

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria Edile

Tesi di Laurea Magistrale

**Progetto di una berlinese di pali per
l'ampliamento della cantina "Cascina Nuova"
in La Morra**



Relatore

prof. Claudio Scavia

firma del relatore

.....

Candidato

Chiara Selvatico

firma del candidato

.....

A.A. 2017/2018

A Paolo

INDICE

INTRODUZIONE ALLA TESI.....	1
CAPITOLO 1 STABILITÀ DEGLI SCAVI	2
1.1 GENERALITÀ SUGLI SCAVI.....	3
1.2 STABILITÀ E SICUREZZA AL FRONTE.....	3
1.3 FRONTI DI SCAVO INCLINATI	4
1.3.1 PENDENZA DEL FRONTE IN TERRENO SECCO E NON COESIVO.....	5
1.3.2 PENDENZA DEL FRONTE IN TERRENO SECCO E COESIVO.....	7
1.3.3 PENDENZA DEL FRONTE IN TERRENO NON COESIVO E CON PRESENZA DI ACQUA.....	7
1.3.4 PENDENZA DEL FRONTE IN TERRENO CON PRESSIONI INTERSTIZIALI NEGATIVE.....	9
1.4 FRONTI DI SCAVO VERTICALI.....	11
1.4.1 FRONTI DI SCAVO VERTICALI IN ASSENZA DI ACQUA.....	11
1.4.2 FRONTI DI SCAVO VERTICALI IN PRESENZA DI ACQUA.....	12
1.5 SPINTA DELLE TERRE.....	13
1.5.1 SPINTA DOVUTA AL TERRENO.....	13
1.5.2 SPINTA DOVUTA ALLA COESIONE.....	16
1.5.3 SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO.....	18
CAPITOLO 2 OPERE DI SOSTEGNO DELLE TERRE.....	19
2.1 GENERALITÀ SULLE OPERE DI SOSTEGNO.....	20
2.2 OPERE DI SOSTEGNO RIGIDE.....	21
2.2.1 MURI A GRAVITÀ.....	21
2.2.2 MURI A SEMIGRAVITÀ.....	22

2.2.3	MURI IN CALCESTRUZZO ARMATO A MENSOLA.....	23
2.2.4	MURI IN CALCESTRUZZO ARMATO A CONTRAFFORTI	24
2.2.5	MURI DI TIPO PREFABBRICATO.....	24
2.3	OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI.....	25
2.3.1	DIAFRAMMI IN CALCESTRUZZO ARMATO.....	27
2.3.2	BERLINESI DI PALI.....	28
2.3.3	PALANCOLE.....	29
2.4	OPERE DI SOSTEGNO DEFORMABILI.....	30
CAPITOLO 3 INDAGINI GEOTECNICHE.....		32
3.1	GENERALITÀ SULLE INDAGINI GEOTECNICHE.....	33
3.2	FINALITÀ DELLE INDAGINI GEOTECNICHE.....	33
3.2.1	DETERMINAZIONE DEL PROFILO STRATIGRAFICO.....	35
3.2.2	IDENTIFICAZIONE E CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO.....	36
3.2.3	DETERMINAZIONE DEL LIVELLO DI FALDA.....	36
3.2.4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO.....	36
3.3	MODALITÀ DELLE INDAGINI GEOTECNICHE.....	36
3.3.1	TRINCEE ESPLORATIVE.....	37
3.3.2	SONDAGGI A DISTRUZIONE.....	37
3.3.3	SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO.....	38
3.3.4	STABILIZZAZIONE DEL FORO DI SONDAGGIO.....	39
3.3.5	TECNICHE DI CAMPIONAMENTO.....	40
3.4	PROVE IN SITO.....	41
3.4.1	PROVA PENETROMETRICA DINAMICA <i>SPT</i>	43
3.4.2	PROVA PENETROMETRICA STATICA <i>CPT</i>	45
3.4.3	PROVA DILATOMETRICA <i>DMT</i>	46
3.4.4	PROVA SCISSOMETRICA <i>FVT</i>	47
3.4.5	PROVE PRESSIOMETRICHE <i>PT</i>	47

3.4.6	PROVA DI CARICO SU PIASTRA <i>PLT</i>	48
3.4.7	PROVA CROSS-HOLE	48
3.5	PROVE DI LABORATORIO	48
3.5.1	PROVA EDOMETRICA	50
3.5.2	PROVA DI TAGLIO DIRETTO	53
3.5.3	PROVA TRIASSIALE	54
CAPITOLO 4	PROGETTAZIONE DI UN'OPERA DI SOSTEGNO FLESSIBILE	57
4.1	INTERPRETAZIONE DEL PROBLEMA	58
4.2	NORMATIVA ITALIANA	58
4.2.1	PROGETTAZIONE GEOTECNICA	60
4.2.2	OPERE DI SOSTEGNO: PARATIE	63
4.3	PREDIMENSIONAMENTO DI UN'OPERA DI SOSTEGNO FLESSIBILE	64
4.3.1	PARATIE A SBALZO	64
4.3.2	PARATIE ANCORATE	66
4.4	VERIFICA DI SIFONAMENTO	67
4.5	CALCOLO E VERIFICA TRAMITE SOFTWARE	69
4.5.1	FASE 1: IMPOSTAZIONE DELLA NORMATIVA	70
4.5.2	FASE 2: IMPOSTAZIONE DEI MATERIALI	72
4.5.3	FASE 3: IMPOSTAZIONE DELLA STRAFIGRAFIA E DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO	72
4.5.4	FASE 4: IMPOSTAZIONE DELLA SEZIONE DELLA PARATIA	74
4.5.5	FASE 5: IMPOSTAZIONE DEI SOVRACCARICHI	75
4.5.6	FASE 6: IMPOSTAZIONE DEGLI STEP DI CALCOLO	76
4.5.7	FASE 7: ESECUZIONE DEL CALCOLO	77
4.5.8	FASE 8: VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	78
CAPITOLO 5	CANTINA "CASCINA NUOVA" Caratteristiche del terreno in sito	80
5.1	INDIVIDUAZIONE GEOGRAFICA DELL'INTERVENTO	81

5.2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.....	84
5.3	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	88
5.3.1	SONDAGGIO S1.....	90
5.3.2	SONDAGGIO S2.....	93
5.3.3	SONDAGGIO S3.....	96
5.4	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO.....	99
5.4.1	DETERMINAZIONE DELL'ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO LOCALE.....	99
5.4.2	DETERMINAZIONE DEGLI INDICI N_{SPT}	101
5.4.3	DETERMINAZIONE DEL PESO SPECIFICO E DELLA COESIONE.....	102
5.4.4	DETERMINAZIONE DELL'ANGOLO D'ATTRITO EFFICACE.....	102
5.5.	STABILITÀ DEGLI SCAVI DI APPROFONDIMENTO.....	103
5.6	PROFILO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO.....	104
CAPITOLO 6	CANTINA "CASCINA NUOVA" Progettazione della berlinese di pali.....	108
6.1	PREDIMENSIONAMENTO DELLA BERLINESE DI PALI.....	109
6.1.1	DATI PROGETTUALI.....	110
6.1.2	DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA E PASSIVA.....	110
6.1.3	DETERMINAZIONE DELL'APPROFONDIMENTO D	111
6.2	CALCOLO E VERIFICA DELLA BERLINESE DI PALI.....	113
6.2.1	APPROCCIO NORMATICO UTILIZZATO.....	114
6.2.2	MATERIALI IMPIEGATI.....	115
6.2.3	STRATIGRAFIE E CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....	115
6.2.4	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E STRUTTURALI DELLA PARATIA.....	118
6.2.5	CARICHI AGENTI.....	118
6.2.6	DEFINIZIONE DEGLI STEP DI CALCOLO.....	119
6.2.7	INDIVIDUAZIONE DELL'ALTEZZA DELLA PARATIA.....	120
6.2.8	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI.....	121
6.2.9	VERIFICA DELLA SEZIONE DELLA PARATIA.....	124

CAPITOLO 7	CANTINA “CASCINA NUOVA” Realizzazione della berlinese di pali.....	127
7.1	ESECUZIONE DELL’OPERA IN CANTIERE.....	128
7.2	CONSIDERAZIONI FINALI.....	131
	BIBLIOGRAFIA.....	133
	ALLEGATI.....	135
ALLEGATO 1	Relazione di Calcolo.....	137
ALLEGATO 2	Planimetria generale cantina “Cascina Nuova”.....	138
ALLEGATO 3	Planimetria posizionamento sondaggi.....	139
ALLEGATO 4	Planimetria posizionamento berlinese di pali.....	140
ALLEGATO 5	Assetto litostratigrafico nelle sezioni.....	141
ALLEGATO 6	Disegno esecutivo della berlinese di pali.....	142

INTRODUZIONE ALLA TESI

La finalità di tale studio è la **progettazione di un'opera di sostegno flessibile**; nello specifico si tratta una berlinese di pali. In seguito ad un primo approccio teorico, si passa all'analisi di un caso pratico, consistente nell'uso di una paratia di pali per il sostegno di uno scavo, previsto al fine di ampliare un fabbricato rurale a servizio di un'azienda agricola vitivinicola, ubicata nel Comune di La Morra in provincia di Cuneo.

Il progetto in questione vede due distinte fasi: inizialmente si procede con un predimensionamento dell'opera e quindi alle verifiche di stabilità mediante un calcolo semplificato basato su delle equazioni di equilibrio limite; in seguito si passa all'analisi secondo la normativa vigente, *Decreto Ministeriale 14/01/2008*, avvalendosi dell'uso di un software che opera con il metodo di calcolo agli elementi finiti *FEM*.

Il calcolo e le verifiche per il dimensionamento di un'opera di sostegno sono soltanto l'ultimo stadio di tutto l'iter progettuale, che seppur condotte in modo corretto, potrebbero portare a risultati fallimentari qualora non vengano eseguite meticolosamente le fasi precedenti: le indagini geotecniche e, in funzione dei risultati di queste ultime, la scelta della giusta tipologia di opera da adottare.

Le indagini geotecniche hanno lo scopo di individuare il tipo di terreno che costituisce il sito; l'obiettivo è quello di determinare i parametri geotecnici, ovvero tutte quelle grandezze che influenzano il comportamento meccanico del terreno e delle quali bisogna tener conto durante la progettazione di una particolare opera in una determinata area. Inoltre, prelevando campioni continui, è possibile realizzare un profilo stratigrafico di riferimento e stabilire a che livello si attesta l'eventuale falda acquifera.

Alla luce di quanto detto, in tale tesi è inizialmente dedicato un capitolo alla stabilità degli scavi seguito da uno relativo alle opere di sostegno per poi procedere quindi con le indagini geotecniche. Dopo questa parte introduttiva si passa ad illustrare l'analisi utile a garantire la sicurezza di un'opera di sostegno flessibile, ossia la progettazione della stessa.

Conclusa tale parte teorica, il testo si addentra nel caso specifico riguardante la cantina "*Cascina Nuova*" di La Morra. Si parte inizialmente dalle indagini geotecniche per poi procedere al dimensionamento e alle verifiche della berlinese di pali prevista in sito. Infine il lavoro si conclude con la presentazione delle fasi realizzative della berlinese e con gli elaborati grafici del progetto.

CAPITOLO 1

STABILITÀ DEGLI SCAVI

Le opere di movimento terra comprendono tutte quelle attività che comportano la modificazione superficiale dell'andamento del terreno al fine di realizzare opere edili, reti interrato (acqua, gas, energia elettrica, ecc.), ferrovie e strade. Tra le attività di movimento le più diffuse sono gli scavi ed è proprio di essi che tratta il presente capitolo.

In seguito alla definizione e alla classificazione degli stessi, vengono elencati gli accorgimenti da prendere in fase progettuale per garantire adeguate condizioni di stabilità e sicurezza al fronte. Si considerano sia i fronti di scavo inclinati che verticali andando ad evidenziare le caratteristiche che devono avere e gli interventi da fare in connessione ai parametri del terreno e alla presenza o meno dell'acqua.

Nella seconda parte di questo capitolo, si è scelto di fare un breve cenno sulle modalità di collasso nel contesto della meccanica delle terre. In particolare l'attenzione ora è posta sul calcolo pratico della spinta delle terre.

La spinta delle terre è l'azione che esercita il terreno sull'opera di sostegno. In modo simile ad un fluido contenuto dentro un recipiente, il terreno, in conseguenza della forza di gravità, spinge non solo verso il basso ma anche verso le pareti di contenimento.

Attraverso la teoria di Rankine è stata data una formulazione per il calcolo della spinta attiva e della resistenza passiva e in ultimo è stata valutata l'azione del terreno in presenza di coesione e di sovraccarico.

1.1 GENERALITÀ SUGLI SCAVI

“In edilizia si definisce scavo qualunque asportazione di rocce e/o terra dalla collocazione originaria per la creazione di splateamenti e cavità di forme e dimensioni opportune, necessari per la realizzazione di opere ingegneristiche.” (WIKIPEDIA)

Gli scavi si distinguono in:

- **scavi a cielo aperto;**

“Sono scavi realizzati in superficie, i quali a loro volta si dividono in scavi di sbancamento (ossia quelli in cui la superficie orizzontale è preponderante rispetto alla profondità dello scavo) e in scavi a sezione ristretta od obbligata (si intendono di solito quelli che hanno la larghezza uguale o inferiore all'altezza). I primi consentendo generalmente l'accesso ai mezzi di trasporto fino al fronte dello scavo mentre i secondi sono eseguiti a partire dalla superficie del terreno naturale o dal fondo di un precedente scavo di sbancamento.” (WIKIPEDIA)

- **scavi in galleria o in cunicolo.**

“Sono quelli realizzati al di sotto del profilo superficiale del terreno e vengono utilizzati per gallerie di traffico (ferrovie, strade, autostrade, metropolitane, ecc.), gallerie impiantistiche (condotte forzate, acquedotti, fognature, ecc.) e gallerie minerarie.” (WIKIPEDIA)

Le attività di scavo prevedono l'utilizzo di macchine tradizionali come gli escavatori oppure di tecniche alternative che impiegano sistemi meccanizzati, dove la presenza del lavoratore nella specifica area di lavoro è parzialmente o totalmente assente.

1.2 STABILITÀ E SICUREZZA AL FRONTE

In questa tipologia di lavori il pericolo maggiore deriva dai movimenti accidentali e incontrollati del terreno che provocano frane e cedimenti delle opere di sostegno. Gli eventuali danni per gli operatori sono di varia natura e gravità, dalla semplice lesione relativa ad urti e colpi fino alla morte dovuta al completo seppellimento.

Le attività di movimento terra sono costituite da una serie di fasi per ciascuna delle quali è necessario valutare e prevedere l'insorgere delle situazioni di rischio ed evitarle mediante opportune metodologie ed approntamenti. Tale valutazione, per risultare efficace, deve essere effettuata a partire dalla fase progettuale per poi essere aggiornata durante tutta l'esecuzione dei lavori. Infatti la negligenza che di solito compromette la stabilità degli scavi è la mancanza dell'analisi progettuale di tale fase costruttiva e la mancanza di una preventiva indagine geotecnica (soprattutto per quegli scavi che non prevedono la successiva realizzazione di una significativa opera).

Frequentemente si avverte la presenza dell'acqua solo quando questa è visibile nello scavo; tuttavia non è la portata dell'acqua filtrante che compromette la stabilità del terreno, bensì la distribuzione delle pressioni interstiziali. In terreni coerenti non si riscontrano venute d'acqua, ma le pressioni interstiziali generano forti deformazioni nell'intorno dello scavo, che solo a volte sono premonitrici del collasso. Ne consegue che lo studio delle condizioni idrogeologiche tramite sondaggi, prove di pompaggio in sito e soprattutto misure piezometriche è di fondamentale importanza per definire la modalità di escavazione, con particolare attenzione alle opere provvisorie. Solo indagini preventive (approfondite almeno 1,5 ÷ 2,5 volte quella dello scavo) ed un attento studio geotecnico possono evitare onerosi danni ed anche infortuni durante i lavori.

Le indagini devono comprendere l'esame della stabilità d'insieme del fondo scavo e della parete e fornire le prescrizioni sulle modalità e i tempi di costruzione. Particolarmente importante è lo studio delle interferenze con eventuali opere esistenti nelle vicinanze; esse possono essere dovute all'abbassamento del livello freatico causato dallo scavo e quindi provocare cedimenti per consolidazione e subsidenze.

Progettare uno sbancamento quindi significa *andare a definire il profilo geometrico e le modalità di scavo che garantiscano adeguate condizioni di stabilità e sicurezza al fronte.*

1.3 FRONTI DI SCAVO INCLINATI

Quando si progetta uno scavo bisognerebbe cercare di non realizzare fronti di scavo verticali, onde evitare il crollo della parete con conseguenti danni a persone e cose. D'altra parte possono presentarsi delle situazioni in cui non esiste fisicamente lo spazio per realizzare pareti di scavo in pendenza e si è pertanto costretti ad eseguire scavi verticali. In questi casi bisogna procedere con un puntellamento del fronte tramite i sistemi che verranno successivamente illustrati. (CAPITOLO 1 - PARAGRAFO 1.4).

Se possibile si deve procedere attribuendo una determinata pendenza al fronte di scavo.

(FIGURA 1.1)

L'entità di tale pendenza può essere ricavata tramite uno **studio della stabilità della parete**, in cui si ottiene un ordine di grandezza **dell'angolo di inclinazione del fronte α** valutando un fattore di sicurezza in relazione alle caratteristiche del terreno.



