

1 – I MODELLI DI CALCOLO DEI DIAFRAMMI.

1.1 – FASI DI LAVORO, CONDIZIONI AL CONTORNO, STRATIGRAFIA E FALDA

Il diaframma nel terreno viene modellato come una trave infissa alla profondità desiderata e successivamente escavata da un lato, quando previsto in presenza di opere di puntellazione e/o tirantatura, sottoposta ad un campo di sollecitazioni dovute alla spinta delle terre, alle pressioni neutre, ai sovraccarichi esterni.

E' preimpostata una sequenza di operazioni di installazione - scavo - puntellazione che prevede i seguenti passi:

0. installazione del diaframma nel terreno
1. esecuzione del primo step di scavo, in presenza di diaframma in condizioni a semplice sbalzo
2. messa in opera di un primo ordine di puntelli / tiranti, con relativa operazione di messa in coazione o tesatura
3. ripresa dello scavo fino alla nuova profondità richiesta
4. messa in opera di eventuali successivi ordini di puntelli / tiranti, sempre con relativa messa in coazione o tesatura dove richieste
5. ripetizione dei passi 3 e 4 fino al raggiungimento del fondo scavo definitivo.

Nel Programma, ogni operazione consecutiva e successiva all'installazione del diaframma è definita fase di lavoro.

Durante la sequenza delle operazioni, è prevista la possibilità di imporre sovraccarichi di vario tipo, anche non costanti durante le varie fasi di lavoro. Il Programma prevede una casistica di carichi esterni espressa come segue:

- carichi uniformi a monte
- carichi uniformi a quota intermedia
- carichi a striscia agenti sul lato monte del diaframma
- carichi uniformi a valle
- forze orizzontali concentrate a quota intermedia lungo la paratia

Mediante una tabella di contemporaneità è possibile prevedere che ciascun carico possa agire durante una o più fasi, anche simultaneamente con gli altri carichi impostati.

Per ovvi motivi di modellazione numerica, i sovraccarichi vengono variati solo per ogni distinta stratigrafia o configurazione di scavo, corrispondente a 2 successive fasi di lavoro.

Nella modellazione fisica dell'esecuzione dello scavo sono previste diverse condizioni di falda seguendo la progressione dei lavori. In generale, è possibile considerare una falda ribassata all'interno del diaframma durante gli scavi, mentre anche all'esterno sono possibili eventuali variazioni di quota nelle varie configurazioni degli scavi. Il regime di spinte neutre sulla paratia viene descritto tenendo conto delle condizioni generali di permeabilità stratigrafica. Il Programma prevede che la paratia possa essere interessata da un moto di filtrazione al piede (flusso idraulico risalente dal fondo dello scavo), oppure no (fondo scavo impermeabile). La modellazione dipende direttamente dalle condizioni geologiche / idrogeologiche del sito.

1.2 – MODO PROGETTO - PREDIMENSIONAMENTO DEL DIAFRAMMA E VERIFICHE S.L.U. DI NORMATIVA. I DIAGRAMMI DI CARICO NON INCREMENTALI

1.2.1 – L’algoritmo della Trave Equivalente (Metodo ICOS)

Nei Modi Predimensionamento e Progetto il Programma implementa un calcolo preliminare mediante l’algoritmo della Trave Equivalente, affidabile e ormai acquisito nel campo della progettazione esecutiva. Tale algoritmo implementa il “Metodo ICOS” che è alla base di un enorme numero di realizzazioni di diaframmi, paratie berlinesi e di pali accostati (per ulteriori dettagli vedere anche Rabuffetti, 2011).

Il metodo algoritmico di Diaframma prevede le seguenti assunzioni:

- diagramma di carico (Fig. E-1) composto dalle seguenti azioni:
 - spinta attiva delle terre
 - spinte orizzontali per presenza di sovraccarichi
 - spinte neutre dovute alla presenza della falda

- il diaframma (Fig. E-2) viene considerato secondo il Metodo ICOS come una trave di rigidità qualsiasi, di dimensione planimetrica unitaria (striscia da 1 m), staticamente vincolata nei seguenti punti:
 - in corrispondenza di ogni tirante / puntello messo in opera al progredire dello scavo
 - in corrispondenza di una cerniera fittizia sviluppata nel terreno al di sotto del fondo scavo, ad una quota determinata con i metodi della Geotecnica, considerata nel punto di azzeramento della sommatoria delle spinte orizzontali totali

- le reazioni vincolari al diaframma sono offerte, in alternativa, da:
 - tiranti
 - puntelli
 - la porzione di paratia al di sotto della cerniera inferiore

- la pretensione degli organi di appoggio non influisce sul calcolo della paratia, ovvero in fase di predimensionamento si considerano non precompressi tutti gli appoggi orizzontali

- la porzione di paratia al di sotto della cerniera inferiore è incastrata nel terreno in maniera sufficiente a garantire la reazione vincolare
- ogni fase di scavo è indipendente dalla storia precedente dello scavo stesso, ovvero dalle sollecitazioni nella paratia derivanti dalle fasi precedenti e dagli spostamenti già subiti
- le deformazioni della paratia durante lo scavo sono considerate ininfluenti.

La cerniera fittizia prevista dal modello al di sotto del fondo dello scavo viene introdotta nel punto di annullamento del diagramma delle pressioni totali calcolate lungo la paratia (Fig. E-2).

Per pressioni totali si intende la somma delle spinte orizzontali delle terre in termini di sforzi efficaci, delle spinte neutre e delle sovrappressioni indotte dai sovraccarichi.

I diagrammi di spinta vengono tracciati tenendo conto delle caratteristiche geotecniche dei vari strati di terreno interessati (diversi coefficienti di spinta K_a e K_p), delle condizioni di falda, della presenza di sovraccarichi.

La composizione dei diagrammi di spinta di progetto a partire dalle singole componenti, è mostrata in Fig. E - 1.

In Modo Progetto sono disponibili due opzioni di calcolo condotto mediante l'algoritmo della trave equivalente:

- Predimensionamento
- Progetto

I due modi differiscono per via dei coefficienti parziali che interessano le azioni sulla paratia.

I valori di default di tali parametri sono:

- per il Predimensionamento:
 - γ_R , ovvero F_s su $k_p = 1.50$
 - $\gamma_{G1,Sfav} = 1.00$
 - $\gamma_{G1,Fav} = 1.00$
- per il Progetto:
 - γ_R , ovvero F_s su $k_p = 1.00$
 - $\gamma_{G1,Sfav} = 1.00$ (per combinazione A2, da variare in 1.30 per combinazione di carico A1)
 - $\gamma_{G1,Fav} = 1.00$

In modo Predimensionamento viene definita una lunghezza sicura di paratia, stimata una certa capacità statica, e verificata la necessità o meno di eventuali puntelli / tiranti. In particolare, la lunghezza sicura può essere assunta pari alla profondità sotto la cerniera per la quale il momento flettente si azzerava una seconda volta, aumentata del 5 – 15% della profondità dello scavo.

Nel corso dell'analisi viene ricavata una quantizzazione delle grandezze ingegneristiche principali: valore delle azioni interne di progetto, reazioni da garantire tramite tiranti, appoggi, ecc.. Normalmente i valori nominali calcolati in modo Predimensionamento risultano congrui per il dimensionamento della struttura della paratia. Tali valori sono da intendere corrispondenti allo SLE, ovvero ottenuti con i coefficienti parziali su azioni e materiali tutti pari $\gamma_A = \gamma_M = 1.00$.

In modo Progetto è possibile verificare opportunamente tutte le combinazioni previste dalla normativa (A1+M1+R1) e (A2+M2+R1). E' preferibile non svolgere tale calcolo in modo Verifica perché, modificando la parametrizzazione geotecnica, ne verrebbe influenzata anche la definizione delle mollette del terreno. In altri termini, variando da A1 ad A2 i coefficienti parziali riguardanti la resistenza a taglio, viene influenzata non solo quest'ultima, ma anche la rigidità del terreno, cosa non contemplata in normativa.

E' da notare che la modellazione in termini di fattori parziali si riflette direttamente sulla costruzione dei diagrammi di carico riportati in figura E – 1.

Il programma abilita in particolare l'adozione di coefficienti $\gamma_M = \gamma_{G1}$ differenziati per il peso di volume in fase di spinta attiva ($\gamma_{G1,Stav}$) e in fase di spinta passiva ($\gamma_{G1,Fav}$), ovvero nei casi in cui il peso del terreno e le spinte neutre, considerati come carichi permanenti, siano da conteggiare a sfavore o a favore della sicurezza.

Con riferimento alle fasi di lavoro stabilite al Punto 1.1, è da notare che nel Modo Progetto sono rilevanti unicamente le fasi di lavoro 1, 3, 5, 7, ... ecc., in quanto le relative fasi 2, 4, 6, ... ecc., rappresentano i momenti di messa in opera dei tiranti, non significative riguardo al modello assunto per il predimensionamento. Inoltre, per definizione, il diagramma del taglio al di sotto della cerniera nel terreno viene trascurato, in quanto troppo evidentemente penalizzato dal modello di calcolo. In caso di necessità si utilizzeranno i valori di taglio ricavati in modo Verifica, sensibilmente più attendibili.

In Fig. E - 2 viene riferita l'evoluzione del modello della paratia in Modo Progetto per la serie di fasi di scavo per la realizzazione di un diaframma a due ordini di sostegni.

E' evidente la seconda caratteristica del modello teorico: ogni fase è modellata indipendentemente dalle precedenti, cioè dalla storia dello scavo.

Trattandosi di una serie di diagrammi che non dipendono dalla storia dello scavo ma unicamente dalla sua geometria, questo approccio viene definito *modellazione non incrementale*.

1.2.2 – Analisi FEM non incrementale

L'analisi non incrementale naturalmente può essere effettuata anche utilizzando l'algoritmo FEM. L'importante è capire che gli spostamenti ottenuti sono da correlare alle singole condizioni di scavo, indipendentemente dalla sua evoluzione.

Tipici esempi di condizioni in cui è corretto effettuare l'analisi FEM non incrementale si hanno con i palancolati infissi preliminarmente all'esecuzione di riempimenti a mare. L'imposizione dei diagrammi di spinta, nei fatti, corrisponde alla realizzazione dei rilevati, e non comporta fasi intermedie di lavoro tra lo scarico completo ed il carico completo a tergo delle paratie.

Un esempio di sviluppata deformativa in condizioni non incrementali è mostrata in Fig. E-5, b), ottenuta con un'analisi FEM "Verifica Fasi singole".

1.3 – MODO VERIFICA – L'ANALISI F.E.M. DELLA PARATIA. I DIAGRAMMI DI CARICO INCREMENTALI.

