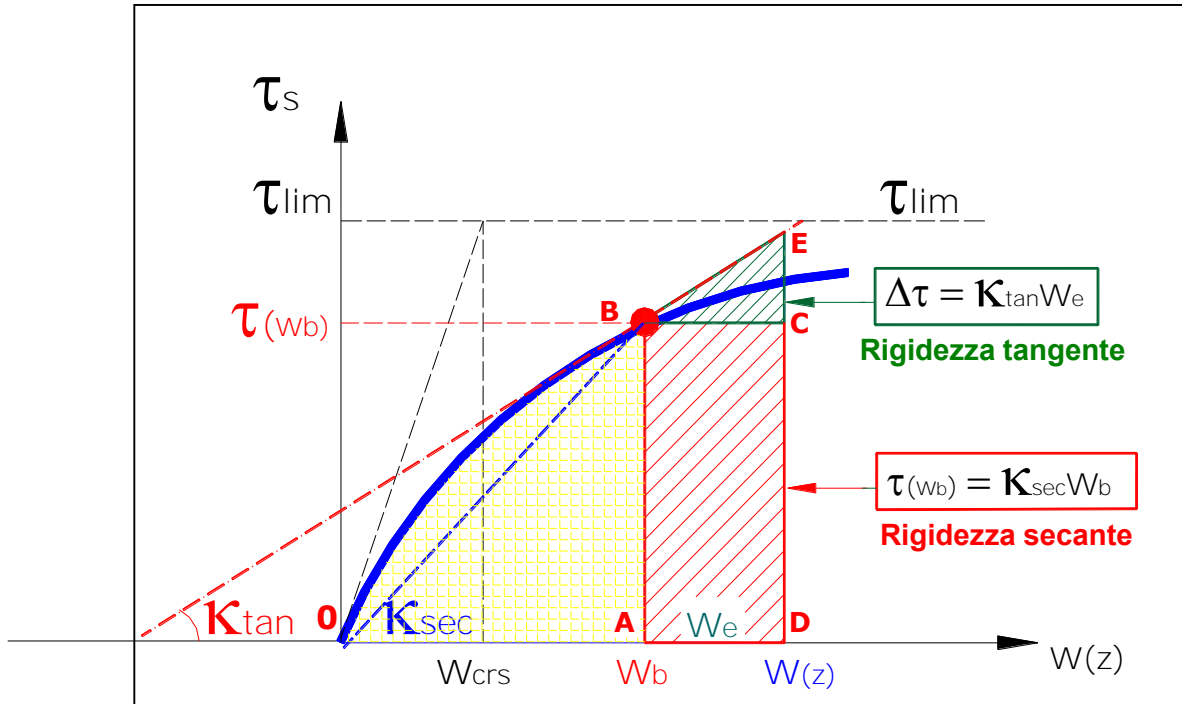
$$\delta \rightarrow \alpha$$

$$K_{el} \rightarrow K_{tan}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{K_{tan} \cdot L}{EA}}$$



Modello Non Lineare – Rigidezza tangente



Modello Non Lineare
Soluzione Frattale

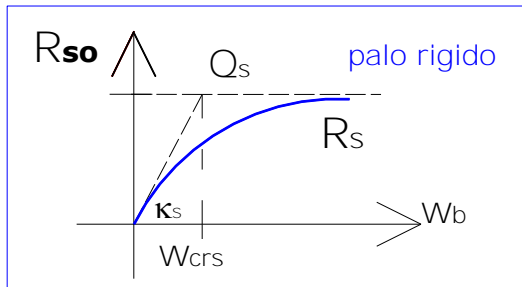
Modello Non Lineare Soluzione Frattale

Individuazione
dei parametri

Reazioni di palo rigido: R_{so} , R_{bo}

Parametro di interazione: α

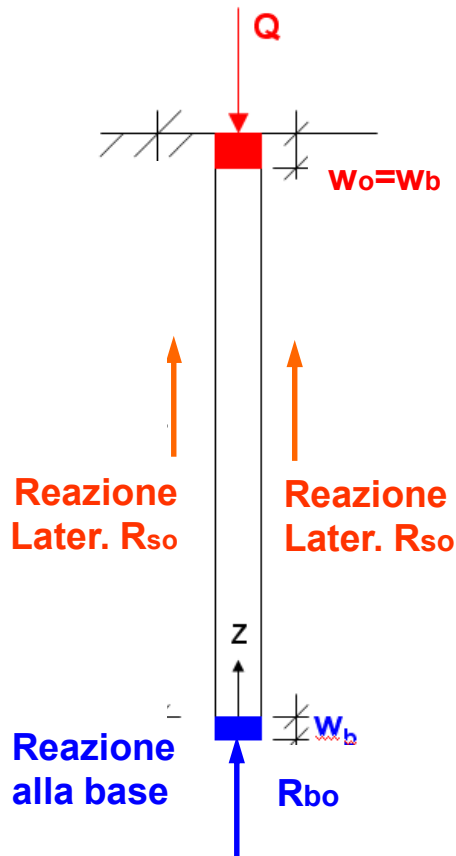
Reazione per Attrito Laterale



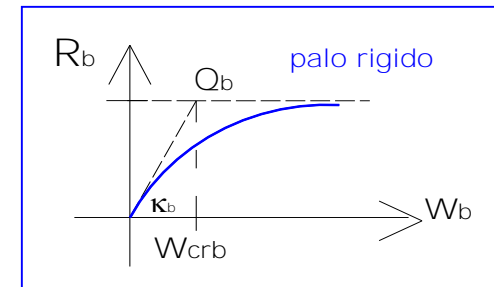
$$R_{so} = Q_s \cdot \frac{W_b}{W_{crs} + W_b}$$

Reazione laterale affine alla legge di Chin

Modello Frattale



Reazione alla Base del palo



$$R_{bo} = Q_b \cdot \frac{W_b}{W_{crb} + W_b}$$

Reazione alla base affine alla legge di Chin

Parametri di Interazione N.L. del Modello Frattale

**Parametro di Interazione
Non Lineare Modello Frattale**

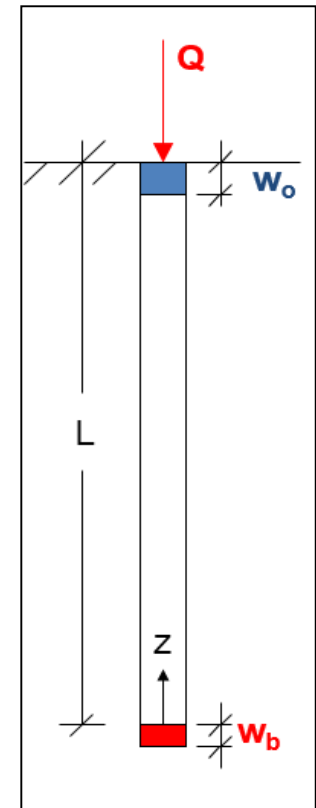
$$\alpha = \omega_s \cdot \delta$$

Parametro di Rigidezza N.L.
(rapporto di rigidezza $\omega = (K_{NL}/K_{el})_{terr}$)

$$\omega_s = \frac{w_{crs}}{w_{crs} + w_b}$$

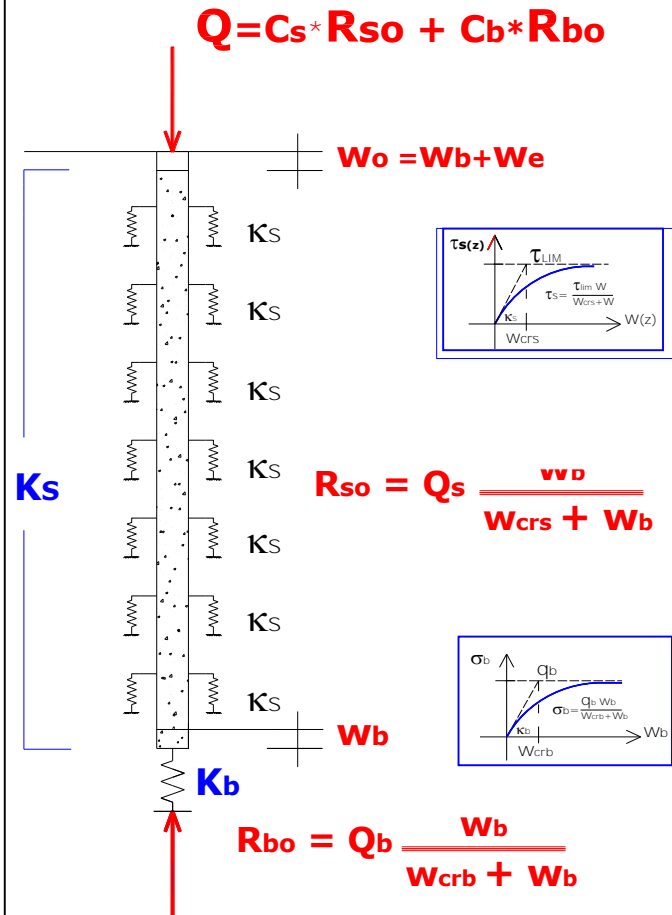
**Parametro di
Interazione elastica**
(curva costitutiva reazione attrito laterale)

$$\delta = \sqrt{\frac{K_s \cdot L}{EA}}$$



Modello Non Lineare: Soluzione Frattale

n Lineare



Cedimento palo

$$W_o = W_b + W_e$$

Accorciamento elastico del palo

$$W_e = \frac{N_{med} L}{EA}$$

Carico applicato

$$Q = \underline{C_s} \cdot R_{so} + \underline{C_b} \cdot R_{bo}$$

Parametri

$$N_{med}, C_s, C_p$$

Variabile indipendente:

Cedimento impresso alla base $[w_b]$

**Proprietà e Valori Asintotici
del Modello Frattale**

Modello Frattale Non Lineare

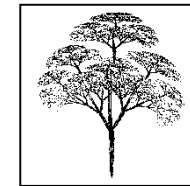
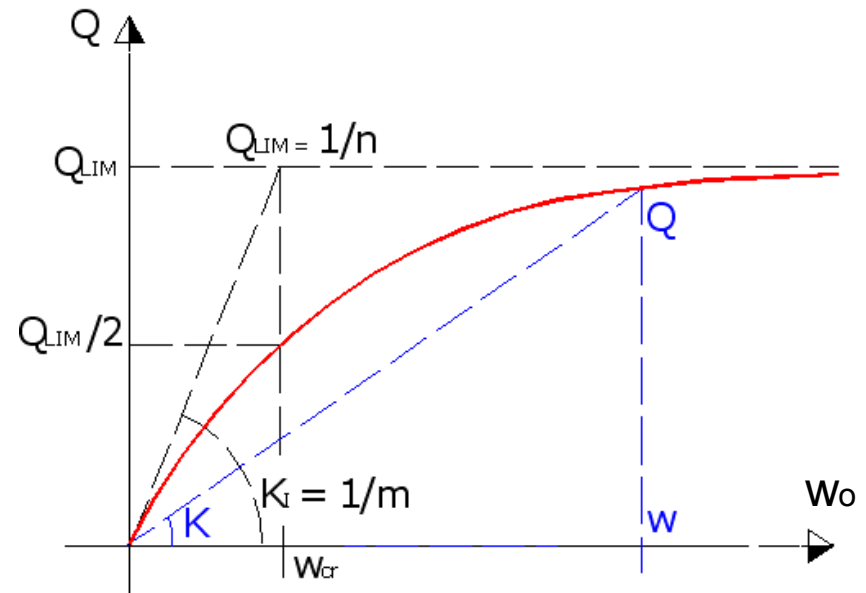
Valori Asintotici Modello Frattale

Carico massimo ($w_b \rightarrow \infty$)

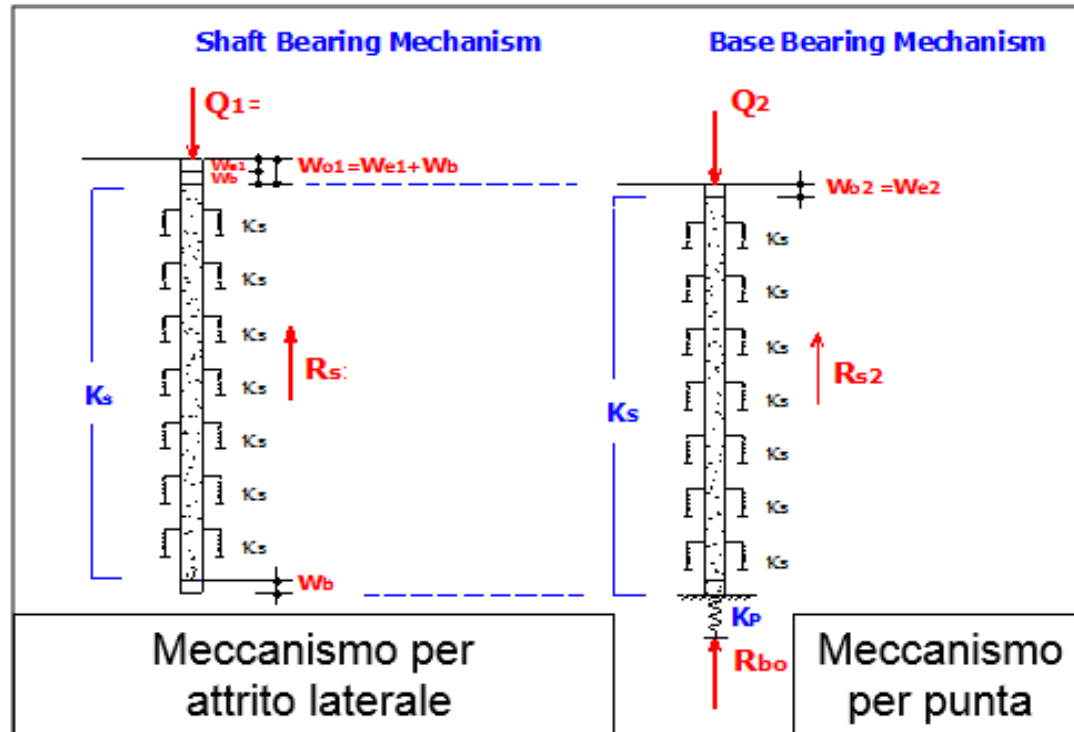
$$Q_{\max} = Q_s + Q_b = Q_{\lim}$$

Rigidità iniziale ($w_b \rightarrow 0$)

$$K_I = \left[\frac{EA}{L} \cdot \delta \cdot \tanh \delta \right] \cdot \left[\frac{\delta + \beta / \tanh \delta}{\delta + \beta \cdot \tanh \delta} \right]$$



Modello Frattale - Rigidezza iniziale



$$K_I = \frac{Q}{w_o} = \left\{ \left[\frac{EA}{L} \right] \cdot (\delta \cdot \tanh \delta) \right\} \cdot \left\{ \frac{\delta + \beta / \tanh \delta}{\delta + \beta \cdot \tanh \delta} \right\}$$

(Modello frattale)

Rigidezza attrito laterale

Effetto irrigidente punta

Modello Frattale - Rigidezza iniziale

$$K_o = \frac{EA}{L}$$

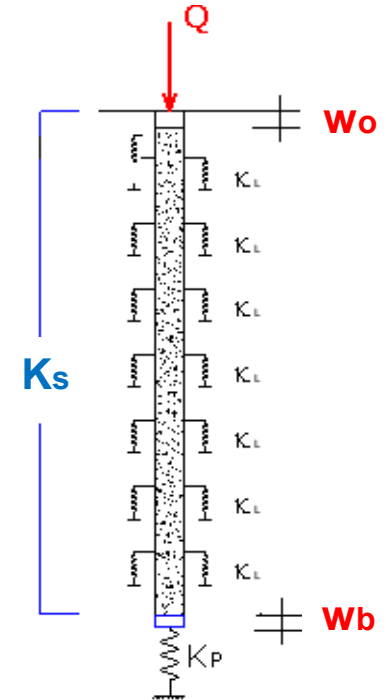
$$r_s = \delta \cdot \tanh(\delta)$$

$$r_b = \frac{\delta + \beta / \tanh(\delta)}{\delta + \beta \cdot \tanh(\delta)}$$

Rigidezza verticale del palo libero incastrato alla base

Coeff. di rigidezza laterale $r_s > 1$
 $[\delta = (K_s L / EA)^{0.5}]$

Coeff. di rigidezza alla base $r_b > 1$
 $[\beta = K_b L / EA]$



$$K_I = \frac{EA}{L} \cdot r_s \cdot r_b$$

rigidezza del palo

r_b = effetto irrigidente vincolo alla base

r_s = effetto irrigidente attrito laterale (palo sospeso)

Modello Frattale Non Lineare

Comportamento a **palo rigido** al crescere degli spostamenti

Sforzo assiale medio ($w_b \rightarrow \infty; \alpha \rightarrow 0$)

$$N_{med} = R_s / 2 + R_b \quad \text{distribuzione di tensioni tangenziali uniformi } [w(z) \cong w_b]$$

Cedimenti ($w_b \rightarrow \infty$)

$$w_e = N_{med} L / EA \ll w_b; \quad w_b \rightarrow \infty$$

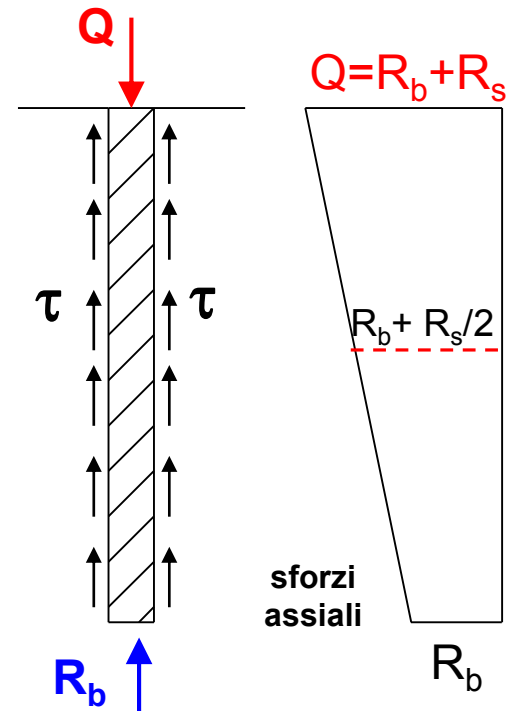
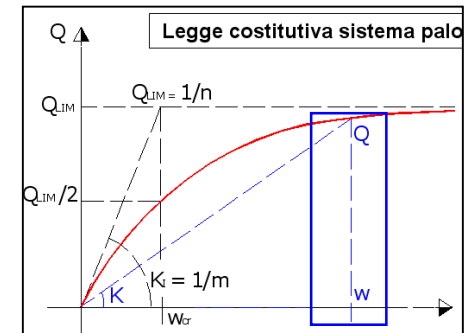
$$w_o = w_b + w_e \cong w_b$$