Figura 1.1 Fronte di scavo con pendenza

Il **fattore di sicurezza F** viene valutato come *il rapporto tra le azioni che favoriscono la stabilità e quelle che invece portano all'instabilità della parete di scavo*. Si arriva alla situazione limite di collasso quando:

$$F = \frac{T_r}{T} = 1 \quad (1.1)$$

dove:

- $F [-]$ *fattore di sicurezza;*
- $T_r [N]$ *resistenza del sistema;*
- $T [N]$ *azione agente.*

Di seguito vengono presentate diverse situazioni di terreno in cui per ognuna di esse viene determinata l'entità della pendenza del fronte di scavo più stabile.

1.3.1 PENDENZA DEL FRONTE IN TERRENO SECCO E NON COESIVO

Si prende in esame il caso in cui la coesione del terreno sia nulla e non siano presenti pressioni interstiziali dovute all'acqua. Si immagini un cubetto di terreno di peso W che scorre su un piano inclinato di un angolo α rispetto all'orizzontale. (FIGURA 1.2)

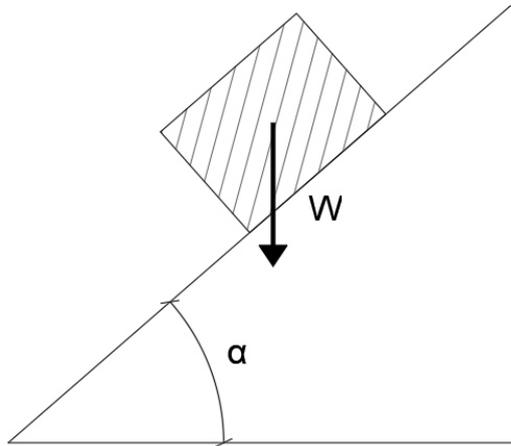


Figura 1.2 Cubetto di terreno che scorre lungo un piano inclinato

La forza peso W può essere scomposta nelle direzioni normale e tangenziale al piano di scorrimento. (FIGURA 1.3)

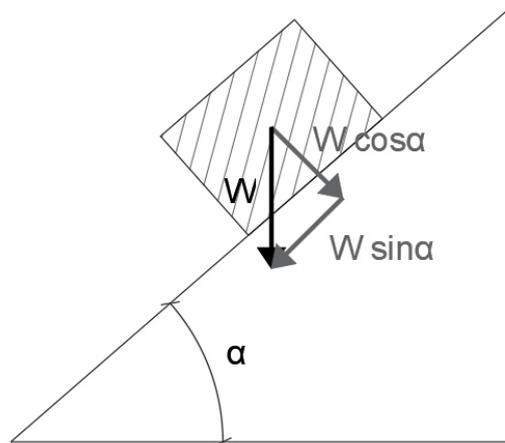


Figura 1.3 Scomposizione della forza peso

L'equazione del fattore di sicurezza diventa:

$$F = \frac{T_r}{T} = \frac{W \cos \alpha \tan \varphi}{W \sin \alpha} = \frac{\cos \alpha \tan \varphi}{\sin \alpha} = \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha} \quad (1.2)$$

dove:

- F [-] *fattore di sicurezza;*
- T_r [N] *resistenza del sistema;*
- T [N] *azione agente;*
- W [N] *peso del cubetto di terreno;*
- α [°] *angolo di inclinazione del piano su cui scorre il cubetto di terreno;*
- φ [°] *angolo di attrito del cubetto di terreno.*

La situazione di collasso si ha pertanto quando l'angolo di inclinazione α è uguale all'angolo di attrito φ e di conseguenza, al fine di evitare crolli del fronte di scavo, è bene che:

$$\alpha < \varphi \quad (1.3)$$

Si può quindi ipotizzare come ordine di grandezza un angolo di inclinazione del fronte di scavo rispetto all'orizzontale che non superi i 30°.

1.3.2 PENDENZA DEL FRONTE IN TERRENO SECCO E COESIVO

Si prende in esame il caso in cui il terreno abbia una determinata coesione c e non siano presenti pressioni interstiziali dovute all'acqua. Si immagini un cubetto di terreno di peso W che scorre su un piano inclinato di un angolo α rispetto all'orizzontale e che l'area di contatto tra il cubetto e il piano valga A . (FIGURA 1.2)

L'equazione del fattore di sicurezza diventa:

$$F = \frac{W \cos \alpha \tan \varphi + c \cdot A}{W \sin \alpha} \quad (1.4)$$

dove:

- $F [-]$ *fattore di sicurezza;*
- $W [N]$ *peso del cubetto di terreno;*
- $\alpha [^\circ]$ *angolo di inclinazione del piano su cui scorre il cubetto di terreno;*
- $\varphi [^\circ]$ *angolo di attrito del cubetto di terreno;*
- $c [kPa]$ *coesione del cubetto di terreno;*
- $A [m^2]$ *area di contatto fra il cubetto di terreno e il piano lungo cui scorre.*

Come si può notare, rispetto al caso di terreno non coesivo, la presenza della coesione fa sì che aumenti il termine di stabilità; ciò consente di aumentare la pendenza del fronte di scavo, avendo un fronte stabile anche se l'angolo di inclinazione α è maggiore dell'angolo di attrito φ entro un certo limite.

1.3.3 PENDENZA DEL FRONTE IN TERRENO NON COESIVO E CON PRESENZA DI ACQUA

Si prende in esame il caso in cui la coesione del terreno sia nulla e siano presenti pressioni interstiziali positive dovute all'acqua. Si immagini un cubetto di terreno di peso W che scorre su un

piano inclinato di un angolo α rispetto all'orizzontale e che l'area di contatto tra il cubetto e il piano valga A . (FIGURA 1.4)

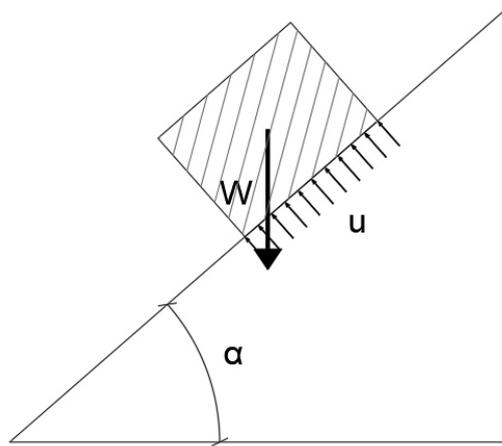


Figura 1.4 Cubetto di terreno con influenza delle pressioni dell'acqua

Le pressioni u create dall'acqua sono costanti ed uniformemente distribuite, tali che, moltiplicate per l'area di contatto con il cubetto, forniscono la forza U .

$$U = u \cdot A \quad (1.5)$$

dove:

- U [N] *forza dovuta alla pressione dell'acqua;*
- u [kPa] *pressione interstiziale positiva dovuta all'acqua;*
- A [m²] *area di contatto fra il cubetto di terreno e il piano lungo cui scorre.*

L'equazione del fattore di sicurezza diventa:

$$F = \frac{(W \cos \alpha - U) \tan \varphi}{W \sin \alpha} \quad (1.6)$$

dove:

- F [-] *fattore di sicurezza;*
- W [N] *peso del cubetto di terreno;*
- α [°] *angolo di inclinazione del piano su cui scorre il cubetto di terreno;*
- U [N] *forza dovuta alla pressione dell'acqua;*
- φ [°] *angolo di attrito del cubetto di terreno.*

La forza dovuta alle pressioni dell'acqua fa sì che il termine di stabilità diminuisca; pertanto bisognerà adottare un angolo di inclinazione α molto minore dell'angolo di attrito φ , cioè una parete di scavo con pendenza molto bassa. La pressione interstiziale dell'acqua fa infatti diminuire le tensioni

efficaci e ciò, come si può vedere sul diagramma σ - τ , fa sì che il cerchio di Mohr si sposti a sinistra oltre la retta rappresentante l'involuppo di rottura, finendo così per avere il collasso. (FIGURA 1.5)

Si ha infatti che:

$$\sigma'_h = \sigma_h - u_0 \quad (1.7)$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u_0 \quad (1.8)$$

dove:

- σ'_h [kPa] *tensione orizzontale efficace;*
- σ_h [kPa] *tensione orizzontale;*
- u_0 [kPa] *pressione interstiziale positiva dovuta all'acqua;*
- σ'_v [kPa] *tensione verticale efficace;*
- σ_v [kPa] *tensione verticale.*

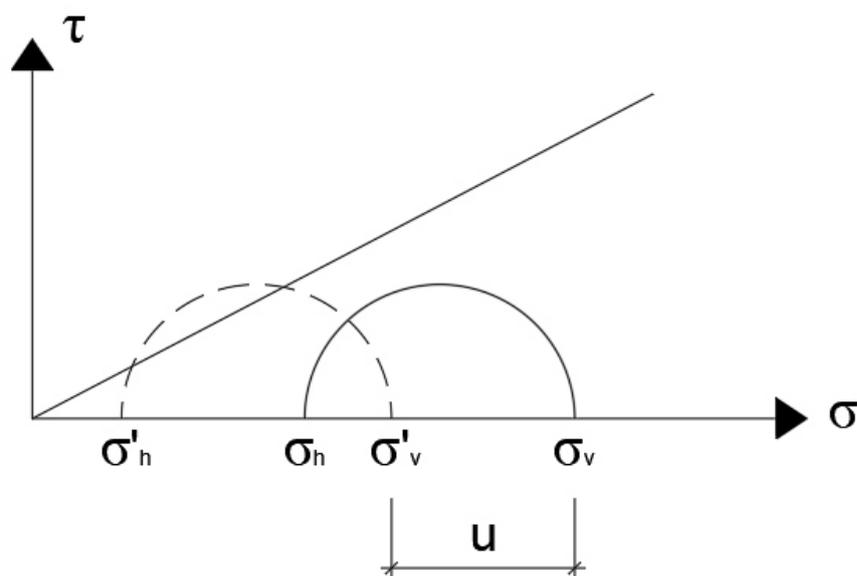


Figura 1.5 Diagramma tensioni-deformazioni

1.3.4 PENDENZA DEL FRONTE IN TERRENO CON PRESSIONI INTERSTIZIALI NEGATIVE

Un caso che si potrebbe presentare è quello in cui le pressioni interstiziali dovute all'acqua sono negative. Un fenomeno che può portare a questa situazione è la risalita dell'acqua nei pori del terreno per capillarità. In questo caso si ha:

$$\sigma'_h = \sigma_h - u_0 = \sigma_h + |u_0| \quad (1.9)$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u_0 = \sigma_v + |u_0| \quad (1.10)$$

dove:

- σ'_h [kPa] *tensione orizzontale efficace;*
- σ_h [kPa] *tensione orizzontale;*
- u_0 [kPa] *pressione interstiziale negativa dovuta all'acqua;*
- σ'_v [kPa] *tensione verticale efficace;*
- σ_v [kPa] *tensione verticale.*

La pressione interstiziale dell'acqua, in questo caso, fa aumentare il valore delle tensioni efficaci e ciò, come si può vedere sul diagramma σ - τ , fa sì che il cerchio di Mohr si sposti a destra, allontanandosi dalla retta rappresentante l'involuppo di rottura e ponendosi in una condizione di sicurezza. (FIGURA 1.6)

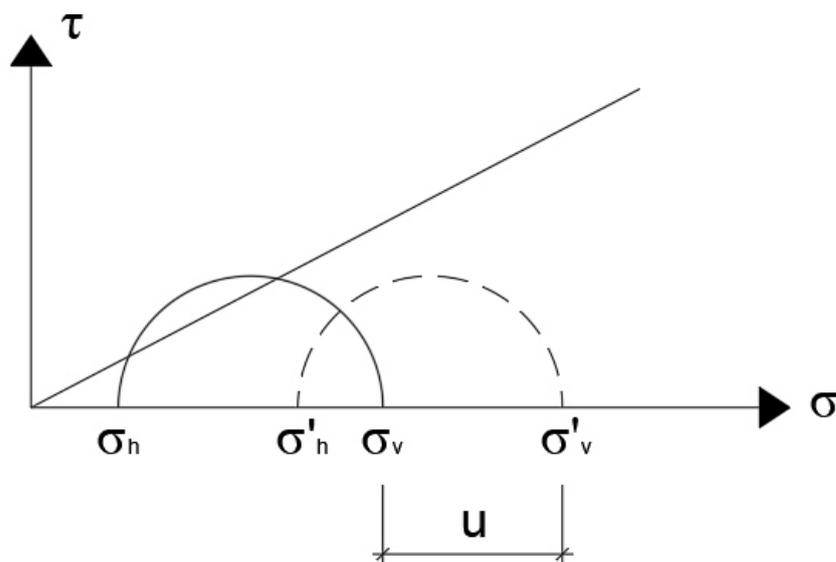


Figura 1.6 Diagramma tensioni-deformazioni

Questa situazione è riconducibile a quella in cui è presente la coesione; tuttavia, in questo caso si tratta di una coesione apparente, perché in realtà il terreno non è coesivo e il fatto che il cerchio di Mohr non superi l'involuppo di rottura è soltanto dovuto alle pressioni interstiziali dell'acqua. Questo porterebbe pertanto ad assumere un angolo di inclinazione α maggiore dell'angolo di attrito φ ; tuttavia ciò è piuttosto rischioso in quanto tali pressioni potrebbero facilmente dissiparsi portando il terreno ad uno stato secco (tensioni efficaci coincidenti con le tensioni totali) e quindi in condizioni di instabilità. Di conseguenza è bene considerare l'effetto stabilizzante di questo fenomeno soltanto per scavi di modeste profondità.

1.4 FRONTI DI SCAVO VERTICALI

A causa degli spazi sempre più ristretti negli ambienti fortemente antropizzati, spesso si presenta la necessità di realizzare scavi verticali per ricavare degli interrati fino al limite del confine di proprietà.

Non potendo quindi eseguire delle scarpate con una pendenza tale da garantire la naturale stabilità, risulta necessario intervenire con opere di sostegno provvisorie o permanenti, che permettano di lavorare nel rispetto delle normative in materia di sicurezza. È necessario prevedere queste opere già in fase di progettazione, al fine di considerarne sia l'ingombro che il costo.

Di seguito sono riportate gli accorgimenti da prevedere durante l'esecuzione di uno scavo verticale in due principali situazioni: assenza e presenza di acqua.

1.4.1 FRONTI DI SCAVO VERTICALI IN ASSENZA DI ACQUA

Se da indagini geotecniche antecedenti allo scavo non viene rilevata la presenza di acqua o comunque il livello di falda si trova ad una profondità maggiore rispetto all'altezza della parete di scavo, allora, specialmente se il terreno non è coesivo (ma tali considerazioni è bene farle comunque, anche in presenza di coesione), è noto che il fronte non è in grado di autosostenersi oltre una certa inclinazione. Pertanto si richiede l'impiego di **opere di sostegno**.

Per fronti di scavo di minore profondità e che debbono essere mantenuti aperti per un limitato periodo (ad esempio scavi in trincea per la posa di condotte) le strutture di sostegno sono generalmente realizzate in legname (ma si adottano frequentemente anche elementi prefabbricati o acciaio); sono le sbadacchiature con tavole marciavanti, longheroni e puntelli, che ovviamente debbono essere dimensionate in relazione alle caratteristiche geotecniche del terreno.

Per scavi più significativi si ricorre ai puntelli inclinati (ove il contrasto alla base è offerto da cordoli in calcestruzzo) che contrastano palancolate preventivamente infisse (lo scavo andrà effettuato a campioni).

Per gli scavi di maggiore altezza sono da adottare opere di sostegno flessibili a carattere provvisorio o definitivo a seconda del progetto in questione.

1.4.2 FRONTI DI SCAVO VERTICALI IN PRESENZA DI ACQUA

Negli scavi sotto falda la necessità di tenere lo scavo asciutto, unitamente a quella di garantire la stabilità delle pareti che vengono a trovarsi in condizioni critiche con angoli di inclinazione modesti (anche di molto inferiori all'angolo di attrito), rende generalmente inevitabile il ricorso ad opere di sostegno provvisori e talvolta a provvedimenti finalizzati a deprimere la falda preventivamente alla realizzazione dello scavo. Inoltre tali tecniche di emungimento si adottano anche nel caso di paratie qualora si ravvisi il pericolo di sifonamento.

Nel caso sia necessario e possibile abbassare il livello freatico, si impiegheranno, preventivamente o contestualmente all'effettuazione dello scavo, **sistemi di drenaggio definitivi** sulla base della situazione idrogeologica del sito ed in relazione alle eventuali opere di presostegno adottate.

Tuttavia non sempre è possibile prevedere di abbassare il livello di falda, soprattutto a causa di:

- ripercussioni su opere limitrofe ossia cedimenti per consolidazione del terreno con possibili danni alle strutture presenti;
- ripercussioni negative su pozzi e coltivazioni agricole;
- permeabilità del terreno così elevata da non riuscire a contenere gli effetti delle venute d'acqua, con conseguente allagamento dello scavo.

In questo caso si adottano adeguati **sistemi di presostegno non sifonabili** e, oppure in alternativa, **interventi impermeabilizzanti**.

In tabella sono riportati i sistemi maggiormente adottati per il drenaggio delle acque di falda e per l'impermeabilizzazione del profilo di scavo. (TABELLA 1.1)

Drenaggi	Impermeabilizzazioni
Pompe direttamente nello scavo	Diaframmi con giunti a tenuta (immorsati nel substrato a bassa permeabilità)
Well point	Iniezione di miscele (cemento, bentonite, bitume)
Pozzi profondi con pompe sommerse	Iniezioni chimiche
Fori e cunicoli drenanti - suborizzontali	Congelamento
Essiccamento (cottura) (*)	Tampone bentonitico (idroshell)
Elettro - osmosi (*)	Lavorazioni in cassoni ad aria compressa

(*) per terreni argillosi

Tabella 1.1 Sistemi di drenaggio e di impermeabilizzazione degli scavi

1.5 SPINTA DELLE TERRE

Quando si deve progettare un'opera di sostegno è necessario conoscere la spinta che il terreno esercita contro l'opera stessa ma anche l'azione che la struttura applica sul terreno. L'entità di tali spinte dipende da svariati fattori, tra cui:

- la stratificazione del terreno;
- l'angolo d'attrito e la coesione delle particelle di terreno;
- la presenza di acqua nel terreno;
- la presenza di un sovraccarico applicato sul piano di campagna;
- la presenza di azioni sismiche.

