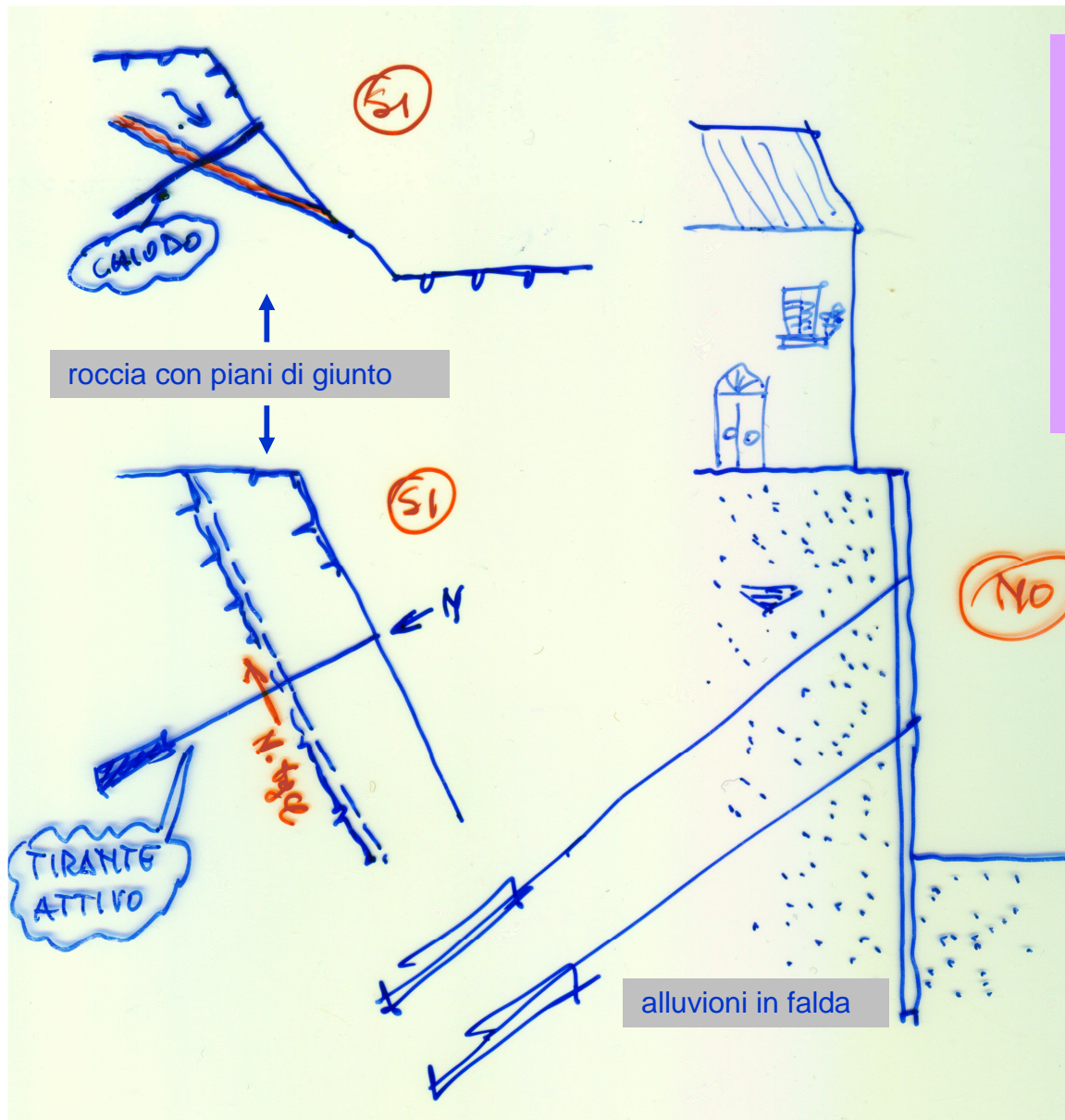


L'errata definizione di "ancoraggio" secondo D.M. 11 Marzo 1988



O. Ancoraggi

O.1 Oggetto delle norme

Le presenti norme si applicano a tutti i tipi di armature (ancoraggi), attive o passive, inserite in terreni od in rocce (tiranti, bulloni, chiodi) allo scopo di aumentare la resistenza al taglio, specie lungo superfici di discontinuità.

SI = secondo la norma
è un ancoraggio

NO = secondo la norma
non è un ancoraggio

LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO N.T.C. 2008

1. LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA AGLI SLU : PRINCIPI GENERALI

Secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite , basato sull'impiego dei coefficienti parziali, per gli SLU la sicurezza di un'opera deve essere esaminata mediante il confronto tra la resistenza (R) e l'azione (F) o il suo effetto (E), rappresentate dai loro valori di progetto (ricavati applicando i coefficienti parziali ai valori caratteristici) :

$$F_d \leq R_d \text{ oppure:}$$

$$E_d \leq R_d$$

- azioni di progetto $F_d = \gamma_F F_k$ (F_k valore caratteristico)
- parametri geotecnici di progetto $X_d = X_k / \gamma_M$ (X_k caratteristico)
- resistenze di progetto $R_d = R_k / \gamma_R$ (R_k il valore caratteristico)

LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO N.T.C. 2008 : impropria definizione di carico limite di fondazione / 1

2. LA DEFINIZIONE CLASSICA DI CARICO LIMITE DI FONDAZIONE, IN TERMINI DI PRESSIONI

Il confronto tra la pressione agente in fondazione e quella limite non va fatto con i picchi di pressione, ma con la pressione media della fondazione ridotta equivalente baricentricamente caricata. Ciò vuol dire che, con riferimento ai simboli di figura, (e ponendo per miglior comprensione $e_z = e_L$; $e_y = e_B$)

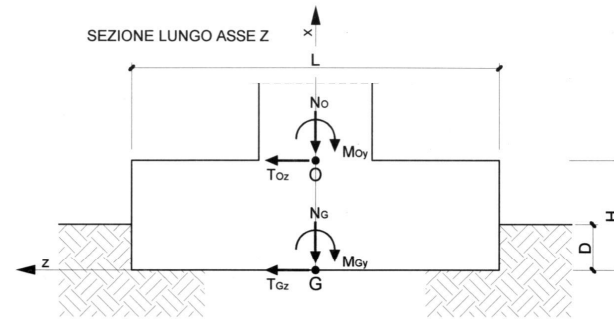
si calcola:
$$\sigma_{eq} = \frac{N}{(B - 2e_B) \times (L - 2e_L)}$$

verificando che sia :
$$\sigma_{eq} \leq \frac{\sigma_{lim}}{\gamma_R}$$

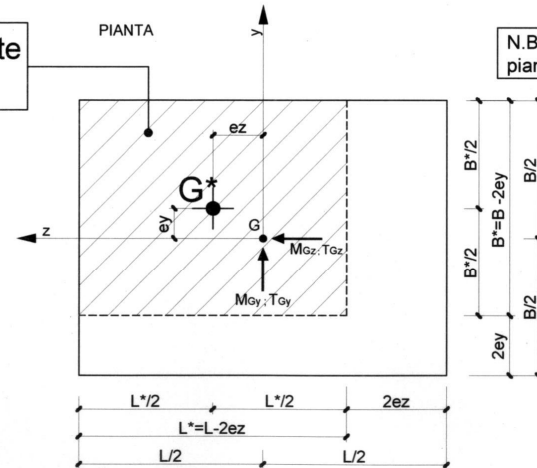
N.B.

$$\sigma_{lim} = f(N, T_i, M_i, B, L, D)$$

FONDAZIONE RIDOTTA EQUIVALENTE (Meyerhof ; Brinch-Hansen)
(N.B. Gli assi sono quelli del riferimento locale)

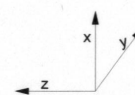


Fondazione ridotta equivalente baricentricamente caricata



N.B. M_{Gy} ed M_{Gz} rappresentati in pianta sono vettori momenti

RIFERIMENTO LOCALE



RIFERIMENTO GLOBALE



ERRATA DEFINIZIONE DI CARICO LIMITE DI FONDAZIONE IN NTC 2008

NTC 2008 :

“Nello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite di fondazione, l'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa, la resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa a cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione”

N.B. La norma sta di fatto imponendo di verificare che sia $F_d \leq R_d$, e sembra vietare l'altra opzione $E_d \leq R_d$

Tale definizione appare tuttavia priva di coerenza intrinseca alla verifica, poiché:

- è determinata solo nel caso in cui in fondazione agisce solo sforzo normale centrato (nei muri di sostegno tale condizione è impossibile);
- disaccoppia lo sforzo normale dalle altre componenti di sollecitazione (momento e taglio) e trascura il fatto che il carico limite dipende dall'eccentricità, oltre che dal rapporto N/T;
- non ha senso, dal punto di vista del problema fisico, ricercare la resistenza N_{lim} mantenendo costante l'eccentricità.

Sicché eventualmente si dovrebbe procedere per successive iterazioni, facendo variare l'eccentricità fino a trovare N_{lim} . Ovviamente è matematicamente possibile lasciare invariata l'eccentricità, e procedere per iterazione al calcolo di N_{lim} .