Una volta predimensionata la paratia con il metodo della Trave equivalente, rimane da verificare il comportamento del diaframma sia in termini di interazione suolo – struttura (in particolare dal punto di vista delle deformazioni strutturali), sia in termini di azioni interne di progetto.

Il Programma si avvale di un sofisticato algoritmo agli Elementi Finiti monodimensionali a rigidzze variabili (analisi FEM), riconducibile ad uno schema di trave elastica vincolata da un campo di molle a caratteristica elasto – plastica bilineare, in presenza di un insieme discreto di forze e molle di notevole rigidzza in corrispondenza dei tiranti / puntelli.

In Fig. E - 3 è mostrato lo schema del meccanismo dell'interazione paratia – terreno nel caso più generale.

Le caratteristiche delle singole mollette che rappresentano il suolo vengono ricavate in funzione delle caratteristiche geotecniche dei singoli strati di terreno presenti in stratigrafia.

Si noti che in uno stesso punto della paratia le risposte del terreno verso valle e verso monte sono diverse, in quanto le tensioni verticali efficaci determinate dall'esecuzione dello scavo sono diverse sul lato a valle rispetto al lato monte.

Le molle in corrispondenza dei tiranti / puntelli di scavo sono caratterizzate in funzione del tipo di appoggio o tirante (elemento di rigidzza preponderante), della lunghezza neutra, della sezione metallica, della spaziatura e dell'inclinazione effettive.

Le molle in corrispondenza dei tiranti/puntelli sono perfettamente elastiche.

L'analisi dell'interazione diaframma-terreno con il metodo FEM in campo elastoplastico viene condotto per cogliere l'effettivo comportamento della paratia dal punto di vista delle deformazioni attese.

Per questo la realistica modellazione dei diagrammi di spinta deve tenere conto dell'effettiva storia dello scavo fino al momento in esame.

Il modello generale deve ammettere che ogni distinta fase di carico avvenga quando la paratia è già deformata a causa del sistema di spinte relative alla fase precedente.

Non è lecito imporre che ad ogni nuova fase di scavo successiva alla prima la paratia riparta da condizioni “a riposo”, quando invece lo scavo precedente ha già modificato sia lo stato tensionale interno del diaframma, sia quello del terreno.

Occorrono nuovi diagrammi di carico, oltre a nuove definizioni delle azioni interne taglianti e flettenti, che durante la storia dello scavo subiscano variazioni coerenti.

Tali diagrammi di spinta, che rappresentano gli incrementi tra una fase e la successiva, sono detti incrementali.

Con i diagrammi incrementali, la paratia si trova una sola volta, e solamente all’inizio dello scavo, in una configurazione teoricamente “neutra” prima di deformarsi sotto spinta considerasi. Un caso evidente di scavo incrementale è costituito dalla realizzazione del diaframma mostrato in Fig. E - 4).

Dopo l’installazione del tirante, il diagramma di spinta attiva (fase 3 in figura) prevede uno sviluppo delle spinte al di sotto della posizione del tirante stesso. Se il sistema è bene dimensionato, la sommità della paratia viene forzata a rientrare verso monte, comprimendo il terreno per rotazione intorno al punto di applicazione del tirante.

Nell’analisi non incrementale, ciò si traduce in uno spostamento netto verso monte della paratia. Questo accade perché il riferimento iniziale per gli spostamenti è una semplice linea verticale.

Nel caso dell’analisi incrementale, l’effetto dello scavo dopo la posa del tirante si somma alla deformata che il diaframma ha maturato nella prima fase di scavo “a sbalzo” e successivamente per effetto della pretensione del tirante (fasi 2 e 3 in figura).

Il risultato dell’analisi incrementale è perciò uno spostamento netto verso valle ma con una deformata complessa, come del resto si sperimenta nella pratica.

Ciò è dovuto al fatto che buona parte delle deformazioni dei terreni e della paratia durante l’evoluzione dello scavo sono irreversibili.

Il riflesso numerico è conseguente. Nell’analisi incrementale, per ogni fase successiva, occorre introdurre nell’algoritmo di calcolo la sola quota parte di sollecitazioni addizionali rispetto alla fase precedente, tenendo conto dello stato di deformazione della paratia associato alla fase precedente.

In altri termini, ad ogni fase di scavo compete un diagramma di carico ottenuto per paragone rispetto alle fasi precedenti. Anche le successive deformazioni introdotte dai nuovi diagrammi vengono

sommate alle deformazioni pregresse, ottenendo una deformata complessiva dipendente dalla storia dello scavo.

In questo modello sono rilevanti le fasi di realizzazione degli appoggi, con le relative precompressioni, sviluppando un approccio teorico più aderente alla realtà.

I diagrammi di carico così determinati sono definiti *incrementali*. Un esempio di sviluppata deformativa in condizioni incrementali è mostrata in Fig. E-5, c), restituita mediante un'analisi FEM "Verifica Incrementale".

Tenendo presente che tutta l'analisi tensionale della paratia deriva da un metodo di calcolo FEM degli spostamenti, è chiaro che solo cogliendo la corretta deformata si possono determinare azioni interne realistiche.

1.4 – CRITERI PER IL DIMENSIONAMENTO DELLA PARATIA.

1.4.1 – PREDIMENSIONAMENTO

Le verifiche progettuali sono di norma eseguite su una paratia già opportunamente dimensionata almeno nelle parti essenziali (tipo, lunghezza sicura, capacità statica, reazioni da garantire con sostegni / tiranti).

Il Programma prevede il Modo Progetto per l'esecuzione di un predimensionamento che di solito si rivela idoneo quando viene sottoposto alle verifiche SLU e SLE.

L'algoritmo utilizzato è quello della trave equivalente secondo il Metodo ICOS (vedere Rabuffetti, 2011).

In Modo Progetto, il Programma utilizza le seguenti impostazioni:

- Spinte attive e passive: teoria di Muelle-Breslau assunto per l'attrito tra paratia e terreno $\delta = \frac{1}{2} \phi$
- Azioni (carichi esterni) con valore nominale ($\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = \gamma_{Qi} = 1$)
- Parametrizzazione geotecnica caratteristica
- Adozione di un Coefficiente parziale sulla resistenza 1.5 (il cui effetto per analogia potrebbe essere paragonato a γ_R)

Nella maggior parte dei casi il predimensionamento condotto secondo tali criteri regge affidabilmente alle verifiche agli SLU e SLE più avanti descritte.

1.4.2 – IL MODO PROGETTO E LE VERIFICHE S.L.U.

La normativa corrente agli Stati Limite impone una serie di valutazioni ALLO slU condensate nelle seguenti indicazioni:

- SLU per stabilità globale dell'insieme opera terreno:
Combinazione (A2+M2+R2)
- SLU per verifiche della paratia:
 - Combinazione (A1+M1+R1)
 - Combinazione (A2+M2+R1)

Per angoli di attrito tra paratia e terreno maggiori della metà dell'angolo di attrito interno del terreno, ovvero $\delta > \frac{1}{2} \phi$, le NTC 2008 prescrivono l'utilizzo di coefficienti di spinta passiva derivanti da teorie che modellano superfici non planari, come quelli ricavabili dalle Figg. E – 6.

La prima verifica riguarda la stabilità globale del complesso paratia – terreno e viene trattata con algoritmi di calcolo specifici.

Le verifiche SLU della paratia si realizzano con l'ausilio del Programma ponendo:

- Combinazione (A1+M1+R1):
 - Azioni incrementate mediante i coefficienti γ_{G1} , γ_{G2} e γ_{Qi} . Il programma ammette esplicitamente l'utilizzo negli algoritmi risolvitori del coefficiente γ_{G1} ;
 - Parametrizzazione geotecnica caratteristica
 - Coefficiente parziale sulla resistenza $\gamma_R = 1$
- Combinazione (A2+M2+R1):
 - Azioni al loro valore nominale ($\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = \gamma_{Qi} = 1$)
 - Parametrizzazione geotecnica ridotta mediante i coefficienti mostrati nel seguito
 - Coefficiente parziale sulla resistenza $\gamma_R = 1$

1.4.3 – LE VERIFICHE FEM ALLO S.L.E.

Per normativa sono demandate alla valutazione degli SLE: verifica degli spostamenti laterali e relativa compatibilità con le caratteristiche d'uso e con le condizioni strutturali al contorno.

Le verifiche allo SLE consistono nella valutazione dei cedimenti laterali della paratia e degli spostamenti verticali attesi, per esempio utilizzando metodi come quelli riportati in Appendice.

Nelle valutazioni SLE si pongono tutti i coefficienti parziali, sia quelli riguardanti le azioni, sia la parametrizzazione, sia le resistenze, pari a 1.0.

Il calcolo analitico prescinde da un certo grado di aleatorietà non eliminabile dovuto a:

- potenziale variabilità delle stratigrafie
- margine di errore nella determinazione dei parametri geotecnici
- possibile presenza di coesioni residue, cementazioni, fenomeni di aging del terreno che nella normale prassi ingegneristica vengono trascurati a favore della sicurezza
- relativa incertezza sull'entità di carichi e sovraccarichi sulla paratia
- caratteristiche effettive di comportamento dei materiali anche a lungo termine (consolidazione primaria e secondaria dei

terreni fini, creep degli acciai dei tiranti, stato di fessurazione e resistenza a trazione del calcestruzzo, ecc.)

E' da notare che la semplice variazione della tempistica dell'applicazione dei sovraccarichi, il grado di tensionamento dei tiranti, le condizioni di falda a monte e valle del diaframma, modificano i diagrammi risultanti dal calcolo incrementale.

Per le ragioni elencate, e per la delicatezza delle implicazioni in termini economici e di sicurezza, appare opportuno dimensionare la struttura delle paratie in funzione dell'involuppo di tutti i diagrammi ottenuti per ciascuna azione (flettente e tagliante) considerando sia il modo incrementale sia quello non incrementale.

1.5 – CONDIZIONI DI LAVORO PARTICOLARI – CARICHI NON INCREMENTALI E CONTEMPORANEA ANALISI FEM.

L'analisi non incrementale costituisce un'opzione di lavoro da utilizzare in determinati casi.

Un caso è quello del palancoleto che anziché essere scavato venga riempito a tergo utilizzando terreno di riporto. Un tipico esempio è costituito dai rilevati per banchinamenti a mare realizzati dopo l'infissione di palancole.

In tali condizioni l'aspetto incrementale dell'analisi è da scartare.

Un secondo caso è quello di uno scavo rapido in terreni coesivi e in condizioni non drenate, dove si possa ritenere che le fasi di lavoro in successione dopo la prima si susseguano quando le sovrappressioni neutre legate alla fase precedente non sono ancora dissipate. La condizione non incrementale si può talora estendere fino alla fase finale di fondo scavo.