comportamento come palo rigido

Reazioni del terreno

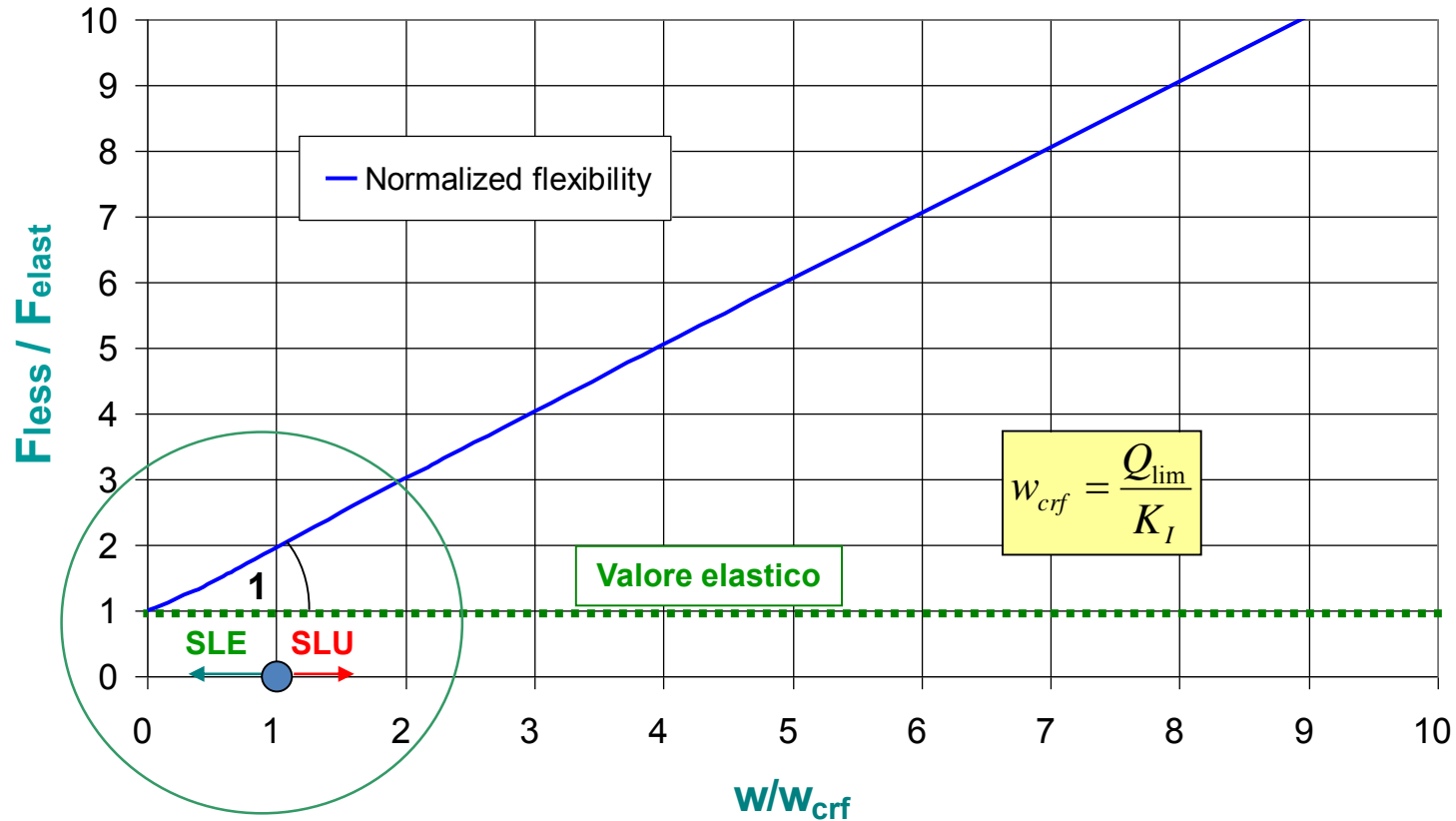
$$R_s = Q_s \frac{w_b}{w_{crs} + w_b}$$

$$R_b = Q_b \frac{w_b}{w_{crb} + w_b}$$



Modello Frattale – Flessibilità vs cedimenti

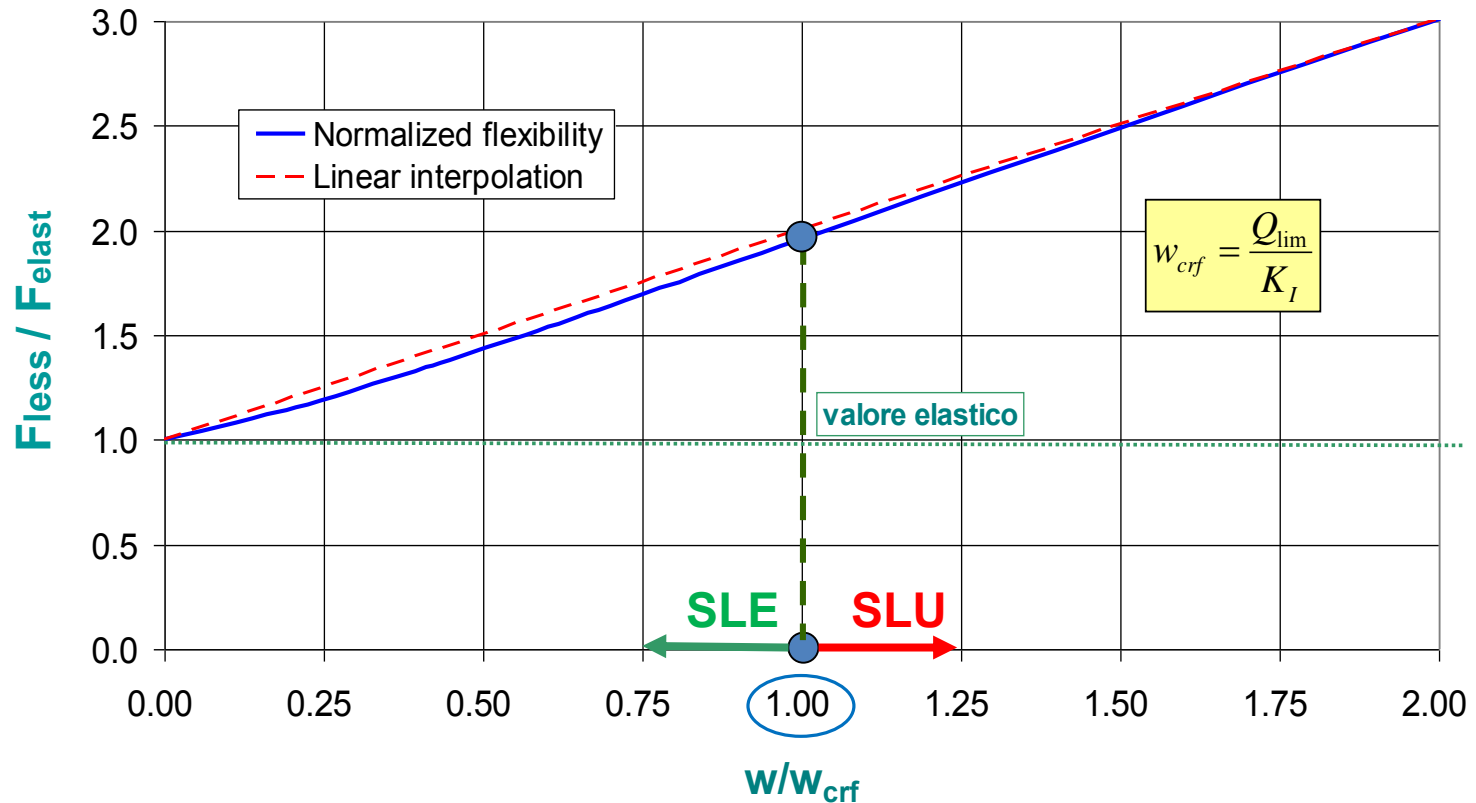
Modello Frattale - Flessibilità vs Cedimenti



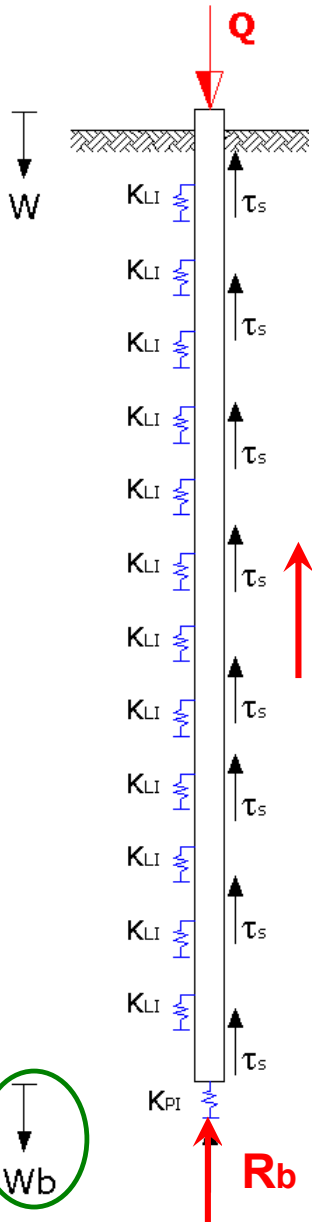
Correlazione lineare tra flessibilità e cedimenti

Modello Frattale – Flessibilità vs cedimenti

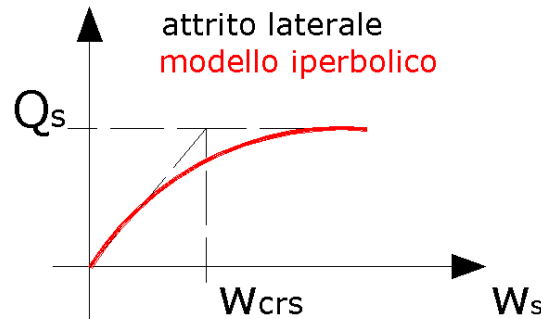
Modello Frattale - Flessibilità vs Cedimenti



Correlazione a basse deformazioni tra flessibilità e cedimenti

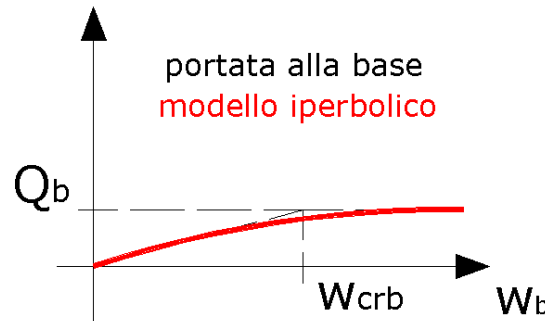


$$Q = Q_s \cdot \frac{w_b}{w_{crb} + w_b} \cdot \frac{\sinh \alpha}{\alpha} + Q_b \cdot \frac{w_b}{w_{crb} + w_b} \cdot \cosh \alpha$$



$$R_b = \frac{w_b}{w_{crb} + w_b} \cdot Q_b$$

$$R_s = Q - R_b$$



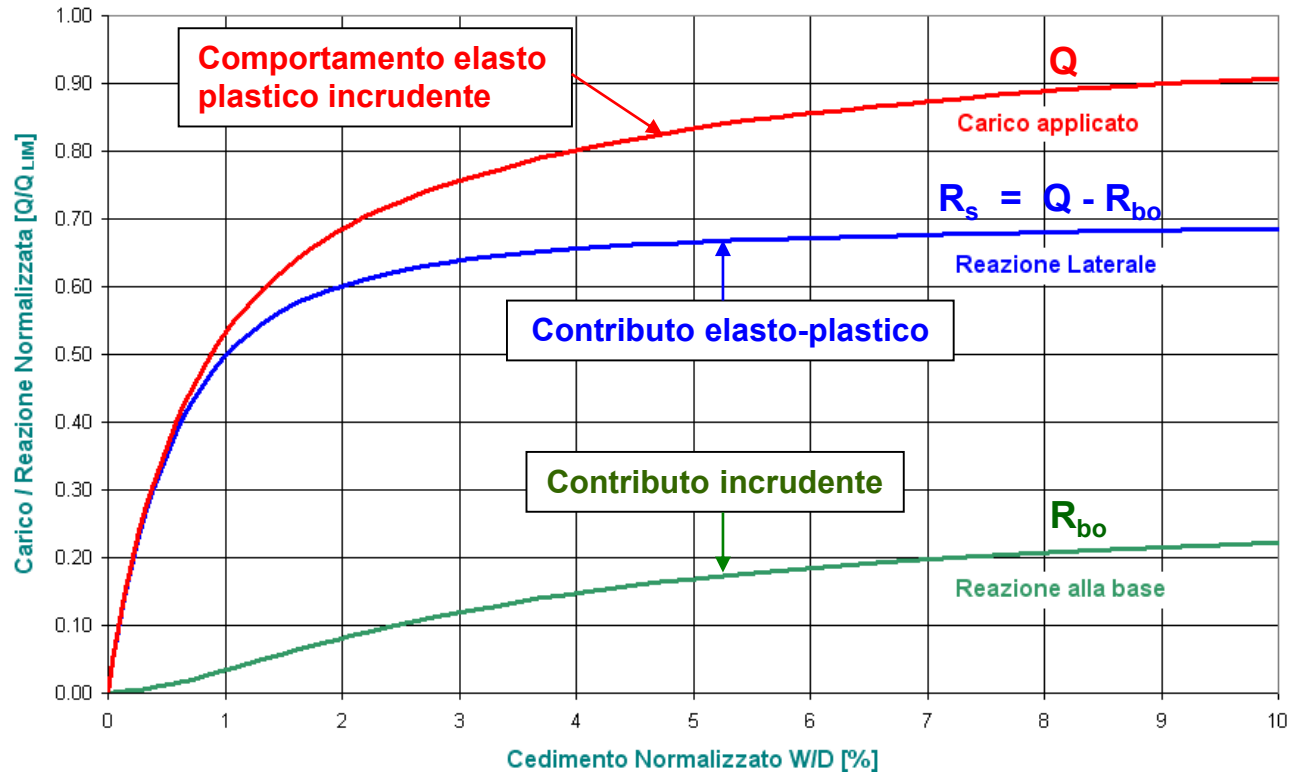
**Modello Frattale
(Lenzi- Campana)**

**Parametro indipendente
cedimento alla base**

Il modello frattale consente di determinare in funzione di w_b la ripartizione per attrito laterale e per punta del carico applicato

Modello del terreno elasto-plastico Incrudente e palo deformabile

Ripartizione del Carico tra Resistenza Laterale e Resistenza di Punta



Contributo elasto-plastico
(elevata rigidezza, piccoli spostamenti)
Reazione Attrito Laterale

Contributo incrudente
(bassa rigidezza, grandi spostamenti)
Reazione alla base

Valori asintotici della soluzione frattale

Soluzione di palo rigido ($EA=\infty$)

Soluzione con terreno elastico ($\omega_s=\omega_b=1$)

Rigidezza elastica iniziale ($K=K_l ; w_b \rightarrow 0$)

Capacità portante ultima del palo ($Q_{\max}=Q_{\lim} , w_b \rightarrow \infty$)

Comportamento di palo rigido per grandi spostamenti ($w_b \rightarrow \infty$)

Proprietà della soluzione frattale

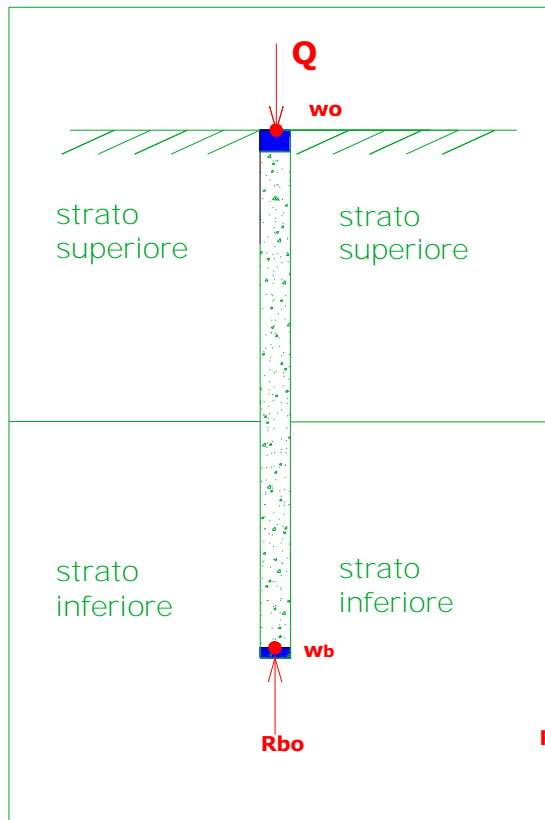
Soluzione non lineare in forma analitica (Q, w_o)

Correlazione lineare tra flessibilità e cedimenti ($w_o/Q - w_o$)

Ripartizione tra reazione laterale ed alla base (R_s, R_b)

Modello Frattale

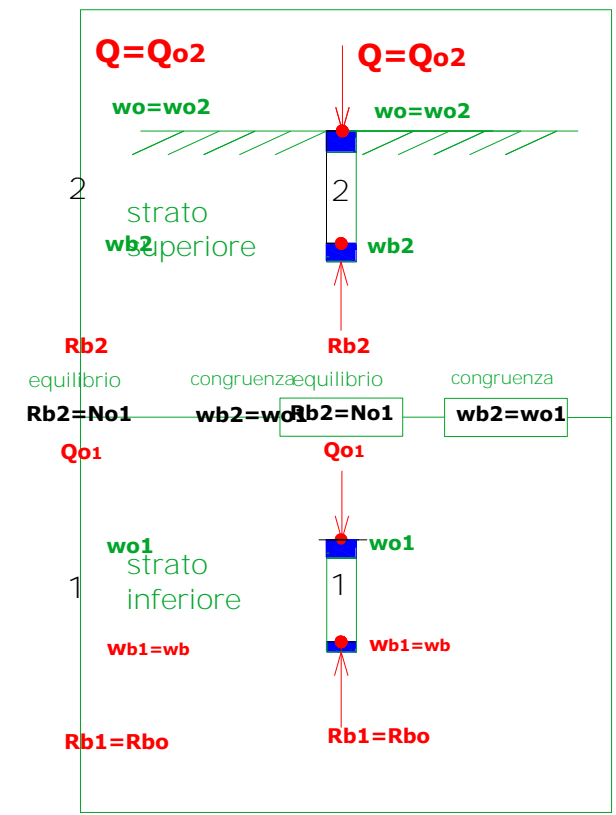
Terreno stratificato



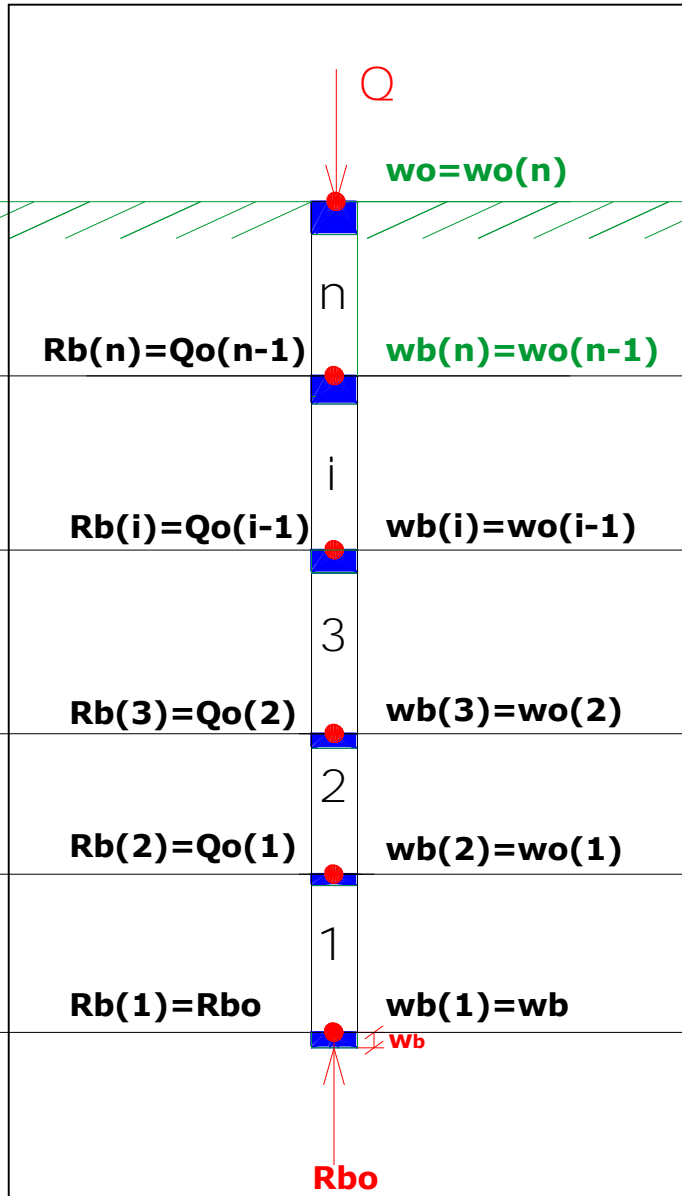
Q
 w_o

Modello
Frattale
Terreno
Stratificato

Equilibrio
 $R_{b2} = Q_{o1}$
Congruenza
 $W_{b2} = W_{o1}$



Le condizioni al contorno $[w_b, R_b]$ imposte alla base del tronco inferiore del palo determinano univocamente lo spostamento e lo sforzo normale alla sommità del primo tronco. Per l'equilibrio e la congruenza tali grandezze rappresentano anche lo spostamento e lo sforzo assiale alla base del tronco superiore. al quale quindi può applicarsi la soluzione frattale determinando le grandezze d'interesse $[Q, w_o]$.