CASE HISTORY : COMUNE DI ANDRIA (BA) – PROGRAMMA RECUPERO URBANO QUARTIERE S. VALENTINO

MURI DI SOSTEGNO IN C.A. H = 4.00 ÷ 4.67 m

COEFFICIENTI PARZIALI PER LE VERIFICHE AGLI SLU (GEO + STR) DI MURI DI SOSTEGNO IN CONDIZIONE STATICA											
APPROCCI IN CONDIZIONE STATICA	AZIONI				PROPRIETA' TERRENO				RESISTENZE		
	γ_F				γ_M				γ_R		
	Permanenti		Variabili		γ_γ	$\tan\phi$	c'	c_u	q_B	δ	K_P
SFAV	FAV.	SFAV	FAV.								
APPROCCIO 1 - comb.1 : A1 + M1 + R1	1.3	1.0	1.5	0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
APPROCCIO 1 - comb.2 : A2 + M2 + R2	1.0	1.0	1.3	0	1.0	1.25	1.25	1.4	1.0	1.0	1.0
APPROCCIO 2 : A1 + M1 + R3	1.3	1.0	1.5	0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.4	1.1	1.4
									capacità portante	scorrimento	terreno a valle

limi sabbiosi : $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 $\phi' = 28^\circ$
 $c' = 0$

APPROCCIO 1 - COMB.2 : A2 + M2 + R2								
<ul style="list-style-type: none"> $\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3/1.0$ $\phi' = \arctg[\tan(28^\circ)/1.25] = 23^\circ \quad c' = 0$ $\gamma_R = 1.0$ 								
	AZIONI						RESISTENZE	
	B (m)	N (kN/m)	M (kNm/m)	T (kN/m)	e_B (m)	σ_{eq} (KPa)	σ_{lim} (KPa)	σ_{lim}/γ_R (KPa)
MURO 5 - concio D	4.00	601.69	734.19	125.74	0.79	247	246	246

LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO N.T.C. 2008 : impropria definizione di carico limite di fondazione / 4

CASE HISTORY : COMUNE DI ANDRIA (BA) – PROGRAMMA RECUPERO URBANO QUARTIERE S. VALENTINO

MURI DI SOSTEGNO IN C.A. H = 4.00 ÷ 4.67 m

Il confronto tra il criterio di verifica adottato in progetto (in termini di pressioni : $\sigma_{eq} \leq \sigma_{lim}/\gamma_R$) e quello rinveniente dalla letterale applicazione di NTC è riportato nel prospetto sottostante.

CONCIO D	AZIONE DI PROG.TTO	CRITERIO DI VERIFICA ADOTTATO IN PROGETTO			NTC e = variabile		NTC e = costante	
		σ_{eq}	σ_{lim}/γ_R	$F_s =$	N_{lim}	$F_s =$	N_{lim}	$F_s =$
		(kN/m)	(kPa)	$(\sigma_{lim}/\gamma_R) / \sigma_{eq}$	(kN/m)	N_{lim}/No	(kN/m)	N_{lim}/No
Muro 5	601	247	246	≈ 1.0	1.140	1.90	601	≈ 1.0

TABELLA 13.2 DETERMINAZIONE DI N_{lim} SECONDO NTC

MURO 5 - Concio D - Ricerca di N_{lim} per iterazioni - e' = variabile

B (m)	N (kN/m)	M (kNm/m)	T (kN/m)	e_B (m)	B^* (m)	M_G knm/m	σ_{eq} (KPa)	ricerca per iterazioni				
								N_{lim} (kN/m)	e' (m)	B^* (m)	σ (KPa)	σ_{lim} (KPa)
4,00	601,69	734,19	125,74	0,79	2,43	469,19	247	601	0,78	2,44	246	246
								721	0,65	2,70	267	281
								865	0,54	2,92	297	314
								1039	0,45	3,10	335	343
								1246	0,38	3,25	384	369
								1140	0,41	3,18	359	356

A2+M2+R2

MURO 5 - Concio D Ricerca di N_{lim} per iterazioni - e' = e_B = costante

B (m)	N (kN/m)	M (kNm/m)	T (kN/m)	e_B (m)	B^* (m)	σ_{eq} (KPa)	ricerca per iterazioni		
							N_{lim} (kN/m)	σ (KPa)	σ_{lim} (KPa)
4,00	601,69	734,19	125,74	0,79	2,43	247	601	247	246
							631	260	253

Le tabelle calcolano i valori di N_{lim} poi riportati sopra

... ogni commento è superfluo

LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO N.T.C. 2008
impropria definizione dei coefficienti parziali per i pali

NTC 2008 - Cap. 6 - Par. 6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

- (b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in situ, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.2.10]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.2.11]$$

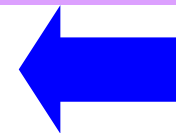
Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.



Chi ha scritto questo paragrafo non ha mai calcolato un palo : se lo ha fatto, avrà usato i relativi software collegati alle prove in situ SPT e CPT



Cosa deve intendersi per "lo stesso sistema di fondazione" ?

Quanto "sotto la punta dei pali"?

LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO N.T.C. 2008: impropria definizione dei coefficienti parziali per i pali

Esempio di incongruenza nella definizione dei coefficienti parziali ξ_i nel caso di pali di fondazione.

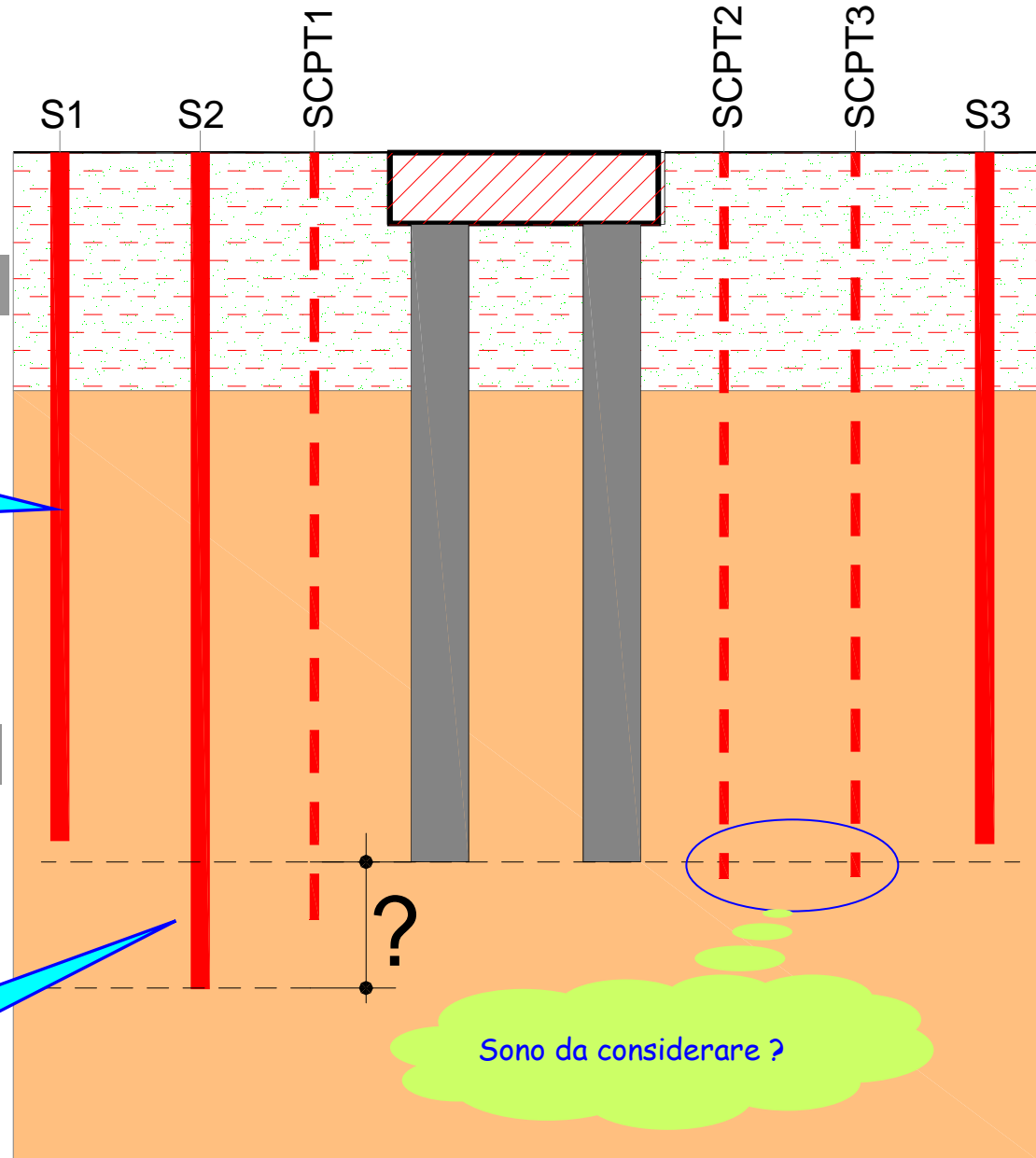
Perché S1 ed S3 non sono "verticali indagate" utili ai fini della portata laterale ?
E perché non anche per quella di punta, se le argille sono omogenee?

Perché un sondaggio a distruzione di nucleo ha lo stesso "peso" di uno dove ho prelevato 10 C.I. ?

Quanto devono approfondirsi S2, SCPT1, etc. sotto la punta del palo per essere considerati "verticali indagate" ?

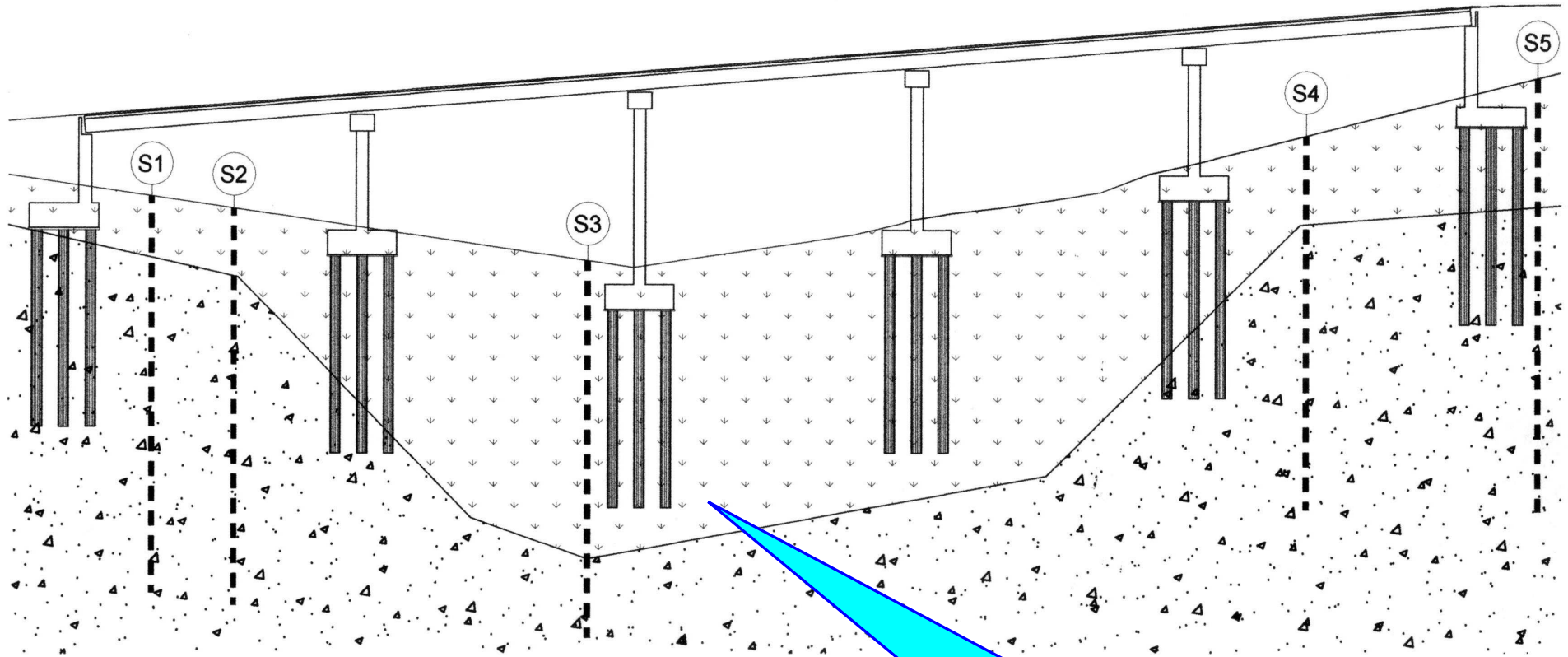
limi sabbiosi

argille n.c.



LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO N.T.C. 2008: impropria definizione dei coefficienti parziali per i pali

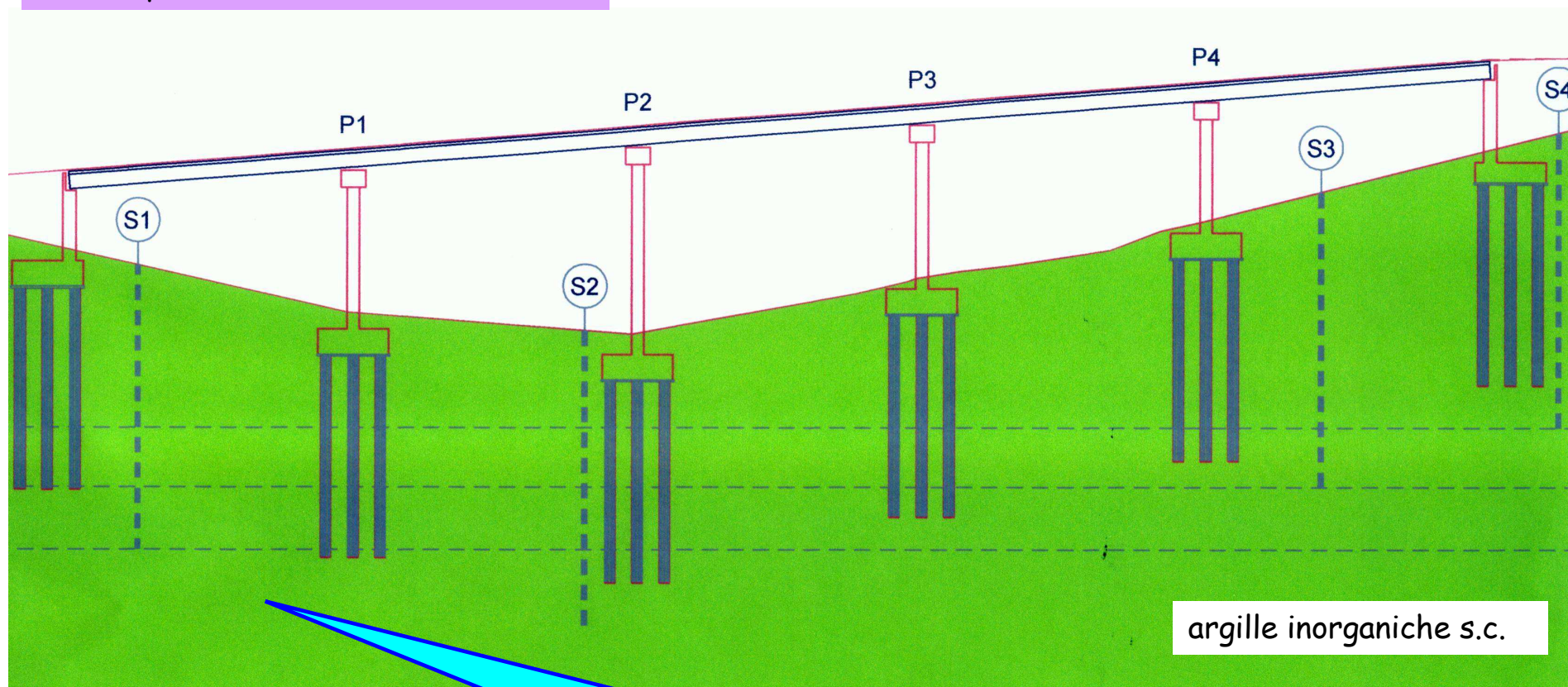
Esempio di incongruenza nella definizione dei coefficienti parziali nel caso di pali di fondazione.



Tutti i sondaggi sono "verticali indagate" utili.
Ma siamo "nell'ambito di uno stesso sistema di fondazione" ?

LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO N.T.C. 2008: impropria definizione dei coefficienti parziali per i pali

Esempio di incongruenza nella definizione dei coefficienti parziali nel caso di pali di fondazione.



Siano le argille omogenee nell'ambito del volume significativo.
Se, come sembra, siamo "nell'ambito di uno stesso sistema di fondazione" perché S1, S3 ed S4 non sono considerate "verticali di indagine" utili per le pile P1 e P2 ?

LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO N.T.C. 2008: indeterminatezze circa i controlli d'integrità dei pali

6.4.3.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) DELLE FONDAZIONI MISTE

L'analisi di interazione tra il terreno e la fondazione mista deve garantire che i valori degli spostamenti e delle distorsioni siano compatibili 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 dei diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

6.4.3.5 ASPETTI COSTRUTTIVI

Nel progetto si deve tenere conto dei vari aspetti che possono influire sull'integrità e sul comportamento dei pali, quali la distanza relativa, la sequenza di installazione, i problemi di rifluimento e sifonamento nel caso di pali trivellati, l'addensamento del terreno con pali battuti, l'azione del moto di una falda idrica o di sostanze chimiche presenti nell'acqua o nel terreno sul conglomerato dei pali gettati in opera, la connessione dei pali alla struttura di collegamento.

6.4.3.6 CONTROLLI D'INTEGRITÀ DEI PALI

In tutti i casi in cui la qualità dei pali dipenda in misura significativa dai procedimenti esecutivi e dalle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, devono essere effettuati controlli di integrità.

Il controllo dell'integrità, da effettuarsi con prove dirette o indirette di comprovata validità, deve interessare almeno il 5% dei pali della fondazione con un minimo di 2 pali.

Nel caso di gruppi di pali di grande diametro ($d \geq 80$ cm), il controllo dell'integrità deve essere effettuato su tutti i pali di ciascun gruppo se i pali del gruppo sono in numero inferiore o uguale a 4.

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)

1. Non viene specificato chi è che deve decidere (progettista, direttore dei lavori, RUP, collaudatore....) se ricorrono i presupposti che fanno scattare l'obbligo del controllo di qualità.
2. Non viene specificato se le due condizioni che fanno scattare il controllo debbono essere simultanee, o se ne basta una.



Tali indeterminatezze favoriscono abuso e corruzione

LA CORRETTA PROCEDURA PER CALCOLARE UNA FONDAZIONE SU PALI

Si eseguono le indagini

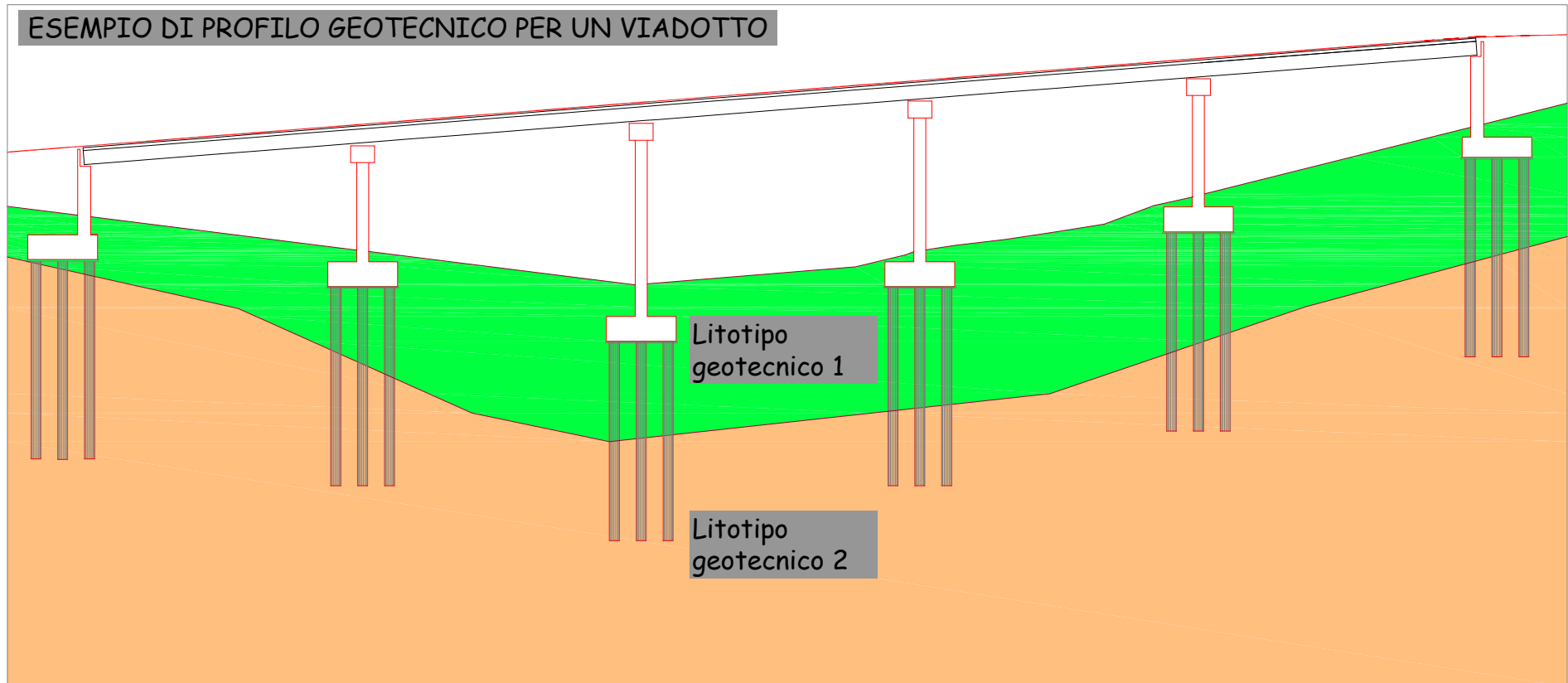
1. Nell'ambito della relazione geotecnica si definiscono i "LITOTIPI GEOTECNICI" (con le loro caratteristiche) e quindi il "PROFILO GEOTECNICO DI PROGETTO" (è un profilo stratigrafico con i "litotipi geotecnici" e la posizione della opera con la sua fondazione : è unico per ogni opera)
2. Si esegue il calcolo della capacità portante del palo singolo e del corrispondente cedimento (un unico calcolo)
3. Si calcola, se necessario, l'effetto di gruppo sulla capacità portante e sui cedimenti.