In tutti i casi, per ogni singola fase di scavo, si applicano i diagrammi di spinta globali (Fig. E-1) in presenza di un sistema di mollette a caratteristica elastoplastica per i terreni e perfettamente elastica per i tiranti/puntelli di scavo (Fig. E-3).

2 – COSTRUZIONE DEI DIAGRAMMI DI SPINTA DELLE TERRE, PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA, CARATTERISTICHE DELLE MOLLETTE.

La parametrizzazione geotecnica può essere variata nel Programma nel corso delle elaborazioni, in modo libero oppure con riferimento ai modelli teorici nel seguito descritti.

2.1 – SPINTE DELLE TERRE

Le spinte orizzontali sulle pareti del diaframma sono calcolate nel caso di terreni incoerenti come segue:

$$\begin{aligned}\sigma_A &= k_A \sigma'_v \\ \sigma_P &= k_P \sigma'_v\end{aligned}$$

dove :

- σ_A = spinta attiva per unità di superficie
- σ_P = spinta passiva per unità di superficie
- $k_A - k_P$ = coefficienti di spinta attiva e passiva rispettivamente
- σ'_v = tensione geostatica efficace

I valori di $k_A - k_P$ preimpostati dal programma sono riferiti alle formulazioni di Rankine o di Mueller Breslau.

Le formule di Rankine, in un certo grado cautelative, sono le seguenti:

$$\begin{aligned}k_A &= \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \phi/2) \\ k_P &= \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \phi/2) = 1 / k_A\end{aligned}$$

dove :

$$\phi = \text{angolo di attrito interno}$$

Le formule di Mueller-Breslau, più utilizzate nella pratica, tengono conto dell'inclinazione del terreno a monte e/o a valle della paratia, dell'eventuale inclinazione del setto di diaframma, dell'attrito tra terreno e paratia che si sviluppa per pur modesti movimenti del diaframma.

Le relative formule di calcolo sono le seguenti:

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\alpha+\phi)}{\text{sen}^2\alpha \text{sen}(\alpha-\delta) \left\{ 1 + \left[\frac{\text{sen}(\phi+\delta) \cdot \text{sen}(\phi-\beta)}{\text{sen}(\alpha-\delta) \cdot \text{sen}(\alpha+\beta)} \right]^{1/2} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\text{sen}^2(\alpha-\phi)}{\text{sen}^2\alpha \text{sen}(\alpha+\delta) \left\{ 1 + \left[\frac{\text{sen}(\phi+\delta) \cdot \text{sen}(\phi+\beta)}{\text{sen}(\alpha+\delta) \cdot \text{sen}(\alpha+\beta)} \right]^{1/2} \right\}^2}$$

dove (vedere anche Fig. E - 5) :

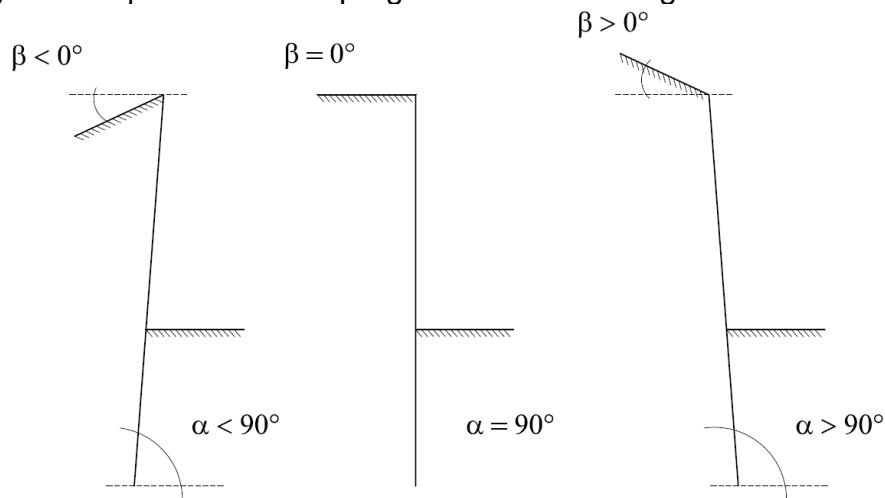
ϕ = angolo di attrito interno

δ = angolo di attrito paratia-terreno

α = angolo sull'orizzontale della paratia

β = angolo di inclinazione del terreno a monte (K_A) o a valle (K_P)

I valori di K_A e K_P calcolati con le formule di Mueller-Breslau per $\alpha = \beta = \delta = 0$ coincidono con quelli di Rankine. Le convenzioni per i segni di α e β utilizzate dal programma sono le seguenti:



**ANGOLI DI RIFERIMENTO
PER LA GEOMETRIA
DELLA PARATIA**

E' da notare che i valori di K_A per qualsiasi valore di α , β , δ , ϕ , sono da ritenersi ragionevolmente accettabili, mentre questa certezza non è condivisibile per i valori di K_P in particolare per valori $\beta \neq 0$.

In Programma non è in grado di calcolare automaticamente valori di K_P per $\beta \neq 0$, mentre è in grado di calcolare i corrispondenti valori di K_A .

Tale fatto è da mettere in diretta relazione con la normativa vigente (NTC 2008, punto 6.5.3.1.2, che non considera valida la teoria di Mueller – Breslau per la spinta passiva per $\beta \ll 0$ in quanto le superfici di scivolamento sono planari.

In caso di necessità occorre digitare in input valori determinati direttamente dall'Utente, utilizzando p. es. i diagrammi riportati in Fig. E-6), ottenuti per superfici di scivolamento non planari.

Nel caso di terreni dotati di coesione, le spinte orizzontali sulle pareti del diaframma vengono definite come segue:

$$\begin{aligned} \sigma_A &= 0 && \text{per } k_A \sigma'_v \leq 2 c \sqrt{k_{AC}} \\ \sigma_A &= k_A \sigma'_v - 2 c \sqrt{k_{AC}} && \text{per } k_A \sigma'_v > 2 c \sqrt{k_{AC}} \\ \sigma_P &= k_P \sigma'_v + 2 c \sqrt{k_{PC}} \end{aligned}$$

dove oltre ai simboli già introdotti figura la coesione c unitamente ai coefficienti k_{AC} e k_{PC} che, unitamente ai coefficienti k_A e k_P , vengono tabulati nel seguito (Packshaw, 1946).

			φ'					
Coeff.	δ'	c'_w/c'	0°	5°	10°	15°	20°	25°
K_a	0	Per ogni	1.00	0.85	0.70	0.59	0.48	0.40
	φ'	valore	1.00	0.78	0.64	0.50	0.40	0.32
K_{ac}	0	0	2.00	1.83	1.68	1.54	1.40	1.29
	0	1.0	2.83	2.60	2.38	2.16	1.96	1.76
	φ'	0.5	2.45	2.10	1.82	1.55	1.32	1.15
	φ'	1.0	2.83	2.47	2.13	1.85	1.59	1.41

			φ'					
Coeff.	δ'	c'_w/c'	0°	5°	10°	15°	20°	25°
K_p	0	Per ogni	1.0	1.2	1.4	1.7	2.1	2.5
	φ'	valore	1.0	1.3	1.6	2.2	2.9	3.9
K_{pc}	0	0	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.1
	0	0.5	2.4	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8
	0	1.0	2.6	2.9	3.2	3.6	4.0	4.4
	φ'	0.5	2.4	2.8	3.3	3.8	4.5	5.5
φ'	1.0	2.6	2.9	3.4	3.9	4.7	5.7	

I coefficienti di Packshaw introducono il contributo della coesione tenendo conto di adesione tra terreno e paratia (c'_w / c') ed eventuale angolo di attrito δ' sempre tra terreno e paratia. I coefficienti k_{AC} e k_{PC} non vengono calcolati dal Programma, ma vengono proposti nella fase di introduzione dei dati. I coefficienti k_A e k_P possono essere derivanti anche dalla teoria di Rankine o Mueller-Breslau.

Al coefficiente di spinta passiva k_P viene applicato in fase di predimensionamento un fattore di sicurezza F_s che di default viene impostato sul valore 1.5.

Sempre di default per il predimensionamento vengono applicati i valori di calcolo $\delta_1 = \frac{1}{2} \phi$ per l'attrito terreno-paratia in spinta attiva e $\delta_2 = \frac{1}{2} \phi$ per la spinta passiva, spinte calcolate con la teoria di Mueller-Breslau.

Questi valori sono comunque variabili a piacere dal Progettista.

In caso di necessità il Progettista potrà scegliere di adottare per la spinta agente il valore di spinta a riposo $k_A \leftrightarrow K_0 = 1 - \tan \phi$.

In alternativa, è possibile l'input diretto di valori di k_A e k_P a discrezione del Progettista.

Particolarmente appropriati risultano i coefficienti riferiti in Fig. E – 6 (Caquot e Kérisel, 1948). Le geometrie di rottura del terreno sottoposto a stato limite di spinta attiva e passiva, in questo caso, sono curvilinee.

Per ulteriori dettagli in merito alla definizione delle spinte attive e passive vedere anche Rabuffetti (2011).

2.2 - SOVRACCARICHI

Caratteristica del Programma Diaframma è di permettere di variare i sovraccarichi nel corso dell'analisi, in progressione con l'avanzare dello scavo, secondo una tabella di coincidenza specifica.

Al Punto 4 del Manuale vengono dettagliate le opzioni del Programma in merito alla costruzione dei diagrammi di spinta sulla parete verticale mostrati nelle Figg. E - 7 e E - 8.

2.3 - CARATTERISTICHE DELLE MOLLETTE

Il terreno viene descritto negli algoritmi di calcolo di verifica come un medium isotropo elasto-plastico bi-lineare.

La modellazione discende dall'ispezione del comportamento di un campione di terreno sottoposto a compressione. Dall'analisi del comportamento del campione durante una prova triassiale (Fig. E – 9 - A - in questo caso si tratta di sabbia densa, per la quale sono mostrati gli *stress paths* per rotture in condizioni attive e passive), si ricavano le seguenti osservazioni:

- E' richiesta una deformazione relativamente molto piccola, meno dello 0.5%, per raggiungere lo stato attivo di spinta;
- E' richiesta una relativamente piccola compressione orizzontale per raggiungere la metà della resistenza passiva massima;
- E' richiesta relativamente grande compressione orizzontale, anche oltre il 2%, per raggiungere il limite di resistenza passiva.

Da un punto di vista ingegneristico, introducendo una curva operativa per il comportamento del terreno in compressione, utilizzare la legge elastica – perfettamente plastica costituisce una buona approssimazione.