Per una generica geometria del terreno, dati gli eventuali carichi che agiscono sul terreno e data l'opera di sostegno, si deve individuare il cuneo di spinta e la spinta ossia la direzione, il punto di applicazione e l'intensità. Si definisce spinta attiva, *l'azione del terreno contro la struttura di sostegno*. Il cuneo di terra è a contatto sia dell'opera che del terreno, pertanto il movimento di scivolamento è sia di tipo terra-struttura che terra-terra. Si definisce spinta passiva, *l'azione della struttura contro i materiali costituenti il terreno*.

La teoria di Rankine, detta **stato di equilibrio limite di Rankine**, ci permette di andare a definire appunto la spinta attiva e la spinta passiva.

1.5.1 SPINTA DOVUTA AL TERRENO

Le ipotesi della teoria di Rankine sono che il terreno che si va a considerare è un mezzo puramente attrattivo, omogeneo, delimitato superiormente da superficie libera orizzontale e caratterizzato dai seguenti parametri:

- *coesione* $c' = 0$ (1.11)

- *angolo di attrito del terreno* $\varphi' \neq 0$ (1.12)

- *peso specifico del terreno* $\gamma \neq 0$ (1.13)

Nelle circostanze descritte, una particella di terreno alla generica profondità z sarà soggetta allo stato tensionale geostatico, in cui le tensioni verticali e orizzontali sono anche principali: (FIGURA 1.7 a)

$$\sigma'_{v0} = \gamma' \cdot z \quad (1.14)$$

$$\sigma'_{h0} = k_0 \cdot \sigma'_{v0} \quad (1.15)$$

dove:

- σ'_{v0} [kPa] *tensione verticale efficace;*
- γ' [kN/m³] *peso specifico del terreno;*
- z [m] *approfondimento del punto di terreno;*
- σ'_{h0} [kPa] *tensione orizzontale efficace;*
- k_0 [kPa] *coefficiente di spinta a riposo.*

“Se si immagina di produrre un'espansione laterale uniforme dell'intera massa di terreno, riducendo progressivamente la tensione orizzontale efficace e mantenendo inalterata la tensione verticale, sarà possibile diminuire la tensione orizzontale solo fino al raggiungimento di uno stato di equilibrio limite, individuato nella rappresentazione di Mohr dal cerchio tangente all'involuppo di rottura. (FIGURA 1.7 b E FIGURA 1.7 c)

Tale stato è definito stato limite attivo e la corrispondente tensione orizzontale è nota come **tensione orizzontale attiva σ'_a** , dove il coefficiente presente è il **coefficiente di spinta attiva k_a** .”

(GEOTECNICA – RENATO LANCELLOTTA)

$$\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_{v0} \quad (1.16)$$

$$k_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (1.17)$$

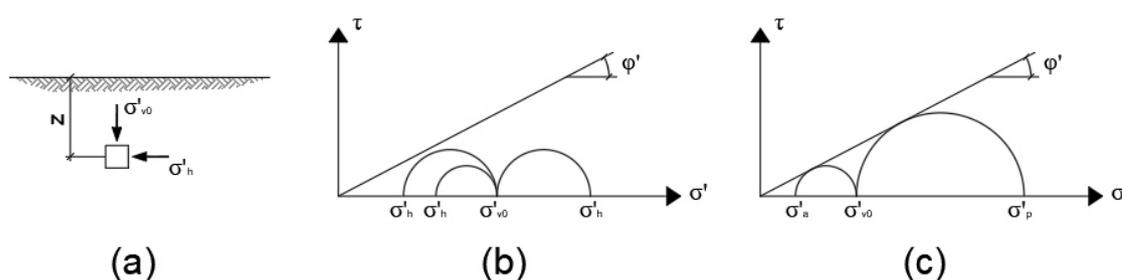


Figura 1.7 Stati di equilibrio limite (GEOTECNICA – RENATO LANCELLOTTA)

Si consideri una particella di terreno a monte dell'opera di sostegno. Il terreno esercita una spinta sull'opera che porta l'opera stessa a spostarsi. Di conseguenza la tensione orizzontale del terreno non è più quella geostatica dello stato a riposo, ma diminuisce mano a mano, fino a raggiungere la condizione di rottura del terreno rappresentata sul cerchio di Mohr. È in tale situazione che si individua la **spinta attiva $P_{a,t}$** con punto di applicazione a $1/3 H$: (FIGURA 1.8)

$$P_{a,t} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot k_a \cdot H^2 \quad (1.18)$$

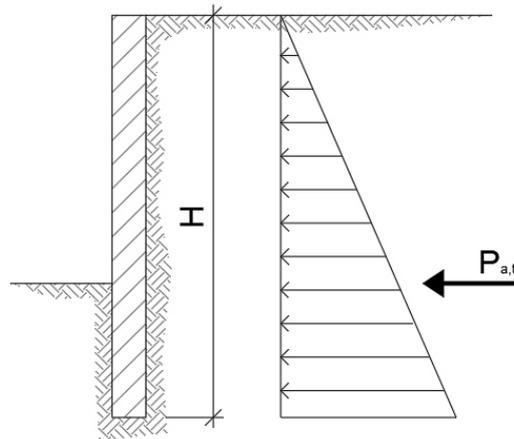


Figura 1.8 Spinta attiva di una paratia dovuta al terreno

Si esamina ora nuovamente la situazione di partenza. (FIGURA 1.7 a)

“Se l'intera massa di terreno viene assoggettata a una compressione uniforme, incrementando la tensione orizzontale efficace, una nuova condizione di equilibrio limite sarà raggiunta quando il cerchio di Mohr risulterà tangente all'involuppo di rottura. (FIGURA 1.7 b e FIGURA 1.7 c)

Il massimo valore della tensione orizzontale efficace prende ora il nome di **tensione orizzontale passiva σ'_p** , dove il coefficiente presente è il **coefficiente di spinta passiva k_p** .” (GEOTECNICA – RENATO LANCELOTTA)

$$\sigma'_p = k_p \cdot \sigma'_{v0} \quad (1.19)$$

$$K_p = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (1.20)$$

In questo caso, la particella di terreno esaminata è a valle dell'opera di sostegno, per cui lo “spostamento” della struttura (conseguenza della spinta esercitata dal terreno a destra dell'opera) fa comprimere il terreno, aumentando la tensione orizzontale geostatica dello stato a riposo fino a rottura del terreno stesso. Tale azione è chiamata **spinta passiva o resistenza passiva $P_{p,t}$** con punto di applicazione a $1/3 D$: (FIGURA 1.9)

$$P_{p,t} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot k_p \cdot D^2 \quad (1.21)$$

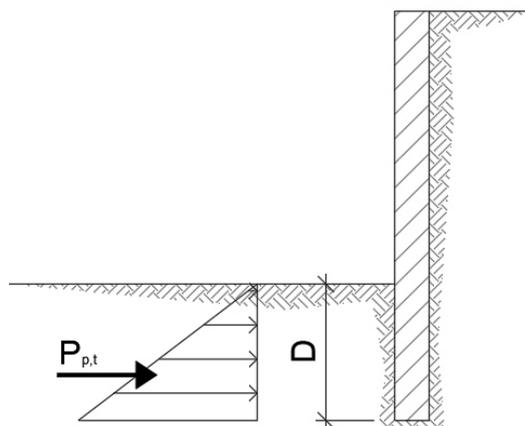


Figura 1.9 Spinta passiva di una paratia dovuta al terreno

1.5.2 SPINTA DOVUTA ALLA COESIONE

Considerando il caso delle argille sovraconsolidate quindi caratterizzate dal parametro coesione c' , le espressioni della tensione orizzontale attiva e della tensione orizzontale passiva sono le seguenti:

$$\sigma'_a = k_a \cdot \sigma'_{v0} - 2c' \sqrt{k_a} \quad (1.22)$$

$$\sigma'_p = k_p \cdot \sigma'_{v0} + 2c' \sqrt{k_p} \quad (1.23)$$

La coesione fa diminuire la spinta attiva e aumentare la spinta passiva.

“Considerando la spinta attiva, il cerchio di Mohr a rottura, che può essere tracciato compatibilmente con la condizione in cui la tensione orizzontale attiva è nulla, individua la massima tensione geostatica e quindi la massima altezza di scavo z_0 che risulterebbe stabile senza supporto esterno. Il raggiungimento delle condizioni di rottura implicherebbe la presenza di tensioni di trazione, in quanto la distribuzione delle tensioni dovute alla coesione fa diminuire la distribuzione totale della tensione attiva.” (GEOTECNICA – RENATO LANCELLOTTA)

Tenendo conto dell'impossibilità di avere trazioni all'interfaccia muro-terreno, l'analisi di stabilità va condotta prescindendo da tali trazioni. (FIGURA 1.10)

Per cui la **spinta attiva** $P_{a,tc}$ dovuta al terreno e dalla coesione, con punto di applicazione a $1/3$ ($H - z_0$), risulta data dall'espressione:

$$P_{a,tc} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot k_a (H - z_0)^2 \quad (1.24)$$

L'altezza z_0 , individuata quando $\sigma'_a = 0$, vale quindi:

$$z_0 = \frac{2c'}{\gamma' \sqrt{k_a}} \quad (1.25)$$

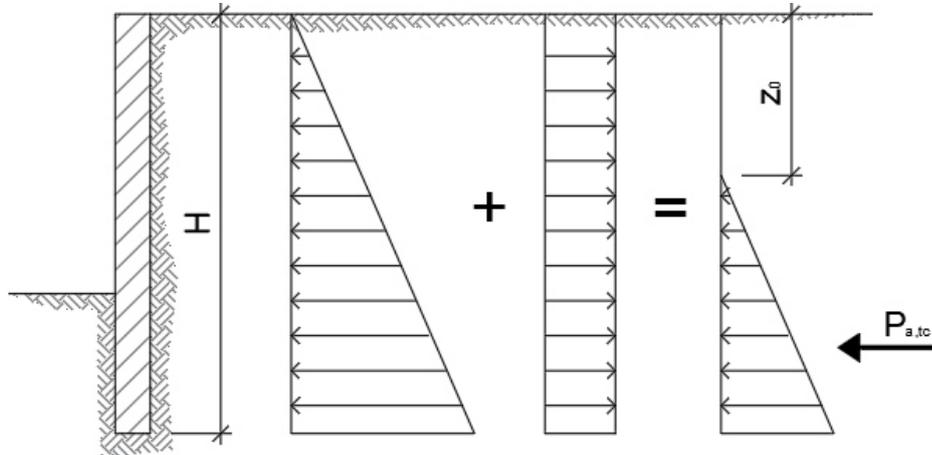


Figura 1.10 Spinta attiva di una paratia in presenza di coesione

La spinta passiva P_p è invece data dalla somma del contributo della resistenza passiva del terreno $P_{p,t}$, calcolata come specificato nell'espressione (EQUAZIONE 1.21), e del contributo della coesione, ossia la **resistenza passiva dovuta alla coesione** $P_{p,c}$, con punto di applicazione a $1/2 D$. (FIGURA 1.11)

Quest'ultima è calcolata come:

$$P_{p,c} = 2c' \sqrt{k_p} \cdot D \quad (1.26)$$

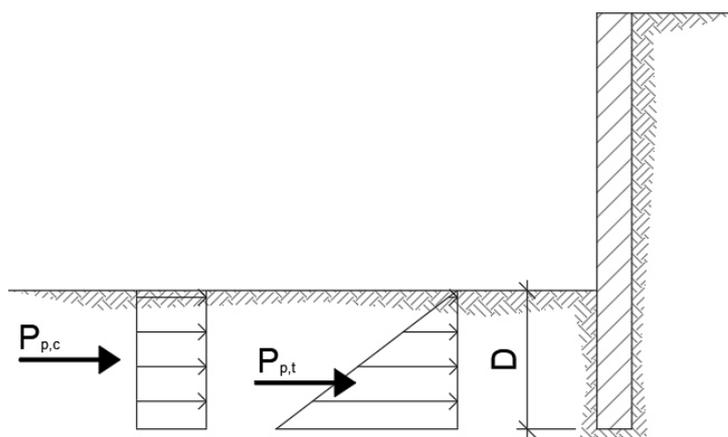


Figura 1.11 Spinta passiva di una paratia in presenza di coesione

1.5.3 SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO

“Se un sovraccarico q uniformemente distribuito viene applicato sul piano campagna, la tensione verticale efficace σ'_{v0} alla generica profondità assume il valore:

$$\sigma'_{v0} = \gamma' \cdot z + q \quad (1.27)$$

Ne segue che la **tensione orizzontale attiva σ'_a** risulterà incrementata” (GEOTECNICA – RENATO LANCELOTTA).

$$\sigma'_a = k_a \cdot \sigma'_{v0} + K_a \cdot q \quad (1.28)$$

La corrispondente spinta attiva P_a sarà data dalla somma del contributo del terreno $P_{a,t}$, calcolata come specificato nell'espressione (EQUAZIONE 1.18), e del contributo del sovraccarico ossia la **spinta passiva dovuta al sovraccarico $P_{a,q}$** , con punto di applicazione a $1/2 H$. (FIGURA 1.12)

Quest'ultima è calcolata come:

$$P_{a,q} = k_a \cdot q \cdot H \quad (1.29)$$

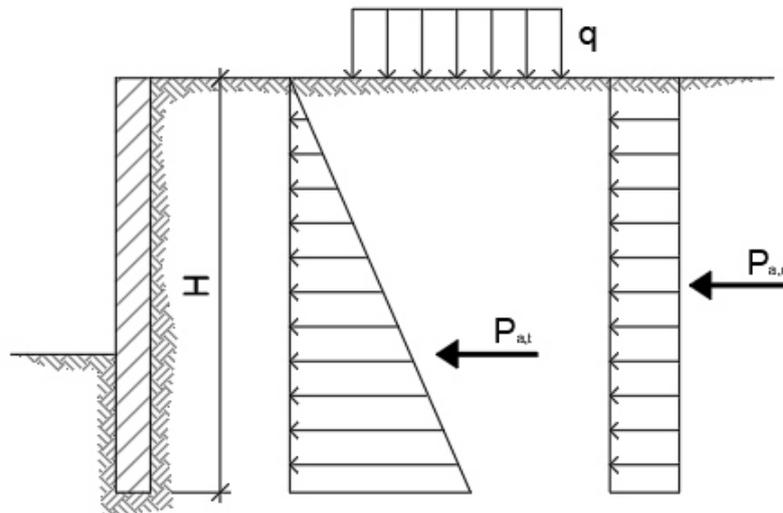


Figura 1.12 Spinta attiva di una paratia in presenza di un sovraccarico uniforme

CAPITOLO 2

OPERE DI SOSTEGNO DELLE TERRE

“Si definiscono strutture di sostegno le opere in grado di garantire stabilità a un fronte di terreno potenzialmente instabile.” (PROGETTAZIONE GEOTECNICA – RENATO LANCELLOTTA, DANIELE COSTANZO, SEBASTIANO FOTI)

Esistono diverse tipologie di tali opere, raggruppate in tre macrocategorie: opere di sostegno rigide, opere di sostegno flessibili e opere di sostegno deformabili. Il presente capitolo le analizza tutte nello specifico facendo esempi tra quelle che si incontrano più frequentemente.

Prima di passare alle diverse tipologie di strutture di sostegno, vi è una breve premessa che indica i fattori da tenere in considerazione al fine di compiere la più corretta scelta fra le molte opere di sostegno presenti.

2.1 GENERALITÀ SULLE OPERE DI SOSTEGNO

Le opere di sostegno delle terre sono strutture atte a contrastare le spinte esercitate da un fronte di terreno instabile o potenzialmente instabile, quali quelle che si possono avere con la realizzazione di uno scavo.

Esistono diverse tipologie di opere di sostegno delle terre e pertanto la base per un buon progetto è innanzitutto la scelta della tipologia idonea al caso specifico in relazione alle caratteristiche funzionali richieste. L'approccio alla scelta della giusta opera di sostegno per ogni cantiere deve essere ragionato e valutato considerando diversi fattori. Per prima cosa bisogna disporre di una **relazione geologica** eseguita in modo specifico per il cantiere di cui ci si sta occupando; essa deve descrivere le caratteristiche geotecniche dei terreni su cui si andrà a operare ed evidenziare soprattutto il livello della falda freatica. Infatti la presenza dell'acqua a una quota superiore a quella di fondo scavo diventa molte volte elemento discriminante nella scelta delle opere di sostegno da realizzare.

Altra cosa da fare è raccogliere tutte le informazioni possibili relativamente alle **infrastrutture esistenti** oltre il confine di proprietà; infatti è completamente diverso dover sostenere solo del terreno, una strada, una ferrovia o un edificio di più piani. Per quanto riguarda gli edifici limitrofi bisogna valutare anche la tipologia strutturale (se sono costituiti da un telaio in calcestruzzo armato o in muratura sciolta), qual è la quota di imposta della loro fondazione, il carico da essa scaricato sul terreno e se sono presenti eventuali scantinati anche non in prossimità del confine. Per le strade o i terreni limitrofi bisogna individuare la presenza di eventuali sottoservizi, pozzi o elementi che possano interagire con le opere da realizzare.