vedi figura



*..... cosa mai saranno dunque queste fantomatiche
"resistenze calcolate"
di cui parla la norma ..???*

LA CORRETTA PROCEDURA PER CALCOLARE UNA FONDAZIONE SU PALI/2 : IL "PROFILO GEOTECNICO DI PROGETTO"



Definito il profilo geotecnico si calcola la capacità portante (e se del caso i cedimenti) dei pali delle varie pile e spalle in base alla collocazione entro il profilo stesso

QUALCHE CONSIDERAZIONE SULLA SCELTA DEL VALORE CARATTERISTICO

Il valore caratteristico (di una qualsiasi proprietà di un terreno) dovrebbe essere ricavato in maniera tale che la probabilità calcolata di valori più sfavorevoli non sia maggiore del 5%".

Secondo Schneider il valore caratteristico può essere così determinato :

$$x_k = \mu \left(1 - \frac{f}{\sqrt{n}} CV \right) \quad \text{dove :}$$

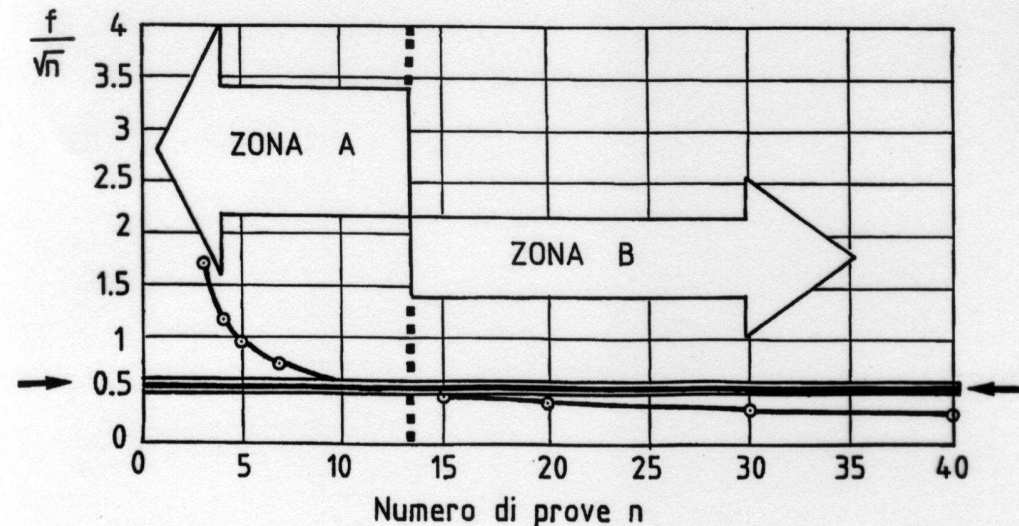
n = numero dei valori di prova

μ = media dei valori

σ = deviazione standard

$CV = \frac{\sigma}{\mu}$ coefficiente di variazione

f = coefficiente legato al tipo di distribuzione (logonormale, gaussiana, etc.)



ZONA A): Metodi statistici non consigliati

ZONA B): Metodi statistici applicabili con successo

per $n > 13 \Rightarrow \frac{f}{\sqrt{n}} \approx \text{cost.} = 0.5 \Rightarrow x_k = \mu(1 - 0.5CV)$

per $n < 13 \Rightarrow \frac{f}{\sqrt{n}} \text{ ???} \Rightarrow CV \text{ ???} \Rightarrow x_k \text{ ???}$

.. al riguardo, stranamente, la norma non dice nulla

TIRANTI DI ANCORAGGIO SECONDO NTC 2008: "bene ma non benissimo"

- ❑ Incertezza sull'obbligo di "prove di progetto" su tiranti preliminari
- ❑ Impropria applicazione della gerarchia delle resistenze
- ❑ Uso di termini impropri nel riferirsi ai materiali ed al tirante
- ❑ Definizione di scenari non realistici per il calcolo teorico della capacità portante del bulbo
- ❑ Prescrizioni obbligatorie che non tengono in nessun conto la realtà italiana (ad es. monitoraggio permanente di tutti i tiranti attivi definitivi)
- ❑ Pregiudizio al Bene Comune per opere inutilmente costose e solo apparentemente più sicure.

LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO N.T.C. 2008: uno sguardo critico ai tiranti di ancoraggio /4

NTC 2008 - Cap. 6 - Par. 6.6 TIRANTI DI ANCORAGGIO

6.6.1 Criteri di progetto

Ai fini del progetto gli ancoraggi si distinguono in provvisori e permanenti. Gli ancoraggi possono essere ulteriormente suddivisi in attivi o presollecitati, quando nell'armatura viene indotta una forza di tesatura, e passivi o non presollecitati.

Nella scelta del tipo di ancoraggio si deve tenere conto delle sollecitazioni prevedibili, delle caratteristiche del sottosuolo, dell'aggressività ambientale.

Nel progetto devono indicarsi l'orientazione, la lunghezza e il numero degli ancoraggi; la tecnica e le tolleranze di esecuzione; la resistenza di progetto R_{ad} e l'eventuale programma di tesatura.

Nel caso di ancoraggi attivi impiegati per una funzione permanente, devono essere adottati tutti gli accorgimenti costruttivi necessari a garantire la durabilità e l'efficienza del sistema di testata dei tiranti, soprattutto per quelli a trefoli, in particolare nei riguardi della corrosione. Deve inoltre essere predisposto un piano di monitoraggio per verificare il comportamento dell'ancoraggio nel tempo. Esso è da recepire, ove necessario in relazione alla rilevanza dell'opera, nel piano di manutenzione. Nel progetto deve prevedersi la possibilità di successivi interventi di regolazione e/o sostituzione. Se questi requisiti non possono essere soddisfatti, dovranno essere previsti ancoraggi passivi.

Se la funzione di ancoraggio è esercitata da piastre, da pali accostati o simili, è necessario evitare ogni sovrapposizione tra la zona passiva di pertinenza dell'ancoraggio e quella attiva a tergo dell'opera di sostegno.

Per la valutazione del carico limite si può procedere in prima approssimazione con formule teoriche o con correlazioni empiriche. La conferma sperimentale con prove di trazione in sito nelle fasi di progetto e di collaudo è sempre necessaria.

6.6.2. VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi dei tiranti di ancoraggio si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono.

Per il dimensionamento geotecnico, deve risultare rispettata la...

1. L'ultimo capoverso del par. 6.6.1 sembra affermare l'obbligo delle prove preliminari "di progetto" per tutti i tiranti (e non solo per le piastre o i pali di ancoraggio): in tal caso nasce però una contraddizione con il par. 6.6.2 che, accanto alle determinazioni sperimentali, ammette il calcolo analitico (vedi diap. successiva).
L'estensore della norma non è riuscito neppure a controllare la coerenza interna tra due paragrafi successivi.
2. Affermare che una prova di collaudo possa dare indicazioni sul carico limite di un tirante (o addirittura di una piastra di ancoraggio) è come sostenere che da una prova di carico di un solaio si può ricavare il valore del momento di rottura delle travi d'ambito.
Con un po' di benevolenza si può pensare che il distratto estensore della norma volesse riferirsi solo genericamente alle conferme sperimentali, dimenticando di specificare tra carico limite e di esercizio.
Peraltro nessun ingegnere esperto di progettazione geotecnica (che non è la stessa cosa della geotecnica) sarebbe mai incorso in una simile inesattezza.
3. Ciò non fa che confermare il giudizio fortemente critico sulla "qualità" della normativa.

LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO N.T.C. 2008: uno sguardo critico ai tiranti di ancoraggio /2

NTC 2008 - Cap. 6 - Par. 6.6.2 Verifiche di resistenza SLU (tiranti di ancoraggio)

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio R_{ak} si può determinare:

- a) dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova;
- b) con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Nel caso (a), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a1} e ξ_{a2} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,m}$ misurate nel corso delle prove:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,m})_{\text{medio}}}{\xi_{a1}}, \frac{(R_{a,m})_{\text{min}}}{\xi_{a2}} \right\} \quad [6.2.12]$$

Nel caso (b), il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo. Per la valutazione dei fattori ξ_{a3} e ξ_{a4} si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\} \quad [6.2.13]$$

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno; si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

Tab. 6.6.II - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero degli ancoraggi di prova

Numero degli ancoraggi di prova	1	2	> 2
ξ_{a1}	1,5	1,4	1,3
ξ_{a2}	1,5	1,3	1,2

Raramente si è vista tanta confusione in così poche righe



264

CAPITOLO 6

1
2
Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli di acciaio armonico, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, si deve verificare che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

Nei tiranti di prova, l'armatura a trefoli dell'acciaio armonico del tratto libero deve essere dimensionata in modo che la resistenza caratteristica al limite del tratto libero sia sempre maggiore del tiro massimo di prova.

tragico esempio di
confusione mentale

6.6.3. ASPETTI COSTRUTTIVI

3
La durabilità e la compatibilità con i terreni dei materiali impiegati per la costruzione dei tiranti, nonché i sistemi di protezione dalla corrosione devono essere documentati.

Il diametro dei fori non deve essere inferiore ai diametri nominali previsti in progetto.

La tesatura dei tiranti deve essere effettuata in conformità al programma di progetto. In ogni caso, la tesatura può avere inizio non prima che siano praticamente esauriti i fenomeni di presa ed indurimento del materiale costituente la fondazione dell'ancoraggio.