E' invero inutile raffinare ulteriormente l'analisi materica quando la modellazione fondamentale è quella incrementale / non incrementale, nella quale è molto questionabile un uso razionale di curve complesse che considerano, per esempio, l'incrudimento del materiale.

A un primo ramo lineare di inclinazione k_t sull'asse delle deformazioni δ segue un secondo ramo in cui il valore di risposta del terreno rimane praticamente costante per qualsiasi valore di δ superiore.

Nel complesso della paratia, quando sottoposto a compressione, il suolo viene modellato dal programma in termini di costante elastica di reazione di sottofondo K_s , secondo il seguente schema.

2.3.1 – FASE DELLA RISPOSTA ELASTICA.

2.3.1.1 – ANALISI STRUTTURALE

In corrispondenza di ciascun nodo strutturale a contatto con il suolo (Fig. E - 3) quando viene esercitata una spinta diretta verso il terreno viene generata una reazione in senso opposto di valore calcolabile:

$$F_T = k_t \delta$$

dove:

- F_T = Reazione orizzontale del terreno [F]
- k_t = Costante di molla orizzontale del terreno [F/L]
- δ = Spostamento generato da F_T [L]

Si tratta del percorso di carico legato alla prima linea della bilatera elastica – perfettamente plastica di Fig. E - 9 - B.

Nella Tecnica delle Fondazioni si usa sintetizzare la reazione del terreno in termini di reazione per unità di superficie, rappresentata dalla costante di molla per unità di superficie $k_s = k_t / (\Delta L * \Delta H)$, dove ΔL e ΔH rappresentano l'area di pertinenza (assunta unitaria) di ciascun nodo intorno a cui si sviluppa la reazione F_T .

L'analisi dimensionale di k_s , costante di reazione di sottofondo orizzontale del terreno in esame, porta a definire la grandezza in dimensioni di $[F/L^3]$.

2.3.1.2 – ANALISI GEOTECNICA.

Tra gli approcci numerici proposti da vari Autori per la definizione pratica di k_s , il programma Diaframma utilizza l'algoritmo originario di Bowles (1982, 1988, 1990), ma fornisce anche un algoritmo alternativo.

La scelta dei metodi basilari di Bowles permette di estendere le scelte operative ad una grande quantità di casi senza perdere di generalità (falda, sovraccarichi, ecc.).

La teoria assume che la costante di reazione di sottofondo orizzontale dei terreni k_s sia variabile più o meno con continuità a partire dal p.c. in profondità, ammesso che il terreno in esame sia omogeneo (strato unico di uguali caratteristiche geotecniche), e sotto questa ipotesi considera:

$$k_s(z) = A_k + B_k * z^{\text{expo}}$$

dove:

- A_k è il valore di k_s in corrispondenza del piano campagna [F/L³]
- B_k è il parametro di variabilità di k_s con la profondità z
- z è la profondità [L]
- expo è un valore di esponente variabile generalmente tra 0.5 e 1

La funzione della profondità k_s = k_s(z) per ogni strato può essere determinata stabilendone per punti alcuni valori. Nel caso più comune in cui expo ≤ 1, la funzione k_s(z) è al massimo lineare in z. Il metodo di Bowles (1982) correla direttamente il valore di k_s(z) a quello di capacità portante ultima a carico verticale q = q(z) sviluppata ad una data profondità in un dato terreno. In sostanza si considera:

$$k_s(z=z_0) = q(z=z_0) / \delta$$

dove:

- k_s(z=z₀) è il valore di k_s alla profondità z = z₀ [F/L³]
- q(z=z₀) è il valore di capacità portante ultima orizzontale alla profondità z = z₀ [F/L²]
- δ è il valore di spostamento [L] per cui si suppone convenzionalmente mobilitata per intero la capacità portante q(z=z₀), assunto pari a 25 mm

Ai fini pratici, il valore di capacità portante ultima q(z) si può calcolare con il metodo di Terzaghi:

$$q = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + C N_c + Q N_q$$

dove:

- γ è il peso di volume del terreno [F/L³]
- B è la dimensione di riferimento della fondazione [L], assunta pari a 1 m
- C è la coesione del terreno [F/L²]
- Q è la tensione verticale efficace [F/L²] alla quota z, ed è pari a γ' * z
- N_γ, N_c, N_q sono coefficienti adimensionali di capacità portante,

e dipendono dall'angolo di attrito interno ϕ del terreno.

Il programma calcola i valori di $k_s = k_s(z)$ stimando q alle profondità corrispondenti a ciascun nodo, nelle condizioni locali dipendenti dalle caratteristiche geotecniche dei terreni.

Secondo l'ipotesi di Bowles occorre porre $\delta = 1$ pollice ≈ 0.025 m, ed inoltre $Q = \sigma_v = \gamma * z$, così che l'equazione che fornisce il valore di K_s diviene la seguente:

$$\begin{aligned}k_s &= q / \delta \\&= 1 / 0.025 * (\frac{1}{2}\gamma' B N_\gamma + C N_c + Q N_q) \\&= 1 / 0.025 * (\frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma + C N_c) + 1 / 0.025 * \sigma_v * N_q \\&= 1 / 0.025 * (\frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma + C N_c) + 1 / 0.025 * \gamma * N_q * z \\&= A_k + B_k * z\end{aligned}$$

Il valore di γ è automaticamente riaggiornato dal programma in modo da rendere coerente il prodotto $\gamma * z$ con la tensione verticale efficace σ_v' nel punto in esame

Raffinamenti nelle versioni fornite in tempi successivi da Bowles portano ad un'equazione di K_s leggermente differente senza modificarne l'impianto.

Nella pratica ingegneristica, le relazioni empiriche basate su un valore di Expo = 0.5 vengono preferite.

La considerazione principale è che il valore di K_s sia in qualche modo correlato al Modulo elastico dei terreni E , che a sua volta - in accordo con Lambe e Whitmann (1979) - cresce secondo la seguente legge legata alla profondità:

$$E \sim \text{Cost} * (\sigma_v' * (1 + 2K_o) / 3)^{0.5}$$

Tale formulazione riflette in parte anche gli "effetti d'arco" sulle tensioni verticali in sito che si svilupperebbero con la profondità. Sotto questa luce, valori numerici proposti da Bowles per l'analisi di paratie possono essere in un certo grado elevati, ovvero le molle sono relativamente rigide nella fase elastica.

Nel Programma Diaframma questi valori possono essere adattati considerando che a causa di effetti d'arco nel terreno venga mitigato il contributo legato a N_q .

L'alternativa di default del programma, considerando che per stratigrafie complesse $\gamma' * z = \Sigma \gamma' * z = \sigma_v'$, introduce per $Bk * z^{expo}$ il valore $N_q * \sigma_v' / z * z^{expo}$, cosicchè:

$$k_s = 1 / 0.025 * (\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + C N_c) + 1 / 0.025 * N_q * \sigma_v' / z * z^{expo}$$

I valori operativi assunti dal programma si posizionano bene tra i valori di k_s proposti da vari Autori per il problema analogo del palo caricato lateralmente, sintetizzati da Habibagahi e Langer (1982) in Fig. E - 10. Occorre sottolineare che, secondo alcuni Autori, tra i valori del coefficiente di sottofondo per le paratie e per i pali intercorrerebbe un rapporto pari al doppio, ovvero $k_{s,pali} = 2 * k_{s,paratie}$.

In ogni caso il Progettista dei diaframmi potrà procedere a definire in maniera autonoma i valori operativi di K_s tramite la definizione diretta di A_k , B_k e $expo$.

2.3.2 – FASE DELLA RISPOSTA PLASTICA

La risposta di un suolo sottoposto a compressione non può crescere indefinitamente al crescere delle deformazioni, in quanto il terreno stesso collassa (“si rompe”) una volta raggiunto il limite di spinta passiva S_P .

Si tratta del percorso di carico legato alla seconda delle spezzate che compongono la bilatera elastica – perfettamente plastica di Fig. E - 9 - B.

Il punto limite di separazione tra le due curve viene calcolato in termini di spostamenti con considerazioni sul valore di spinta passiva S_P , ponendo cioè $\delta_{MAX} = S_P / k_t$.

In altri termini, per ogni nodo di ogni asta il programma determina la quota parte di spinta passiva sviluppata nel nodo dal terreno a valle e la paragona alla spinta esercitata da monte sulla paratia. Se la spinta delle terre di competenza del nodo è inferiore alla spinta passiva la molla applicata al nodo si comporta elasticamente. Se la spinta delle terre è superiore alla spinta passiva, la molla plasticizza.

Si noti che il valore di δ_{MAX} non coincide con il valore $\delta = 25$ mm utilizzato per la definizione della costante delle molle in fase elastica (Punto 2.3.1.2).

3 – CONDIZIONI DI FALDA

3.1 – MODELLAZIONE IN FASE DI SCAVO.

Il Programma modella automaticamente la falda secondo quattro schemi alternativi (Fig. E-11) che prevedono:

- 1 - presenza di suoli essenzialmente permeabili sotto il fondo scavo
- 2 - presenza di suoli essenzialmente impermeabili sotto il fondo scavo
- 3 - assenza di falda a quote di interesse per il progetto della paratia
- 4 - presenza di un acquifero “sospeso” o “pensile”

Nel primo caso, in presenza di suoli complessivamente permeabili, si instaura un reticolo di flusso le cui caratteristiche risultano di norma funzione della profondità di infissione della paratia, del dislivello piezometrico, e del coefficiente di permeabilità del terreno (Fig. E – 12 - B).

Una soddisfacente modellazione di questo comportamento idraulico dei terreni è p. es. fornita da Clayton-Milititsky (1986) e viene ripresa nel Programma. Viene generato un regime di spinte idrostatiche che dipende sia dal dislivello tra la quota a monte e la quota a valle della falda stessa in ciascuna situazione di scavo, sia dalla lunghezza della paratia.

Ulteriori effetti dovuti al moto fisico dell’acqua sono un aumento virtuale del peso del terreno a monte (“trascinato” nel moto verso il basso) con una corrispondente diminuzione virtuale del peso del terreno di valle (“sollevato” nel moto filtrante dell’acqua verso l’alto). A leggero favore della sicurezza, le caratteristiche del moto vengono considerate indipendenti dal coefficiente di permeabilità del terreno. In termini analitici, in queste condizioni viene generato il diagramma di spinta neutra mostrato in Fig. E – 12 - B), dove sono indicate le relazioni di governo della diminuzione della spinta passiva e di aumento di quella attiva a causa della filtrazione idraulica.