La procedura si applica in modo **diretto ricorsivo** dalla punta sino alla sommità del palo utilizzando le relazioni seguenti

$$w_{o,i} = w_{b,i} + w_{e,i}$$

$$w_{e,i} = \left[R_{so,i} \cdot \frac{\cosh \alpha_i - 1}{\alpha_i^2} + R_{bi} \cdot \frac{\sinh \alpha_i}{\alpha_i} \right] \cdot \frac{L_i}{EA}$$

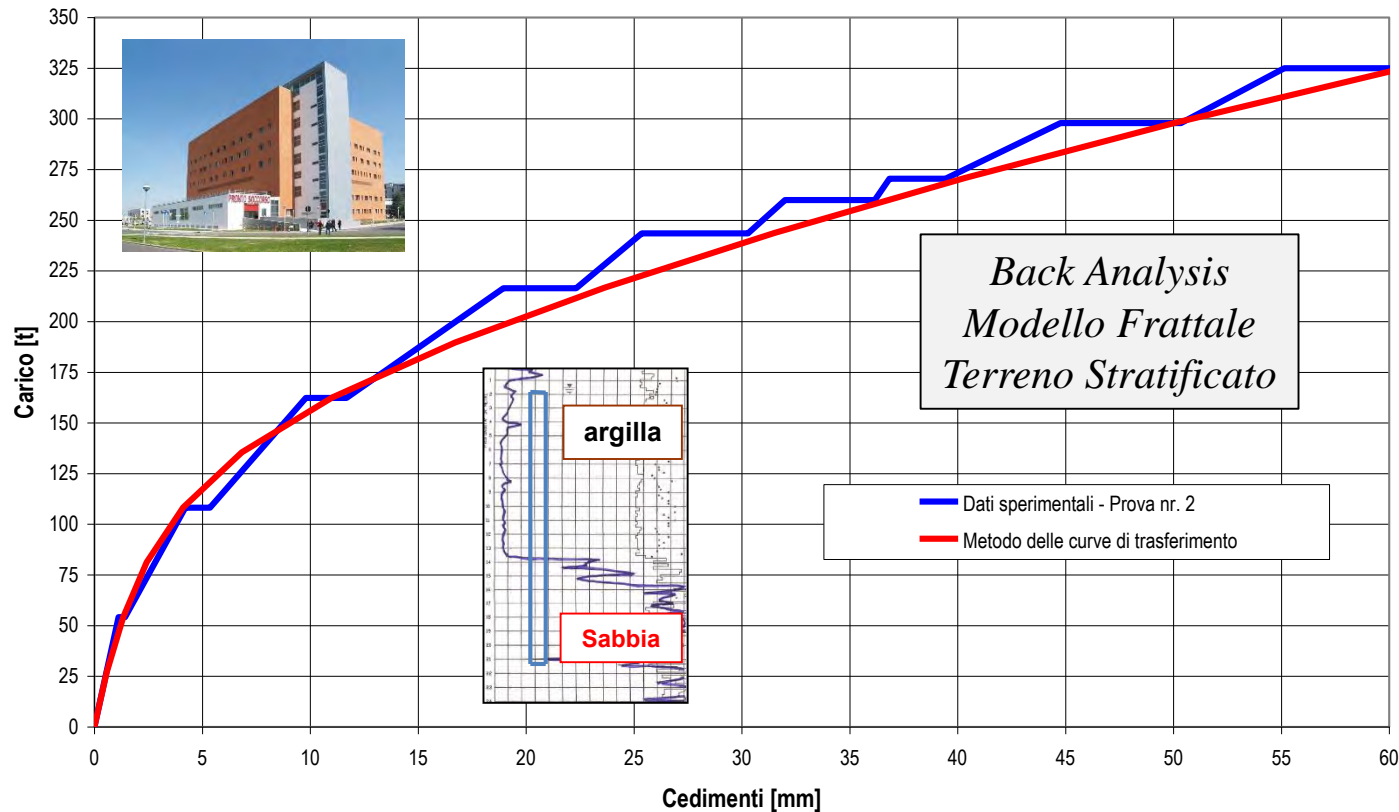
$$Q_{oi} = R_{so,i} \cdot \frac{\sinh \alpha_i}{\alpha_i} + R_{bi} \cdot \cosh \alpha_i$$

Lo spostamento $[w_{bi}]$ e lo sforzo assiale R_{bi} alla base del concio superiore **[i]** coincidono con lo spostamento $w_{o,i-1}$ ed allo sforzo assiale $Q_{o,i-1}$ della sezione di sommità del concio inferiore **[i-1]**

$$w_{bi} = w_{o,i-1}$$

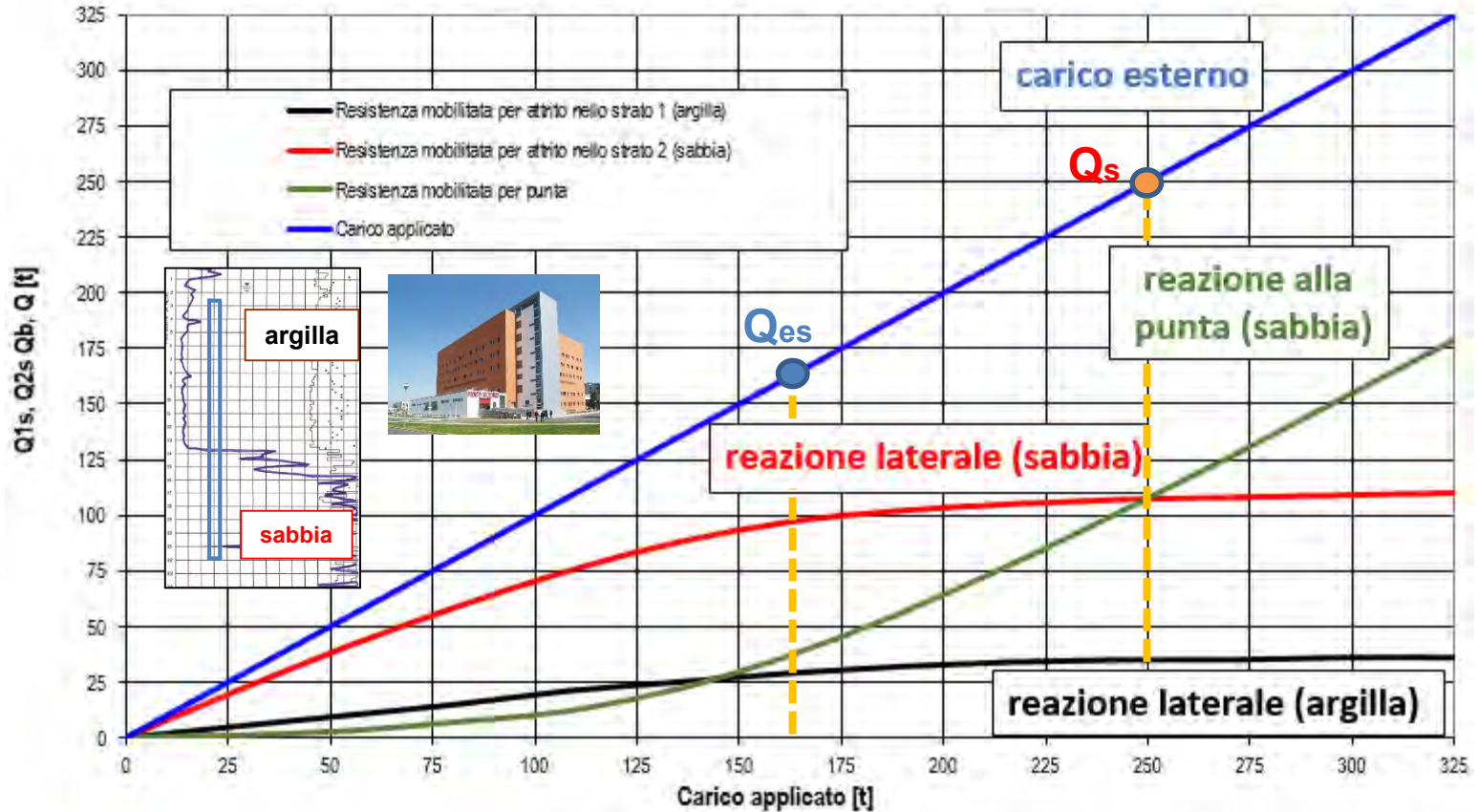
$$R_{bi} = Q_{o,i-1}$$

DEA - PROVA DI CARICO PALI TRELICON - BACK ANALYSIS- CONFRONTO TRA DATI SPERIMENTALI E METODO DELLE CURVE DI TRASFERIMENTO



Back Analysis – Confronto involuppo misure e modello non lineare

DEA - PROVA DI COLLAUDO PALI TRELICON RIPARTIZIONE DEL CARICO TRA I VARI MECCANISMI RESISTENTI

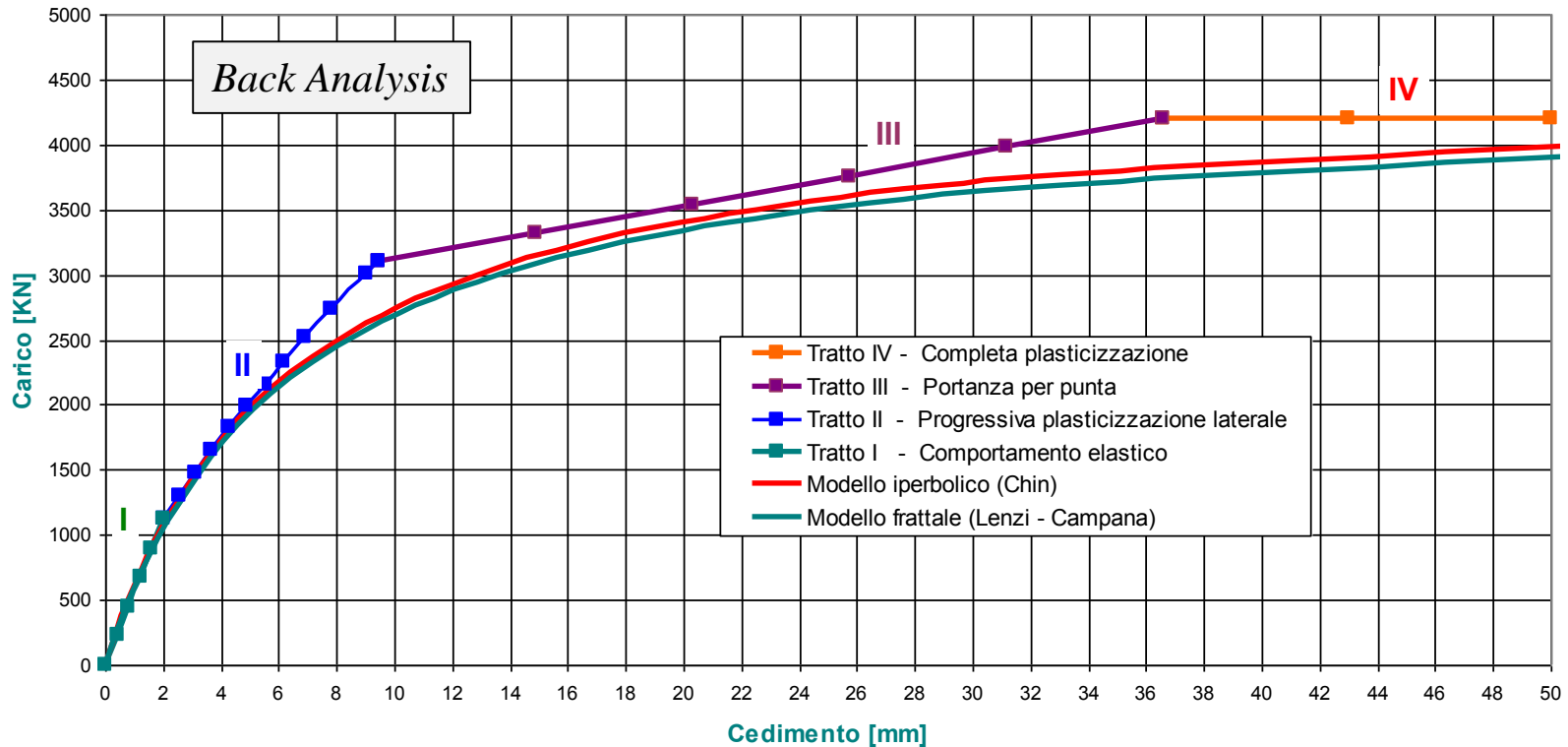


Prova di carico **Palo Trelicon**: Ripartizione del carico

Confronto
Modello Frattale
Modello Iperbolico

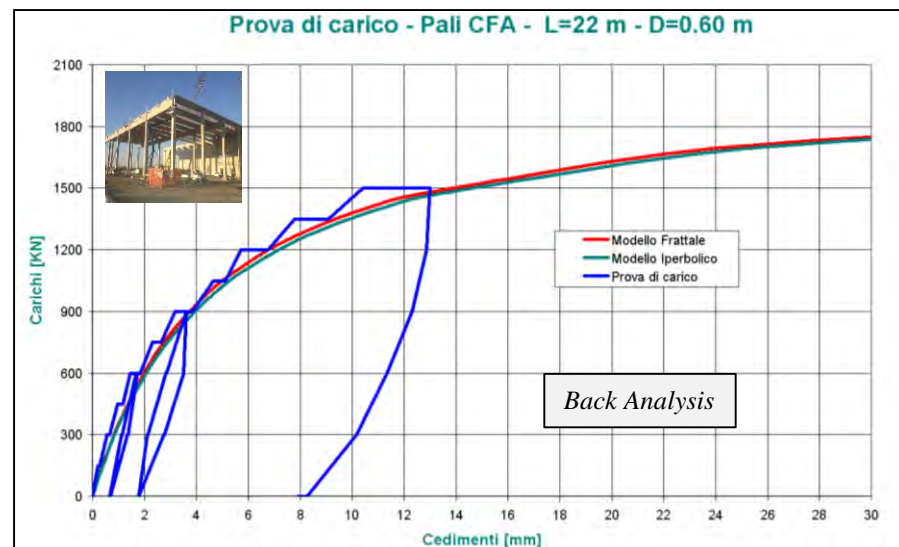
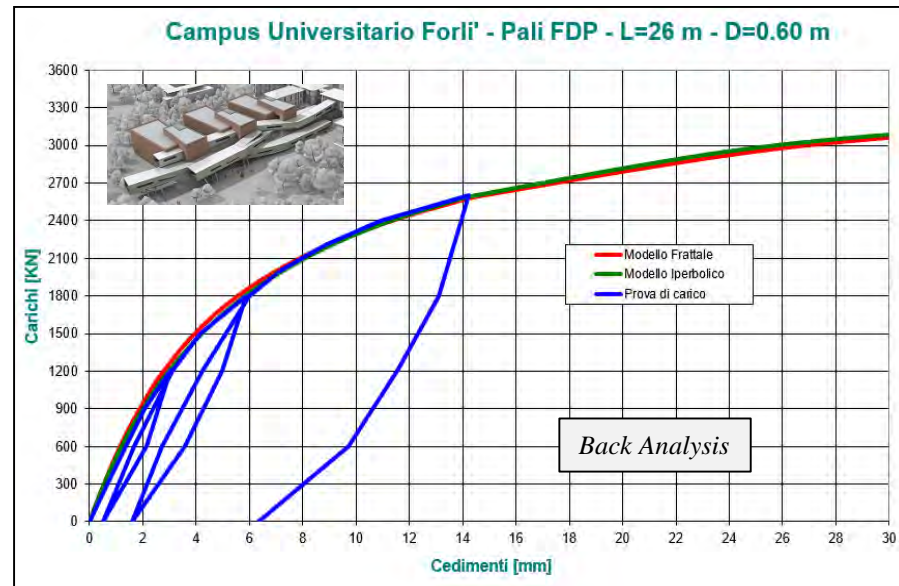
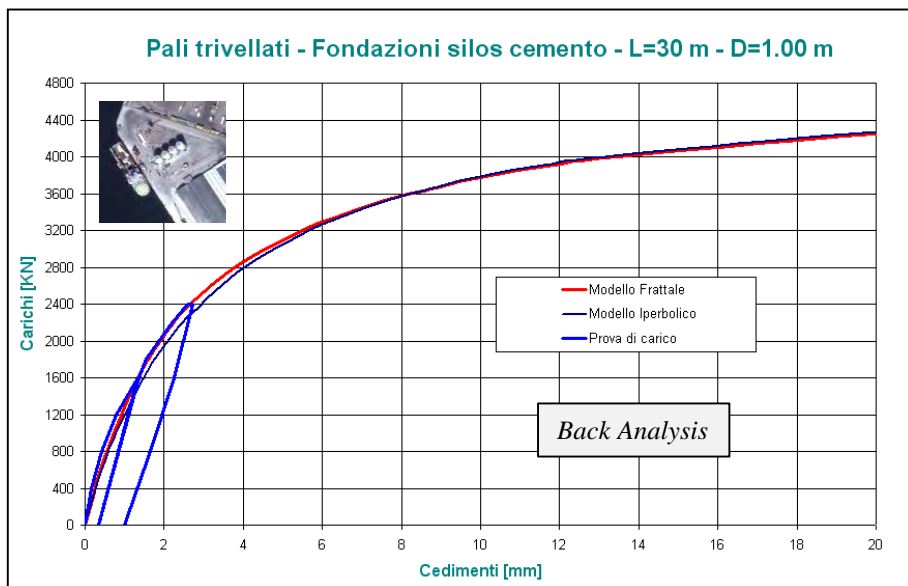
Confronto tra modello elasto-plastico, iperbolico e frattale

Diagramma Carichi - Cedimenti

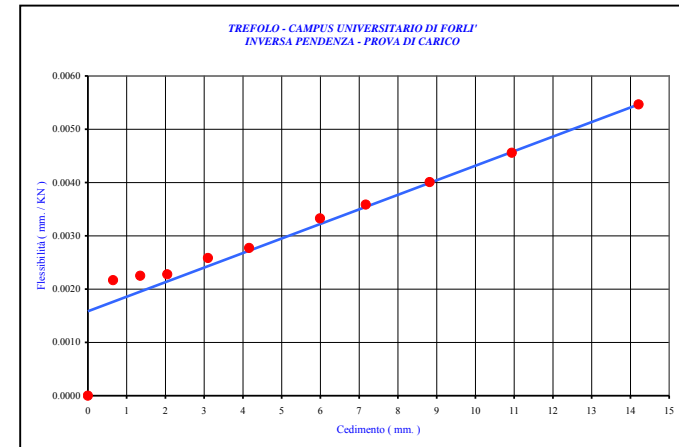
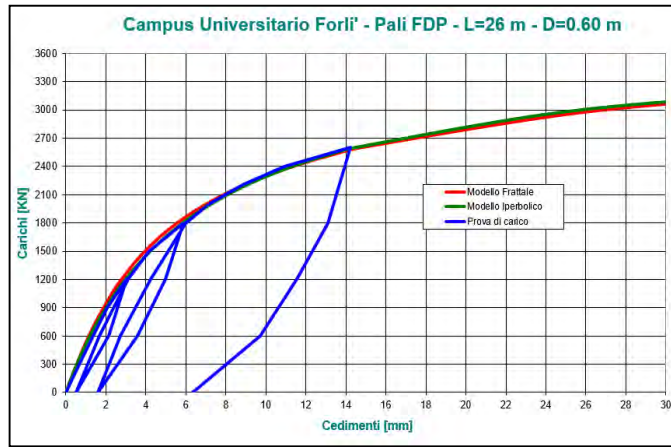


Fasi di plasticizzazione con **progressiva perdita di rigidità**

Back Analysis e confronto tra modello frattale e modello iperbolico



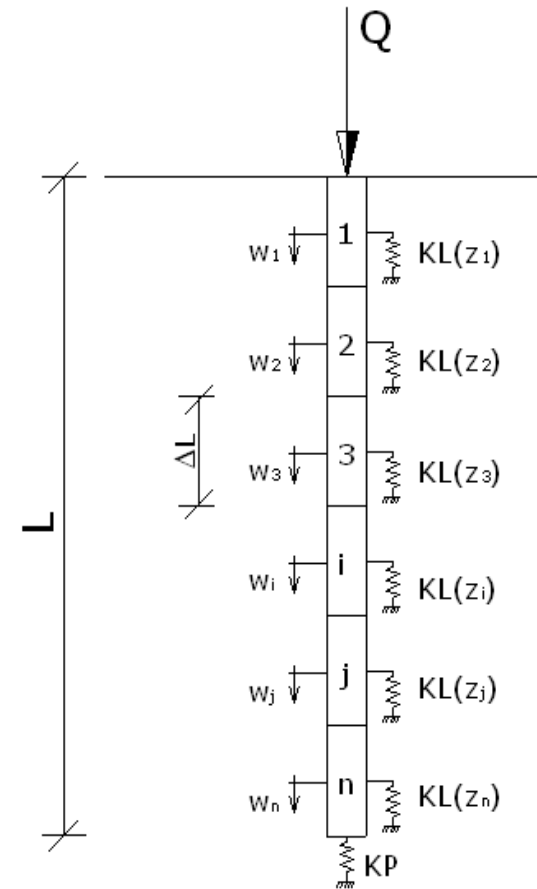
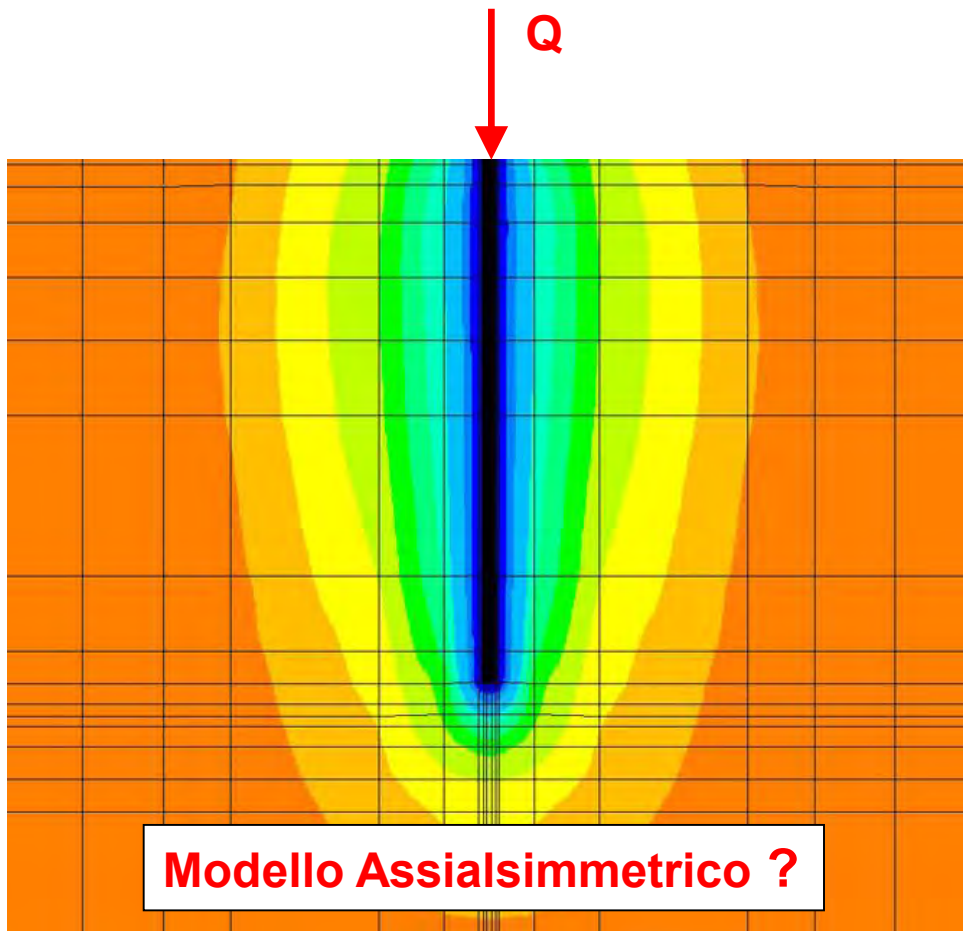
Confronto tra modello frattale e modello iperbolico



Il modello frattale ed il modello iperbolico costituiscono due modelli distinti a cui corrispondono curve diverse che presentano gli stessi asintoti (Q_{lim} , K_I). La sovrapposizione di due curve di trasferimento iperboliche (attrito laterale e reazione di base) non produce come risultante una funzione iperbolica. Le differenze risultano minime per quei valori dei parametri di interfaccia (τ_{lim} , w_{crs} , q_b , w_{crb}) che riproducono i valori registrati nelle prove di carico (back - analysis). I due modelli si validano reciprocamente individuando un ristretto range di valori dei parametri d'interfaccia effettivi. **Il modello frattale è stato validato mediante il confronto con modelli numerici (EF,LT).**

Modelli Numerici
Soluzioni Iterative

METODI NUMERICI - MODELLI AGLI ELEMENTI FINITI



E.F. Shell ? - Modelli Geotecnici Non Lineari ?