Posto che il linguaggio serve a comunicare in modo non confuso idee e concetti, si deve osservare :

- 1. risulta arduo immaginare un tirante che abbia un'armatura della parte libera diversa da quella del bulbo*
- 2. per l'acciaio armonico dei trefoli non esiste lo snervamento (ma R_{ak1})*
- 3. non ha alcun senso la frase "resistenza caratteristica al limite del tratto libero"*

E se invece il tirante avesse un'armatura in barre Dywidag, che si fa ?

TREFOLO C.A.P. Ø 6/10"

- resistenza caratteristica di rottura : $R_{ak} \approx 260 \text{ kN}$
- resistenza caratteristica all'1% di deformazione : $R_{ak(1\%)} \approx 234 \text{ kN}$
- $R_{ad} = N_{SLU} = R_{ak(1\%)} / 1.15 \approx 234 \text{ kN} / 1.15 \approx 203 \text{ kN}$

TIRANTE A 6 TREFOLI

- $R_{ak(1\%)} \approx 6 \times 234 \text{ kN} \approx 1400 \text{ kN}$ è la resistenza caratteristica dell'armatura all'1%
- $R_{ad} = N_{SLU} \approx 6 \times 203 \text{ kN} \approx 1220 \text{ kN}$ è la resistenza di progetto dell'armatura

Impropria applicazione della gerarchia delle resistenze ai tiranti di ancoraggio.

RESISTENZA DI PROGETTO DEL BULBO " $R_{ad(bulbo)}$ " DA PROVE PRELIMINARI (capacità portante)

$$R_{ak(bulbo)} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,m})_{medio}}{\xi_{a1}}, \frac{(R_{a,m})_{min}}{\xi_{a2}} \right\} \quad \text{con :}$$

$R_{ak(bulbo)}$: resistenza caratteristica del bulbo

$R_{a,m}$: resistenze misurate

$\xi_{a,1} = 1.4$ per $n = 2$

$\xi_{a,2} = 1.3$ $n =$ numero tiranti di prova

$\gamma_{Ra,p} = 1.2$ (tiranti definitivi)

$$R_{ad(bulbo)} = R_{ak(bulbo)} / \gamma_{Ra,p} \geq E_d$$

$$\Rightarrow (R_{a,m})_{medio} \geq \xi_{a,1} \gamma_{Ra,p} E_d = 1.4 \times 1.2 E_d = 1.68 E_d \quad (1) \quad \text{se } (R_{a,m})_{medio} / \xi_{a,1} < (R_{a,m})_{min} / \xi_{a,2}$$

$$\Rightarrow (R_{a,m})_{min} \geq \xi_{a,2} \gamma_{Ra,p} E_d = 1.3 \times 1.2 E_d = 1.56 E_d \quad (2) \quad \text{se } (R_{a,m})_{medio} / \xi_{a,1} > (R_{a,m})_{min} / \xi_{a,2}$$

Sia $E_d = R_{ad(bulbo)} = 1220 \text{ kN}$ e valga la (1) $\Rightarrow (R_{a,m})_{medio} \geq 1.68 \times 1220 \text{ kN} \approx 2050 \text{ kN}$

per la gerarchia delle resistenze deve essere : $R_{ak(1\%)} > R_{am(medio)} = 2050 \text{ kN}$

e quindi occorre un'armatura con : $2050 \text{ kN} / 234 \text{ kN} = 8.8$ trefoli $\Rightarrow 9$ trefoli (anzichè 6)

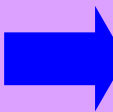
Ma **paradossalmente**, se le prove di carico preliminari avessero dato esiti migliori, ad esempio :

$(R_{a,m})_{medio} = 3000 \text{ kN}$ (per cui $R_{ad(bulbo)} = 3000 / 1.68 = 1785 \text{ kN} \approx 1.49 E_d$)

per la gerarchia delle resistenze sarebbe necessaria un'armatura con

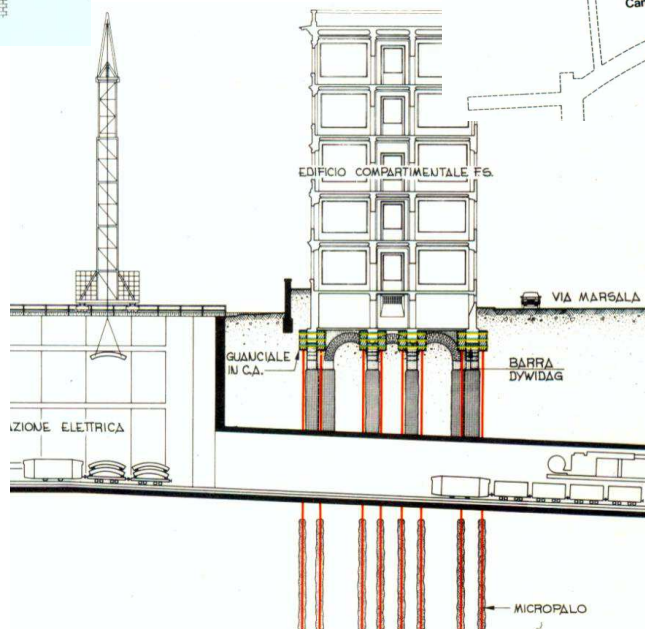
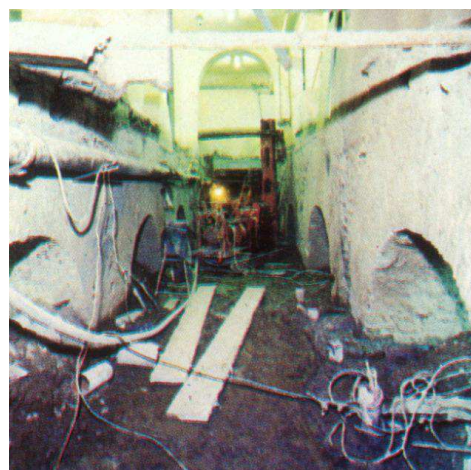
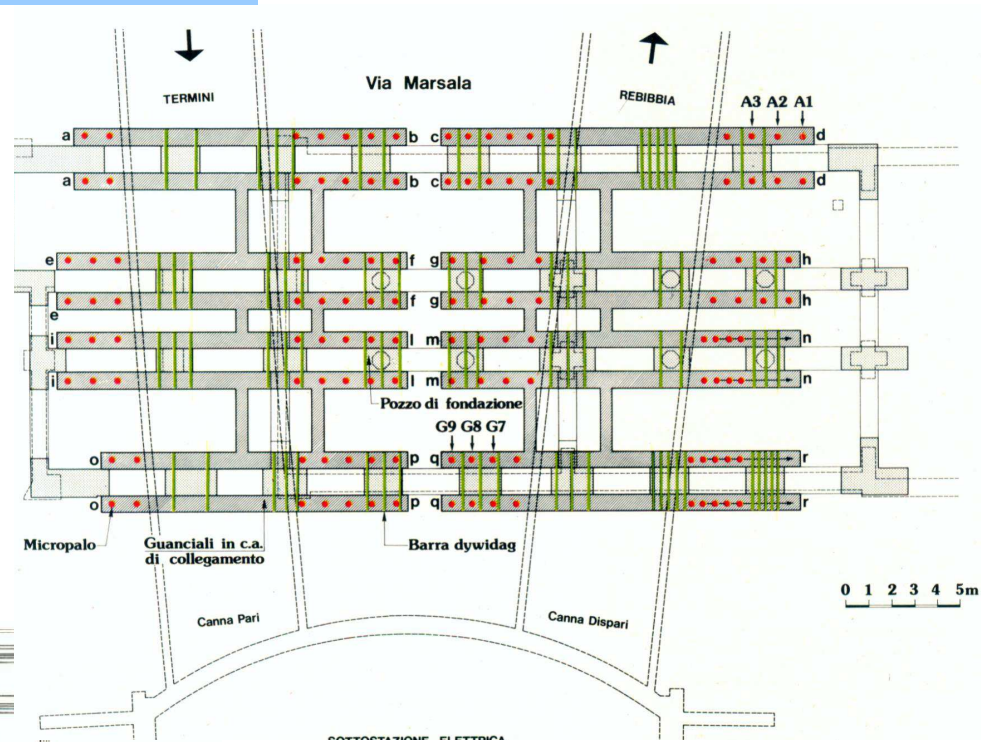
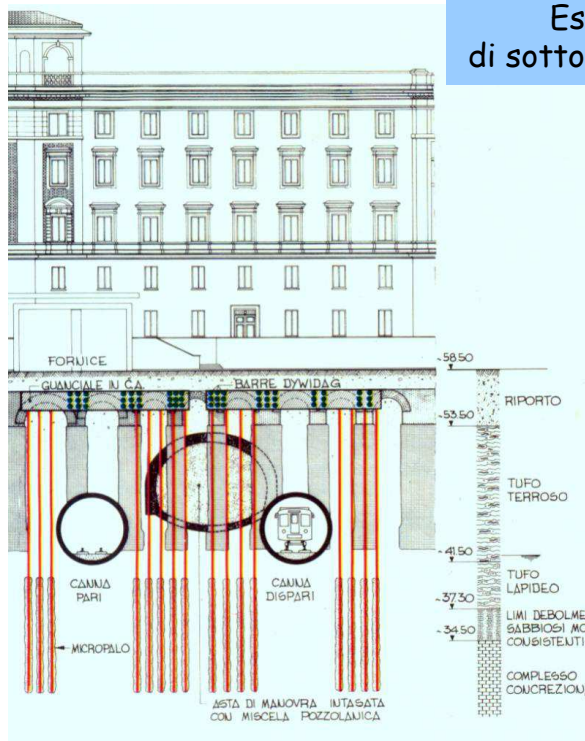
$3000 \text{ kN} / 234 \text{ kN} = 12.8 \Rightarrow 13$ trefoli (anzichè 6)