Nel secondo caso non vi è possibilità di passaggio fisico di liquido al di sotto del piede della paratia, considerata impermeabile. Perciò, in ogni fase di scavo si genera un regime di spinte idrostatiche che è semplicemente funzione del dislivello tra la quota a

monte e la quota a valle della falda stessa in ciascuna situazione di scavo. Il tipico diagramma di spinta neutra per questa condizione è mostrato in Fig. E – 12 , A).

Il terzo caso, di assenza di falda, non comporta spinte neutre.

Il quarto, in presenza di un acquifero “pensile”, confinato al di sopra di un livello di terreno impermeabile, si può ricondurre ad una applicazione particolare del secondo caso, ovvero con fondo scavo impermeabile.

Le spinte neutre sono una funzione lineare della quota della falda a monte e si azzerano sotto l’estradosso del livello impermeabile.

4 – CONDIZIONI DI SOVRACCARICO

Le azioni esterne (forze o sovraccarichi) in uso al Programma sono le seguenti:

- 1 - Pressione uniforme a monte Spinta laterale addizionale $\sigma_A = q^* k_A$, come da teoria dello strato equivalente in spessore. I valori calcolati per ogni profondità delle spinte dipendono dai valori di k_A propri di ciascun specifico strato di terreno (Fig. E - 7).
- 2 - Pressione uniforme a quota intermedia Come caso 1, ma con spinta applicata a partire da quota intermedia, da definire, e a continuare verso il basso (Fig. E - 7)
- 3 - Pressione uniforme a valle Come caso 1, ma applicato a valle della paratia e con valore $\sigma_P = q^* k_P$ (Fig. E - 8 - A)
- 4 - Carico a striscia a quote intermedia Come da teoria di Terzaghi (Fig. E - 8 - B), sviluppata per materiali isotropi elastici
- 5 - Carico concentrato Forza orizzontale applicata direttamente ad un nodo

Una opportuna tabella delle incidenze dei carichi permette di applicare gli stessi sovraccarichi a una, diverse o tutte le fasi dello scavo relative alle fasi di lavoro impostate.

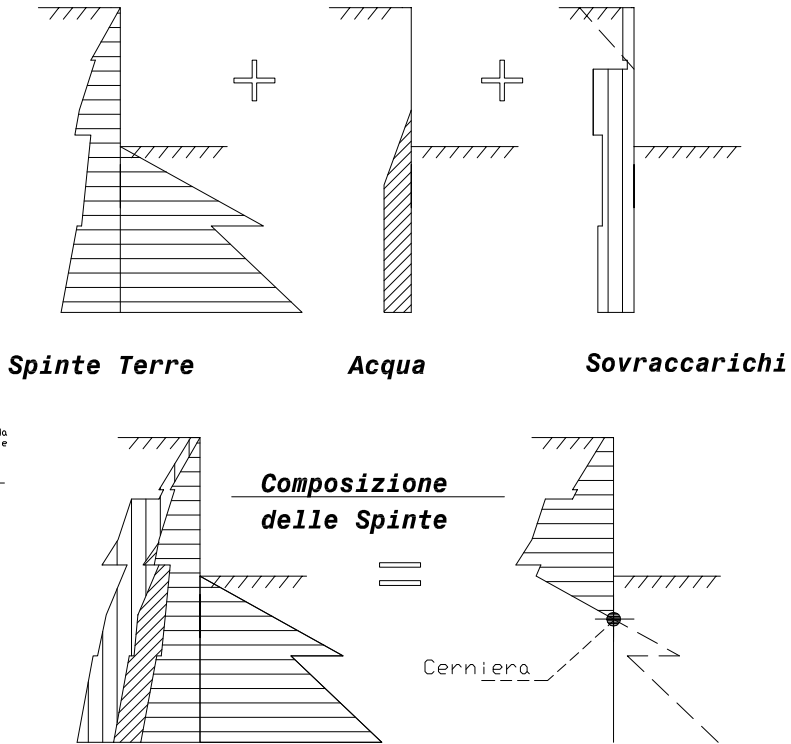
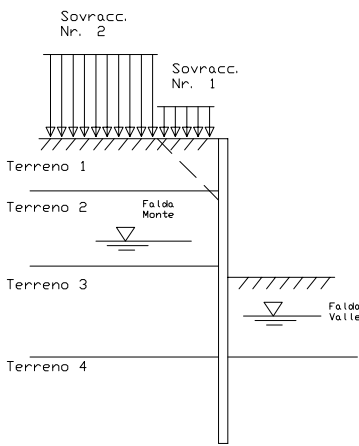
Per default, nella matrice delle coincidenze di carico, tutti i carichi esterni sono applicati per tutte le fasi dello scavo.

Il Programma considera i sovraccarichi come incorporati nelle spinte totali agenti sulla paratia. In tal modo la tabella delle incidenze accoppia le azioni esterne a ciascuna stratigrafia corrispondente ad una determinata profondità di scavo.

In altri termini, le azioni esterne sono applicate a due fasi di scavo consecutive alla volta, la prima corrispondente al raggiungimento di una determinata profondità, la seconda alla fase di installazione del tirante/puntello, che avviene alla stessa profondità e perciò in presenza delle medesime condizioni stratigrafiche.

Modellazione delle spinte per componenti

Condizione Fisica di riferimento



Fase di Progetto
Formazione dei diagrammi di spinta globale

Nota Generali

Programma DIAFRAMMA

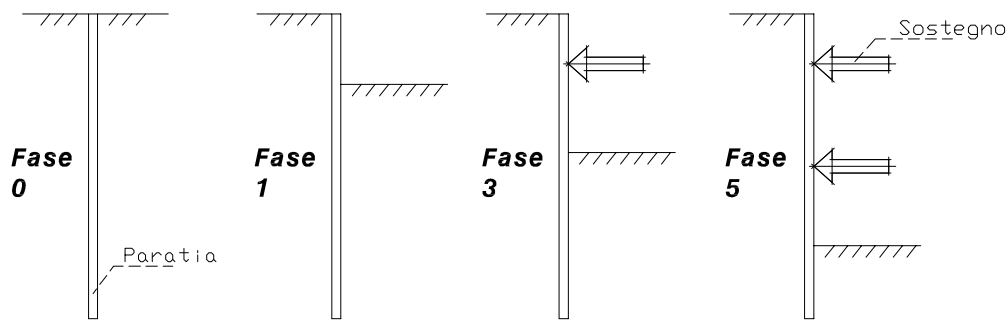
Nr.	Revisione/Estensione	Data

Progettista:

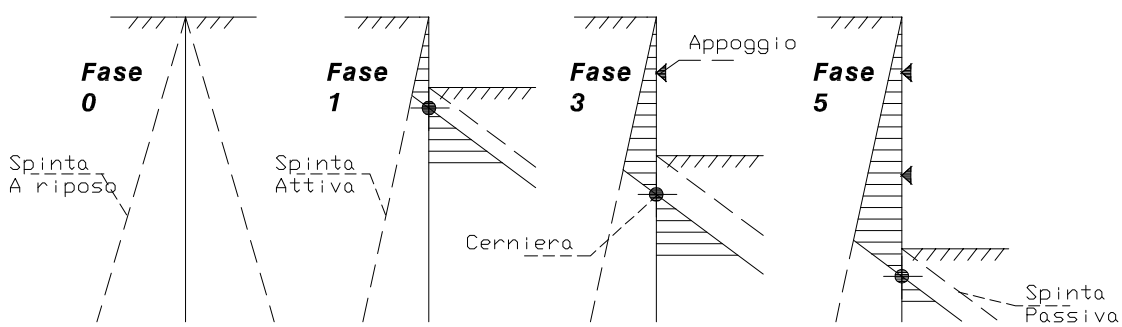
Fig. E-1

Progettista:	Progettato:
Verificato:	