Un altro aspetto fondamentale è la possibilità o meno di poter realizzare dei chiodi o dei tiranti oltre il **limite di proprietà**. Dato per scontato che ai sensi dell'articolo 840 del *Codice Civile* non si può intervenire nella proprietà altrui, rimane sempre la possibilità di inoltrare una richiesta formale al vicino per poter realizzare delle opere provvisorie, proponendo eventualmente delle ricompense economiche. Se l'opera di sostegno ha carattere definitivo, l'esecuzione di tiranti permanenti in proprietà altrui può essere fatta solo previa costituzione di una servitù e l'esecuzione stessa va valutata economicamente da un legale. Ovviamente il problema dei tiranti non sussiste quando si tratta di sostenere un edificio o un manufatto all'interno del limite di proprietà del cantiere.

Le opere di sostegno delle terre possono classificarsi in:

- *opere rigide;*
- *opere flessibili;*
- *opere deformabili.*

2.2 OPERE DI SOSTEGNO RIGIDE

Questa tipologia di opere di sostegno delle terre deriva il proprio nome dal fatto che l'unico movimento che si può mettere in atto sotto l'azione dei carichi in gioco è un movimento rigido in cui tutti i punti del corpo si spostano della stessa quantità; pertanto la deformabilità di queste strutture è trascurabile. Ciò che garantisce la loro stabilità è il **peso strutturale** e l'eventuale terreno che grava sulla fondazione.

Per il dimensionamento e le verifiche si ricorre a soluzioni approssimate, quali quelle ricavabili con il metodo dell'equilibrio limite.

Caratteristica delle opere rigide è che vengono eseguite dopo lo scavo. Il procedimento è il seguente:

1. si esegue lo scavo con un fronte in pendenza; (CAPITOLO 1 - PARAGRAFO 1.3)
2. si realizza il muro nella posizione corretta prevista dal progetto;
3. si impermeabilizza la struttura verso monte e si dispongono i sistemi di drenaggio a tergo del muro;
4. si riempie lo spazio tra il muro e lo scavo con materiale di riempimento di adeguata granulometria.

Le tipologie principali di tali opere sono le seguenti:

- *muri a gravità;*
- *muri a semigravità;*
- *muri in calcestruzzo armato a mensola;*
- *muri in calcestruzzo armato a contrafforti;*
- *muri di tipo prefabbricato.*

2.2.1 MURI A GRAVITÀ

Sono opere di sostegno *tozze*, che presentano una sezione trasversale con proporzioni tra base B e altezza H dell'ordine di:

$$\frac{B}{H} = 0,4 \div 0,7 \quad (2.1)$$

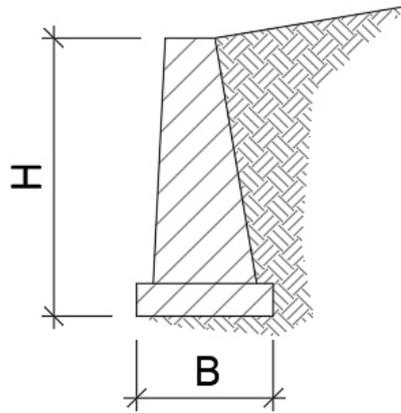


Figura 2.1 Sezione trasversale di muro a gravità

Queste strutture sono realizzate in calcestruzzo o in muratura, cioè con materiali che resistono bene a compressione ma non altrettanto a trazione; di conseguenza bisogna verificare che non vi siano parti soggette a sforzi di trazione, onde evitare la rottura.

Sulla base di quanto finora affermato, si comprende come le opere di sostegno rigide vengono raramente adottate se non per modeste altezze del paramento.

$$H_{\max} = 3m \quad (2.2)$$

2.2.2 MURI A SEMIGRAVITÀ

Sono una tipologia intermedia tra i muri a gravità e i muri in calcestruzzo armato. Essi presentano infatti una sezione trasversale più *snella* rispetto ai muri a gravità, grazie soprattutto a un allargamento della fondazione. (FIGURA 2.2)

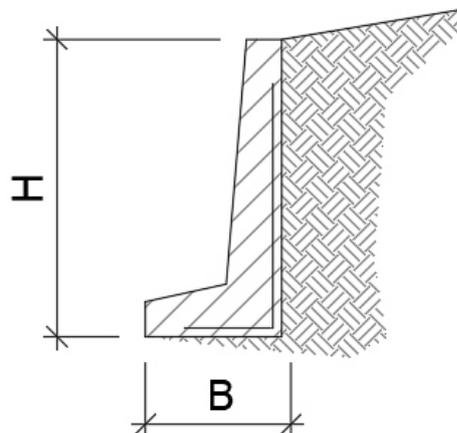


Figura 2.2 Sezione trasversale di muro a semigravità

Queste strutture sono realizzate in calcestruzzo debolmente armato, cioè con un'armatura posizionata soltanto dalla parte degli sforzi di trazione.

Come per i muri a gravità, anche queste opere vengono adottate per altezze di paramento modeste.

2.2.3 MURI IN CALCESTRUZZO ARMATO A MENSOLA

Questo tipo di struttura costituisce la tipologia maggiormente adottata per la realizzazione delle opere di sostegno rigide. Il nome associatogli deriva dal fatto che il comportamento statico è quello di tre mensole incastrate: *la mensola di monte, quella di valle e il paramento verticale*. In questo caso il rapporto tra base e altezza può variare di molto, anche a parità di caratteristiche ambientali e geotecniche del terreno da contenere e di quello presente in fondazione, in relazione alla conformazione della platea di fondazione e in particolare alla quantità di terreno che grava su di essa, il cui peso aumenta l'efficienza della struttura favorevolmente alla stabilità dell'opera. (FIGURA 2.3)

La tipologia più comune di muro in calcestruzzo armato è quella in cui la mensola di dimensioni maggiori è quella di monte, così che si abbia una maggiore quantità di terreno che grava sulla fondazione, andando pertanto a favorire la stabilità del muro, in particolar modo per quanto riguarda lo scorrimento e il ribaltamento.

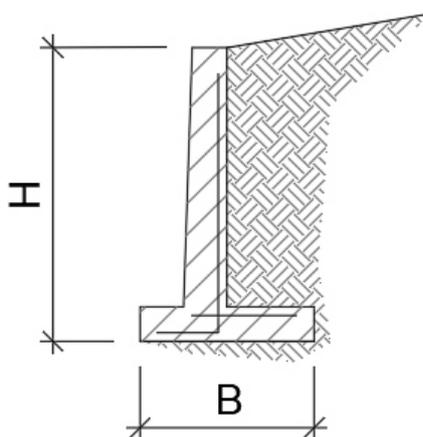


Figura 2.3 Sezione trasversale di muro a mensola

Le verifiche strutturali vanno eseguite con i metodi comunemente utilizzati per la progettazione e la verifica delle strutture in calcestruzzo armato.

Da segnalare la necessità di adottare provvedimenti idonei alla protezione della struttura dall'ambiente potenzialmente aggressivo (impermeabilizzazione del paramento, copriferro adeguati - anche fino a 10 cm-, e impiego di calcestruzzi di classe elevata).

Gli spessori della struttura in elevazione devono essere sempre superiori a 30 cm, mentre per la platea di fondazione lo spessore medio è di circa 50 cm.

2.2.4 MURI IN CALCESTRUZZO ARMATO A CONTRAFFORTI

Il muro a contrafforti è una tipologia strutturale simile al muro a mensola che però si differenzia da questo per la presenza di irrigidimenti strutturali, detti appunto *contrafforti*, che consentono di rendere la struttura più efficiente. Si viene a creare una struttura a *T* che presenta un maggior momento di inerzia rispetto ad una sezione rettangolare ed è quindi dotata di maggior resistenza a flessione. (FIGURA 2.4)

I contrafforti generalmente si posizionano a monte ossia dal lato del terrapieno, ma qualora ciò non fosse possibile per particolari vincoli ed esigenze progettuali possono essere previsti anche a vista sul paramento opposto, verso valle.

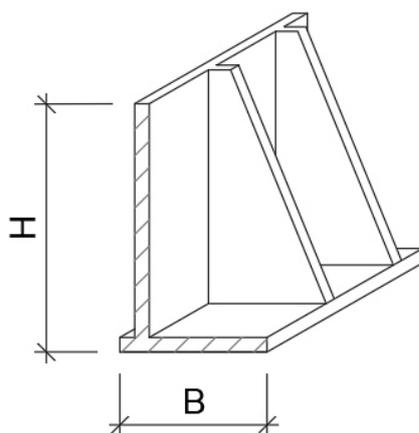


Figura 2.4 Sezione trasversale di muro a contrafforti

Questa tipologia strutturale si adotta per altezze di paramento superiori a 6 ÷ 7 m. Relativamente al rapporto tra base ed altezza e alle verifiche strutturali, possono effettuarsi le stesse considerazioni riportate per il muro a mensola.

2.2.5 MURI DI TIPO PREFABBRICATO

Queste opere sono muri a mensola in calcestruzzo armato di tipo prefabbricato, con paramento verticale che viene assemblato in opera su di una sottofondazione in calcestruzzo a bassa classe di resistenza, con posa di armatura integrativa della platea di fondazione e getto in opera della stessa. (FIGURA 2.5)

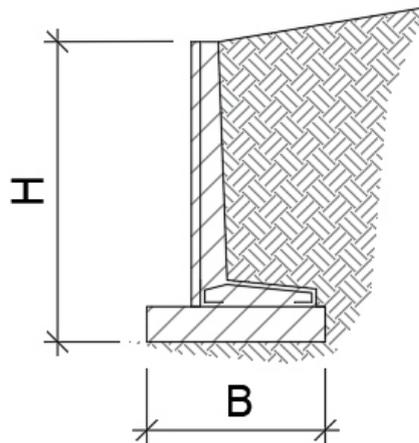


Figura 2.5 Sezione trasversale di muro prefabbricato

Il paramento del muro è costituito da pannelli nervati aventi ampiezza compresa tra 1,25 ÷ 2,50 m (dimensioni dettate da motivi di trasporto). Tra i vari pannelli si viene a creare un giunto che deve essere sigillato mediante particolari guarnizioni al fine di evitare la fuoriuscita di terreno.

Generalmente il progettista esegue un predimensionamento dell'opera che dovrà essere strutturalmente progettata e verificata dall'impresa produttrice, alla quale, ovviamente, dovranno essere forniti tutti gli elementi di carattere prestazionale e geotecnico necessari al dimensionamento.

È bene non ricorrere eccessivamente a questa tipologia di muro in quanto la sua resistenza non è molto elevata; il loro impiego trova applicazione soprattutto per opere di sostegno a carattere provvisorio.

2.3 OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI

Le opere di sostegno flessibili sono strutture che vengono adottate per sostenere fronti di scavo in presenza di particolari vincoli ambientali. Tipico è il caso di costruzione di autorimesse e locali interrati in ambito urbano con la necessità di eseguire uno scavo verticale e quindi con l'impossibilità di avere fronti con pendenze idonee al raggiungimento di adeguati fattori di sicurezza.

La stabilità delle opere di sostegno flessibili è affidata alla mobilitazione della **resistenza passiva** della parte infissa, *immorsamento*, e all'eventuale presenza di **sistemi di ancoraggio**, tiranti, o **di contrasto**, puntoni.

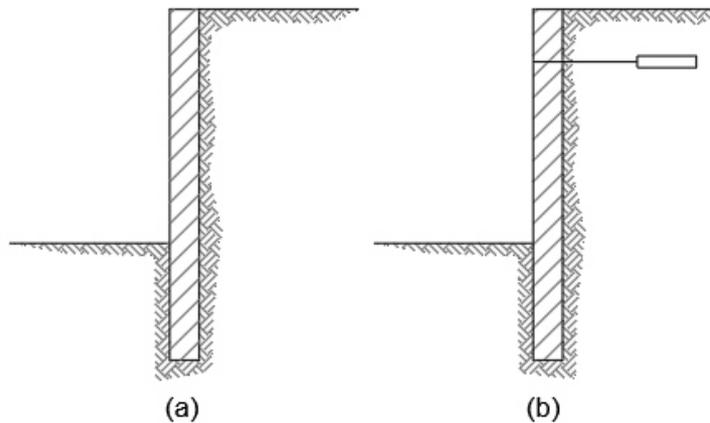


Figura 2.6 Opere di sostegno flessibili semplicemente immerse (a) e ancorate (b)

Nello specifico le opere di sostegno flessibili possono essere fatte lavorare a sbalzo, nel caso in cui si debba sostenere solo del terreno e si abbiano opere che possono accettare piccole deformazioni, oppure contrastati in testa per evitare spostamenti quando vengono realizzati in prossimità di edifici in cui non risulta accettabile alcuno spostamento. Il contrasto in testa viene solitamente dato dai tiranti, elementi che vengono realizzati sempre mediante perforazione e inserimento di trefoli o barre di acciaio successivamente cementate, che vanno ad ancorarsi nel terreno a tergo dell'opera di sostegno. Nel caso in cui non ci sia la possibilità di intervenire con i tiranti si possono utilizzare puntoni interni costituiti da putrelle o tubi che vanno a scaricare la spinta orizzontale sulle parti di edificio già realizzato, poste a una certa distanza dal fronte di scavo o su altri lati dell'opera.

L'entità e la distribuzione delle azioni che il terreno esercita sull'opera, a differenza delle opere rigide, dipendono dagli spostamenti e sono condizionate dalle caratteristiche dei sistemi di contrasto nonché dalle modalità e dalle fasi costruttive: è un problema di **interazione terreno-struttura**. Il progetto strutturale risulta pertanto essere più complesso di quello delle opere rigide. Infatti qui non è sufficiente ricorrere all'applicazione dell'equilibrio limite (può essere usato al limite per un predimensionamento), ma si devono eseguire analisi dell'interazione tra il terreno e la struttura adottando codici di calcolo basati sul metodo degli elementi finiti *FEM* o delle differenze finite *FDM*, con i quali vengono simulate tutte le fasi realizzative, ottenendo grafici di sollecitazione e deformazione. Grazie all'uso di software basati su codici di calcolo non lineare si deve prevedere un piano di controllo e monitoraggio delle previsioni progettuali da adottare durante la costruzione; le misurazioni devono inoltre essere protratte per un congruo periodo dopo l'ultimazione dell'opera.

A differenza di quelle rigide, le opere flessibili vengono realizzate preventivamente allo scavo del terreno. Le operazioni sono le seguenti:

1. realizzazione della paratia nel terreno;
2. prima fase di scavo fino a una determinata profondità;

3. controllo dei cedimenti strutturali della paratia e delle opere limitrofe;
4. eventuale inserimento di ancoraggi e sistemi di contrasto;
5. seconda fase di scavo;
6. fasi 3, 4 ,5 reiterate fino all'ultimazione dello scavo.

Le opere flessibili si classificano principalmente in due categorie:

- opere a carattere provvisionale;

Strutture in cui gli elementi costituenti sono finalizzati a sostenere il fronte di scavo solo nel breve termine, ossia durante le fasi costruttive, in quanto le spinte del terreno nella fase di esercizio della costruzione verranno totalmente contrastate da altre strutture realizzate successivamente allo scavo (ad esempio opere rigide).

- opere a carattere definitivo.

Strutture realizzate sin dal principio per sostenere le azioni del terreno sia nel breve termine che nel lungo termine (fase di esercizio). Tali tipi di opere potranno tuttavia avere elementi a carattere provvisionale la cui funzionalità sarà poi sostituita nella fase di esercizio da strutture definitive (ad esempio puntoni che contrastano una paratia e che verranno sostituiti dalle solette del fabbricato interrato).

Le tipologie realizzative principali di tali opere sono le seguenti:

- *diaframmi in c.a.*;
- *berlinesi di pali*;
- *palancole*.

2.3.1 DIAFRAMMI IN CALCESTRUZZO ARMATO

I diaframmi, detti anche paratie, sono strutture a carattere definitivo in calcestruzzo armato; vengono realizzati mediante pannelli tra loro attigui dello spessore di 50 ÷ 100 cm, con un'ampiezza di circa 2,50 m e profondità fino a 30 m.

Si ottengono mediante l'asportazione del terreno tramite appositi macchinari di movimento terra e l'infissione di una gabbia in acciaio. La loro azione di contenimento può essere integrata con l'utilizzo di uno o più ordini di tiranti di contrasto.

I diaframmi in c.a. sono utilizzati sia per il sostegno degli scavi che come fondazione profonda. Sono particolarmente utili come barriera impermeabile sia quando si opera sotto falda che a confine con siti inquinati.



Figura 2.7 Diaframma in calcestruzzo armato (www.geofondazioni.it)

2.3.2 BERLINESI DI PALI

Per berlinese si intende una serie di pali allineati e disposti a breve distanza tra loro, vincolati in testa e/o a diverse profondità e in grado di sostenere verticalmente il terreno fino ad alcune decine di metri.

A seconda delle dimensioni del diametro d dei pali che le costituiscono, le berlinesi sono divise in:

- *berlinese di micropali* $d > 30 \text{ cm};$
- *berlinese di pali di medio diametro* $30 \text{ cm} < d < 60 \text{ cm};$
- *berlinese di pali di grande diametro* $d > 60 \text{ cm}.$

Per realizzare i pali è necessario eseguire un foro verticale con l'ausilio di una sonda, inserire un'adeguata armatura metallica al suo interno (cambia in base alla dimensione dei pali) e poi riempire il tutto con una miscela cementizia. I pali vanno solitamente eseguiti con un passo orizzontale dell'ordine del metro (differisce a seconda del tipo di terreno e dei carichi da sostenere) e devono essere collegati in testa da un cordolo in calcestruzzo armato al fine di renderli collaboranti in prossimità di carichi concentrati.