E.F. Beam + Spring. (N.L.)

MODELLI NUMERICI E.F.

Metodo delle curve di trasferimento del carico

Suddivisione del palo in n elementi finiti di rigidezza assiale $EA/\Delta L$ ($\Delta L=L/n$)

Inserimento nei nodi di molle aventi rigidezza

$$K_L(i) = (\pi D \Delta L) K_L(i) [1 - \tau(i) / \tau_{LIM}(i)]$$

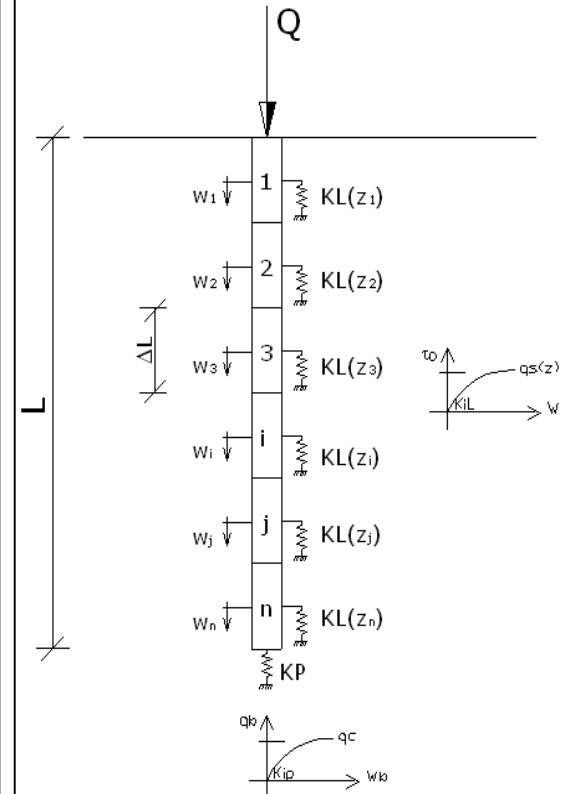
Inserimento alla base di una molla di rigidezza

$$K_P(n+1) = A_{base} [1 - q_b / q_{b,LIM}]$$

Costruzione della matrice di rigidezza e risoluzione del sistema di $n+1$ equazioni

$$[K]\{w\} = \{Q\}$$

METODO DELLE CURVE DI TRASFERIMENTO



$$k(z) = \frac{1}{\frac{1}{K_{Lz}(z)} + \frac{w(z)}{q_s(z)}} \pi D \Delta L$$

Rigidezza laterale del concio elementare

$$p = \frac{1}{\frac{1}{K_{ip}} + \frac{w_b}{q_b}} A_p$$

Rigidezza del vincolo alla base del palo

Modello E.F. - Sistema di equazioni risolutive

$$\begin{bmatrix} 1 + \rho_1 / 2 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 2 + \rho_2 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 2 + \rho_i & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 2 + \rho_{n-1} & -1 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 1 + \rho_n / 2 + \rho_b \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} w_1 \\ w_2 \\ w_i \\ w_{n-1} \\ w_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{Q \cdot \Delta L}{EA} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Il sistema di equazioni va risolto, per ogni livello di carico imposto, per via iterativa aggiornando sino a convergenza il valore della rigidezza iperbolica del terreno in funzione del cedimento esibito dal terreno all'interfaccia con il palo

$$\rho_i = \frac{k_L(i) \cdot \pi \cdot D}{EA / \Delta L}$$

$$\rho_b = \frac{k_p \cdot A_b}{EA / \Delta L}$$

MET DI

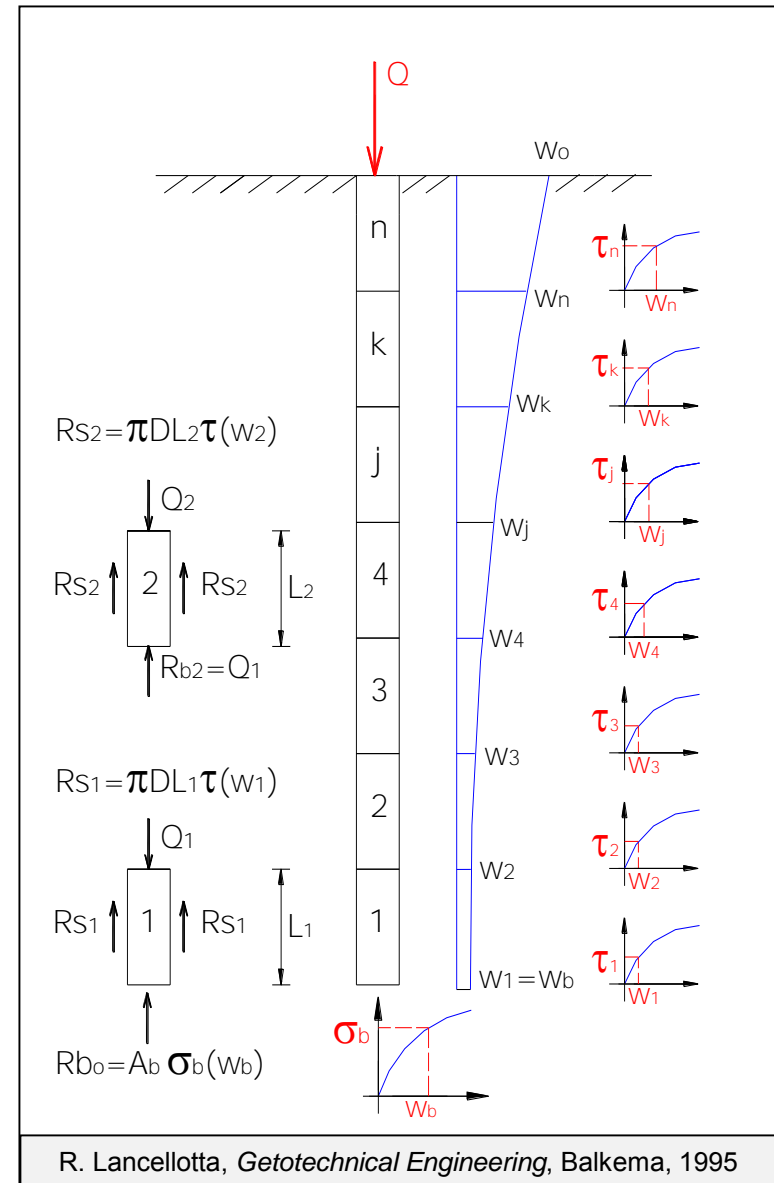
Si suddivide
di lunghezza

Si assegnan
le curve di tr

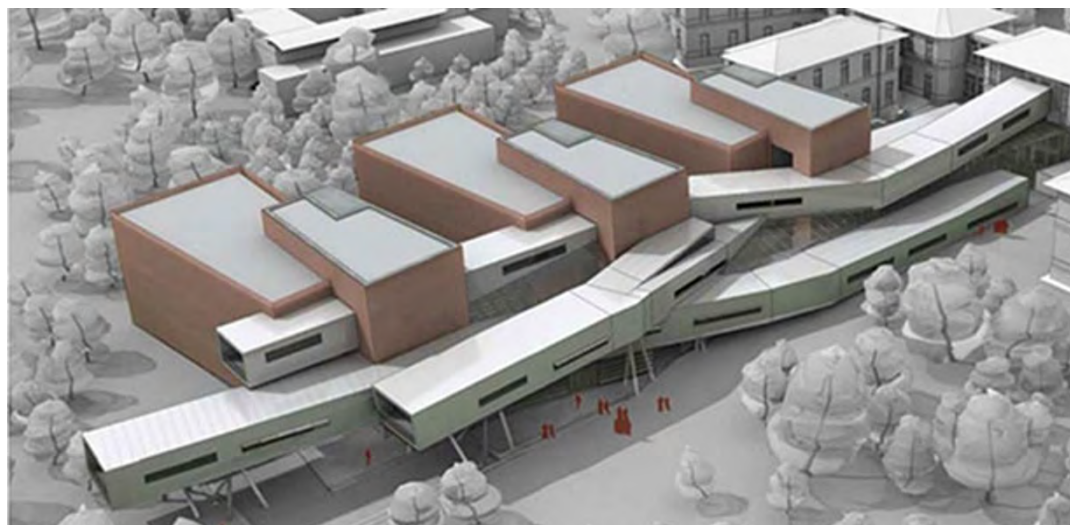
Si seleziona
calcola la rea
mobilitata ne

Si calcola lo
 $Q_1 = R_{bo} + R_{s1}$
 $W_{e1} = (R_b + R_s)$
sommità del

Si ripete la p
assumendo
alla base i v
normale alla



**ESEMPIO
APPLICATIVO
(Back Analysis)**



**FONDAZIONI SU PALI - TREFOLO
CAMPUS UNIVERSITARIO FORLI'**

Caratteristiche palo / terreno

Tipologia:

Palo ad elica continua (CFA)
senza asportazione del terreno

Diametro

$D = 0.60 \text{ m}$

Lunghezza

$L = 26 \text{ m}$

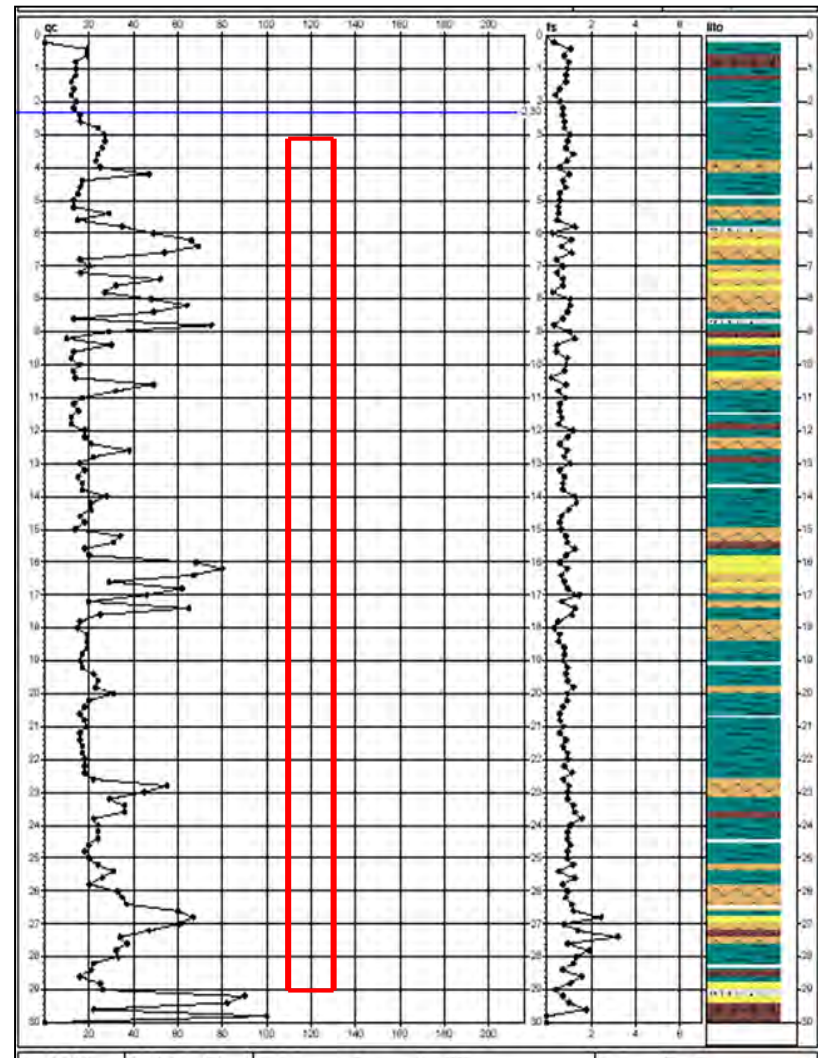
Portata laterale

$\tau_{sm} = 50 \text{ KPa}$
 $Q_s = 2450 \text{ KN}$

Portata base

$q_b = 4500 \text{ KPa}$ (CFA-FDP)
 $Q_b = 1275 \text{ KN}$

Diagramma prova penetrometrica



Parametri di interazione

Carico limite laterale/punta

$$Q_s = 2450 \text{ KN}$$

$$Q_b = 1275 \text{ KN}$$

Rigidezza elastica laterale

$$c_s = 0.0035 \text{ (0.35\%)} \quad [G/\tau \cong 600]$$

$$w_{crs} = c_s \cdot D = \underline{210} \text{ mm}$$

$$K_s = Q_s / w_{crs} = 1167 \text{ KN/mm}$$

Rigidezza elastica alla base

$$c_b = 0.025 \text{ (2.5\%)} \quad [E_b/q_b \cong 25]$$

$$w_{crb} = c_b \cdot D = \underline{15} \text{ mm}$$

$$K_b = Q_b / w_{crb} = 84.9 \text{ KN/mm}$$

Parametri di interaz. elastica

$$\delta = 1.890 \quad \rightarrow \quad r_s = 1.806$$

$$\beta = 0.260 \quad \rightarrow \quad r_b = 1.011$$

Parametri caratteristici

Carico limite

$$Q_{LIM} = Q_s + Q_b = 3725 \text{ KN}$$

Rigidezza iniziale

$$K_l = (EA/L) r_s r_b = 596.3 \text{ KN/mm}$$

$$\lambda = L/\delta = 13.76 \text{ m (lunghezza attiva)}$$

Cedimento critico

$$w_{cr} = Q_{LIM} / K_l = 6.25 \text{ mm}$$

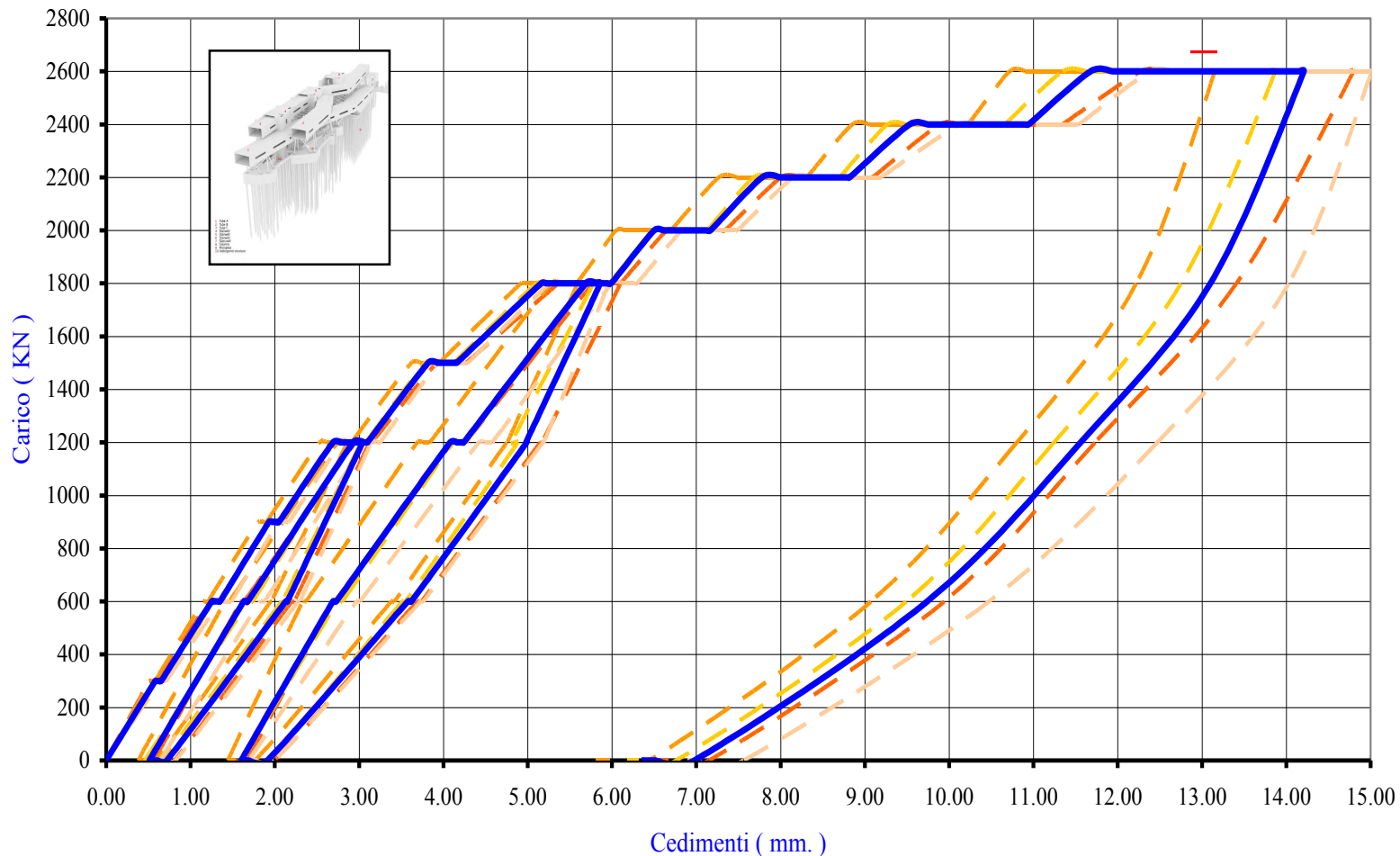
$$c_{cr} = w_{cr} / D = 0.01$$

Carico ultimo (AGI 84)