Successione fisica delle fasi di scavo



Diagrammi delle spinte delle terre



Fase di Progetto
Fasi di lavoro Non Incrementali

Nota Generali

Programma Diaframma

№	Revisione/Estensione	Data

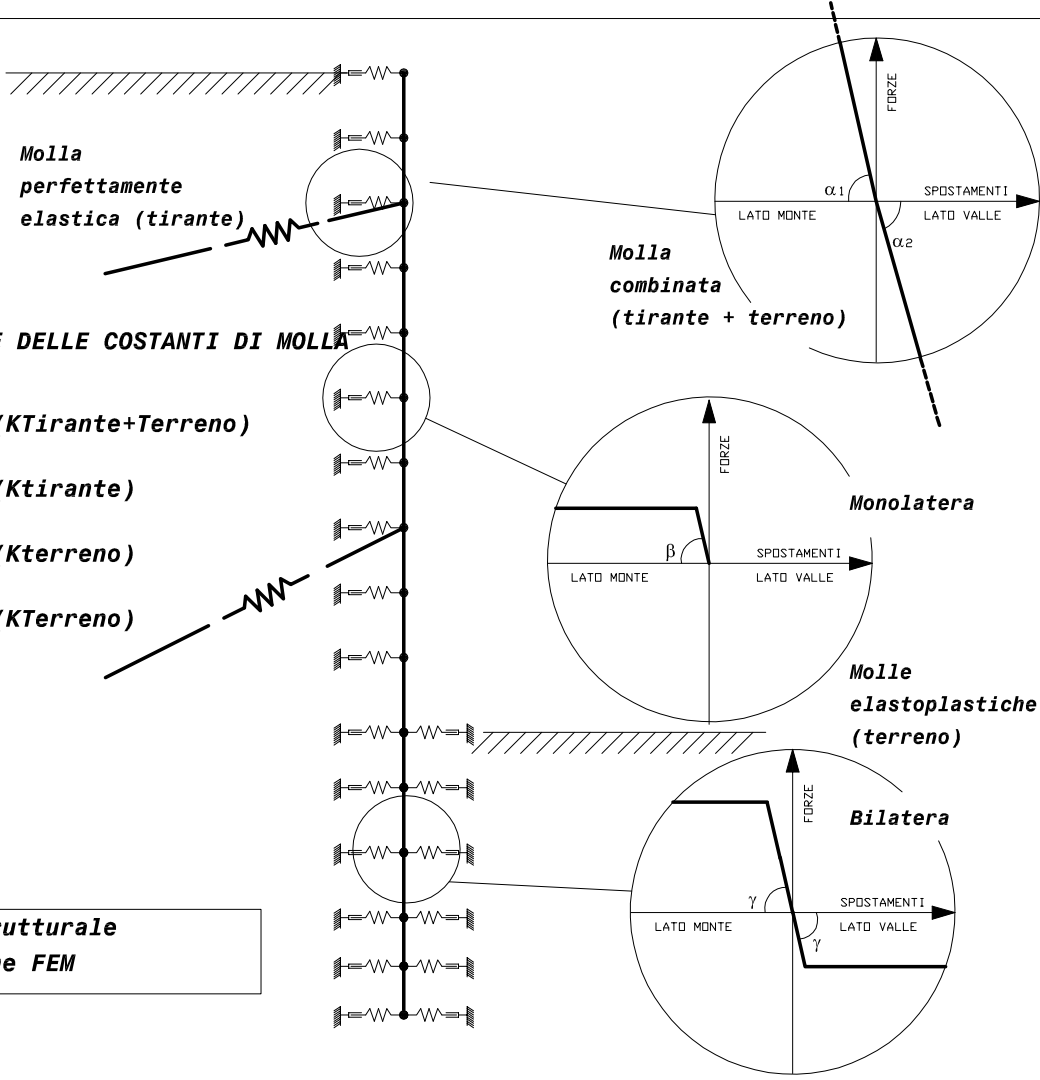
Progettato: _____

Verificato: _____

Disegnato: _____

Autore: _____

Fig. E-2



DEFINIZIONE DELLE COSTANTI DI MOLLA

$\alpha_1 = \text{ArTg}(K_{\text{Tirante}} + K_{\text{Terreno}})$

$\alpha_2 = \text{ArTg}(K_{\text{Tirante}})$

$\beta = \text{ArTg}(K_{\text{Terreno}})$

$\gamma = \text{ArTg}(K_{\text{Terreno}})$

**Analisi Strutturale
Modellazione FEM**

Nota Generali

Programma Diaframma

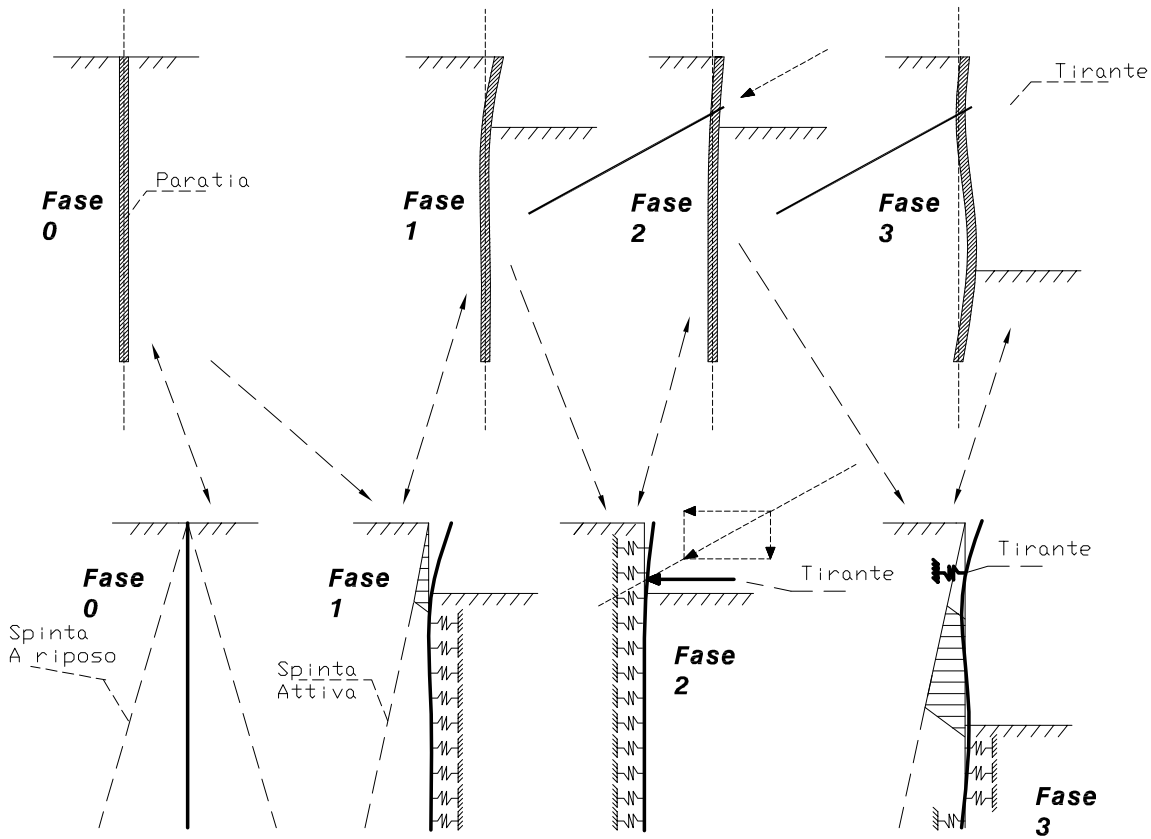
Rev.	Revisione/Estensione	Data

Autore:

Fig. E-3

Progetto:	
Disegnato:	
Verificato:	

Successione fisica delle fasi di lavoro



Diagrammi incrementali delle spinte

Note Generali

Programma Diaframma

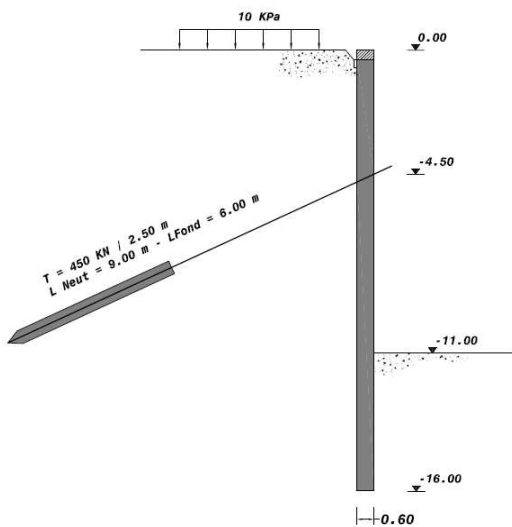
Nr.	Revisione/Estensione	Data
-----	----------------------	------

Progettista:

Caricatore:

Fig. E-4

Progettista:	Progettista:
Verificatore:	
Autore:	

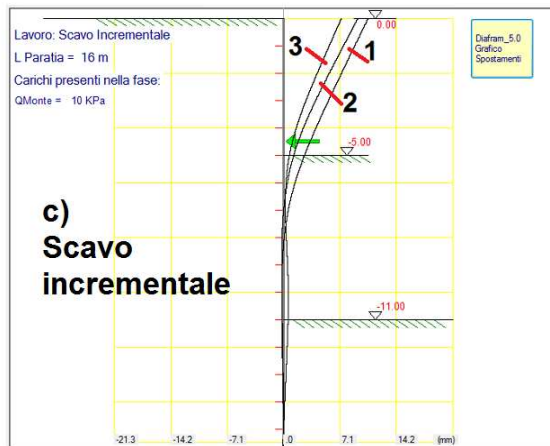
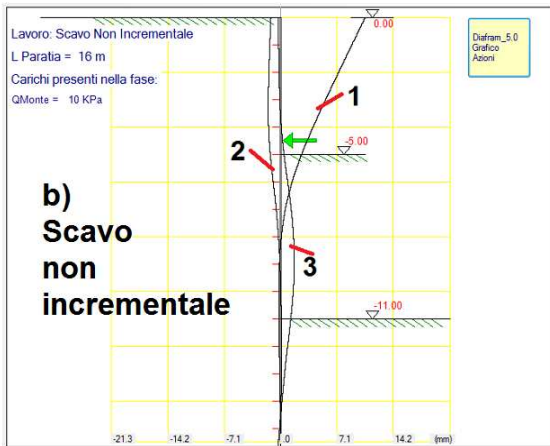


Diaframma spessore 60 cm con tirante.

Fasi di lavoro:

- scavo a quota - 5.00
- realizzazione e tesatura tirante
- scavo a quota - 11.00

Diagrammi spostamenti
Scavo incrementale / non incrementale



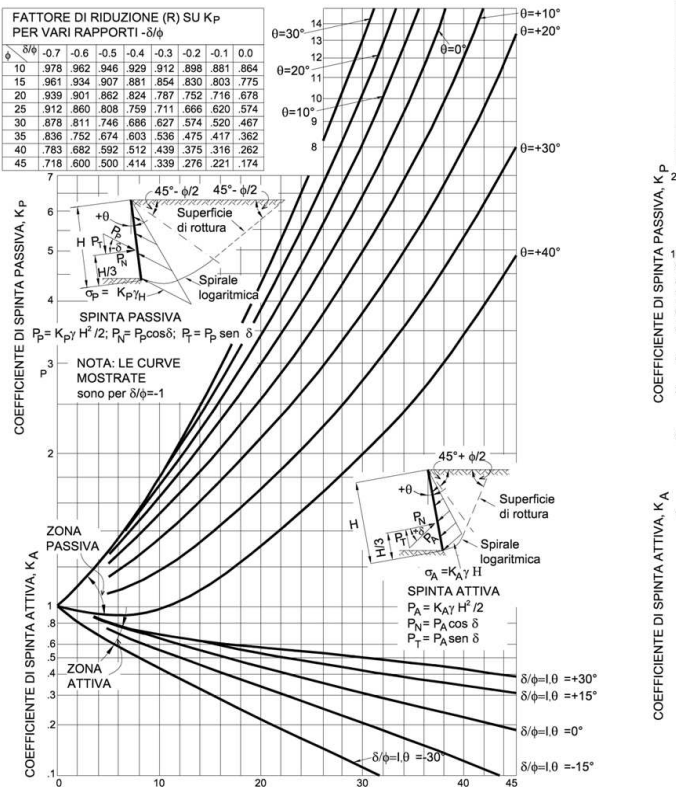
Programma Diaframma

Rev.	Revisione/Estensione	Data

Argomento:

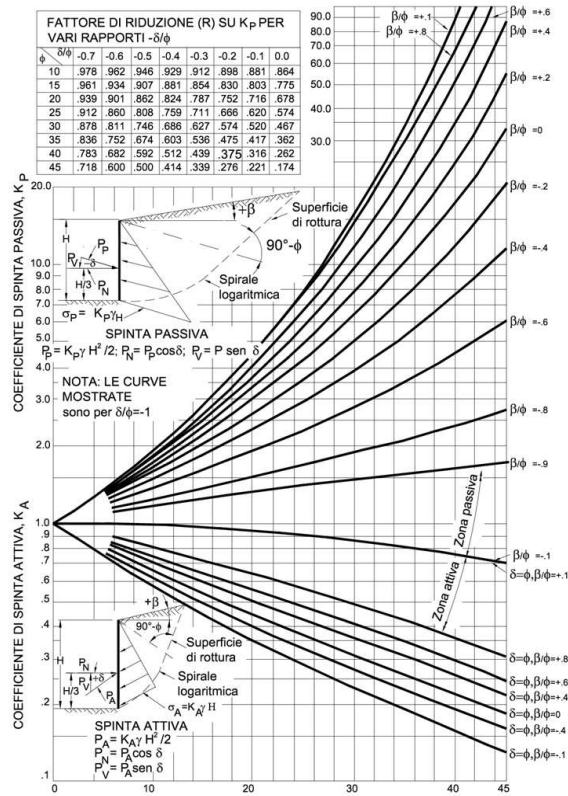
Lavoro:
Fig. E-5

Progetto:	
Disegnato:	
Verificato:	