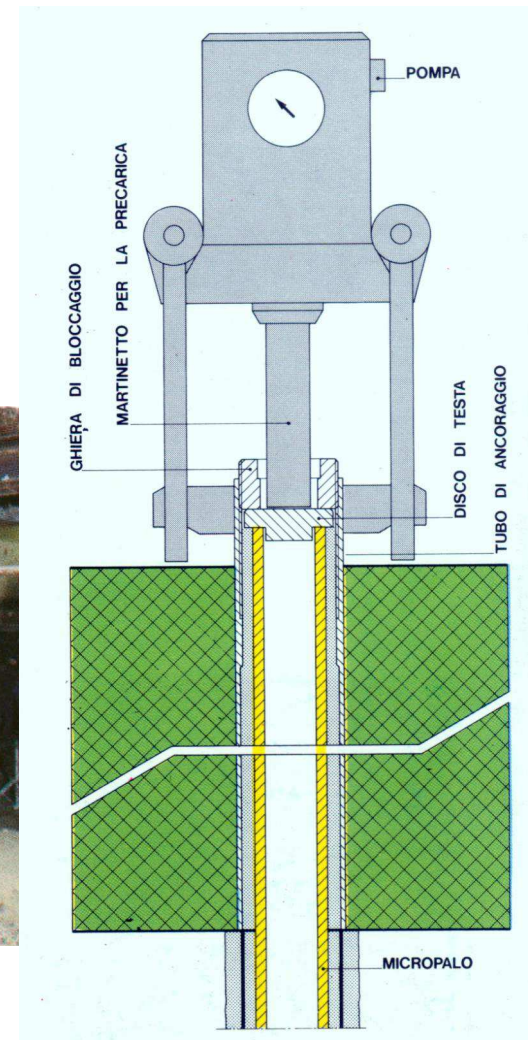
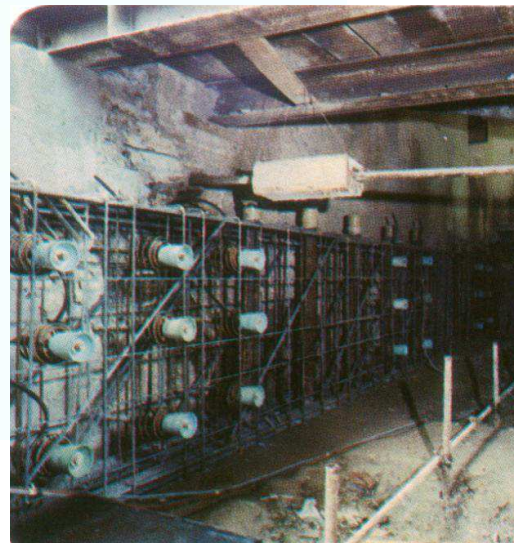
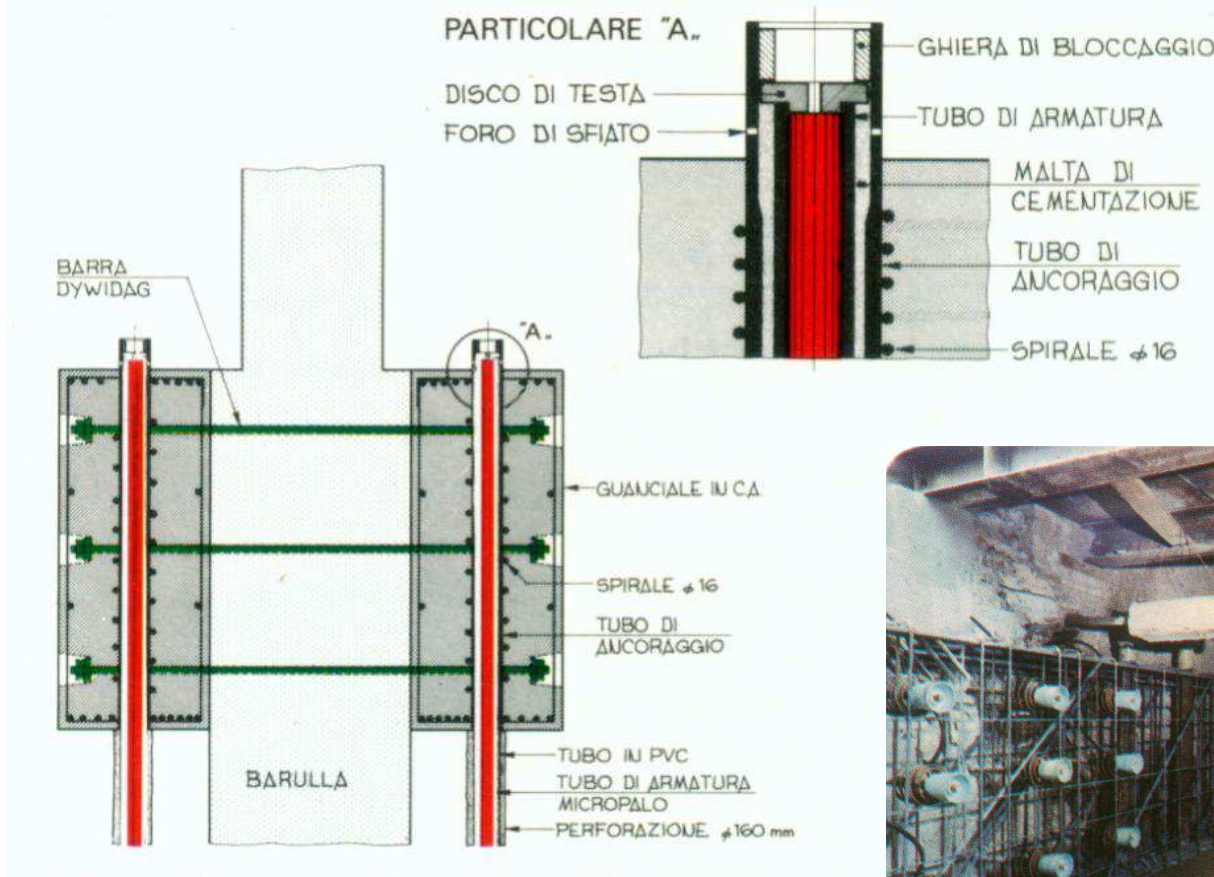
INDAGINI ET ALIA

- ❑ Obbligo che, per tutti i progetti di opere pubbliche, tutte le indagini, e quindi anche quelle in situ, siano eseguite solo da Laboratori Autorizzati. E' ben noto che questi, a prescindere dalle autorizzazioni ministeriali, non possiedono adeguato know-how né maestranze veramente qualificate o adeguate attrezzature, giacché storicamente, come ovvio, in tale settore hanno sempre operato le Imprese Specializzate.
- ❑ Pregiudizio al Bene Comune perché le progettazioni di opere pubbliche avverranno sulla base di indagini inaffidabili. Il danno è esaltato dal fatto che ormai molte Amministrazioni bandiscono gare d'appalto per le sole indagini (e non si comprende se, come, da chi ed a qual fine sia stato fatto il programma di indagini, e chi ne interpreterà i risultati).
- ❑ PERICOLI FUTURI : estensione dell'obbligo di ricorrere a Laboratori Autorizzati anche per le prove di collaudo su pali e tiranti.
 INUTILE AUMENTO DEI COSTI
DILAZIONE DEI TEMPI DI REALIZZAZIONE,
PESSIMI RISULTATI.

Esempio di un complesso intervento di sottofondazione con micropali precompressi

METROROMA - Edificio FFSS in Via Marsala
RODIO - 1985



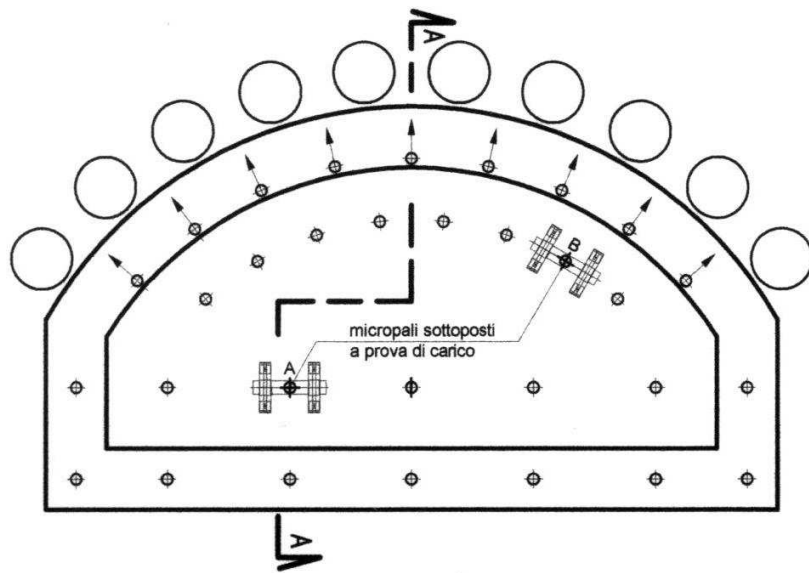


Esempio di un complesso intervento di sottofondazione con micropali precompressi

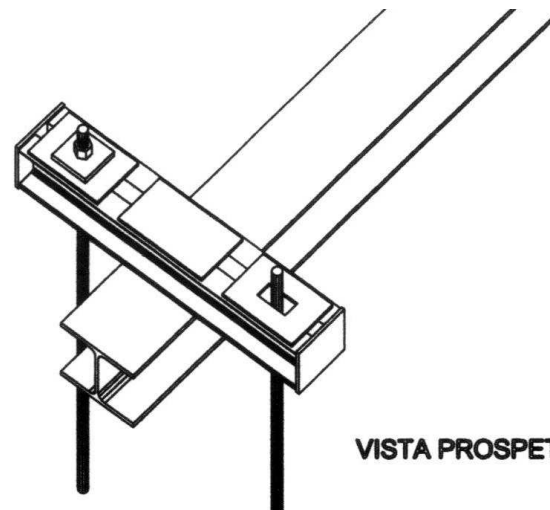
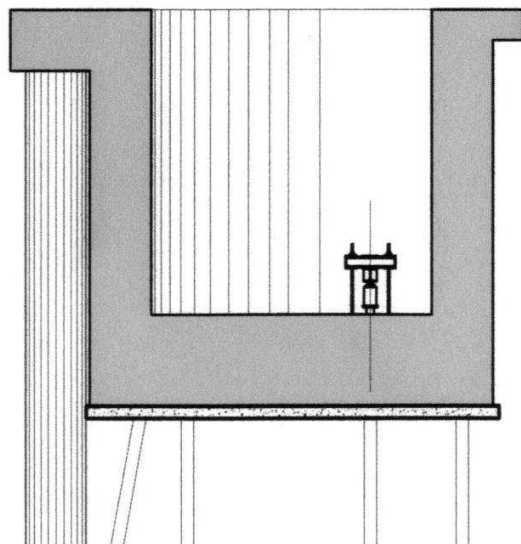
PENSIAMO SERIAMENTE DI POTER FAR FARE LA PRECOMPRESSIONE DEI MICROPALI ED I TEST DI COLLAUDO AD UN "LABORATORIO AUTORIZZATO" ???