$$Q_{ult} = 8/9 \cdot Q_{LIM} = 3300 \text{ KN}$$

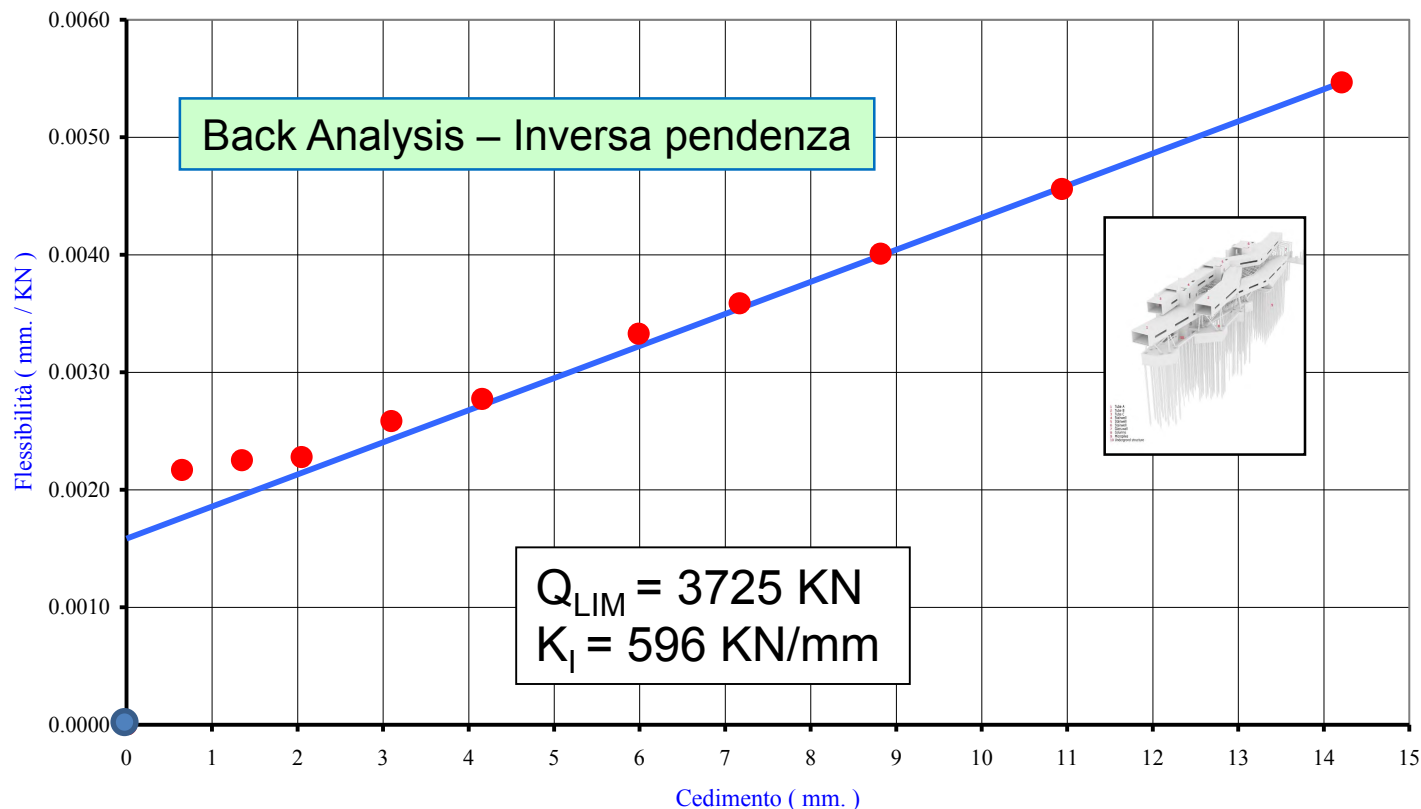
$$w_{ult} = 8 w_{cr} = 50 \text{ mm}$$

*TREFOLO - CAMPUS UNIVERSITARIO DI FORLI'
RISULTATI PROVA DI CARICO A ROTTURA*



W1 W2 W3 W4 Wm

TREFOLO - CAMPUS UNIVERSITARIO DI FORLÌ
 INVERSA PENDENZA - PROVA DI CARICO



Prova di carico **Palo CFA-FDP**: Flessibilità vs Cedimenti

CORRELAZIONE CARICHI – CEDIMENTI

$$w = \frac{Q}{K_I \cdot (1 - Q/Q_{LIM})}$$

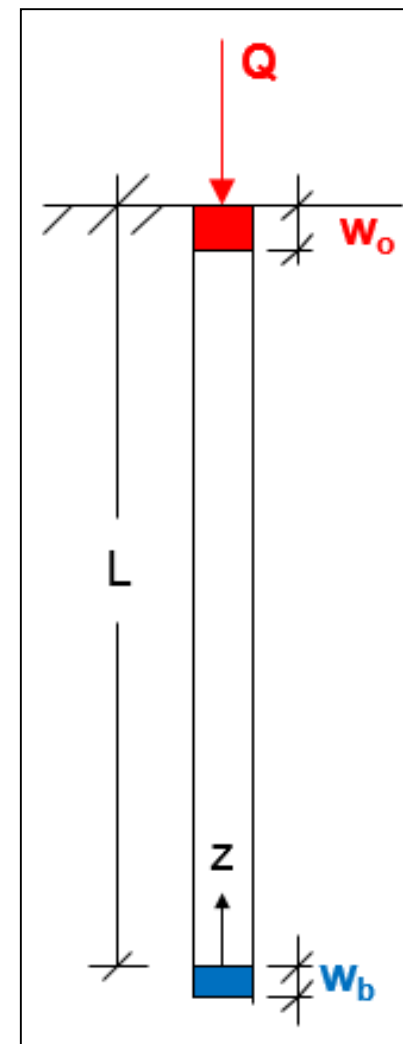
$$Q_{LIM} = 3725 \text{ KN}$$

$$K_I = 596.3 \text{ KN/mm}$$

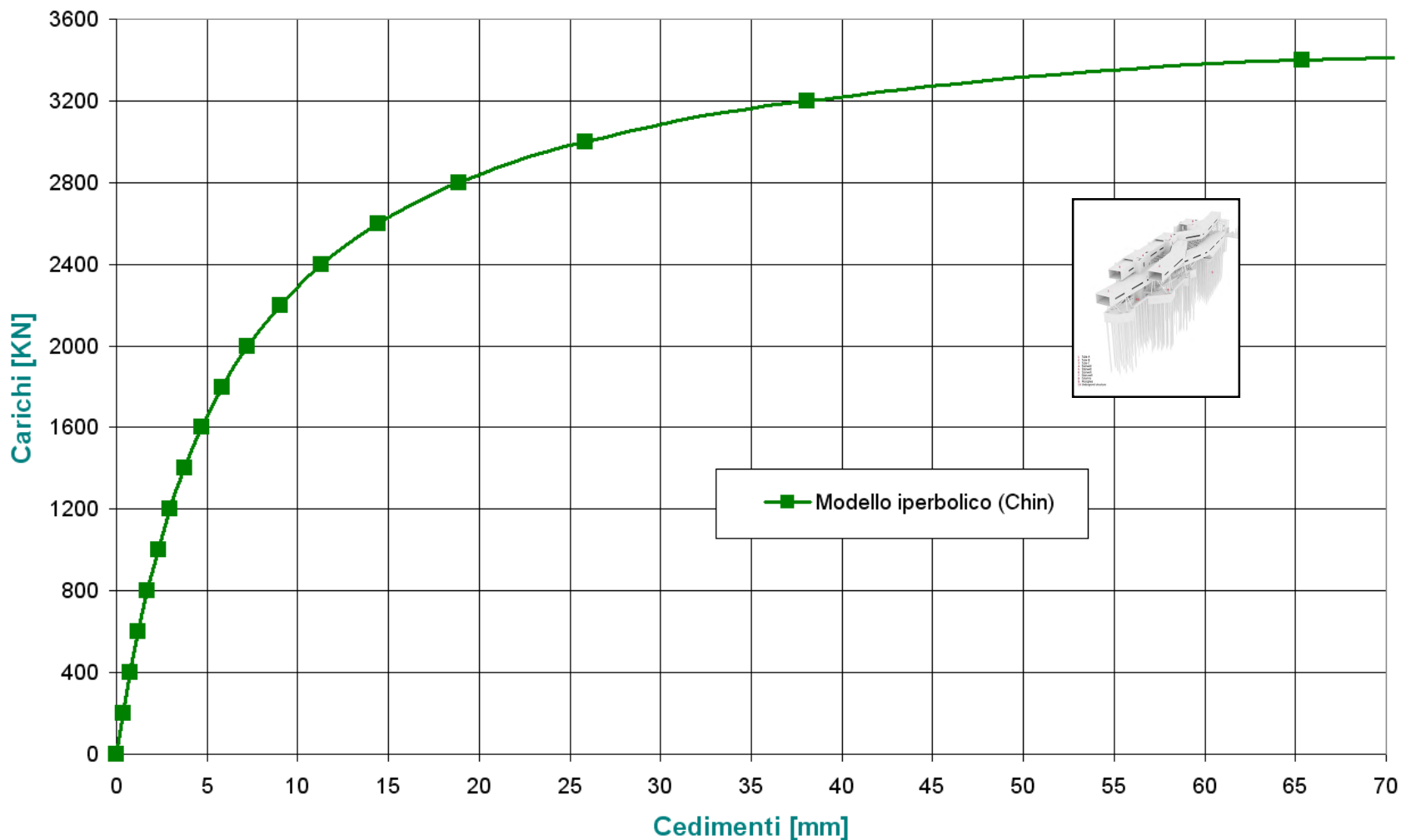
$$w_{CR} = 6.25 \text{ mm}$$

$$c_{cr} = 1.00 \%$$

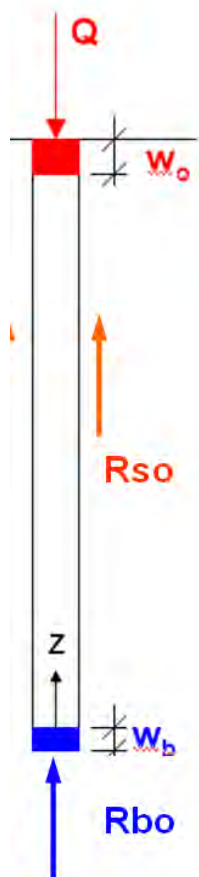
METODO	CHIN
Q_{LIM} [KN]	3725
K_I [KN/mm]	596,3
Q	w_0
[KN]	[mm]
0	0,00
200	0,35
400	0,75
600	1,20
800	1,71
1000	2,29
1200	2,97
1400	3,76
1600	4,70
1800	5,84
2000	7,24
2200	9,01
2400	11,32
2600	14,44
2800	18,91
3000	25,85
3200	38,08
3400	65,35
3600	179,91



Trefolo - Pali CFA - Curva Carichi Cedimenti - Modello di Chin



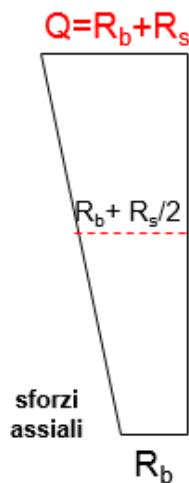
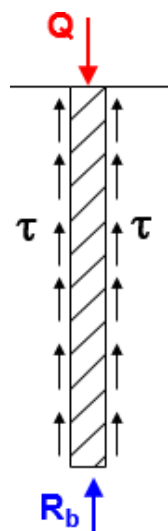
CORRELAZIONE CARICHI – CEDIMENTI



$$w_o = w_b + w_e$$

$$Q = R_{so} + R_{bo}$$

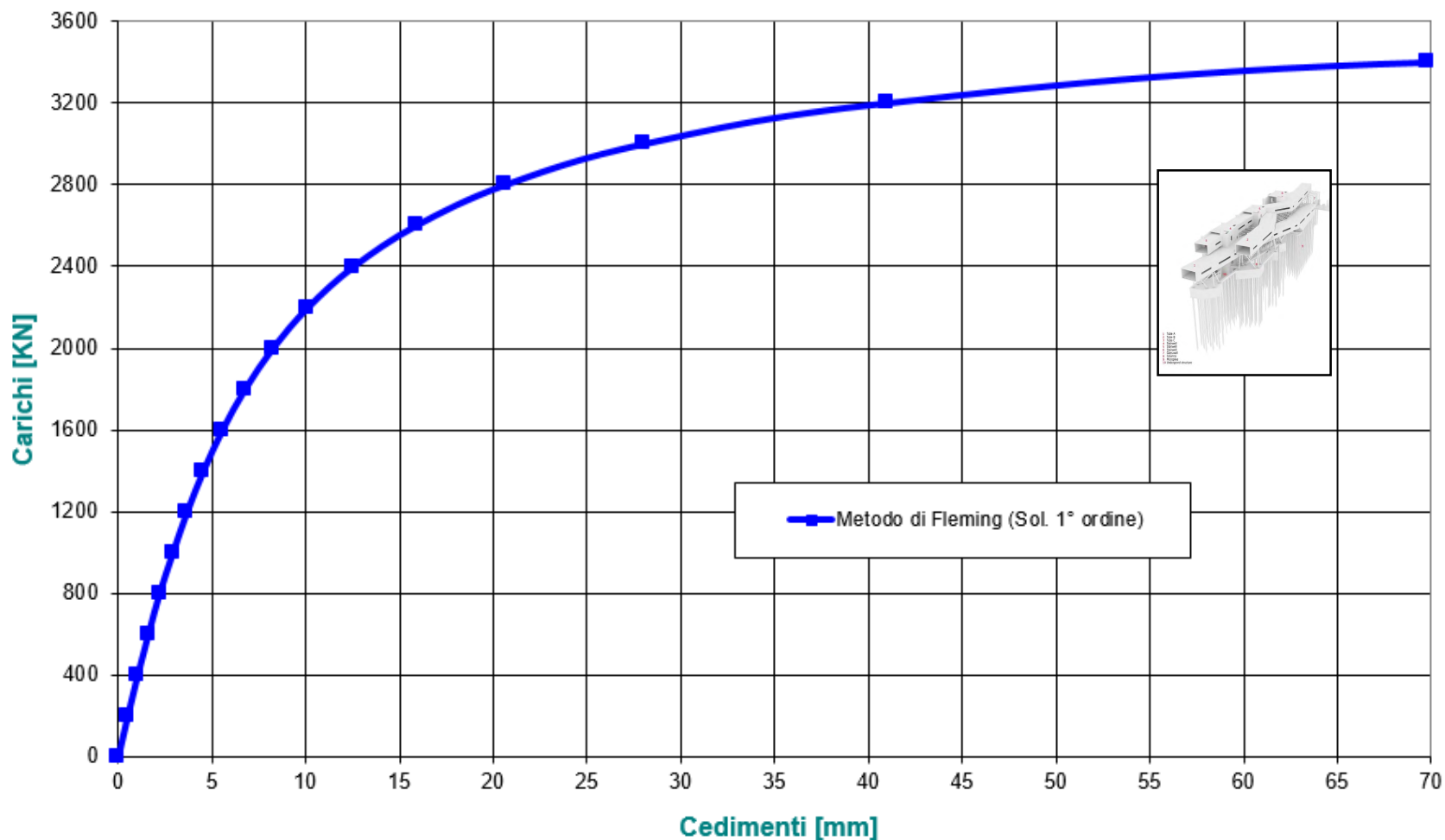
$$w_e = [R_{so} / 2 + R_{bo}] \cdot \frac{L}{EA}$$



Pali di Fondazione - Analisi non lineare Metodo Fleming - Soluzione di 1°ordine

Q	w _o	w _e	w _b	R _{bo}	R _{so}
[KN]	[mm]	[mm]	[mm]	[KN]	[KN]
0	0,00	0,00	0,00	0	0
200	0,50	0,33	0,17	14	186
400	1,03	0,66	0,37	31	369
600	1,60	0,99	0,61	50	550
800	2,22	1,33	0,89	71	729
1000	2,91	1,68	1,23	96	904
1200	3,67	2,03	1,64	126	1074
1400	4,54	2,39	2,15	160	1240
1600	5,55	2,76	2,80	200	1400
1800	6,76	3,14	3,63	248	1552
2000	8,24	3,53	4,72	305	1695
2200	10,11	3,94	6,18	371	1829
2400	12,55	4,36	8,19	450	1950
2600	15,87	4,81	11,1	541	2059
2800	20,63	5,27	15,4	644	2156
3000	28,02	5,76	22,3	761	2239
3200	40,98	6,26	34,7	889	2311
3400	69,78	6,78	63,0	1029	2371
3600	190,85	7,32	183,5	1177	2423

Trefolo - Pali CFA - Curva Carichi vs Cedimenti - Metodo di Fleming



CORRELAZIONE CARICHI – CEDIMENTI

$$w_o = w_b + w_e$$

$$w_e = \left[R_{so} \cdot \frac{\cosh \alpha - 1}{\alpha^2} + R_{bo} \cdot \frac{\sinh \alpha}{\alpha} \right] \cdot \frac{L}{EA}$$

$$Q = R_{so} \cdot \frac{\sinh \alpha}{\alpha} + R_{bo} \cdot \cosh \alpha$$

$$Q_{LIM} = 3725 \text{ KN}$$

$$K_I = 596.3 \text{ KN/mm}$$

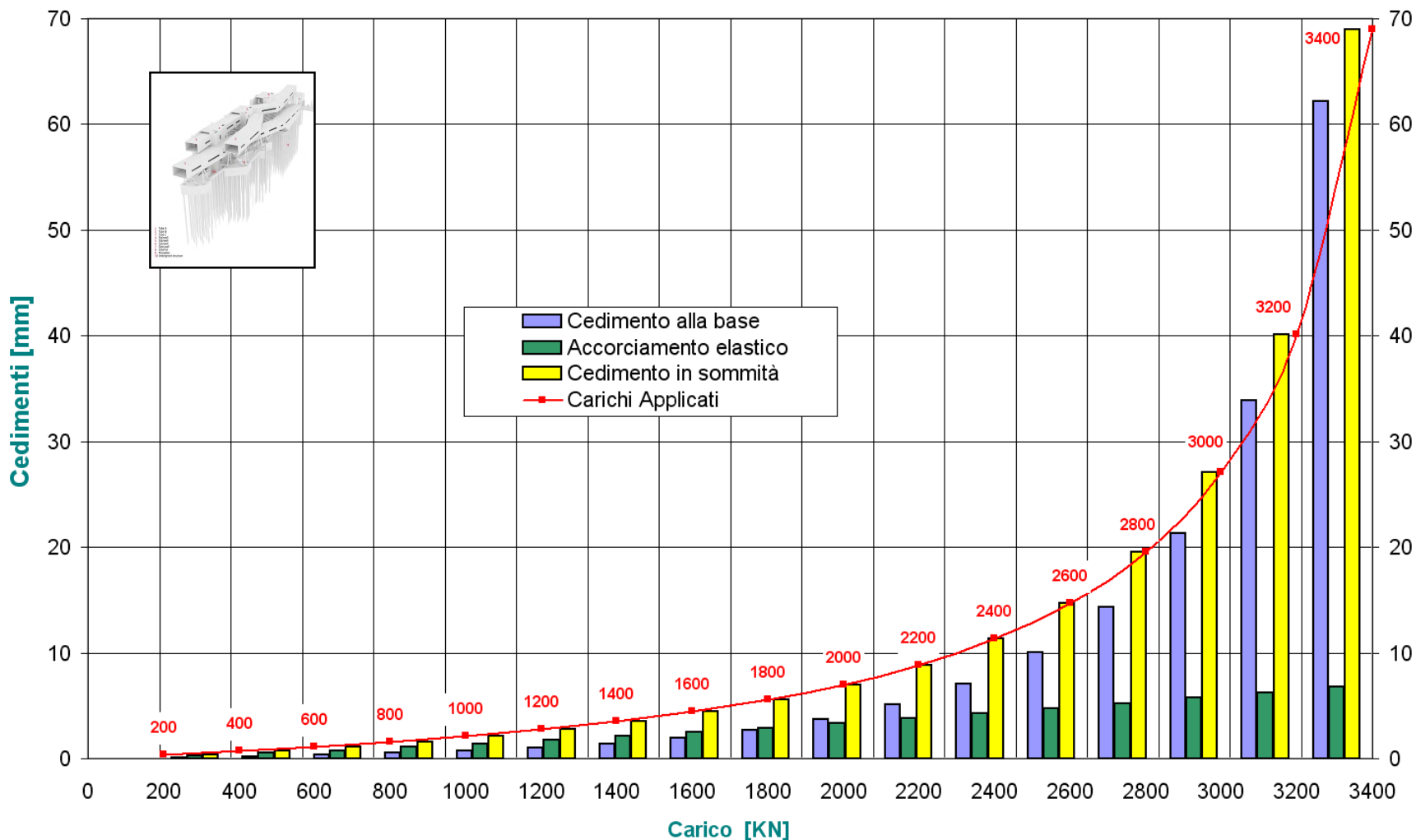
$$w_{CR} = 6.25 \text{ mm}$$

Modello Non Lineare Soluzione Frattale

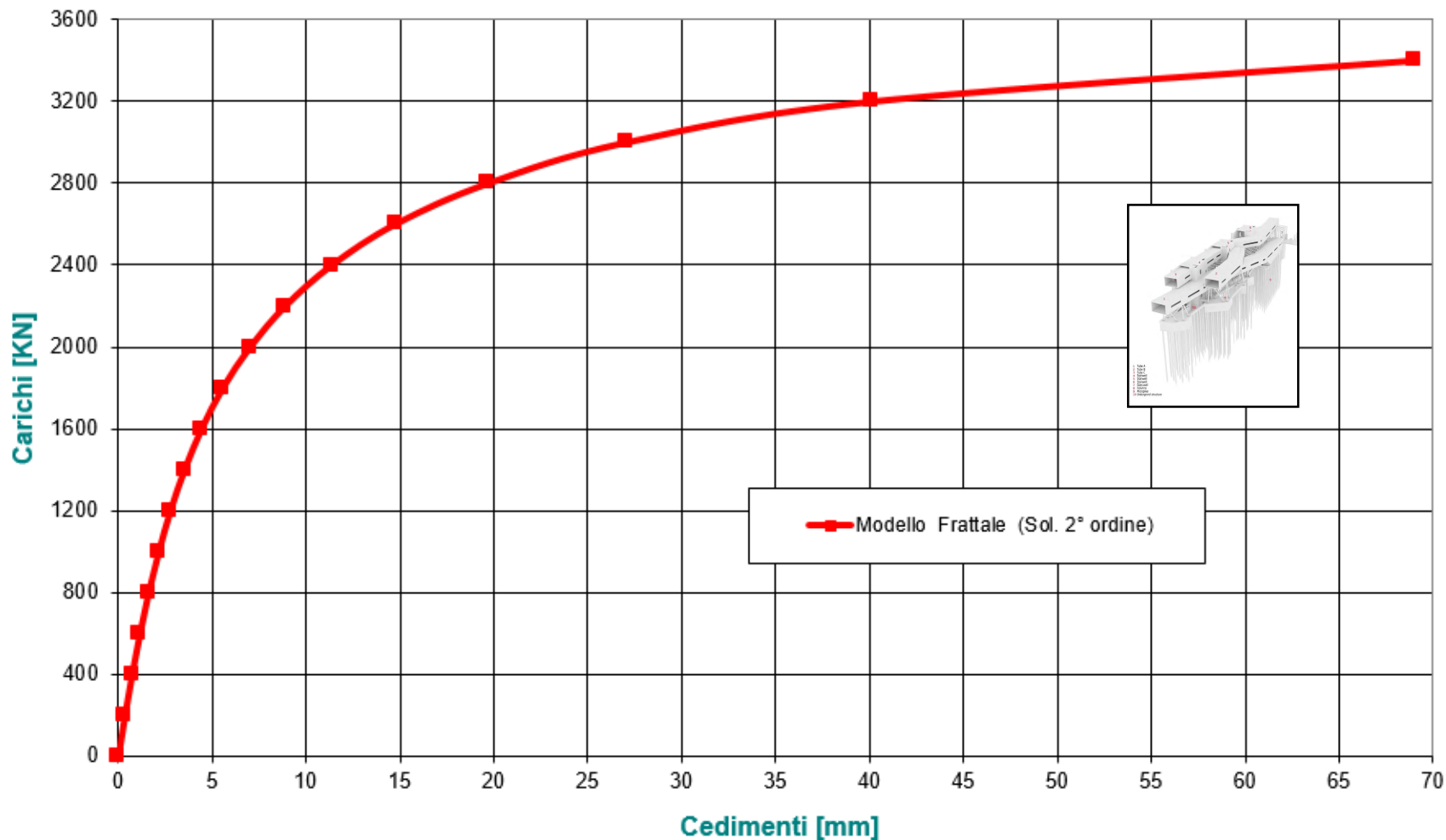
Modello Frattale (Lenzi – Campana)

w_b m	ω_s [°]	α [°]	R_{so} KN	R_{bo} KN	w_e m	w_o [mm]	Q [KN]
0,00000	1,000	1,890	0	0	0,0000	0,00	0
0,00010	0,957	1,808	106	8	0,0003	0,35	200
0,00021	0,909	1,719	223	18	0,0005	0,73	400
0,00035	0,857	1,621	349	29	0,0008	1,15	600
0,00052	0,801	1,513	489	43	0,0011	1,61	800
0,00074	0,738	1,395	642	60	0,0014	2,15	1000
0,00103	0,670	1,267	808	82	0,0017	2,77	1200
0,00142	0,596	1,128	989	110	0,0021	3,52	1400
0,00195	0,519	0,981	1179	146	0,0025	4,43	1600
0,00268	0,440	0,831	1373	193	0,0029	5,56	1800
0,00369	0,363	0,685	1562	251	0,0033	7,01	2000
0,00511	0,291	0,550	1737	324	0,0038	8,88	2200
0,00712	0,228	0,430	1892	410	0,0042	11,36	2400
0,01002	0,173	0,327	2026	510	0,0047	14,74	2600
0,01437	0,128	0,241	2138	623	0,0052	19,59	2800
0,02133	0,090	0,169	2231	748	0,0057	27,06	3000
0,03386	0,058	0,110	2307	883	0,0062	40,11	3200
0,06222	0,033	0,062	2370	1026	0,0068	68,99	3400