A) - CASO CON PARAMENTO INCLINATO E TERREND A MONTE IN PIANO

**Input Dati
Geotecnica**



B) - CASO CON TERREND A MONTE INCLINATO E PARAMENTO VERTICALE

ALCUNI VALORI DI K_a E K_p VALIDI PER MURI VERTICALI CON SUPERFICI DI SCORRIMENTO CURVILINEE (CAQUOT E KERISEL, 1948)

Note Generali

Programma Diaframma

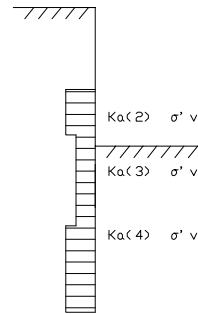
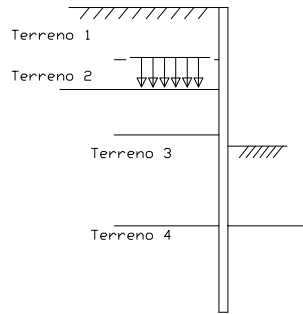
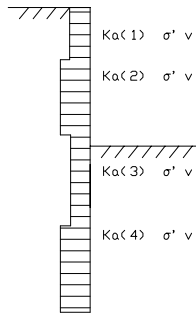
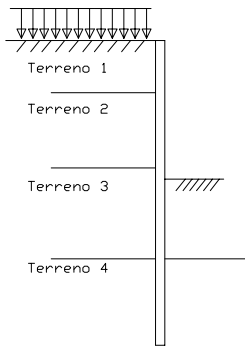
Reviz	Estensione	Data
-------	------------	------

Fig. E-6

Progettato	Verificato
Disegnato	
Stampato	

Modellazione delle spinte per componenti

Sovraccarico
Uniforme a monte



Carico Uniforme a Monte

Uniforme a Quota Intermedia

Modellazione dei Carichi
Formazione dei diagrammi di sovraccarico

Nota Generali

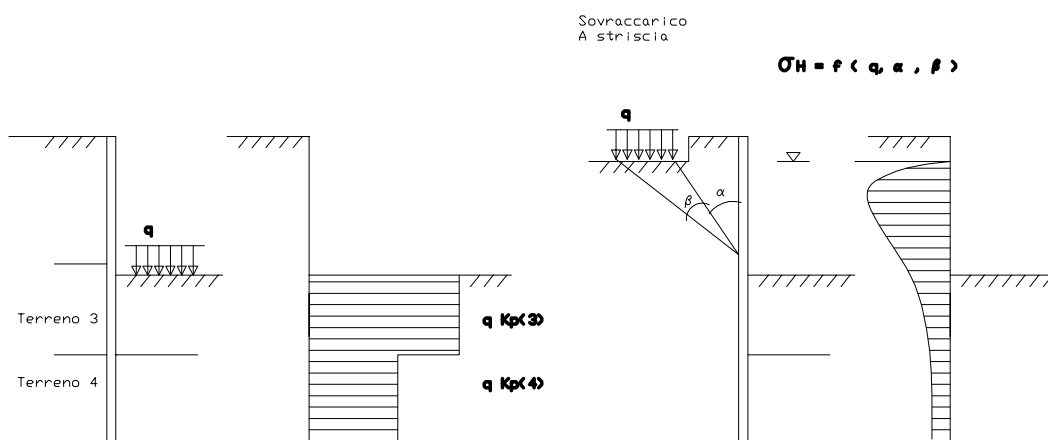
Programma Diaframma

Nr.	Revisione/Estensione	Data
-----	----------------------	------

Lavoro:
Fig. E-7

Progetto: Disegnato: Verificato:	Pagato: Data:
--	------------------

Modellazione delle spinte per componenti



A) - Uniforme a Valle

B) - Carico a striscia

Modellazione dei Carichi
Formazione dei diagrammi di sovraccarico

Note Generali

Programma Diaframma

Nr.	Revisione/Estensione
Data	

Progettato:

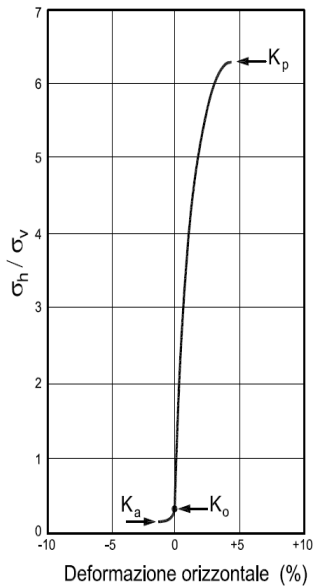
Lavoro:

Fig. E-8

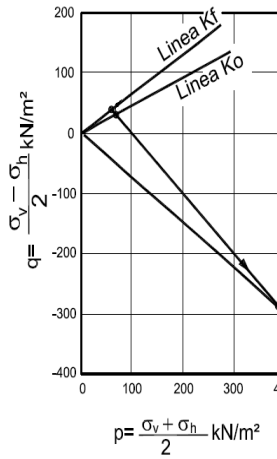
Progettato:	Pagato:
Serie:	
Scala:	

Comportamento fisico del terreno compresso (prova trx)

DEFORMAZIONI RICHIESTE PER RAGGIUNGERE
GLI STATI ATTIVI E PASSIVI IN SABBIA DENSA
 K_a & K_p IN FUNZIONE DELLE DEFORMAZIONI
(Da Lambe - Whitman, 1979)

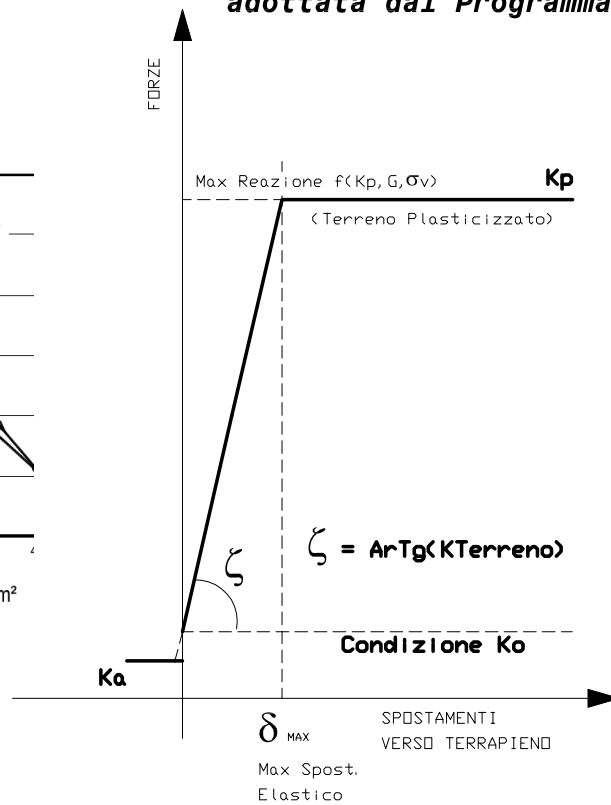


(a)



(b)

c) - Idealizzazione a molla adottata dal Programma



**Interazione Geotecnica-Strutturale
Modellazione Molle Elastoplastiche**

Note Generali

Programma Diaframma

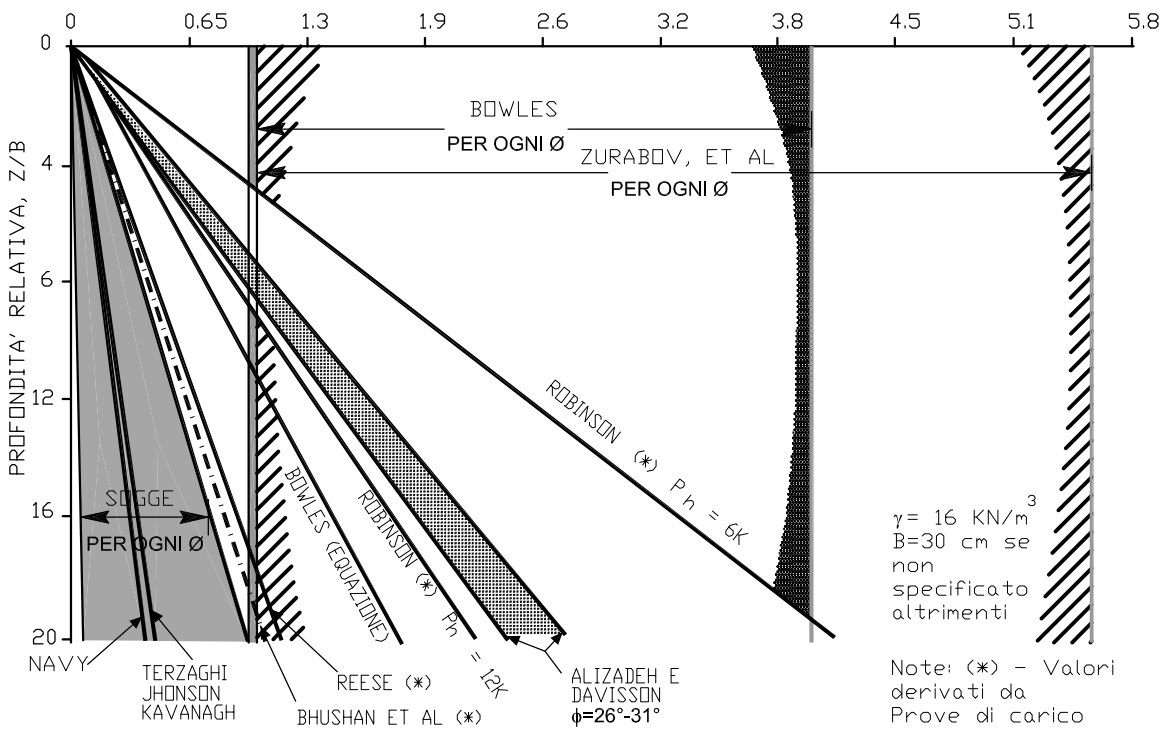
Rev.	Revisione/Estensione	Data

Progettato:

Fig. E-9

Progettato:	
Verificato:	

COEFFICIENTE DI REAZIONE DI SOTTOFONDO ORIZZONTALE, K_h (daN/cm³)