Le berlinesi possono essere utilizzate solo quando la falda si trova naturalmente al di sotto della quota di fondo scavo, altrimenti la quota stessa deve essere abbassata con un impianto di

drenaggio, perché esse non costituiscono un'opera impermeabile. Infatti, essendoci degli spazi vuoti tra i pali, l'acqua può tranquillamente entrare nello scavo. In questo caso si deve però prestare grande attenzione ai fenomeni di subsidenza del terreno, che possono costituire un pericolo per le strutture limitrofe; procedendo con i lavori bisogna pertanto monitorare progressivamente i cedimenti. Importante è anche scegliere il metodo di perforazione, onde evitare di creare danni alle infrastrutture adiacenti.



Figura 2.8 Paratia di micropali (www.geofondazioni.it)

2.3.3 PALANCOLE

Le palancole sono strutture provvisorie realizzate per sostenere fronti di scavo di altezza non superiore a 4 ÷ 5 m in terreni sabbioso-ghiaiosi anche in presenza di acque di falda.

Gli elementi in acciaio vengono infissi mediante *pinze vibranti* e sono fabbricati in modo tale da incastrarsi l'uno con l'altro. Generalmente la sezione presenta un profilo a *greca*, che le conferisce maggiore rigidità flessionale.



Figura 2.9 Infissione di palancole in acciaio (www.geofondazioni.it)

2.4 OPERE DI SOSTEGNO DEFORMABILI

Le strutture di sostegno deformabili sono particolari elementi di sostegno delle terre, che possono essere considerate delle opere a gravità. Per la loro stabilità viene infatti sfruttato il **peso del materiale sciolto** (terreno o inerti) del quale sono sostanzialmente costituite.

L'approccio di calcolo di stabilità è analogo a quello delle opere rigide, basato sostanzialmente sui metodi dell'equilibrio limite.

Possono essere realizzate su terreni di fondazione caratterizzati da caratteristiche meccaniche scadenti, in quanto possono sopportare notevoli cedimenti differenziali.

Fra le opere di sostegno classificabili come deformabili si trovano:

- *massicci in Terra Armata;*
- *massicci in Terra Rinforzata;*
- *gabbionate;*
- *muri cellulari (crib-walls).*

Le opere di sostegno deformabili presentano una gamma di vantaggi:

- possono essere realizzate opere di contenimento di altezza elevata;

- possono essere adottati su terreni dove un'opera di sostegno tradizionale richiederebbe l'uso di fondazioni indirette (terreni con scarse caratteristiche di resistenza);
- il loro costo realizzativo è piuttosto contenuto;
- hanno un buon inserimento ambientale.

Tuttavia presentano anche degli svantaggi:

- hanno dimensioni elevate per cui richiedono molto spazio;
- la deformabilità non le rende adottabili dove questa non sia compatibile con la funzionalità delle opere interferenti;
- essendo metodologie piuttosto recenti non si ha ancora un riscontro sulla loro durabilità.

CAPITOLO 3

INDAGINI GEOTECNICHE

“Le proprietà dei materiali naturali, oggetto di studio dell’ingegneria geotecnica, non possono essere specificate, ma devono necessariamente essere il risultato di un’indagine, svolta tramite prove in sito e prove di laboratorio.

Le indagini sono il prerequisito per una corretta progettazione degli interventi, per evidenziare i problemi che possono sorgere in fase esecutiva e per mettere in luce potenziali rischi di natura geologica.” (GEOTECNICA – RENATO LANCELLOTTA)

Tutto quanto citato è presupposto del presente capitolo, il cui scopo è quello di fornire i principi delle indagini geotecniche: programmazione, esecuzione ed interpretazione. In particolare, nella prima parte del capitolo, sono discusse le finalità delle indagini e i vantaggi e i limiti dei mezzi disponibili. Nella seconda parte verrà trattato il tema delle prove in sito e in laboratorio, finalizzato alla determinazione dei parametri geotecnici.

3.1 GENERALITÀ SULLE INDAGINI GEOTECNICHE

Un aspetto molto importante della progettazione di un'opera ingegneristica è quello della definizione dei materiali da costruzione, da cui dipendono in gran parte le caratteristiche dell'opera.

“Nell’ambito dell’Ingegneria Strutturale, la caratterizzazione dei materiali è relativamente agevole, essendo basata su prove standardizzate e sulla disponibilità di disporre di parametri meccanici i cui valori caratteristici sono definibili su base statistica. In ambito geotecnico il concetto di base è lo stesso ma, essendo i terreni materiali naturali, non sono caratterizzabili e catalogabili a priori. Infatti i parametri che identificano determinati comportamenti e che si utilizzano nella progettazione geotecnica non solo variano da terreno a terreno, ma anche nell’ambito della stessa area in esame e a seconda dell’applicazione per la quale essi sono utilizzati. Per di più i terreni sono caratterizzati da una storia nella quale si sono verificati significativi processi di variazione della propria natura e del proprio stato.” (FONDAMENTI DI GEOTECNICA – RICCARDO BERARDI)

Per tutte le ragioni suddette si può affermare che, in ambito geotecnico, la sperimentazione nutre un'elevata importanza in quanto il terreno viene caratterizzato da grandezze ottenute per mezzo di specifiche indagini. Nello specifico, come riportato anche nel *DM 14/01/2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni*, *“le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive.”* (CAPITOLO 4 - PARAGRAFO 4.2)

Da quanto detto si può notare la stretta correlazione tra i parametri geotecnici del terreno e le caratteristiche delle opere da realizzare. Questo è effettivamente un aspetto molto importante in quanto la risposta di un terreno alle sollecitazioni esterne dipende sia dalle sue condizioni iniziali (ad esempio natura, stratigrafia, stato tensionale, storia) sia da condizioni e situazioni indotte dal tipo di opera (ad esempio velocità di applicazione del carico). Le indagini geotecniche servono dunque a capire come un certo terreno potrà consentire la realizzazione di una determinata opera su di esso. Un'attenta indagine geotecnica porta ad una realizzazione più agevole, sicura e in certi casi anche più economica dell'opera.

3.2 FINALITÀ DELLE INDAGINI GEOTECNICHE

“Il volume significativo è quella porzione di sottosuolo influenzato dalla costruzione dell’opera o che ne può condizionare il comportamento.” (FONDAMENTI DI GEOTECNICA – RICCARDO BERARDI)

La sua forma e le sue dimensioni dipendono pertanto dalle caratteristiche dell'opera da realizzare.

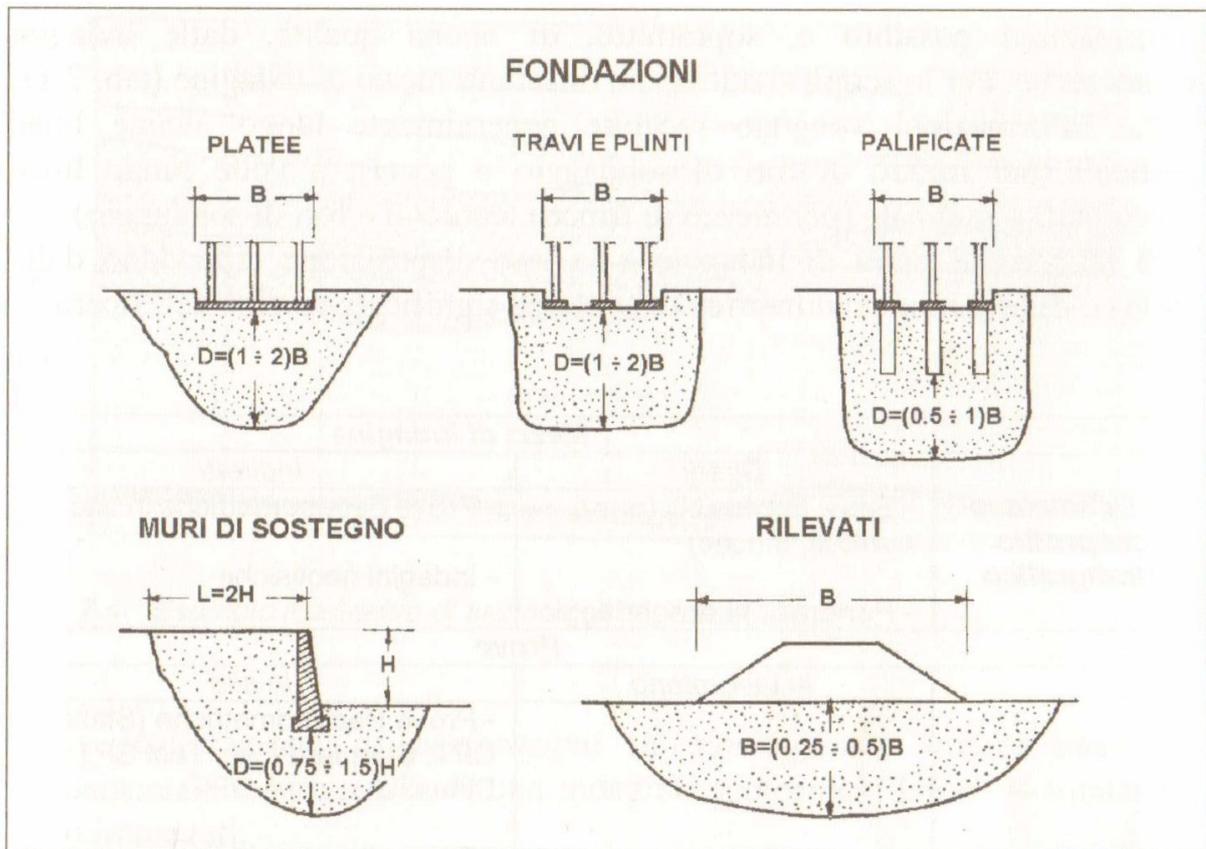


Figura 3.1 Esempi di forme e dimensioni di volumi significativi a seconda dell'opera (FONDAMENTI DI GEOTECNICA – RICCARDO BERARDI)

La caratterizzazione geotecnica del **volume significativo** è necessariamente basata su indagini puntuali eseguite su volumi di terreno generalmente molo minori. Bisogna cercare di ottenere il maggior numero di informazioni possibili e soprattutto di buona qualità, in modo da ottenere un risultato il più vicino possibile alla realtà.

Le finalità principali delle indagini geotecniche sono essenzialmente le seguenti:

- determinazione del *profilo stratigrafico*;
- *identificazione e classificazione del terreno*;
- determinazione del *livello di falda e delle pressioni interstiziali*;
- *caratterizzazione geotecnica* del terreno.

Al termine delle indagini i risultati dovranno essere raccolti in due relazioni distinte:

- *resoconto delle operazioni*;

Comprende la descrizione delle procedure seguite, la posizione dei sondaggi, gli operatori che vi hanno preso parte e i risultati ottenuti, il tutto senza alcun commento o tentativo di interpretazione.

- *relazione interpretativa.*

Consiste nell'interpretazione geologica e geotecnica dei risultati dell'indagine, le carte geologiche di dettaglio, le sezioni stratigrafiche, i valori dei parametri di resistenza, rigidità e permeabilità di ciascuno degli strati di terreno.

3.2.1 DETERMINAZIONE DEL PROFILO STRATIGRAFICO

Per determinare il profilo stratigrafico di un terreno bisogna effettuare delle perforazioni di sondaggio che, mediante dei tubi campionatori, consentono di estrarre il campione, detto in gergo *carota*, il quale permette di individuare la tipologia di terreno alle diverse profondità. È così possibile realizzare una **sezione stratigrafica**, ossia *una rappresentazione semplificata delle reali condizioni del sottosuolo*. (FIGURA 3.2)

Le caratteristiche di ogni singolo strato saranno poi determinate mediante prove in sito o in laboratorio.

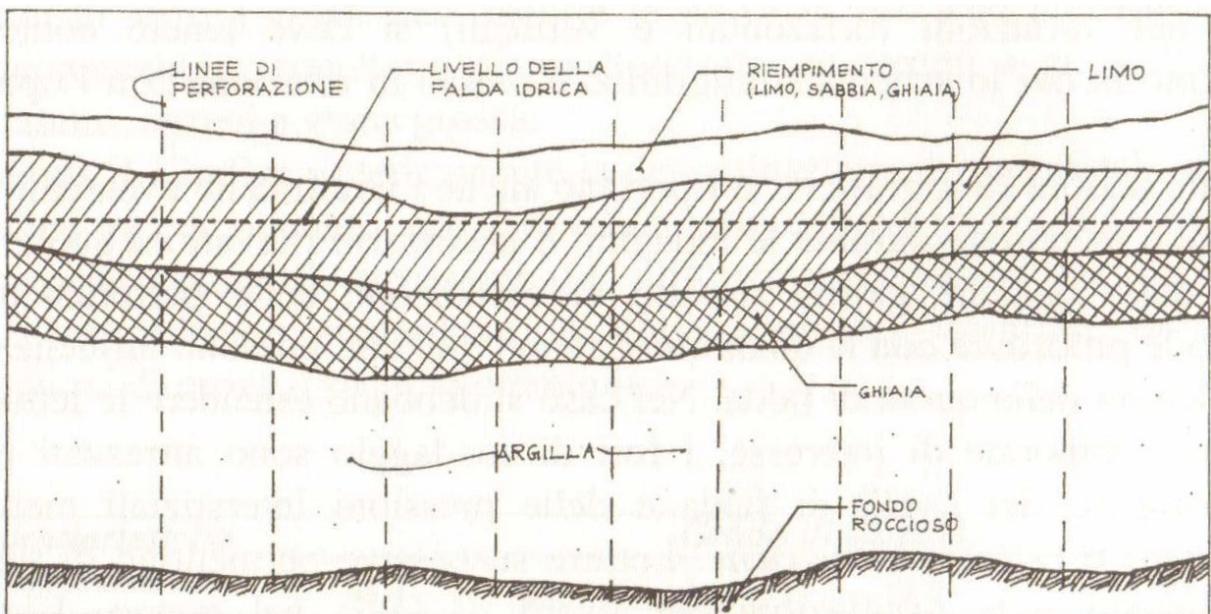


Figura 3.2 Esempio di sezione stratigrafica (FONDAMENTI DI GEOTECNICA – RICCARDO BERARDI)

3.2.2 IDENTIFICAZIONE E CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO

L'identificazione di un terreno consiste nel *descrivere l'aspetto e osservarne il comportamento attraverso l'esecuzione delle prove di laboratorio*. Si tratta sostanzialmente di elencare le sue caratteristiche: natura dei granelli, stato corrente, struttura e modalità di formazione.

La classificazione consiste invece *nel dividere il terreno in esame in alcune classi all'interno delle quali si riscontra un comportamento uniforme*: analisi granulometrica e determinazione dei *limiti di Atterberg*.

3.2.3 DETERMINAZIONE DEL LIVELLO DI FALDA

Lo studio delle falde è effettuato mediante particolari strumenti che consentono il monitoraggio del loro livello, detti *piezometri* o *celle piezometriche*. Questo studio è necessario soprattutto quando la lettura della quota di falda deve essere estesa in un certo arco di tempo. I livelli di falda dovranno inoltre essere riportati nel profilo stratigrafico.

3.2.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO

I parametri meccanici per la caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti nel volume significativo sono ottenuti grazie a differenti mezzi di indagine, raggruppati in queste due principali categorie: le prove in sito e le prove di laboratorio.

Nelle **prove in sito** si opera con il terreno nella sua sede naturale, senza prelievo. L'elaborazione dei risultati conduce ai parametri ricercati per via indiretta, tramite relazioni empiriche tra la grandezza misurata nella prova e la proprietà geotecnica richiesta. (CAPITOLO 3 - PARAGRAFO 3.4)

Nelle **prove di laboratorio** invece si lavora su provini ottenuti da campionamento. La loro interpretazione conduce direttamente ai parametri ricercati. (CAPITOLO 3 - PARAGRAFO 3.5)

3.3 MODALITÀ DELLE INDAGINI GEOTECNICHE

“I mezzi di indagine consentono un'ispezione diretta del terreno e sono quindi utilizzati per la ricostruzione stratigrafica delle formazioni attraversate e per il prelievo di campioni rappresentativi, da sottoporre successivamente a prove di laboratorio.” (GEOTECNICA – RENATO LANCELLOTTA)

Esistono sostanzialmente tre metodi di indagine:

- *trincee esplorative;*
- *sondaggi a distruzione;*
- *sondaggi a carotaggio continuo.*

3.3.1 TRINCEE ESPLORATIVE

Le trincee esplorative costituiscono uno dei metodi di indagine diretta più semplici ed affidabile e consentono di effettuare un dettagliato rilevamento della successione stratigrafica e delle caratteristiche macrostrutturali. Esse consistono nel prelevare campioni di terreno cubici e di grandi dimensioni. Presentano però un limite costituito dalla profondità: non più di 5 ÷ 6 m nelle argille più consistenti e ancora meno in terreni incoerenti e con favorevoli condizioni idrauliche al contorno.

3.3.2 SONDAGGI A DISTRUZIONE

Il sondaggio a distruzione viene eseguito quando non vi è interesse a prelevare un campione continuo di terreno ma semplicemente delle campionature da poter successivamente analizzare, senza la realizzazione di un profilo stratigrafico. Normalmente è impiegato in presenza di terreni coesivi che non richiedono la stabilizzazione del foro.

I sondaggi a distruzione possono essere divisi in due tipologie differenti:

- *Sondaggio a percussione;*

Si fa ricorso a utensili molto robusti detti scalpello o curretta. Sono fatti avanzare nel terreno mediante battitura con maglio o per caduta. Il diametro di questi utensili va dai 100 mm di uno scalpello (adoperato soprattutto con materiali lapidei o cementati) ai 300 mm di una curretta (impiegata in presenza di ghiaie e ciottoli).