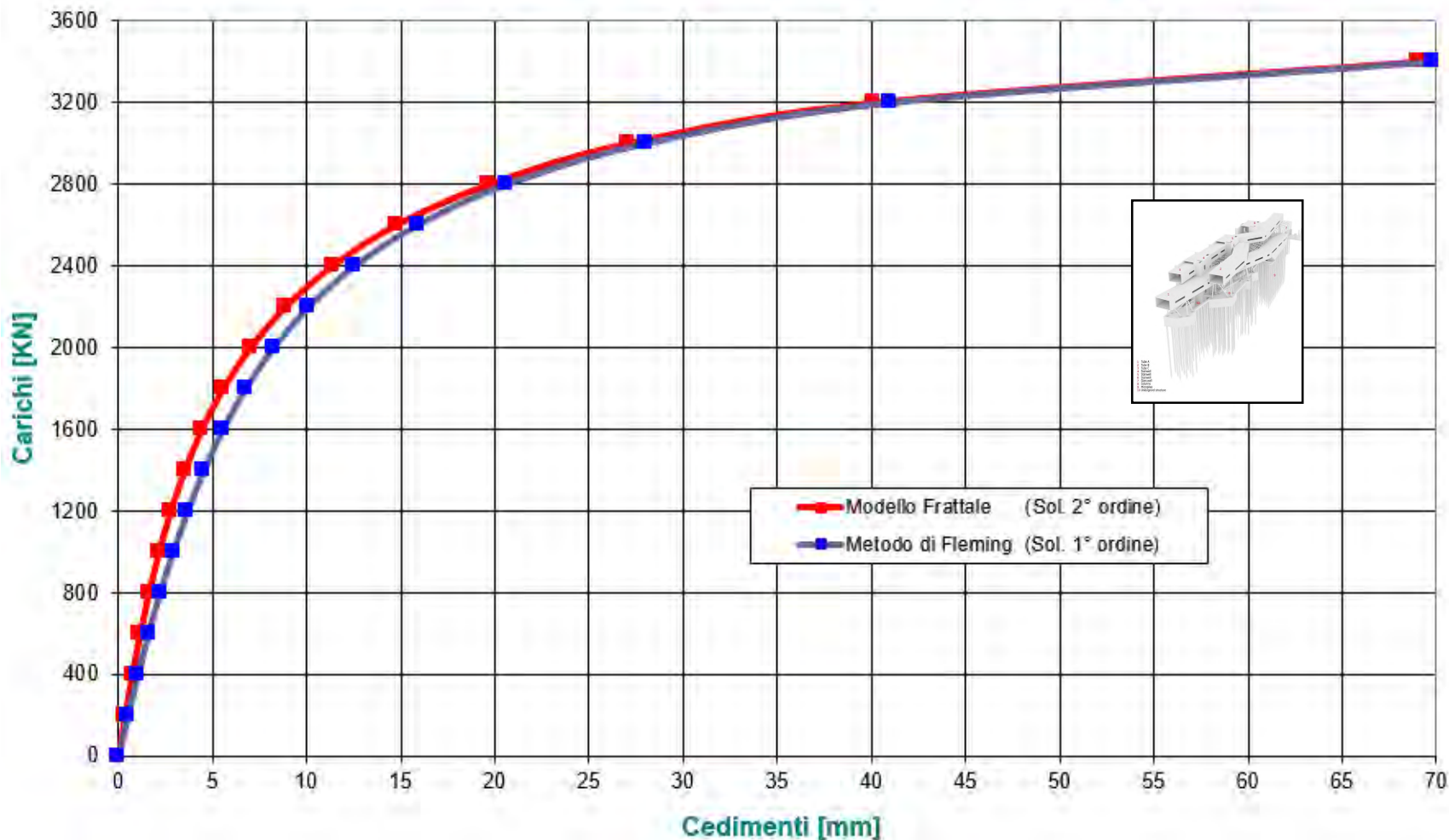
Modello Frattale - Istogramma della Composizione dei Cedimenti



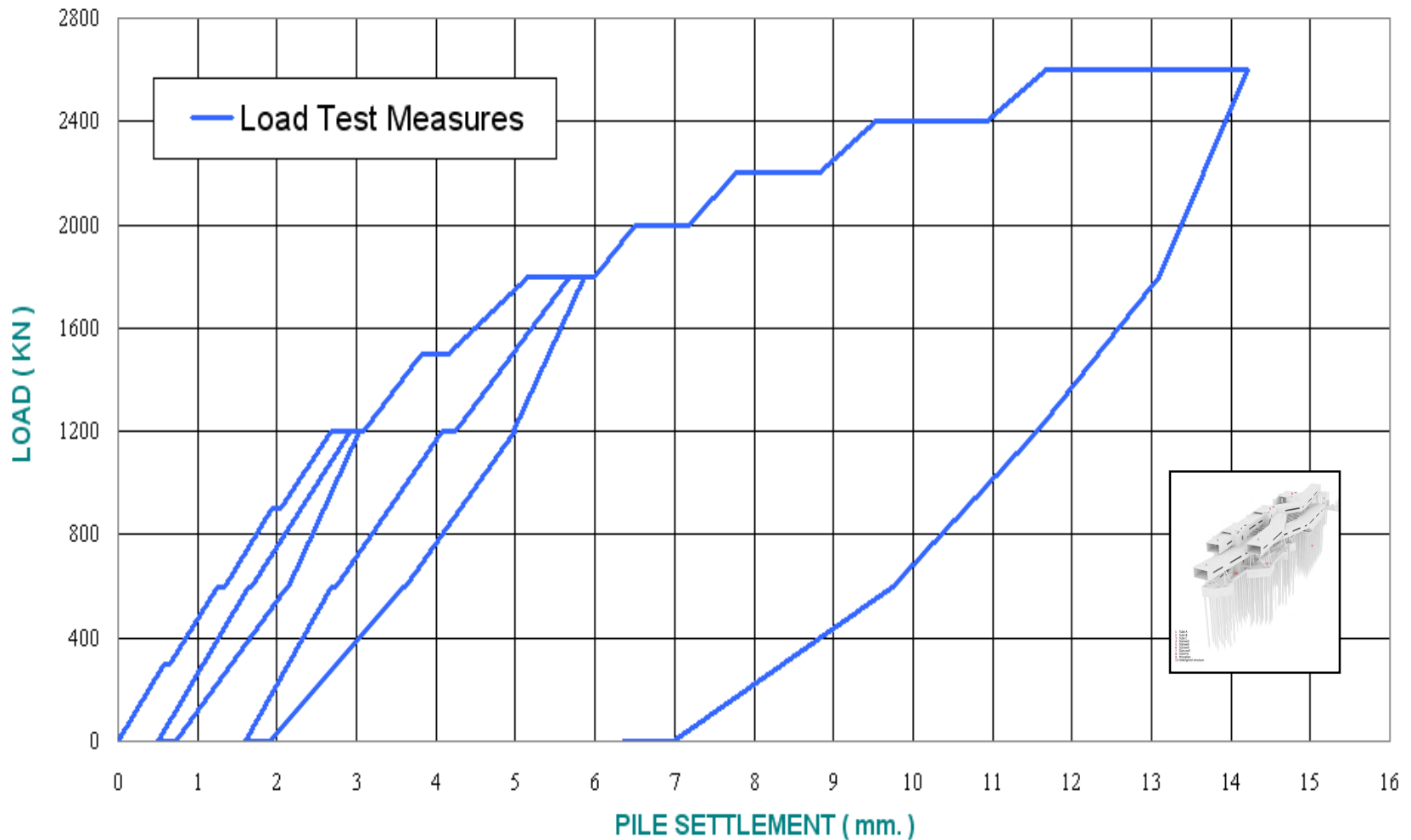
Trefolo - Pali CFA - Curva Carichi vs Cedimenti - Modello di Frattale



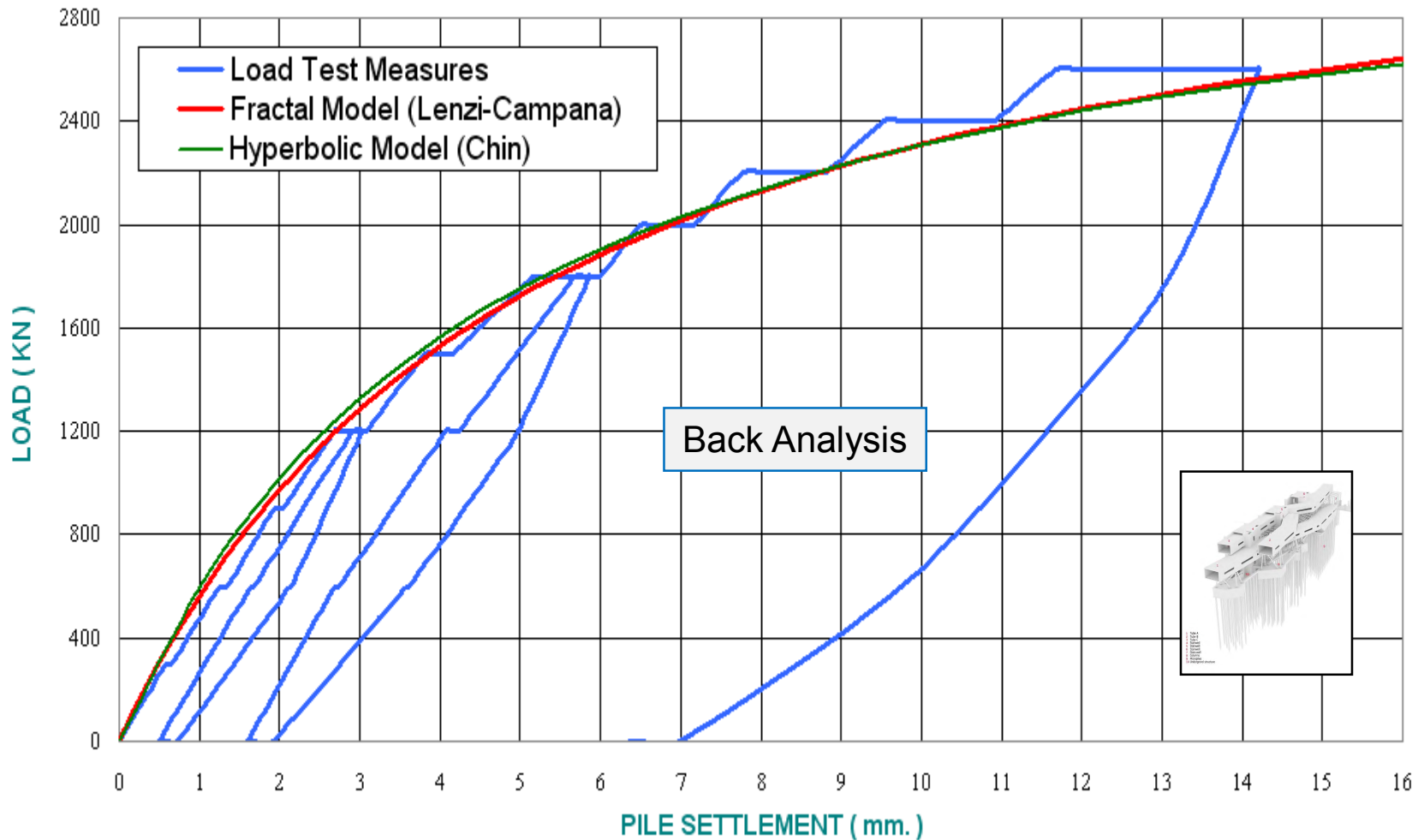
Confronto tra Modello Frattale (sol. 2° ordine) e Metodo di Fleming (sol. 1° ordine)



"TREFOLO" - NEW CAMPUS OF THE UNIVERSITY OF FORLI' LOAD TEST MEASURE



Pali CFA – Trefolo Campus Forlì - Prova di Carico e Modello Frattale



Esempio Applicativo

**Ripartizione Carico
tra Attrito Laterale e
Reazione alla Punta**

Ripartizione del carico per attrito laterale e per punta

Cedimento
alla base

Si assegna il cedimento alla base w_b e si determina il carico Q che lo produce

w_b

Coeff. non
linearità

$$\alpha = \frac{w_{crs}}{w_{crs} + w_b} \cdot \delta$$

w_s

Carico
applicato

$$Q = Q_s \cdot \frac{w_b}{w_{crs} + w_b} \cdot \frac{\sinh \alpha}{\alpha} + Q_b \cdot \frac{w_b}{w_{crb} + w_b} \cdot \cosh \alpha$$

Q

Reazione
laterale e
alla base

Si determina la reazione alla base

$$R_b = w_b Q_b / (w_{crb} + w_b)$$

e la reazione per attrito laterale

$$R_s = Q - Q_b$$

R_s, R_b

Si incrementa il cedimento impresso alla base e si ripete l'analisi sino al carico max.