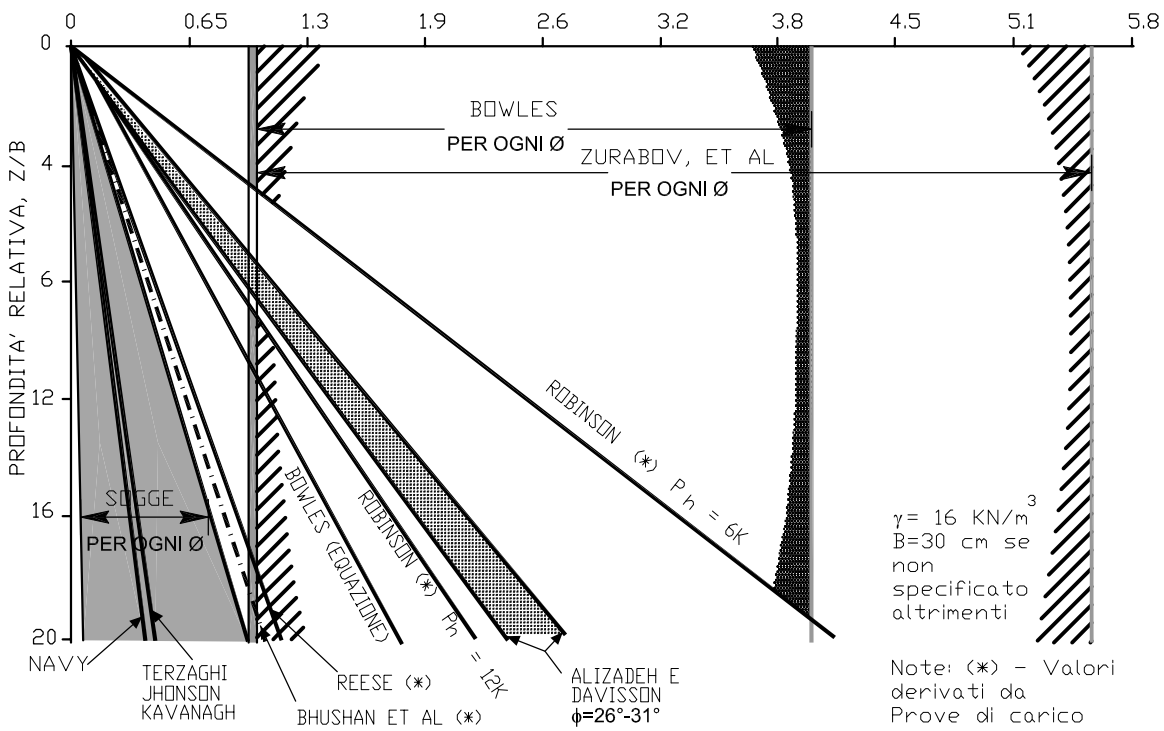
Input Dati
Geotecnica

ALCUNI VALORI DI K_h
PER PALI CARICATI LATERALMENTE
SECONDO VARI AUTORI
< DA HABIBAGAH E LANGER - 1982 >

Programma Diaframma

Nota Generale	
Progetto	Data
Revisione/Estensione	
Fig. E-10	
Autore	Page
Titolo	
Descr.	

COEFFICIENTE DI REAZIONE DI SOTTOFONDO ORIZZONTALE, K_h (daN/cm³)



Input Dati
Geotecnica

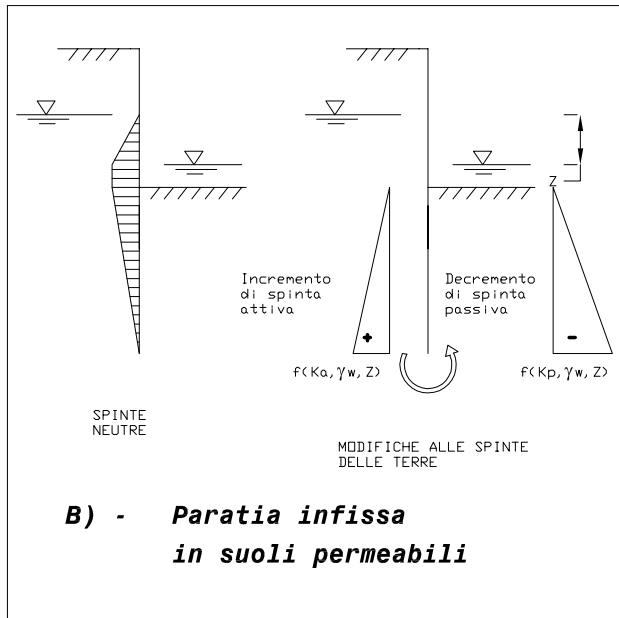
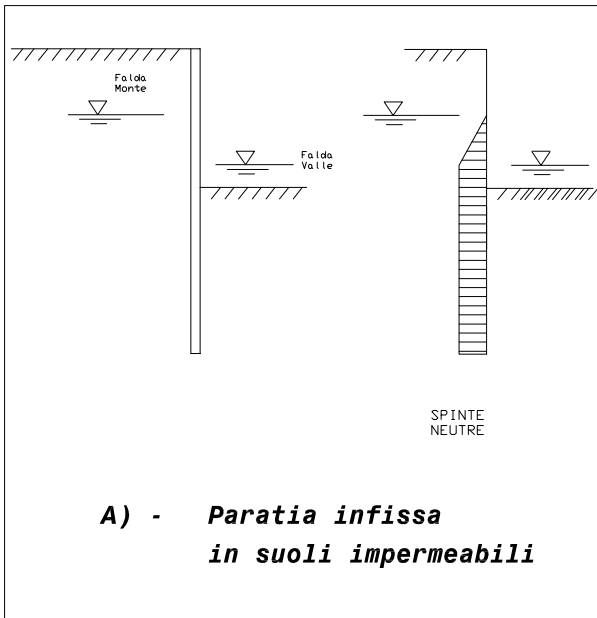
ALCUNI VALORI DI K_h
PER PALI CARICATI LATERALMENTE
SECONDO VARI AUTORI
< DA HABIBAGAH E LANGER - 1982 >

Programma Diaframma

Nome	Data
Resistenza/Estensione	Data
<p>Fig. E-10</p>	
Autore	Pagina
Titolo	Data
Descr.	Data

**Condizione Fisica
di riferimento**

Modellazione delle spinte per componenti



**Condizioni di Falda
Formazione dei diagrammi delle spinte neutre**

Nota Generali

Programma Diaframma

Nr.	Revisione/Estensione	Data

Progettato:

Lavoro:

Fig E-12

Progettato:	
Disegnato:	
Verificato:	

Programma Diaframma

Mr.			
Revisions/ Edizione			
DATA			

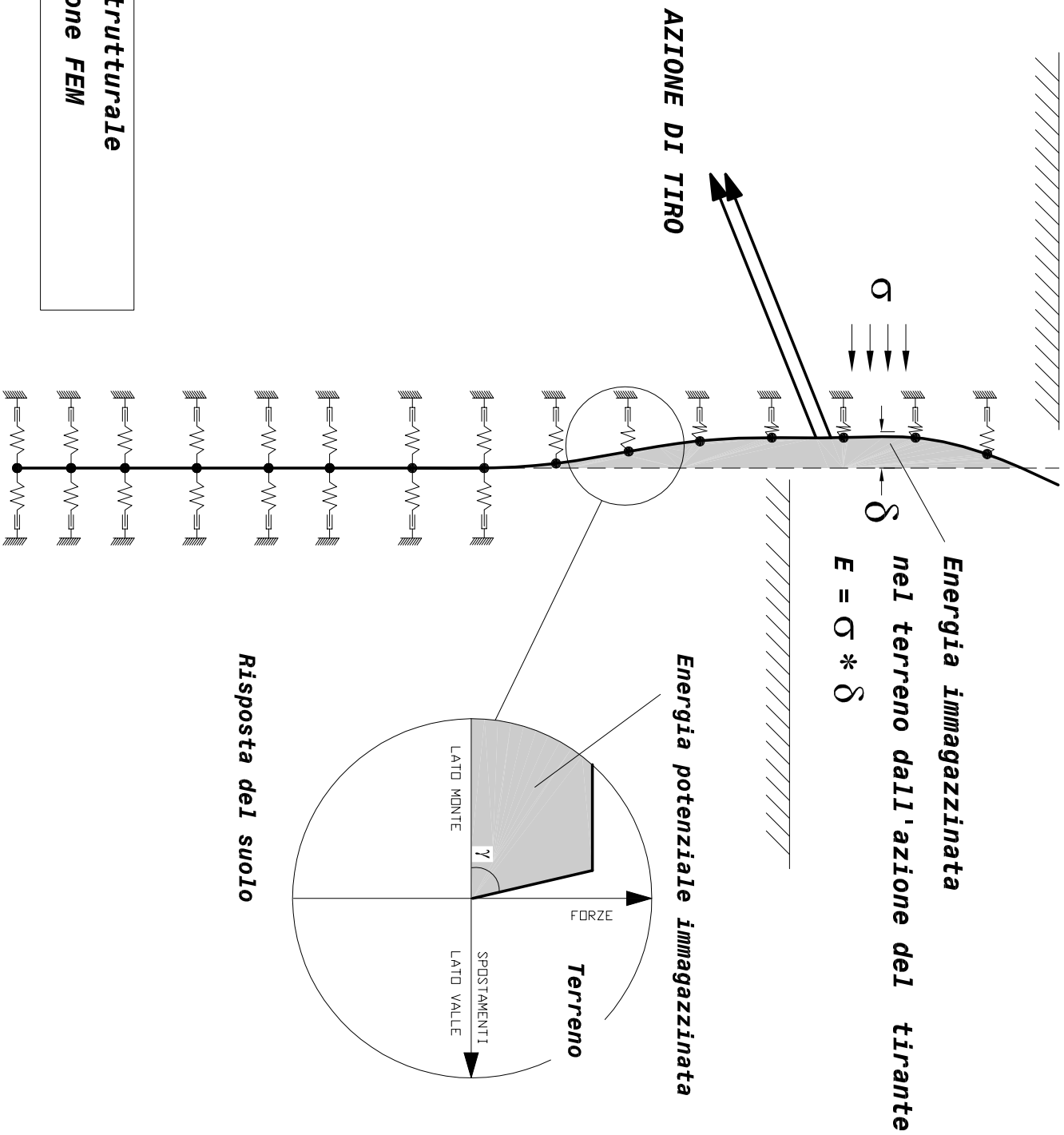
Proprietà:

Area: _____

Fig. E-13

Proprietà: _____

DATA	
TITOLI	



Analisi Strutturale
Modelizzazione FEM