- *Sondaggio con elica.*

Si utilizza la *trivella* formata da un'elica collegata a una barra, che viene alternativamente spinta ed estratta dal terreno. La profondità raggiungibile dipende dalla lunghezza della barra, e l'intera procedura è in generale estremamente lenta a causa delle ripetute manovre di

spinta ed estrazione. Più vantaggioso è l'impiego dell'*elica continua* per mezzo della quale si possono raggiungere profondità fino a 50 m. il diametro dell'elica è di solito compreso tra 75 e 300 mm e tale tecnica è usata preferibilmente in argille, in modo da non dover ricorrere ad alcun mezzo di sostegno del foro. (FIGURA 3.3)

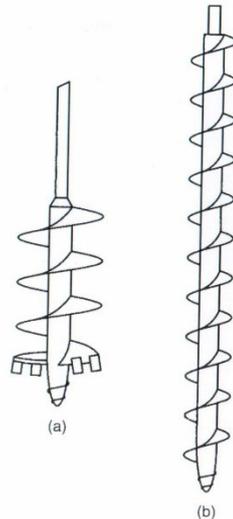


Figura 3.3 Trivella (a) e trivella continua (b)

A scavo eseguito viene attuata una circolazione di un fango fluido che porta in superficie i detriti prodotti, permettendo in tal modo l'estrazione dei campioni di terreno.

I sondaggi a distruzione presentano da un lato dei vantaggi, in quanto consentono di attraversare qualsiasi strato di terreno anche fino a notevoli profondità, ma contemporaneamente vi sono anche degli svantaggi, quali l'impossibilità di ottenere campioni indisturbati e il dilavamento delle frazioni più fini di terreno, dovuto all'acqua di perforazione, oltre al non poter realizzare un profilo stratigrafico dettagliato.

3.3.3 SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO

Il sondaggio a carotaggio continuo viene effettuato quando è necessario delineare un profilo stratigrafico del terreno e quindi non basta avere dei campioni sfusi, come nel caso del sondaggio a distruzione, ma è importante disporre di un campione continuo, la cosiddetta *carota*.

Questa tipologia di sondaggio è eseguita a rotazione con **un tubo carotiere**: si tratta di un cilindro cavo che ruota nel terreno e raccoglie una carota. I diametri dei carotieri variano da 75 a 150 mm.

Il carotiere può essere di due tipi:

- Semplice;

È un singolo tubo di acciaio provvisto all'estremità inferiore di una corona tagliente, costituita da elementi di metallo duro o diamante.

- Doppio.

È costituito da due tubi concentrici dei quali quello esterno ruota, mentre quello interno è fisso e raccoglie il campione. Nello spazio tra i due tubi passa dell'acqua, che pertanto non viene a contatto con il terreno, evitando un'alterazione delle sue caratteristiche.

3.3.4 STABILIZZAZIONE DEL FORO DI SONDAGGIO

Un aspetto molto importante delle perforazioni è quello della stabilizzazione del foro di sondaggio. Infatti, quando si effettua un foro, esso è stabile solo se è poco profondo, se è effettuato in terreni coesivi e al di sopra del livello di falda. In tutti gli altri casi è necessario provvedere a una sua stabilizzazione. Anche in questo caso possono essere adottate due metodologie diverse:

- **Stabilizzazione tramite una batteria di tubi di rivestimento;**

Man mano che si va in profondità con il carotiere o la trivella si inseriscono progressivamente dei tubi, evitando in tal modo crolli successivi. Un aspetto da tenere in considerazione è il fatto che la batteria di tubi deve essere inserita soltanto dopo il carotaggio, altrimenti si altera lo stato tensionale del terreno, modificandone le caratteristiche.

- **Stabilizzazione tramite fango bentonitico.**

Si utilizza una sospensione di bentonite (tipologia di argilla ad altissima plasticità) in acqua, la quale forma una pellicola impermeabile sulla superficie del foro ed esercita una pressione idrostatica che assicura la stabilità del terreno circostante. Affinché il fango possa penetrare nel terreno attraverso la superficie di base e le pareti laterali, esso deve essere mantenuto ad un livello superiore a quello della falda freatica. Tale metodo presenta tuttavia uno svantaggio, rappresentato dal fatto

che non si riescono più ad effettuare prove di permeabilità o misure piezometriche.

3.3.5 TECNICHE DI CAMPIONAMENTO

Nel caso di sondaggio a distruzione si ottiene un campione di terreno sfuso, il quale potrà essere analizzato ma non consentirà la realizzazione del profilo stratigrafico. Se invece si effettua un carotaggio continuo si ottiene la carota. Essa dovrà poi essere spezzata in tanti tratti che andranno riposti in apposite **cassette catalogatrici**, successivamente portate in laboratorio. (FIGURA 3.4)



Figura 3.4 Cassetta catalogatrice di carote di terreno (www.icofond.com)

Un aspetto molto importante è che tra il momento dell'estrazione e l'analisi del terreno non passi troppo tempo, altrimenti si potrebbe assistere a delle alterazioni del campione (ad esempio rigonfiamento) che portano ad una modifica delle sue caratteristiche.

La qualità del campione dipende inoltre dalle modalità di infissione del campionatore. Ecco alcuni esempi di come può essere infisso un tubo campionatore.

- *Campionatore a pistone;*

Il tubo campionatore viene spinto nel terreno da un pistone mobile a cui viene applicata una pressione che verrà eliminata a fine corsa. Questa tipologia di infissione, considerando l'enorme attrito che si

viene a creare, consente di estrarre delle carote con lunghezza massima di circa un metro.

- *campionatore doppio;*

Si usa nel caso di materiali più consistenti. Il tubo esterno taglia il terreno ruotando e quello interno, più sporgente, raccoglie il campione.

- *campionatore continuo.*

Sono presenti due nastri che avvolgono il campione durante l'avanzamento, riducendo fortemente l'attrito e consentendo in tal modo di estrarre campioni fino a lunghezze di 20 ÷ 30 m.

3.4 PROVE IN SITO

“Le prove in sito costituiscono uno dei mezzi di indagine più utili per la definizione delle caratteristiche stratigrafiche, idrauliche e meccaniche dei terreni e sono da considerarsi uno strumento complementare alle indagini di laboratorio.

Durante una prova in sito il terreno viene sottoposto, nella sua sede naturale, ad una procedura di prova volta ad ottenere specifici valori i quali, venendo poi interpretati direttamente o tramite confronto empirico con altre grandezze, forniranno i risultati cercati.” (FONDAMENTI DI GEOTECNICA – RICCARDO BERARDI)

Le prove in sito principali sono:

- *prove penetrometriche;*

“Si conducono inserendo con diverse modalità una sonda all’interno del terreno, il quale oppone una certa resistenza alla penetrazione. La registrazione di questa resistenza permette, direttamente o indirettamente, di risalire alle caratteristiche meccaniche del terreno (consistenza, densità, resistenza, deformabilità) e a volte anche alla successione stratigrafica.” (FONDAMENTI DI GEOTECNICA – RICCARDO BERARDI)

- *prove di carico;*

“Un determinato carico viene applicato al terreno ed al contempo si registrano le tensioni e le deformazioni indotte. Conseguentemente si ottengono parametri meccanici di resistenza e deformabilità, oltre che informazioni sulle tensioni geostatiche agenti alla profondità di prova.”

(FONDAMENTI DI GEOTECNICA – RICCARDO BERARDI)

- **prove geofisiche e di sismica diretta;**

“Consistono nella generazione di onde sismiche a partire dal piano di campagna (o anche in profondità). Tali onde attraversano il terreno e ne determinano lo scuotimento. Il parametro valutato è la velocità di propagazione delle onde a partire dalla conoscenza della distanza tra sonda emittente e sonda ricevente e dal tempo impiegato dall'onda per percorrere tale distanza. Questa prova consente di valutare le caratteristiche stratigrafiche su ampia scala e i parametri meccanici quali i moduli di deformazione.” (FONDAMENTI DI GEOTECNICA – RICCARDO BERARDI)

BERARDI)

- **prove di permeabilità.**

“Si conducono immettendo o prelevando portate note tramite pozzi appositamente attrezzati e, basandosi sulle leggi di idraulica, si ricava una stima del coefficiente di conducibilità idraulica. Tale prova consente allo stesso tempo una valutazione delle condizioni di falda.”

(FONDAMENTI DI GEOTECNICA – RICCARDO BERARDI)

I vantaggi offerti dalle prove in sito rispetto a quelle in laboratorio sono i seguenti:

- maggiori volumi analizzati;
- possibilità di caratterizzare terreni dei quali non è possibile ottenere campioni di qualità;
- rilievo quasi continuo delle proprietà con il variare della profondità;
- rapidità ed economicità.

Naturalmente esse sono caratterizzate da alcuni limiti:

- le condizioni al contorno sono spesso incerte e non controllabili e ciò può indurre a commettere errori durante le interpretazioni dei risultati;
- in alcune prove la natura del terreno non è direttamente nota;
- il grado di disturbo dovuto all'esecuzione di una prova può essere in certi casi elevato, portando a possibili errori nelle misurazioni;

- la valutazione di parametri geotecnici mediante relazioni empiriche, basate su condizioni di prova differenti da quelle reali, può essere affetta da errori grossolani.

Di seguito vengono esplicitate le prove in sito. Esse sono tratte dai libri “*Geotecnica*” di Renato Lancellotta e “*Fondamenti di Geotecnica*” di Riccardo Berardi.

3.4.1 PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SPT

La prova penetrometrica dinamica SPT (*Standard Penetration Test*), sviluppata negli Stati Uniti nel 1927, è una prova che consiste nell'infissione a percussione di un tubo campionatore cavo dal diametro interno di circa 38 mm. (FIGURA 3.5)

Essa richiede l'esecuzione preliminare di una perforazione, con interruzione della stessa alla quota alla quale si vuole eseguire la prova. Quest'ultima si effettua facendo cadere un maglio 63,5 kg da un'altezza di 760 mm, registrando il **numero di colpi N_{SPT}** necessario all'avanzamento nel terreno del tubo campionatore. (FIGURA 3.6)

Nell'effettuare il computo dei colpi, il campionatore viene fatto avanzare inizialmente per un tratto di 15 cm, di cui non si tiene conto a causa del disturbo che il terreno subisce in seguito alla realizzazione del foro di sondaggio; soltanto i colpi necessari all'avanzamento di un successivo tratto di 30 cm sono ritenuti significativi. Il campione estratto dal campionatore è utile a fini di un'identificazione del terreno.

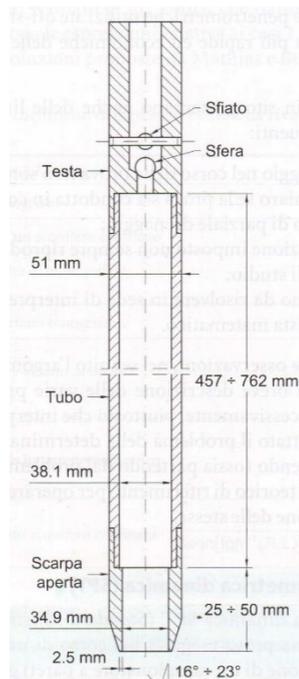


Figura 3.5 Campionatore per la prova SPT (GEOTECNICA – RENATO LANCELLOTTA)

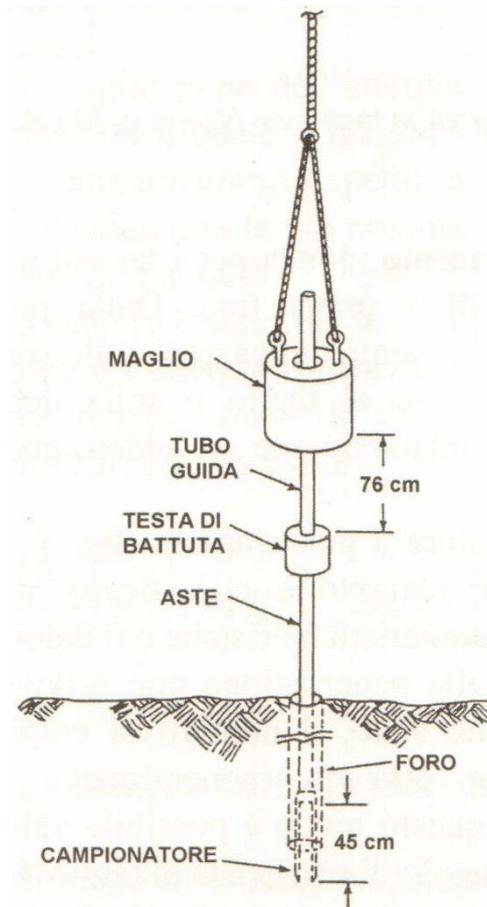


Figura 3.6 Schema di esecuzione di prova SPT (FONDAMENTI DI GEOTECNICA – RICCARDO BERARDI)

Per quanto riguarda gli aspetti più generali dell'esecuzione di tale prova, va osservato innanzitutto che essa andrebbe effettuata in fori di sondaggio aventi diametro compreso tra 65 e 115 mm, in quanto diametri maggiori possono avere un'influenza sui risultati della prova.

Il fango di stabilizzazione del foro dovrebbe inoltre essere sempre mantenuto al di sopra del livello di falda, in modo da evitare che si verifichi un flusso di acqua dall'esterno verso l'interno del foro di sondaggio.

Tra i vantaggi di tale prova vanno menzionate la semplicità operativa, l'economicità e l'ampia e documentata diffusione nei vari paesi. Per cui si dispone oggi di correlazioni convalidate dall'esperienza tra i risultati ottenuti e i parametri meccanici del terreno. Tra gli svantaggi va annotato il fatto che la sua affidabilità dipende molto dai dettagli della procedura.

La prova è particolarmente idonea per terreni a grana grossa (ad esempio terreni sabbiosi) ma può essere eseguita anche in quelli a grana fine (ad esempio argille) anche se è meno significativa, mentre non dovrebbe essere effettuata in presenza di ghiaia grossa e ciottoli.

I risultati ottenuti vanno interpretati come una misura indiretta della resistenza al taglio e della compressibilità del terreno e forniscono una buona indicazione sullo stato di addensamento e sulla consistenza.

3.4.2 PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT

I primi impieghi della prova penetrometrica statica *CPT* (*Cone Penetration Test*) risalgono al primo Novecento. Essa consiste nell'infliggere a pressione una punta conica alla velocità costante di 20 mm/s. Le caratteristiche della punta sono normalizzate: il diametro è di 35,7 mm e l'angolo di apertura del cono è di 60°; il manicotto cilindrico che segue la punta ha una superficie laterale di 150 cm². (FIGURA 3.7)

Nei penetrometri meccanici la punta conica è collegata a una batteria di aste coassiali e a una tubazione di rivestimento. In tal modo è possibile far avanzare per un tratto di 40 mm dapprima soltanto la punta, applicando la spinta alle aste interne; successivamente viene agganciato il manicotto e viene misurata globalmente la resistenza all'avanzamento della punta e del manicotto.

La misura della **resistenza all'avanzamento della punta** è solitamente indicata con il simbolo q_c . Sottraendo il valore della spinta applicata nel tratto precedente è possibile risalire alla misura **dell'attrito laterale**, indicata con il simbolo f_s . Infine la spinta viene applicata alle aste esterne facendo avanzare l'intero sistema; il procedimento viene ripetuto a intervalli di 200 mm. È una peculiarità quindi del penetrometro statico il fatto che la resistenza alla punta e la resistenza per attrito laterale non si riferiscano esattamente alla stessa profondità.

Nei penetrometri elettrici la punta è solidale a una tubazione priva di rivestimento e la separazione tra resistenza alla punta e attrito laterale è resa possibile da misure eseguite localmente con trasduttori elettrici. Le prove penetrometriche statiche possono essere eseguite in tutti i tipi di terreno granulometricamente compresi tra le argille e le sabbie grosse e offrono il vantaggio di un'elevata ripetibilità, unitamente alla possibilità di inserire ulteriori sensori, quali per esempio quelli per la misura delle pressioni interstiziali.

La profondità raggiungibile può superare i 40 m in argille tenere, ma oltre i 20 m possono già verificarsi deviazioni della verticale.

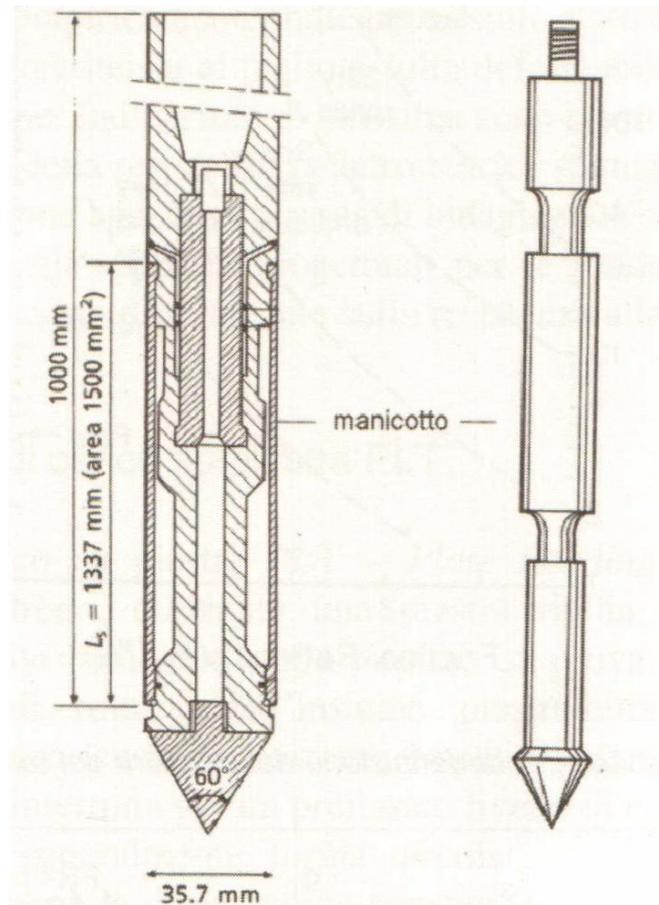


Figura 3.7 Penetrometro meccanico ed elettrico (FONDAMENTI DI GEOTECNICA – RICCARDO BERARDI)

3.4.3 PROVA DILATOMETRICA DMT

Si utilizza un particolare strumento detto *dilatometro piatto*, ideato in Italia nel 1975 da Marchetti. Si tratta di una lama di acciaio dello spessore di 14 mm, dotata di una membrana circolare del diametro di 60 mm. La lama viene spinta a pressione nel terreno tramite una batteria analoga a quella del penetrometro statico e viene arrestata ogni 200 mm per eseguire la prova, che consiste in una dilatazione della membrana tramite invio di gas in pressione. Vengono quindi misurati i valori della pressione iniziale p_0 , corrispondente all'istante in cui la membrana inizia ad espandersi, e della pressione p_1 , corrispondente a uno spostamento di 1,1 mm del centro della membrana.