METROROMA - Edificio FFSS in Via Marsala RODIO - 1985

COMUNE DI FAETO (FG) CONSOLIDAMENTO DISSESTO IDROGEOLOGICO ZONA VIA PROVINCIALE/VILLA COMUNALE :
DISPOSITIVO PROVA DI CARICO SUI MICROPALI DELLA LUNETTA GARRASI et al. - 2010-2012



SEZ. A-A



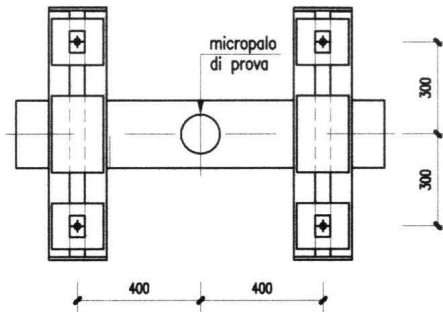
VISTA PROSPETTICA

*PROVE DI CARICO DI MICROPALI,
PROVE PRELIMINARI E TEST DI COLLAUDO DI
TIRANTI
AFFIDATI AD UN "LABORATORIO
AUTORIZZATO" ???*

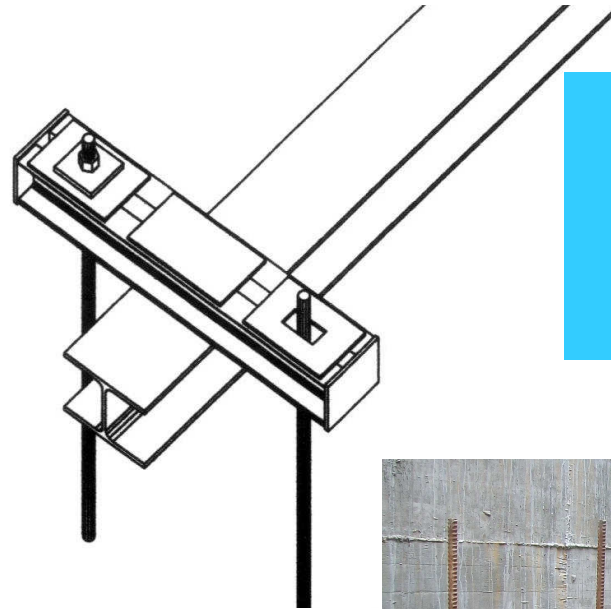
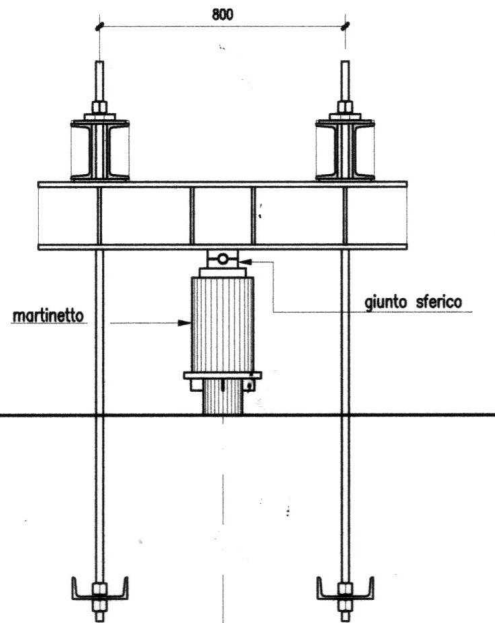
Esempio di come
l'approntamento
e l'esecuzione
delle prove di
carico siano una
tipica attività
d'Impresa.
Il che non impedisce
al Direttore dei
Lavori ed al
Collaudatore i
più rigorosi
controlli.

COMUNE DI FAETO (FG) CONSOLIDAMENTO DISSESTO IDROGEOLOGICO
ZONA VIA PROVINCIALE/VILLA COMUNALE :
PROVA DI CARICO SUI MICROPALI DELLA LUNETTA GARRASI et al. - 2010-2012

PIANTA



PROSPETTO FRONTALE



Esempio di come l'approntamento e l'esecuzione delle prove di carico siano una tipica attività d'Impresa. Il che non impedisce al Direttore dei Lavori ed al Collaudatore i più rigorosi controlli.



LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO N.T.C. 2008 : SPUNTI DI RIFLESSIONE

..... siamo veramente sicuri che i coefficienti di sicurezza parziali siano più affidabili del "vecchio" coefficiente di sicurezza unico ?

C'era una volta un negoziante che dinanzi al negozio aveva un un orologio del quale era molto fiero. Un giorno incontrò un tale che aveva il compito di dare il segnale di mezzogiorno per una vicina officina.

"Sai, gli disse, in tre mesi il mio orologio non ha perduto o guadagnato nemmeno un minuto. Ogni giorno, quando tu dai il segnale di mezzogiorno, segna proprio l'ora precisa. A proposito, come fai a mettere a punto il tuo segnale ?"

"Oh, io passo davanti alla tua vetrina circa dieci minuti prima e regolo il mio orologio sul tuo ..."

(E.B. Wilson, 1952)

..... si dice che molto tempo fa, in ristretti e segreti circoli per soli iniziati, girasse la voce, in qualche modo fortuitamente trapelata all'esterno per la conoscenza di noi comuni ingegneri, che i coefficienti di sicurezza parziali fossero stati "tarati" sul vecchio coefficiente di sicurezza unico.

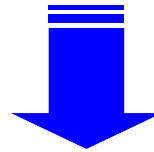
Ma naturalmente si tratta solo di fantasie..... o forse no ?

UN POSSIBILE APPROCCIO ALLA PROGETTAZIONE ALLA LUCE DELL'ATTUALE NORMATIVA
tratto da R. Jappelli "Principi di progettazione geotecnica" Hevelius Ed.

Adottare la massima attenzione e prudenza nel riconoscere, di una norma:

la cogenza (autorità)

l'autorevolezza

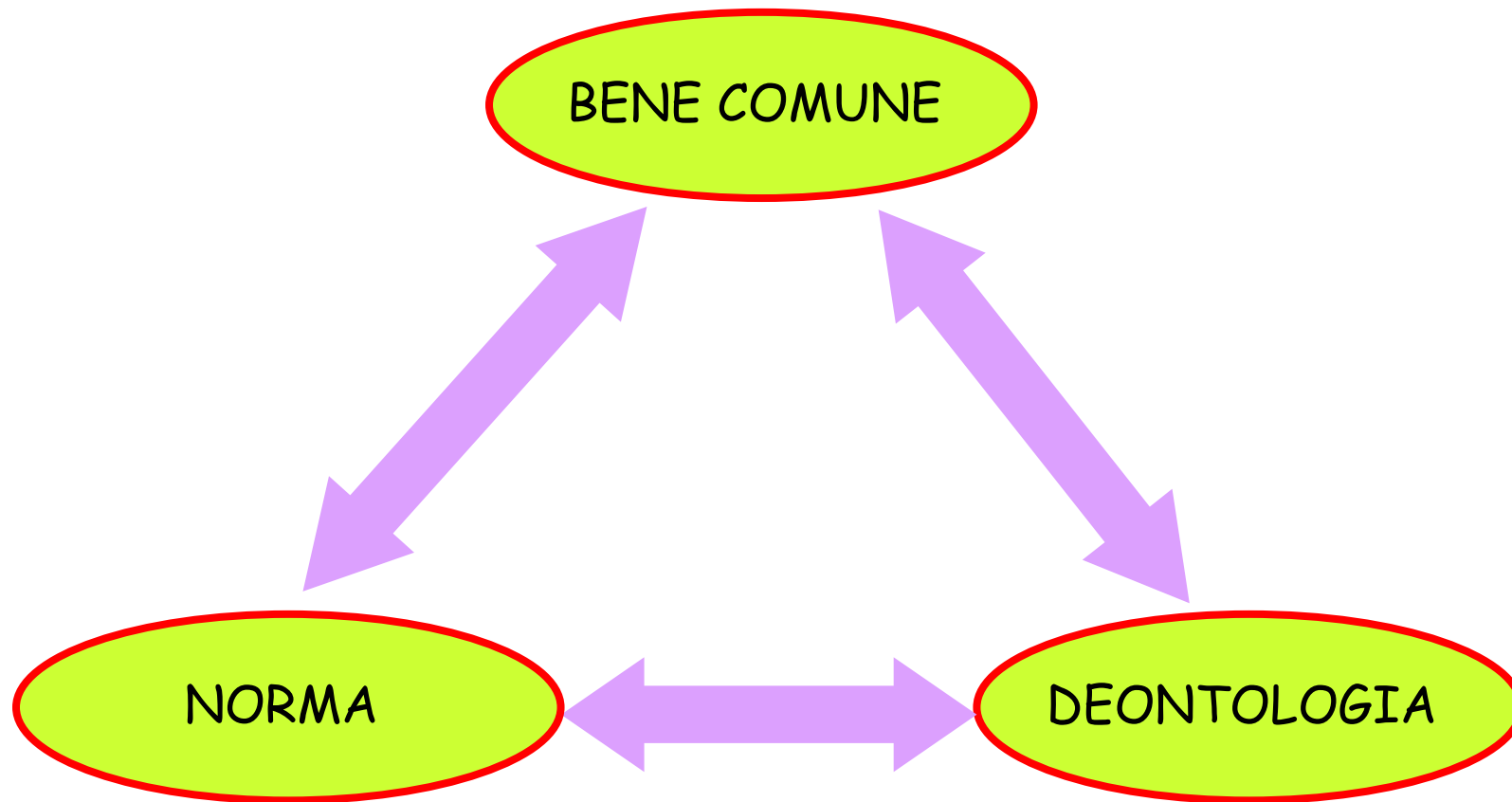


1. Impostare il progetto prescindendo dalle norme, sulla base dei principi dell'ingegneria, della geotecnica e del buon senso.
2. Verificare quindi che il progetto rispetti le norme, e se necessario modificarlo (anche in modo "peggiorativo" in senso lato : maggior costo, ridondanze, etc.)
3. Indicare chiaramente nelle relazioni di progetto i motivi per i quali le soluzioni in definitiva adottate si discostano da quelle che discenderebbero dai principi della disciplina (ingegneria) e del buon senso.