**Trefolo
Campus di Forlì'**

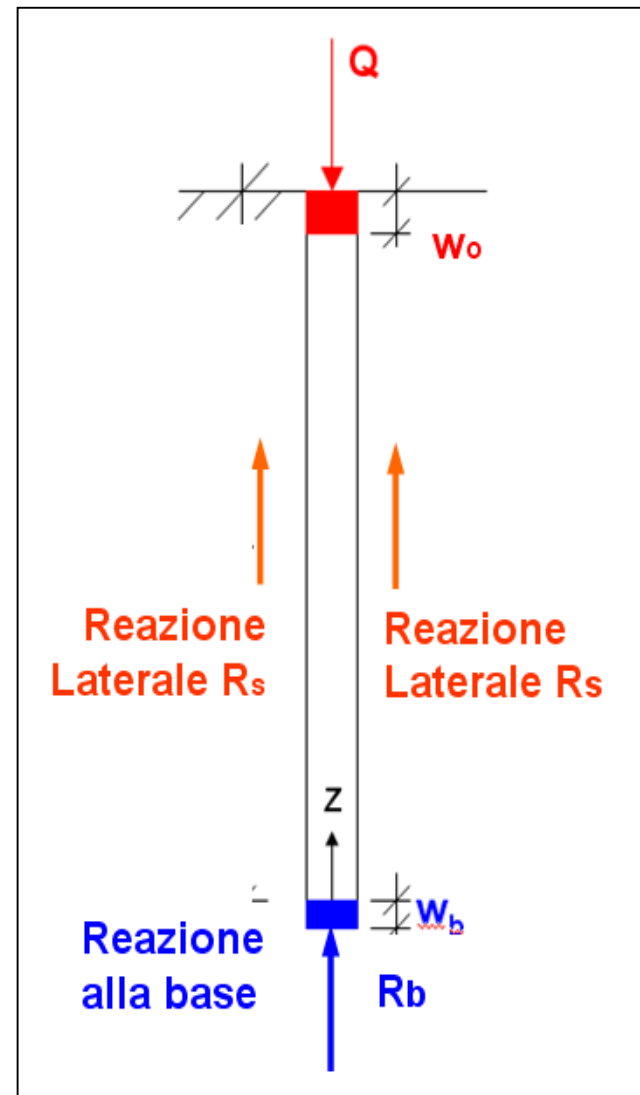
Pali CFA-FDP

L=26 m

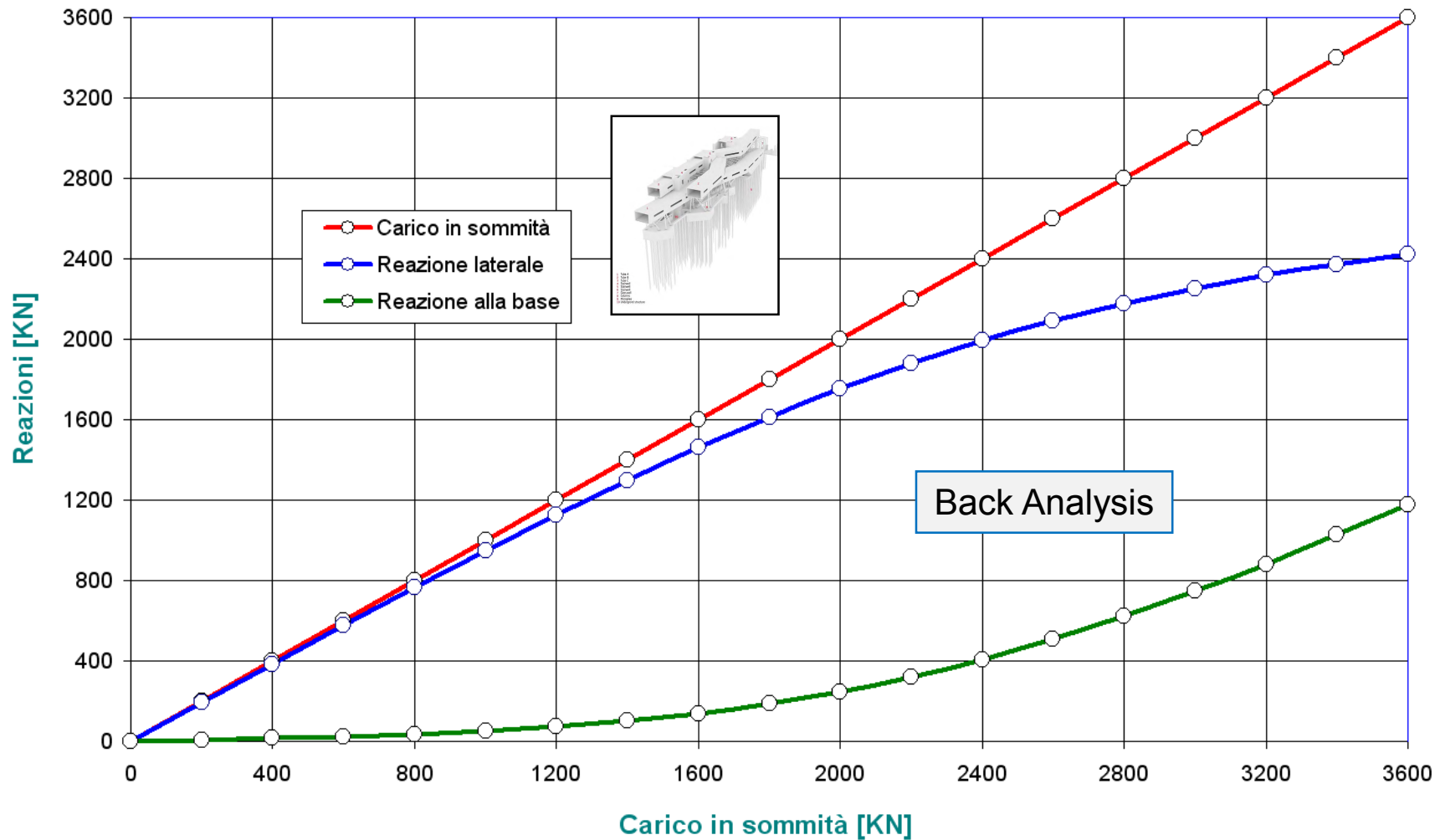
D=0.60 m



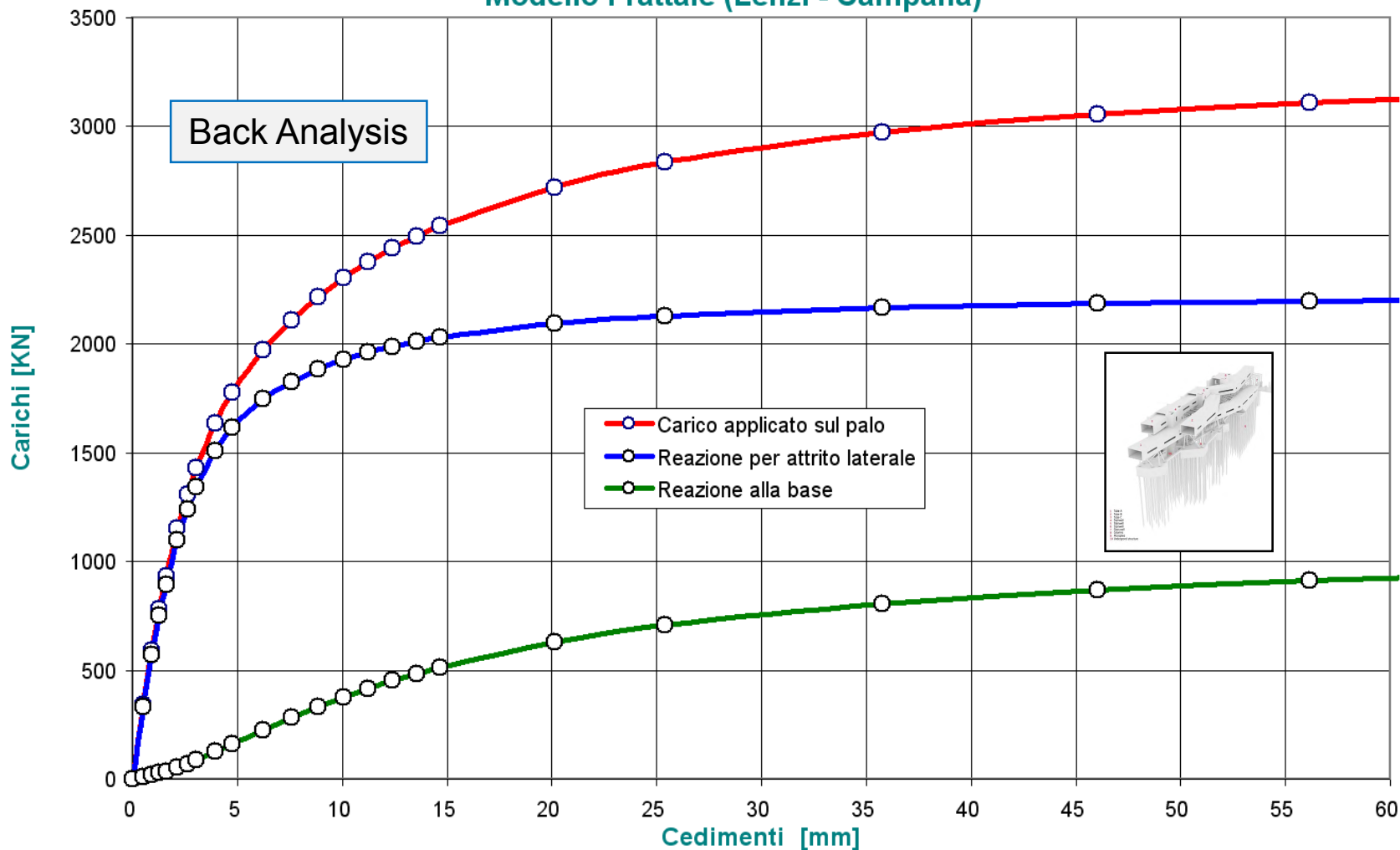
Q [KN]	R_s [KN]	R_b [KN]
0	0	0
200	193	7
400	385	15
600	577	23
800	765	35
1000	949	51
1200	1127	73
1400	1298	102
1600	1461	139
1800	1613	187
2000	1752	248
2200	1879	321
2400	1992	408
2600	2091	509
2800	2178	622
3000	2253	747
3200	2318	882
3400	2374	1026
3600	2423	1177



Trefolo - Pali CFA-FDP - Modello Frattale (Lenzi - Campana) Ripartizione del carico tra attrito laterale e reazione alla base

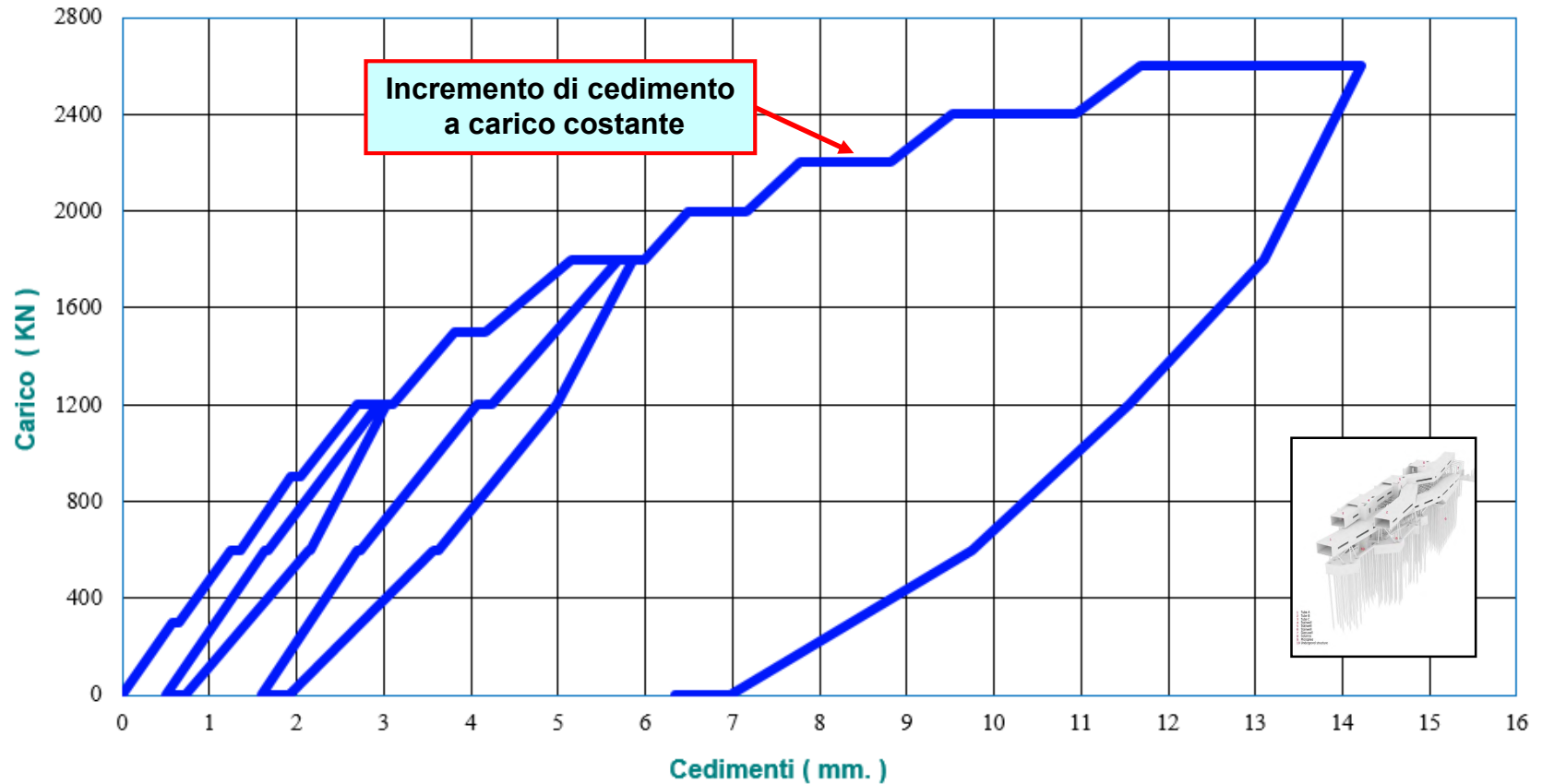


Pali FDP - Trefolo Campus Forlì - Ripartizione del Carico vs Cedimenti
Modello Frattale (Lenzi - Campana)



**Carico Limite
di Viscosità
(CREEP)**

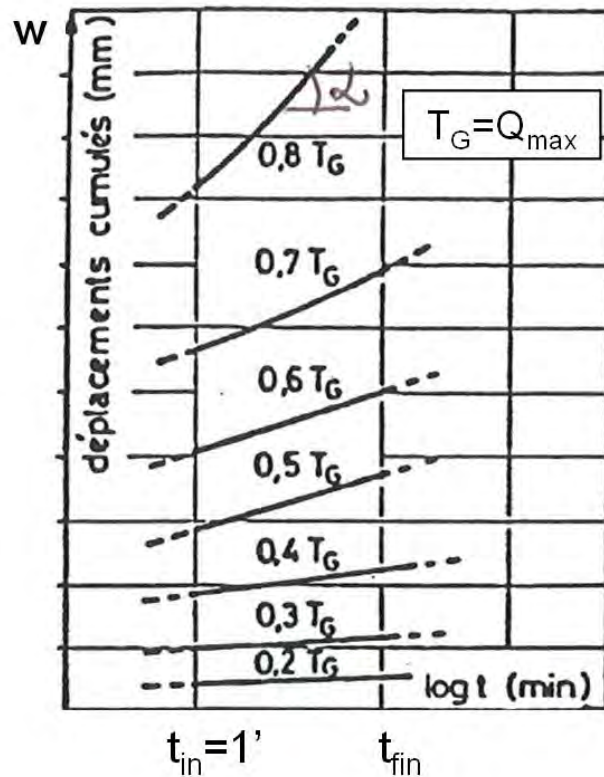
Prova di carico Pali FDP - Trefolo - Campus Universitario di Forlì



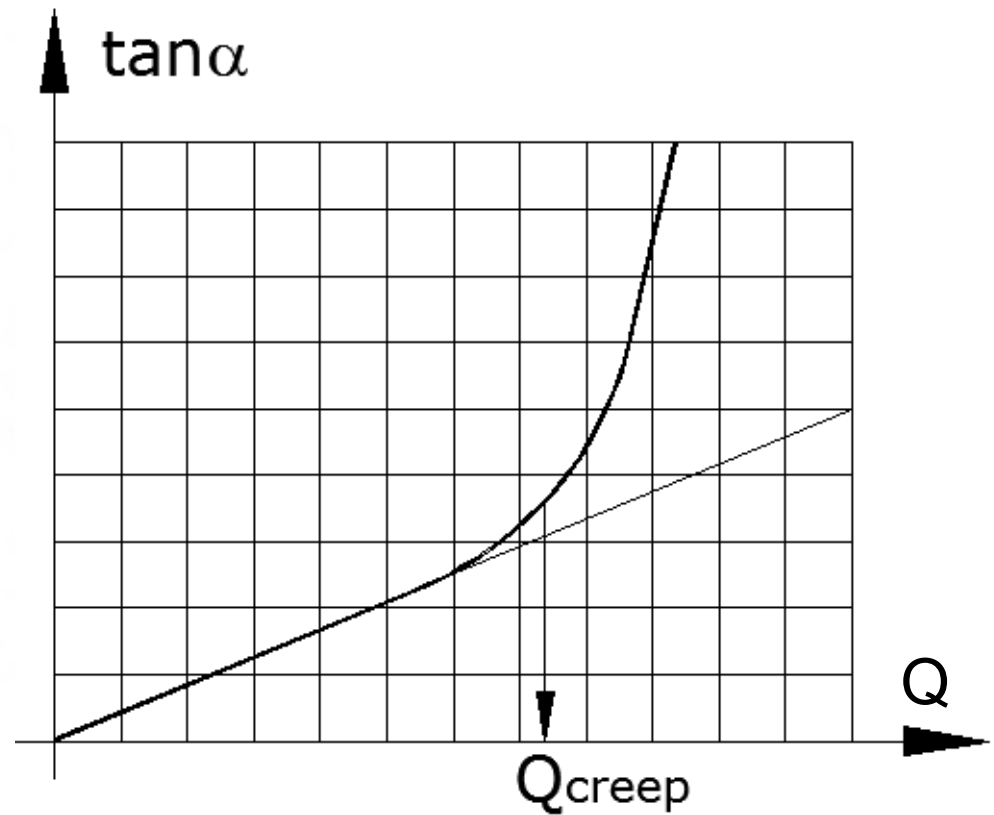
Controllo delle deformazioni viscosi del terreno

Fluage (creep): fenomeno che si manifesta come incremento nel tempo delle deformazioni plastiche nel terreno sotto l'applicazione di un carico costante

Prova a velocità di deformazione

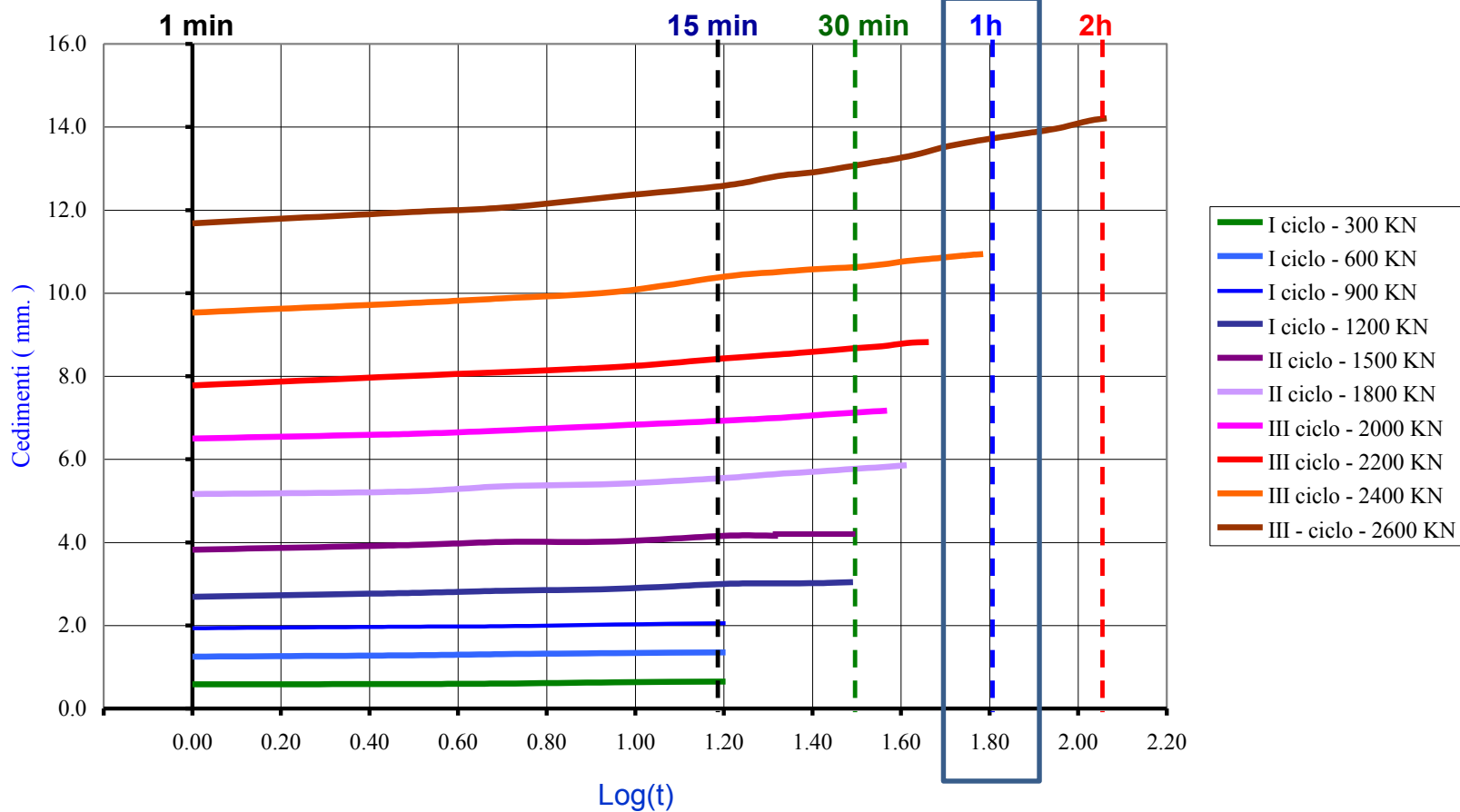


$$\tan \alpha = \frac{w_{fm} - w_{in}}{\text{Log}(t_{fm}) - \text{Log}(t_{in})}$$

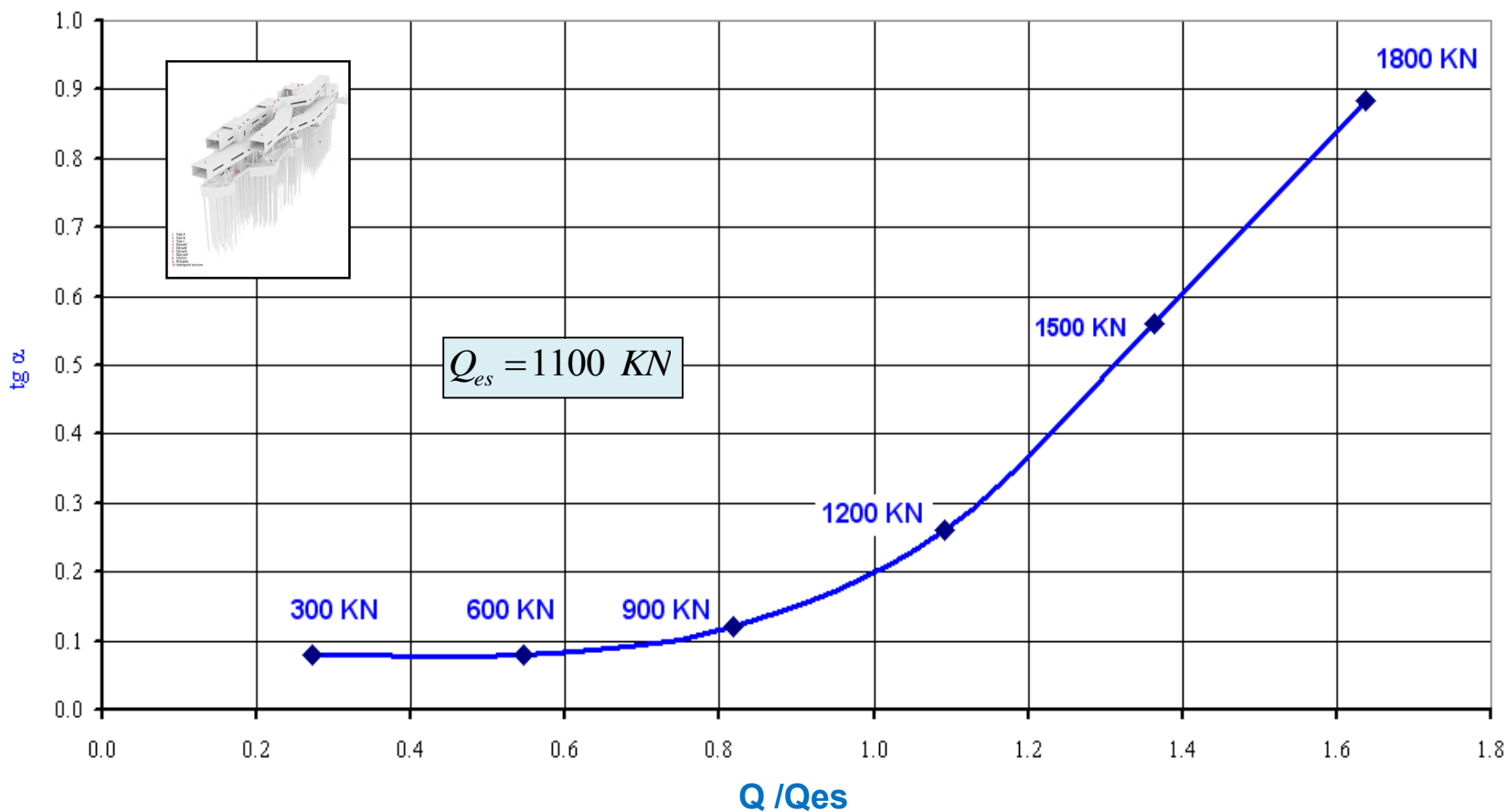


**Metodo per determinare
Il carico limite di viscosità**

TREFOLO - CAMPUS UNIVERSITARIO DI FORLI'
CURVE DI VISCOSITA'