Utilizzando p_0 è possibile definire un **indice della tensione orizzontale a riposo**, mentre con entrambe le misure p_0 e p_1 viene definito il **modulo dilatometrico**.

3.4.4 PROVA SCISSOMETRICA FVT

La prova scissometrica *FVT (Field Vane Test)* è stata introdotta per la prima volta in Svezia nel 1911 ed è successivamente stata applicata da numerosi geologi. Tale prova è eseguita in terreni coesivi di media e bassa consistenza per la determinazione della **resistenza non drenata s_u** . Si utilizza uno strumento detto *scissometro*, costituito da quattro alette verticali e ortogonali tra loro, con rapporto $H/D = 2$. Applicando una coppia di forze a questo strumento (cioè facendo ruotare le alette) si provoca la rottura del terreno.

I parametri che influenzano il risultato sono molteplici, tra i quali i più importanti sono la velocità di applicazione della coppia e i tempi di attesa tra l'inserimento delle alette e l'esecuzione della misura.

3.4.5 PROVE PRESSIOMETRICHE PT

Le prove pressiometriche *PT (Pressuremeter Test)* sono prove di carico realizzate mediante l'espansione di una sonda cilindrica. A seconda del metodo di installazione di quest'ultima, sono suddivise in:

- *prove Menard;*

Necessitano di un foro di sondaggio preliminare, all'interno del quale viene successivamente posizionata la sonda. Lo svantaggio di tali prove è quello di essere eseguite in un terreno già disturbato dall'esecuzione del foro. Tuttavia l'enorme quantità di applicazioni degli ultimi trent'anni la rendono un importante strumento di indagine e progettazione.

- *prove autoproforanti.*

Consistono nella rimozione di un volume di terreno pari a quello della sonda che viene introdotta, fornendo pertanto la possibilità di effettuare il rilevamento in un terreno virtualmente indisturbato. Tale tecnica consente di effettuare misure attendibili della tensione orizzontale a riposo e del modulo di deformazione.

3.4.6 PROVA DI CARICO SU PIASTRA PLT

La prova di carico su piastra PLT (*Plate Loading Test*) si conduce applicando al terreno dei carichi crescenti mediante una piastra rigida e misurando i cedimenti di quest'ultima.

Generalmente si adoperano piastre circolari del diametro di 30 cm, ma bisogna tenere in considerazione il fatto che la profondità interessata è pari a due o tre volte il diametro della piastra; di conseguenza per ottenere risultati su profondità ingegneristiche è necessario adoperare piastre di grande diametro (circa 90 cm), piuttosto costose.

La prova può essere condotta fino al carico di rottura dell'insieme piastra-terreno oppure interrotta per un prefissato livello di cedimento. Inoltre essa può essere eseguita a partire dal piano di campagna o sul fondo di un foro realizzato precedentemente. Nel primo caso saranno interessati solo gli strati superficiali di riporto, mentre il secondo caso, seppur più oneroso, è adatto per la progettazione di fondazioni reali.

3.4.7 PROVA CROSS-HOLE

La prova cross-hole è un tipo di prova geofisica e rappresenta uno dei metodi più affidabili per la determinazione del taglio a bassi livelli di deformazione. Essa consiste essenzialmente in una serie di misure della velocità di propagazione delle onde di taglio tra due profondità, anche se è preferibile uno schema che utilizzi tre o più fori.

3.5 PROVE DI LABORATORIO

“A differenza delle prove in sito, le prove di laboratorio sono effettuate in un ambiente controllato e controllabile e la loro interpretazione conduce direttamente ai parametri ricercati senza dover fare confronti empirici con altre leggi. Ciò fornisce sicuramente dei dati più attendibili e precisi rispetto alle prove in sito. Per contro esse sono anche più onerose ed inoltre non sempre è possibile ottenere dei provini adatti che siano indisturbati.” (FONDAMENTI DI GEOTECNICA – RICCARDO BERARDI)

Le prove di laboratorio possono sinteticamente distinguersi nelle seguenti classi:

- **prove di identificazione e classificazione;**

Come già citato descrivendo le finalità delle indagini geotecniche, le prove di identificazione e classificazione servono rispettivamente per

determinare le caratteristiche del terreno in esame (natura dei granelli, stato corrente, struttura, modalità di formazione) e individuare classi di comportamento uniforme (analisi granulometrica e determinazione dei *limiti di Atterberg*).

- **prove di permeabilità;**

Sono condotte al fine di valutare il **coefficiente di conducibilità idraulica k** , tramite applicazione della *legge di Darcy*, dopo aver sottoposto il campione ad un flusso idraulico in condizioni controllate per quanto riguarda le portate e i gradienti idraulici. Tuttavia questo tipo di prova eseguita in laboratorio presenta delle limitazioni dovuta alle ridotte dimensioni del campione, che risulta pertanto essere omogeneo. Quando è possibile è meglio effettuare questa prova in sito, dove si incontrano diversi strati di terreno non omogenei.

- **prove di compattazione;**

Vengono eseguite per stabilire determinate grandezze da tenere in conto quando il terreno è utilizzato come materiale da costruzione, ad esempio opere in terra, opere per sottofondi stradali, barriere minerali di impermeabilizzazione nelle discariche, ecc. Infatti un'adeguata compattazione del terreno ne incrementa le caratteristiche meccaniche e ne riduce la permeabilità. Tali prove permettono di stabilire il contenuto d'acqua iniziale nel terreno e l'energia di compattazione da adottare per raggiungere livelli di compattazione ottimali.

- **prove meccaniche.**

Permettono la valutazione dei parametri di resistenza e deformabilità necessari per la caratterizzazione meccanica delle terre e per la progettazione delle opere geotecniche. Le prove meccaniche si dividono in *convenzionali* (rispondono alle esigenze più ricorrenti in merito alla definizione dei parametri geotecnici e di progettazione) e *speciali* (volte a indagare comportamenti particolari per finalità specifiche nell'ambito delle applicazioni pratiche e della ricerca). Tra le prove meccaniche convenzionali, assieme alla prova di taglio diretto e

alla prova triassiale, quella più importante è la prova edometrica, che consente di simulare il processo di consolidazione monodimensionale.

Di seguito vengono esplicitate le prove di laboratorio. Esse sono tratte dal libro “*Fondamenti di Geotecnica*” di Riccardo Berardi.

3.5.1 PROVA EDOMETRICA

La prova edometrica è una delle prove più semplici e diffuse, che permette di simulare i fenomeni che si verificano durante un processo di **consolidazione monodimensionale**. È quindi generalmente volta a indagare il comportamento dei terreni a grana fine, in particolare i suoi parametri di compressibilità e per quantificare la storia di un deposito. Lo strumento utilizzato per l'esecuzione di tale prova è denominato *cella edometrica*. (FIGURA 3.8)

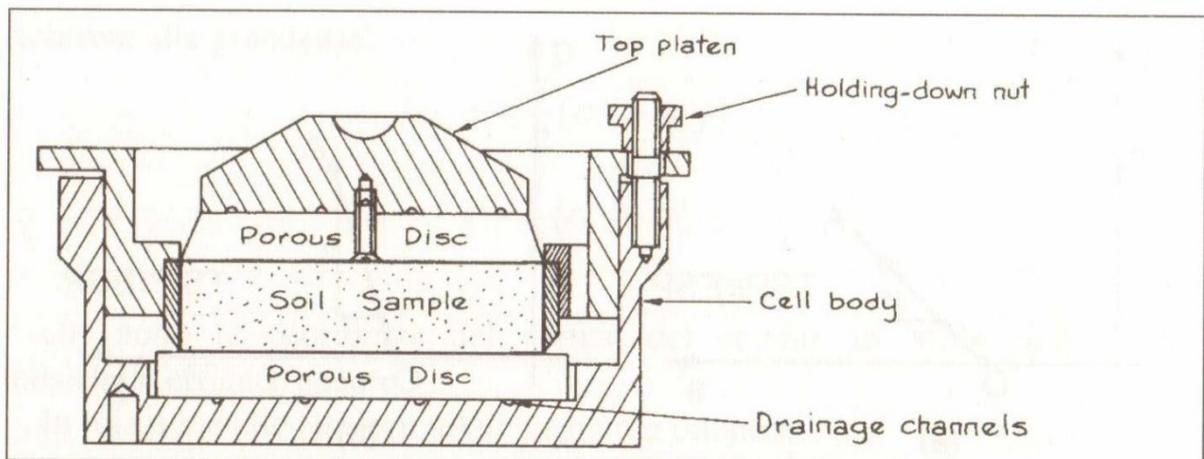


Figura 3.8 Cella edometrica (FONDAMENTI DI GEOTECNICA – RICCARDO BERARDI)

Un provino cilindrico di terreno (generalmente di diametro 50 mm ed altezza 20 mm all'incirca) è confinato in un anello metallico rigido che ne impedisce la dilatazione trasversale; in questo caso, sotto carico, si realizzano condizioni di deformazioni laterali impedito. Il provino è ottenuto da un campione indisturbato prelevato alla profondità di interesse per l'indagine. Esso è confinato superiormente e inferiormente da due pietre porose che permettono il drenaggio dell'acqua, consentendo al moto di filtrazione di svilupparsi verso di esse, in direzione verticale. Le condizioni di deformazione e di flusso sono quindi monodimensionali. La tensione verticale σ_z viene applicata mediante una piastra rigida posta sulla pietra porosa superiore; misurando con opportuni trasduttori gli spostamenti verticali della piastra, si ottengono le variazioni di altezza del provino e quindi le deformazioni verticali (coincidenti nelle condizioni in esame alle deformazioni di volume). In seguito

all'applicazione del carico, nel provino si generano sovrappressioni interstiziali che tendono a dissiparsi nel tempo; esse sono invece nulle nelle pietre porose.

La cella edometrica è posta in un contenitore pieno d'acqua, in modo da prevenire l'essiccamento del provino nel corso della prova e fornire l'acqua di assorbimento nelle fasi di scarico tensionale.

La prova, detta ad incrementi di carico, si conduce con una sequenza di carichi successivi, applicati alla piastra tramite un sistema di pesi. Gli incrementi di tensione verticale totale $\Delta\sigma_z$ sono applicati in progressione geometrica. Spesso si segue la serie: 6, 12, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600 KN/m^2 . Nel caso di scarichi tensionali si adotta di solito un numero di intervalli pari alla metà di quello adottato in carico (ad esempio 1600,400, 100 ecc.).

Ogni fase di carico dura fino al completo sviluppo del processo di consolidazione, così che, alla fine dell'incremento n-esimo, si abbia:

$$(\sigma_z)_n = (\sigma'_z)_n \quad (3.1)$$

dove:

- $(\sigma_z)_n$ [kN/m^2] *tensione verticale n-esima;*
- $(\sigma'_z)_n$ [kN/m^2] *tensione verticale efficace n-esima.*

Inoltre gli assestamenti di consolidazione devono essere completamente esauriti. Di norma ogni fase dura almeno 24 ore, nelle quali gli assestamenti sono rilevati ad intervalli di tempo regolari.

Il risultato di una prova edometrica è costituito da tante curve di assestamento-tempo quante sono le fasi di carico, e da una curva di compressibilità, comunemente detta *curva edometrica*, che è la curva sforzo-deformazione in condizioni monodimensionali. (FIGURA 3.9 e FIGURA 3.10)

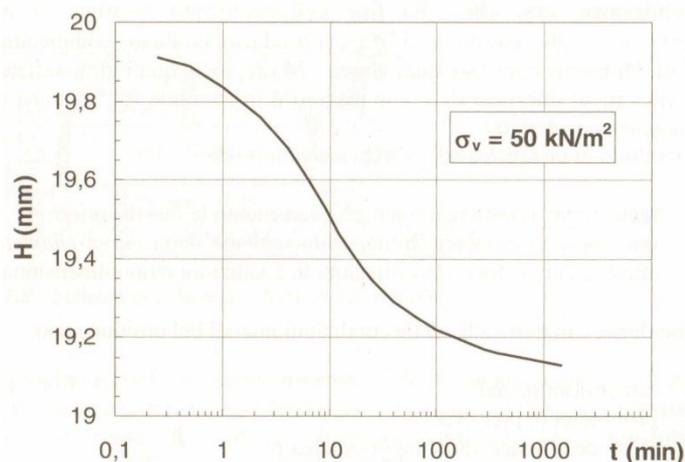


Figura 3.9 Curva assestamento-tempo (FONDAMENTI DI GEOTECNICA – RICCARDO BERARDI)

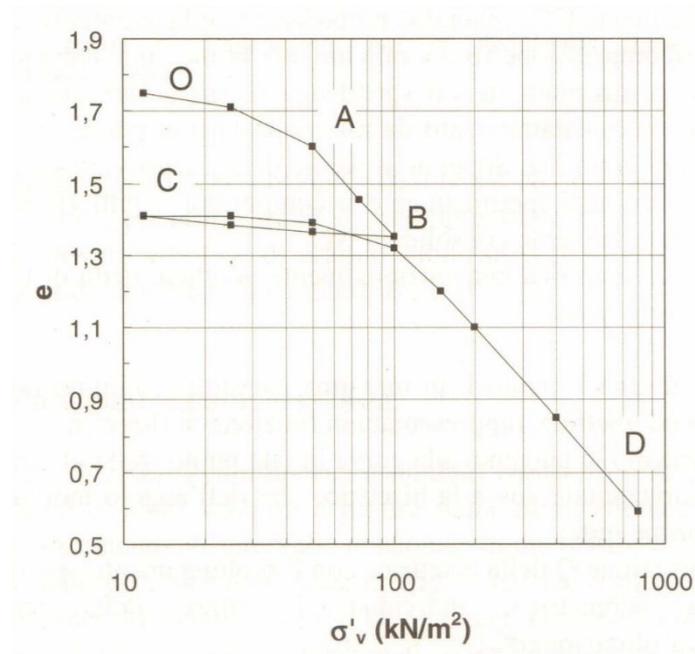


Figura 3.10 Curva edometrica (FONDAMENTI DI GEOTECNICA – RICCARDO BERARDI)

Grandezze caratteristiche delle condizioni iniziali del provino sono:

- *dimensioni iniziali;*
- *profondità di prelievo;*
- *tensione efficace verticale geostatica;*
- *contenuto d'acqua, indice dei vuoti, grado di saturazione iniziali;*
- *peso dell'unità di volume iniziale, peso specifico dei grani.*

A partire da queste grandezze la prova edometrica viene interpretata per valutare i parametri geotecnici di seguito citati:

- *parametri geotecnici, contenuto d'acqua e indice dei vuoti finali e alla fine di ogni incremento tensionale;*
- *tensione di preconsolidazione σ'_p e quindi **rapporto di preconsolidazione OCR**;*

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (3.2)$$

dove:

- σ'_p [kN/m²] *tensione di preconsolidazione;*
- σ'_{v0} [kN/m²] *tensione verticale efficace allo stato attuale.*
- *indici di compressione C_c , di rigonfiamento C_s , di ricomprensione C_r ;*

- *coefficiente di compressibilità m_v , modulo edometrico M , indice di compressibilità a_v* per ogni incremento tensionale;
- *coefficiente di consolidazione monodimensionale C_v* per ogni incremento tensionale.

3.5.2 PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Si eseguono prove di taglio diretto al fine di valutare i **parametri di resistenza al taglio** (la coesione efficace c' e l'angolo di attrito efficace φ') di terre a grana fine o di terre a grana grossa. Nel primo caso, la prova può essere condotta su campioni indisturbati o ricostituiti in laboratorio; nel secondo caso, i campioni possono essere solo preparati artificialmente, con un grado di addensamento prefissato.

Il provino è cilindrico o prismatico, di altezza non superiore alla metà del diametro/lato, che generalmente è pari a circa 60 mm. È posto all'interno di una *scatola di taglio* costituita da due telai orizzontali rigidi, che vengono fatti scorrere uno rispetto all'altro. (FIGURA 3.11)

Le sollecitazioni applicate sono costituite dalla forza verticale N e dalla forza di taglio orizzontale T : nel corso della prova vengono misurati gli spostamenti verticali del provino e gli spostamenti orizzontali relativi tra i due telai.