..... NORMATIVE E DEONTOLOGIA

è forse diventato

NORMATIVE AUT DEONTOLOGIA ?



DEONTOLOGIA

*“Molti si proclamano persone per bene, ma una persona fidata chi la trova ?”
(Proverbi, 20,6)*

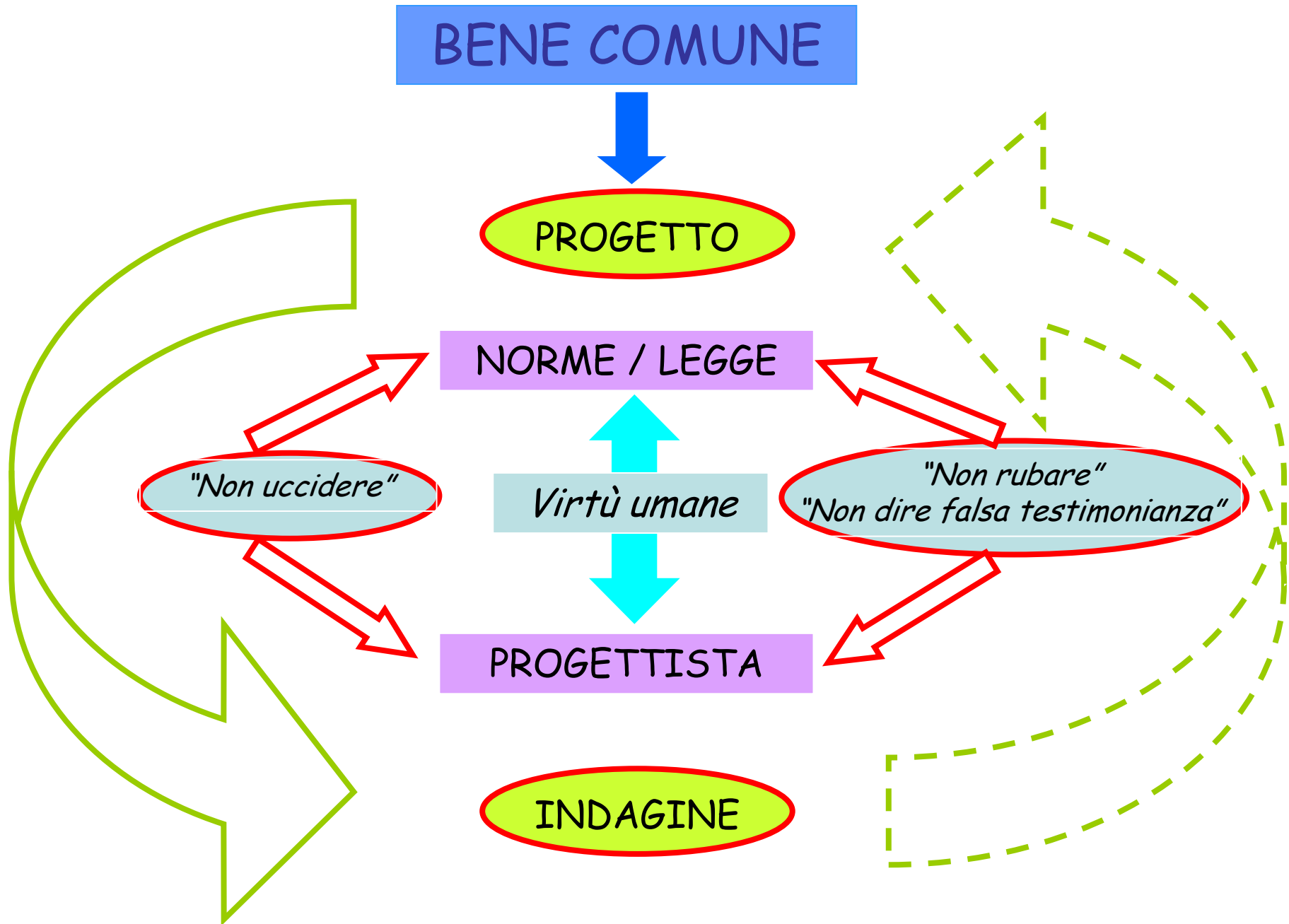
*“Quando un uomo non mette in pratica i principi in cui crede, i casi sono due:
o questi principi non valgono nulla (non sono veri); oppure lui, come uomo, non vale nulla (è un debole)”
(Ezra Pound)*

La filosofia ricerca la verità : cioè le cause ed il fine di tutta quanta la realtà (uomo incluso). Essa si suddivide in altre discipline scientifiche (metafisica, logica, teoria della conoscenza, etc). Tra queste :

- ❑ L'ANTROPOLOGIA FILOSOFICA studia la struttura intima dell'uomo, in quanto è.
- ❑ L'ETICA studia la struttura dell'uomo in quanto agisce.
E' quella parte della filosofia che studia le azioni compiute liberamente, e quindi suscettibili di valutazione morale.
Come tutta la filosofia, è senz'altro teorica, perché cerca i principi generali che spiegano l'agire umano libero. Ma è anche normativa (dà regole per l'azione) e pratica (coinvolge non solo l'intelletto, ma anche la volontà, che si esprime nell'azione).
L'etica si distingue pertanto dal resto della filosofia, detta "teoretica", e si denomina pertanto "filosofia pratica", perché è una conoscenza che incide sul nostro comportamento

La DEONTOLOGIA è la parte dell'etica che si riferisce all'agire nell'ambito del lavoro professionale.

- ❑ non coincide né con le leggi civili che regolano i rapporti di lavoro o l'esercizio delle professioni né con i vari codici deontologici (dei medici, degli ingegneri, degli avvocati, dei giornalisti, etc.), ma va ben oltre, fondandosi su principi più stabili e permanenti.
- ❑ Codici o leggi possono solo limitarsi a stabilire ciò che si deve fare o ciò che si deve evitare.
- ❑ La deontologia va oltre analizzando il perché, ed inoltre si schiude all'immenso campo di ciò che è meglio fare, pur non essendo obbligati in senso stretto. Ci aiuta cioè a comprendere che le cose si possono fare male o peggio, oppure bene e meglio, e ci fornisce i criteri per fare la scelta migliore nei singoli casi. Impegna fortemente le 4 virtù cardinali.



A. IL PROCESSO DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA

B. IL "SISTEMA GEOTECNICO"



IL "SISTEMA STRUTTURALE"

C. GEOTECNICA : UNA STORIA (ANCHE) ITALIANA
(sviluppo della geotecnica e delle "fondazioni speciali" con le grandi opere d'ingegneria)

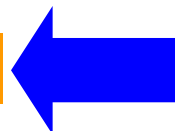
D. INSCINDIBILITA' DI PROGETTO ED INDAGINE
(e conoscenza di alcuni "STRUMENTI" disponibili - talora indispensabili - per progettare)

E. QUANDO L'INDAGINE NON BASTA DA SOLA
(monitoraggio e sperimentazione preliminare nella progettazione geotecnica)

F. DISTINZIONE TRA GEOLOGIA E GEOTECNICA

G. IL RUOLO DELLE NORMATIVE : UN APPROCCIO CRITICO
(la progettazione geotecnica secondo NTC 2008)

H. CONCLUSIONI



CARTESIO : "...cogito, ergo sum"



il "modello" è la realtà

Comprensione del fenomeno fisico

Il modello **NON E'** la realtà'

Codici di calcolo : istruzioni per l'uso

"Sound engineering judgement"

(K. Terzaghi)

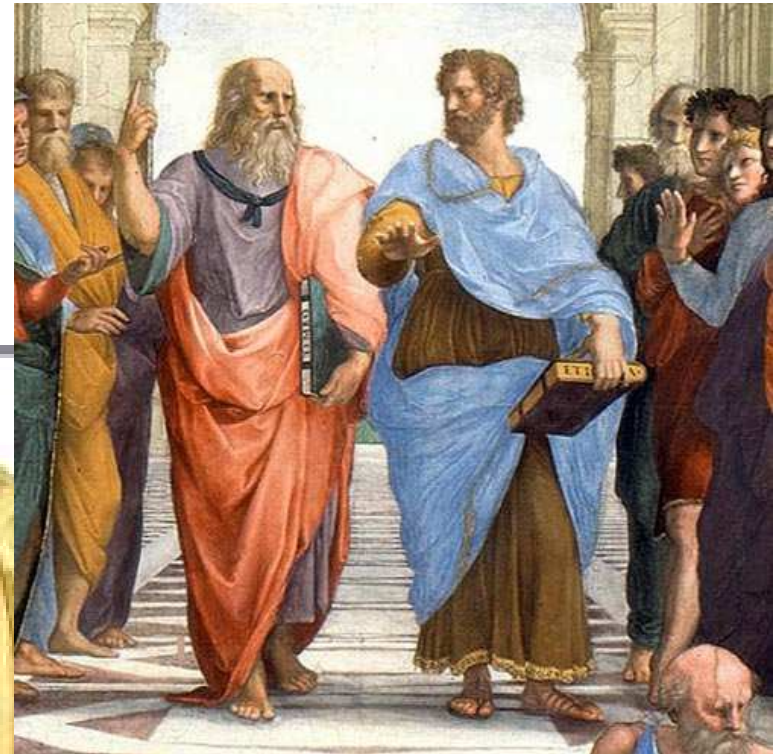
Approccio critico alla normativa

(può aiutare la consapevolezza della nostra identità culturale)

**IL PROGETTO "PRECEDE" L'INDAGINE
E NE DETERMINA I CONTENUTI**

CONCLUSIONI

"La Scuola di Atene"
Raffaello Sanzio - Musei Vaticani



*where is the Life
we have lost in living ?*

*where is the wisdom
that we have lost in knowledge ?*

*where is the knowledge
we have lost in information ?*

dai Cori da "La Rocca" di T. S. Eliot

MONITO

*sorpresa
dopo tanto
d'un amore*

*CREDEVO di averlo sparpagliato
per il mondo*

"Casa mia" dalla raccolta "l'Allegria" di G. Ungaretti

AUSPICIO

FINE