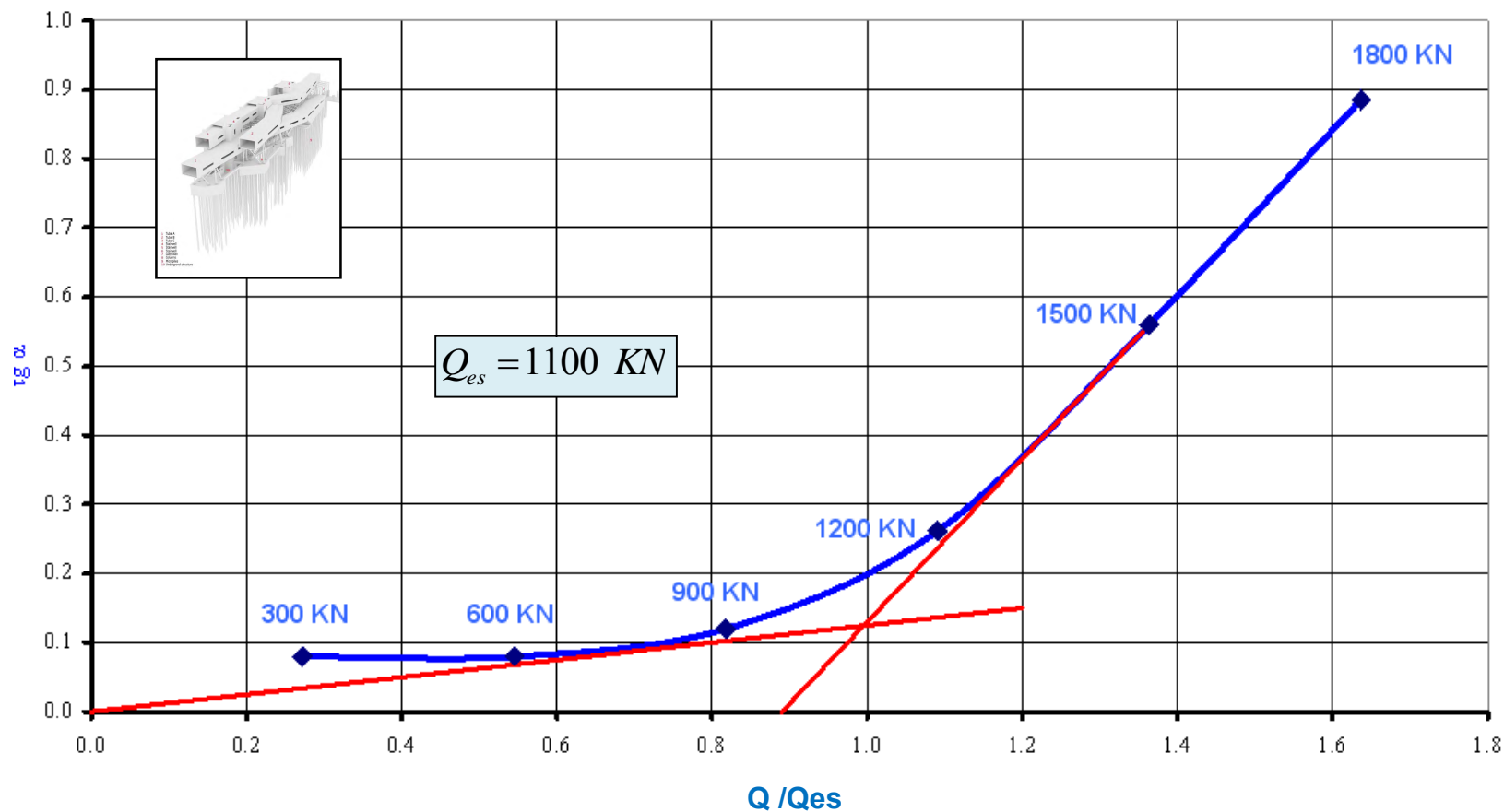


TREFOLO - CAMPUS UNIVERSITARIO DI FORLÌ
 CARICO LIMITE DI VISCOSITÀ



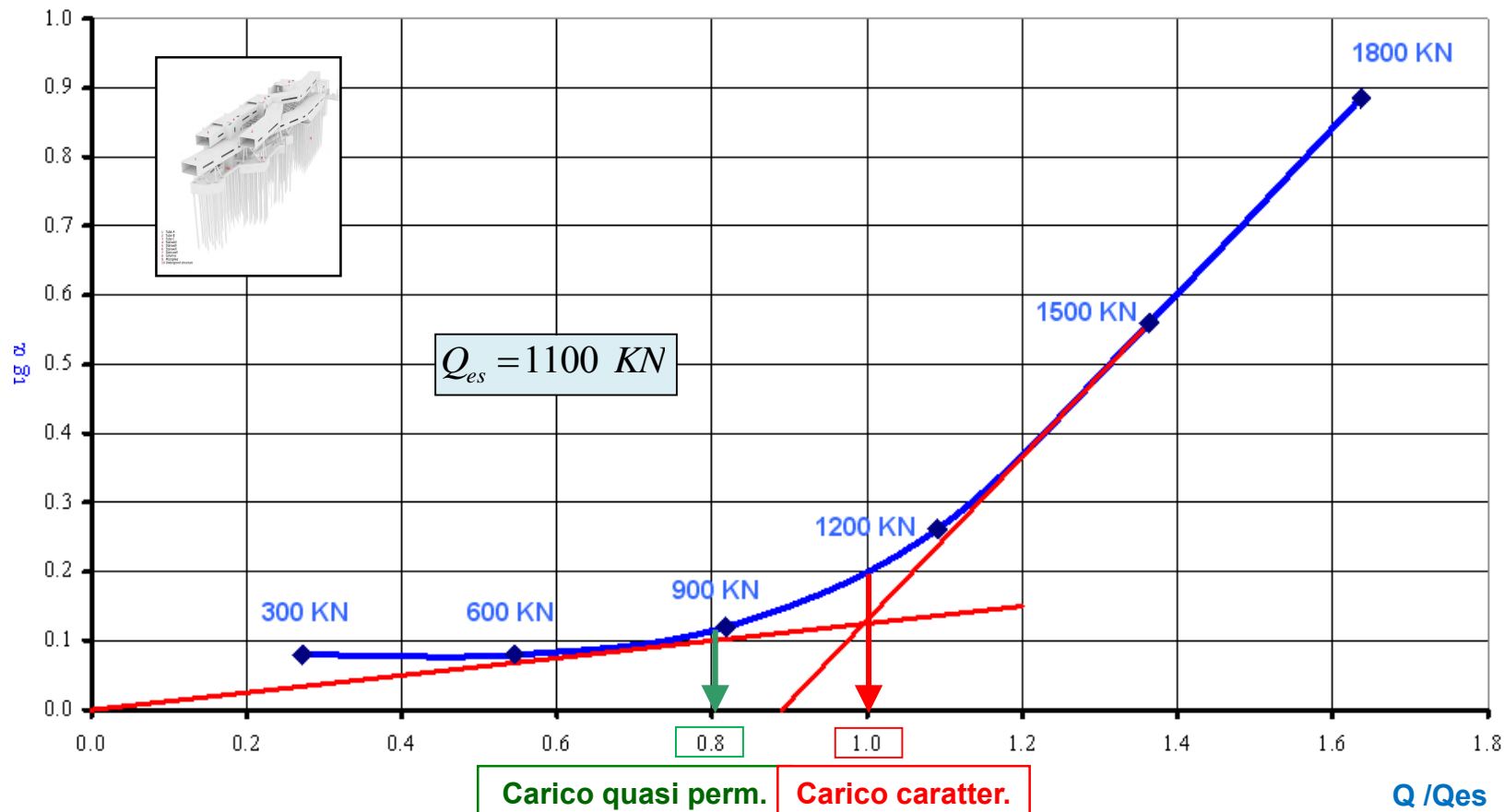
Curva di viscosità

TREFOLO - CAMPUS UNIVERSITARIO DI FORLÌ
 CARICO LIMITE DI VISCOSITÀ



Carico limite di fluage

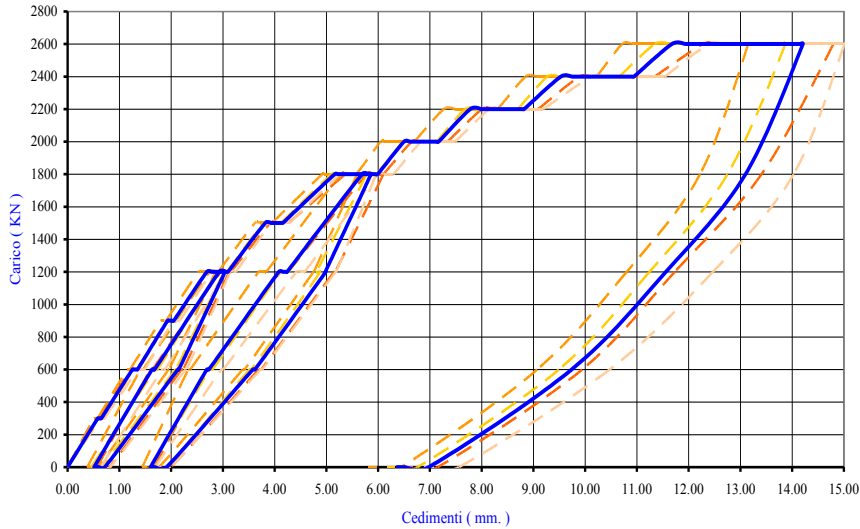
TREFOLO - CAMPUS UNIVERSITARIO DI FORLÌ
 CARICO LIMITE DI VISCOSITÀ



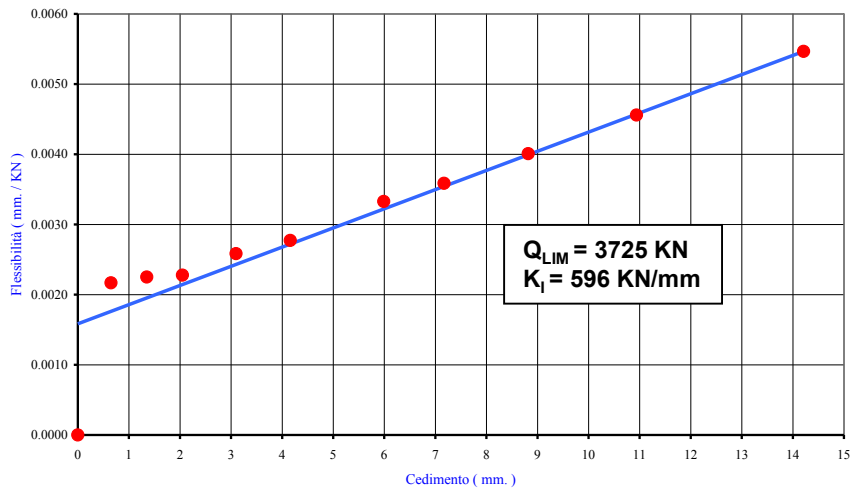
Carico limite di fluage

**Riepilogo
Back Analysis**

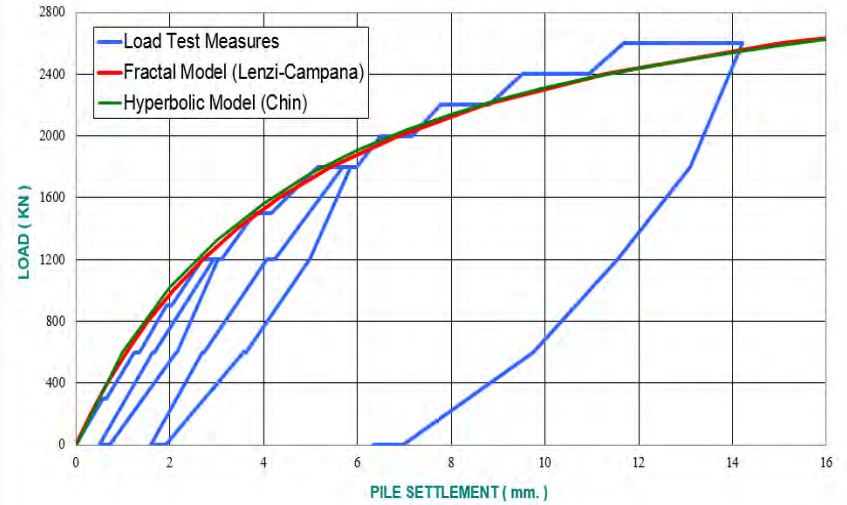
TREFOLO - CAMPUS UNIVERSITARIO DI FORLÌ
RISULTATI PROVA DI CARICO A ROTTURA



W1 W2 W3 W4 Wm
TREFOLO - CAMPUS UNIVERSITARIO DI FORLÌ
INVERSA PENDENZA - PROVA DI CARICO



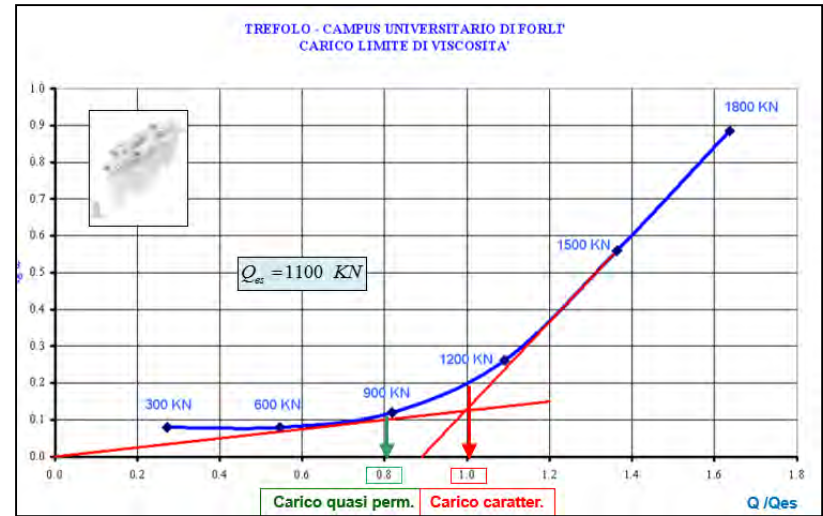
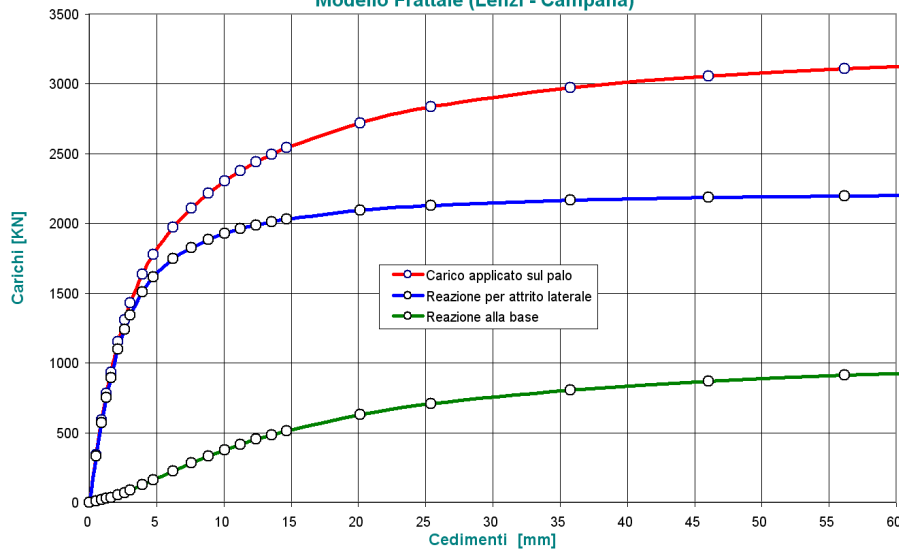
"TREFOLO" - NEW CAMPUS OF THE UNIVERSITY OF FORLÌ
COMPARISON BETWEEN LOAD TEST AND FRACTAL MODEL



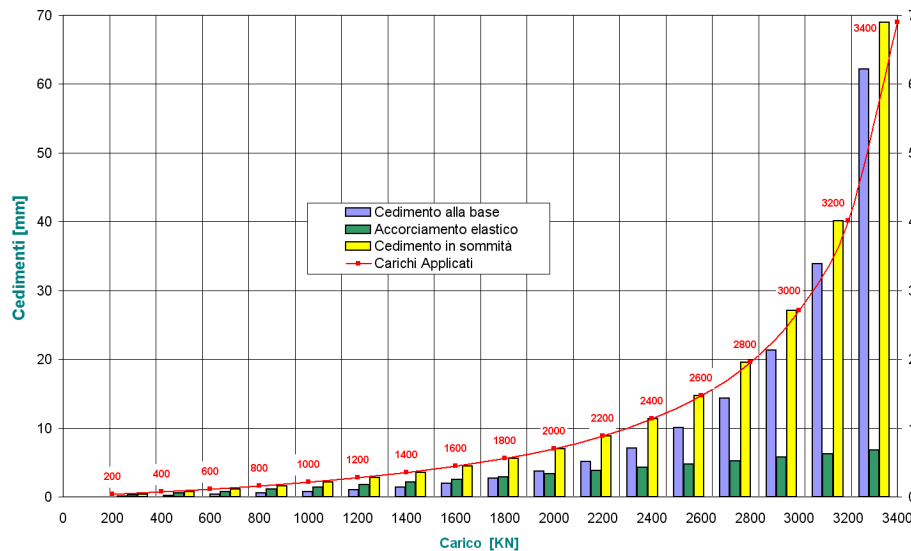
Load Test - Back Analysis



Pali FDP - Trefolo Campus Forlì - Ripartizione del Carico vs Cedimenti
Modello Frattale (Lenzi - Campana)



Modello Frattale - Istogramma della Composizione dei Cedimenti



Load Test - Back Analysis



**Osservazioni
Conclusive**

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota.

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

L'**interazione** tra **terreno** e **struttura** risente della **tecnologia esecutiva dei pali**

Le caratteristiche di resistenza e di rigidezza *risentono* così marcatamente dalla tecnologia esecutiva dei pali che la norma vigente NTC 2008 e l'Eurocodice 7 differenziano i coefficienti di sicurezza in funzione del tipo di palo utilizzato e del tipo di resistenza (laterale o alla base) mobilitata.

CRITERIO DI VERIFICA DEI PALI (NTC 2008)

Equilibrio Forze Verticali

$$Q_{SLU} \leq \frac{1}{\zeta} \left\{ \frac{Q_{lat}}{\gamma_{R,s}} + \frac{Q_{base}}{\gamma_{R,b}} \right\}$$

Stato Limite Ultimo

Sollecitazione ultima minore
della resistenza di progetto

Compatibilità Spostamenti

$$w_{SLE} \leq w_{amm}$$

Stato Limite di Esercizio

Cedimento verticale inferiore al
valore del cedimento ammissibile

6.4.3.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7). La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

Il dimensionamento dei pali è sostanzialmente governato dalla **limitazione dei cedimenti**. In tale analisi va sempre tenuto presente che i meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale si innescano per cedimenti molto minori rispetto a quelli necessari per mobilitare la resistenza alla punta, specie nei *pali trivellati* di grandi diametro. Nei *pali battuti* si produce con l'infissione un addensamento del terreno alla base. Il percorso di carico é quindi sostanzialmente più rigido. Si può quindi parlare anche per i pali di “ **progetto agli spostamenti** “.

CRITERIO DI PROGETTO per la limitazione dei cedimenti

$$Q_{SLE} \leq \frac{Q_{lat}}{1.5 \div 1.7}$$

$$Q_{SLU} \leq Q_{lat}$$

Il coefficiente di sicurezza $SF=1.5\div 1.7$ sulla portata per solo attrito laterale in condizioni di esercizio (SLE) assicura valori di cedimenti contenuti, dell'ordine max del cedimento critico, anche per i carichi allo SLU / SLV. La resistenza alla punta garantisce una riserva di resistenza ultima allo SLU / SLV. Gli effetti di interazione tra i pali amplificano, anche di decine di volte, i cedimenti computati e/o misurati per il palo singolo. Una elevata rigidezza assiale del singolo palo è pertanto una condizione necessaria per limitare i cedimenti di gruppo.

Riferimenti Bibliografici

- [1] F.K. Chin, *The inverse slope as a prediction of the ultimate bearing capacity of piles*, Proceedings of the 3rd S.E. Asian Conf. Soil Eng., pp. 81-92, Hong Kong, 1972.
- [2] H.G. Poulos, E.H. Davis, *Pile Foundation Analysis and Design*, University of Sydney, Ch. 5, Wiley, N.Y., 1980.
- [3] A.G.I., *Raccomandazioni sui Pali di Fondazione*, Associazione Geotecnica Italiana, Roma, 1984.
- [4] W.G. K. Fleming, *A new method for single pile settlement prediction and analysis*, Geotechnique, nr. 42, pp. 411-425, ICE, London, 1992.
- [5] F. Castelli, M. Maugeri, E. Motta, *Analisi non lineare dei cedimenti di un palo singolo*, Rivista Italiana di Geotecnica, nr. 2, 1992, pp. 115-135, Roma, 1992.
- [6] R. Lancellotta, *Geotechnical Engineering*, A. A. Balkema, Rotterdam, 1995.
- [7] Y. Chou, Y. Hsiung, *Normalized Equation of Axially Loaded Piles in Elastic-Plastic Soil*, Journal of GeoEngineering, Vol. 4, no.1, pp. 1-7, 2009.
- [8] G. Dalerci, R. Bovolenta, *A new method for the evaluation of the ultimate load of piles by tests not carried to failure*, XV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp. 837-842, Athens, 2011.
- [9] C. Viggiani, A. Mandolini, G. Russo, *Piles and Pile Foundations*, Chr 5-7, Spon Press, London, 2012.
- [10] M. Lenzi, P. Campana, *Buckling Analysis of Piles Partially Embedded*, Deep Foundation Institute, DFI Marine Foundation Seminar, Norfolk, Virginia, USA, 2012.
- [11] M. Lenzi, P. Campana, *A Non Linear Fractal Model for the Analysis of Foundation Piles*, DFI, Deep Foundation Institute, 40th DFI Annual Conference, Oakland, California, USA, 2015.

**“There is a significant role
for scientific methods in
pile engineering ...**

**empirical approach must be
used to validate and calibrate,
but not replace, scientific theory”**

Randolph, 2003

**Grazie per la
Attenzione**