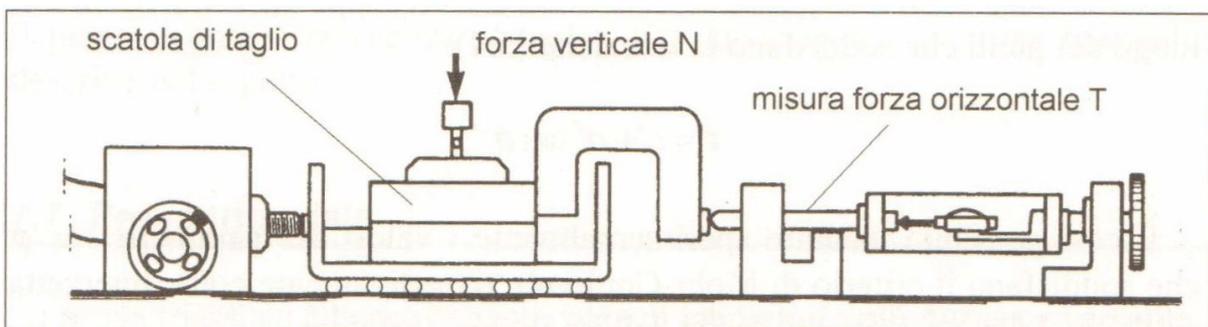


Figura 3.11 Attrezzatura per prova di taglio diretto (FONDAMENTI DI GEOTECNICA – RICCARDO BERARDI)

Per individuare l'involuppo di rottura si eseguono almeno tre prove di taglio su tre provini. Viene applicata N in modo costante e viene imposto uno spostamento orizzontale a un telaio, mentre sull'altro è impedito. T sorge quindi come reazione lungo la superficie di scorrimento.

La prova termina una volta ottenuta la resistenza di picco del materiale, identificata dalla massima tensione tangenziale raggiunta. Riportando in un piano di Mohr le coppie dei valori $(\sigma; \tau)$ a rottura è possibile individuare l'**involuppo di rottura**. È così possibile valutare sperimentalmente i valori dei parametri c' e φ' che soddisfano il criterio di Mohr-Coulomb. (FIGURA 3.12)

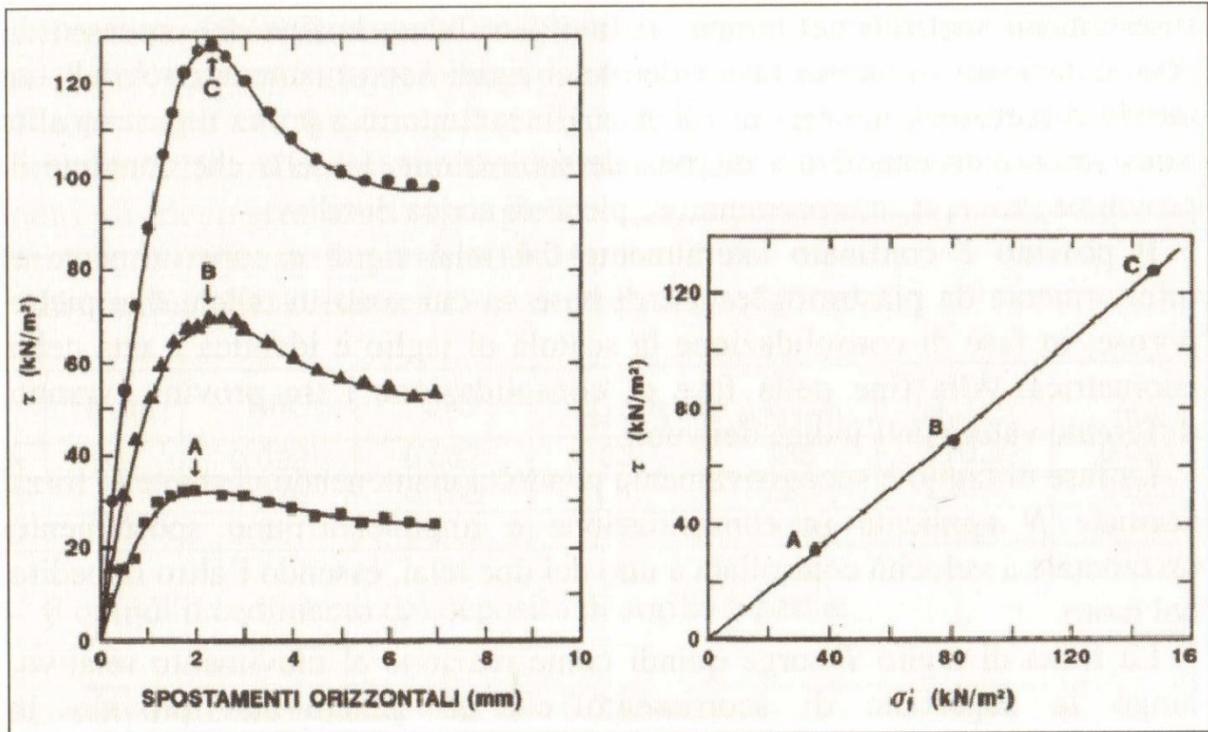


Figura 3.12 Risultati della prova di taglio diretto

La prova di taglio diretto viene eseguita anche per la definizione dei parametri di resistenza residua, raggiunta per elevate deformazioni. La procedura sperimentale consiste nell'eseguire numerosi cicli di taglio, in modo da sollecitare il provino lungo la superficie di rottura fino al raggiungimento di minimi valori di resistenza al taglio.

In conclusione, in relazione ai principali pregi e limiti della prova di taglio, si può osservare che:

- è una tecnica sperimentale largamente impiegata, per la semplicità con cui è possibile ottenere i parametri di resistenza, necessari per condurre verifiche di stabilità lungo superfici di rottura che si sviluppano nei terreni;
- soprattutto nel caso della resistenza residua, è uno strumento di particolare efficacia;
- le incerte condizioni di drenaggio, la disuniformità nella distribuzione dello stato di sforzo e, soprattutto, il fatto che si imponga la rottura lungo una superficie predefinita, ne costituiscono i principali limiti.

3.5.3 PROVA TRIASSIALE

La prova triassiale è la prova geotecnica di laboratorio più diffusa e versatile. Con essa si determinano i **parametri di resistenza** (in condizioni di picco e di stato critico, più difficilmente in

condizioni residue) e i **parametri di deformabilità**. A seconda delle condizioni di prova tali parametri possono essere riferiti a condizioni drenate e non drenate e a tensioni totali ed efficaci.

L'attrezzatura consiste in una cella, detta appunto *cella triassiale*, mediante la quale è possibile applicare pressioni note e controllabili a provini cilindrici di terreno. (FIGURA 3.13)

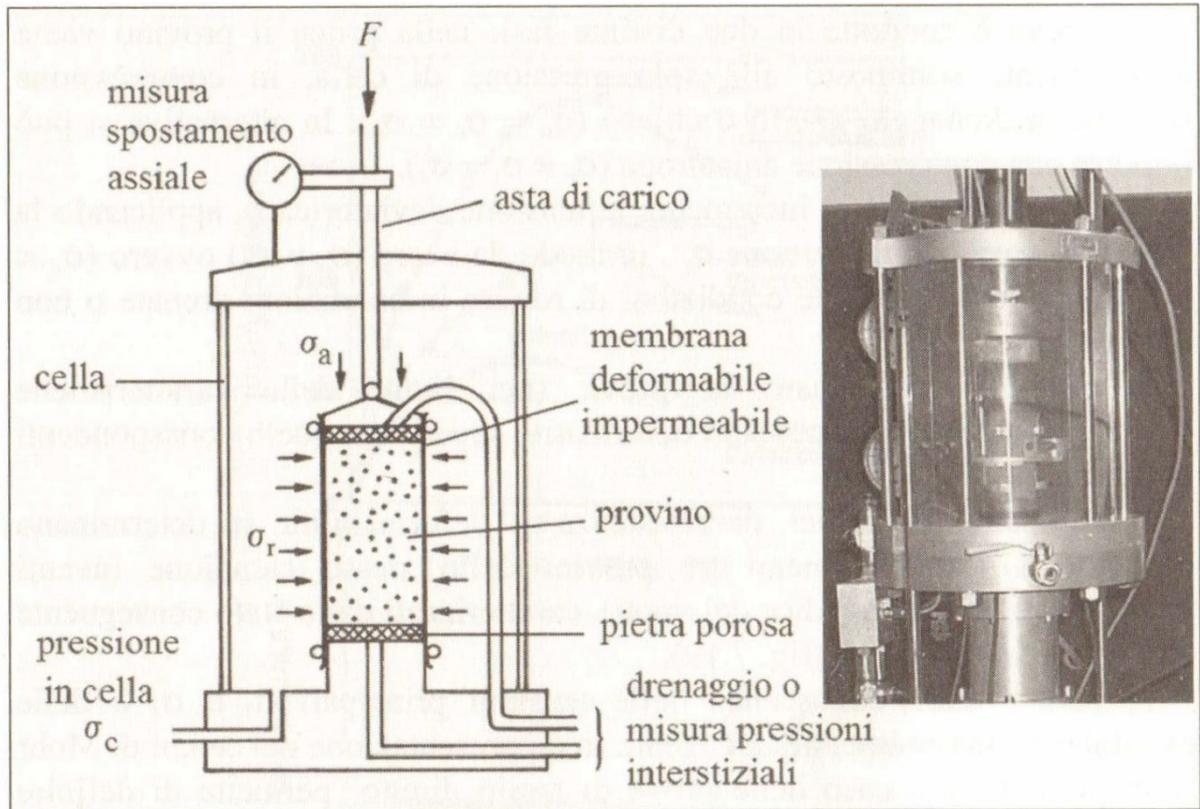


Figura 3.13 Schema di una cella triassiale tradizionale

Il provino ha generalmente un rapporto altezza-diametro pari a due ed è posto all'interno della cella nella quale si immette un fluido (usualmente acqua) a una pressione σ_c . È possibile applicare una forza assiale F alla piastra superiore. La forza si misura con opportuna strumentazione, così come gli spostamenti verticali ΔH del provino. Da essi, nota l'altezza iniziale H_0 , si ricavano le deformazioni assiali ε_a .

I parametri meccanici di resistenza e deformabilità si determinano portando a rottura tre provini dello stesso campione. A partire dalla conoscenza delle tensioni principali e delle pressioni agenti, la rappresentazione dei cerchi di Mohr permette di definire l'**inviluppo di rottura** e la giacitura del piano su cui avviene. (FIGURA 3.14)

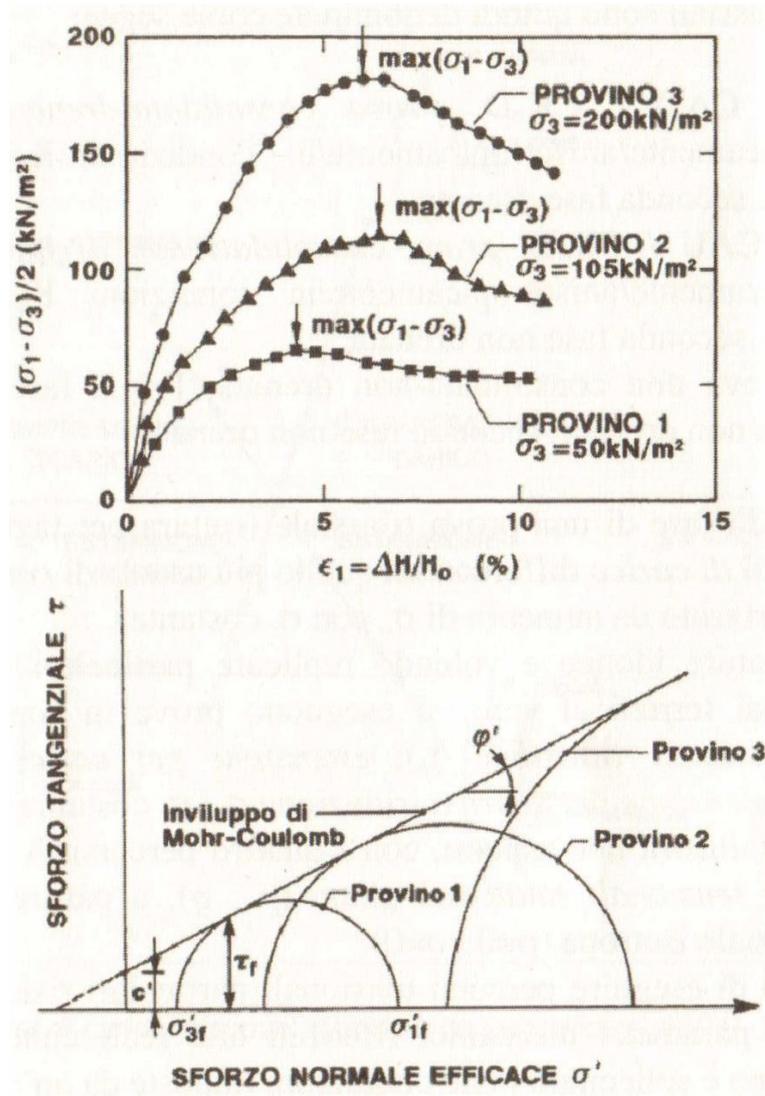


Figura 3.14 Risultati di prove triassiali

CAPITOLO 4

PROGETTAZIONE DI UN'OPERA DI SOSTEGNO FLESSIBILE

“I requisiti generali, da soddisfare in sede di progetto e realizzazione di un'opera, rappresentano la traduzione in linguaggio tecnico delle aspettative della società in materia di costruzioni, riassumibili nei concetti di sicurezza, funzionalità, durabilità e sostenibilità.” (GEOTECNICA – RENATO LANCELLOTTA)

Con questa premessa, l'attenzione ora è rivolta al metodo di analisi che consente di dare una risposta adeguata al requisito di sicurezza di un'opera di sostegno flessibile.

Il presente capitolo ha lo scopo di introdurre, nella prima parte, come viene interpretato il problema delle verifiche di sicurezza di un'opera di sostegno flessibile andando ad esplicitare che cosa prevede la normativa italiana in vigore.

Nell'ultima parte del capitolo, non per importanza, viene indicata la procedura da adottare in fase di predimensionamento a seconda della tipologia di paratia utilizzata, con un particolare appunto alle ulteriori verifiche da fare in caso di presenza di acqua. Vengono infine affrontati i calcoli e le verifiche vere e proprie tramite un software esplicitato all'interno dell'elaborato.

4.1 INTERPRETAZIONE DEL PROBLEMA

“Il termine diaframma o paratia indica un'opera di sostegno in parte immorsata nel terreno, la cui stabilità è garantita dalla mobilitazione della resistenza passiva e dalla eventuale presenza di uno o più vincoli.” (GEOTECNICA – RENATO LANCELLOTTA)

Le opere di sostegno flessibili hanno la caratteristica peculiare di essere strutture snelle e ciò fa sì che non si possa prescindere dalla loro deformabilità. Il fatto di non poterle considerare infinitamente rigide porta a dover affrontare un calcolo più complesso. Ciò è dovuto sostanzialmente a due cause:

1. la spinta esercitata dal terreno sulla struttura ne provoca uno spostamento, il quale va a sua volta a ricadere sulla spinta, modificandola. Ciò è dovuto al fatto che lo spostamento dipende dalla tensione e la tensione dallo spostamento. Nelle opere rigide questi due aspetti sono invece separati e non si influenzano. Quanto affermato è funzione del fatto che ci si trova dinnanzi ad un caso di **interazione struttura-terreno**;
2. lo scavo è generalmente eseguito per fasi successive e in ognuna di esse le condizioni del sistema terreno-struttura cambiano, portando a sollecitazioni e spostamenti che variano al procedere delle operazioni.

In base a quanto affermato, il calcolo, a differenza delle opere rigide, non può più essere basato sul principio dell'equilibrio limite, ma è bene affidarsi a dei software che tengano in considerazione gli aspetti menzionati e che possano quindi simulare il comportamento di queste opere nel modo più realistico possibile. Come precedentemente menzionato, *“si devono eseguire analisi dell'interazione tra il terreno e la struttura adottando **codici di calcolo** basati sul metodo degli elementi finiti FEM o delle differenze finite FDM, con i quali vengono simulate tutte le fasi realizzative, ottenendo grafici di sollecitazione e deformazione.”* (CAPITOLO 2 - PARAGRAFO 2.3)

*“Tuttavia, in fase di predimensionamento, è prassi ricorrere **all'analisi limite**, supponendo che il terreno si trovi in condizioni di scorrimento plastico e assumendo così nota a priori la distribuzione delle azioni all'interfaccia.”* (GEOTECNICA – RENATO LANCELLOTTA)

4.2 NORMATIVA ITALIANA

Le norme tecniche traducono in principi e regole, quindi in requisiti di progetto, le aspettative della società in materia di costruzioni per quanto riguarda la sicurezza, la funzionalità, la durabilità, e la sostenibilità.

In Italia la normativa di riferimento per il calcolo e la verifica di un'opera strutturale precedente a quella in uso, ossia il *Decreto Ministeriale 11.03.1988*, era una normativa molto sintetica che si riferiva ad un solo fattore globale di sicurezza, il quale teneva conto di tutti i tipi di incertezze. Dal 1 Luglio 2009 è diventata obbligatoria l'applicazione delle nuove **Norme Tecniche per le Costruzioni NTC (Decreto Ministeriale 14/01/2008)**.

Il quadro normativo attuale è basato sulla progettazione agli stati limite con l'uso di coefficienti parziali; questo è un approccio di tipo semiprobabilistico, basato sul Sistema degli *Eurocodici* (normativa a livello europeo).

Con il termine **stato limite** si intende *il verificarsi di uno scenario che non consenta più il soddisfacimento dei requisiti di progetto*. Gli stati limite si distinguono in due categorie:

- *stati limite di esercizio SLE;*

Superati gli *SLE*, l'opera non è più in grado di svolgere la funzione per cui era stata progettata.

- *stati limite ultimi SLU.*

Superati gli *SLU*, la struttura non soltanto non è più in grado di svolgere la sua funzione, ma si arriva al collasso, con gravi rischi per persone e cose.

La procedura adottata per la valutazione della sicurezza delle costruzioni è il metodo semiprobabilistico agli stati limite, basato sull'impiego dei **coefficienti parziali di sicurezza**: esso è un metodo di primo livello, utilizzato cioè per il calcolo ingegneristico. Altri criteri di calcolo probabilistico, detti di secondo e terzo livello, sono impiegati per lo più a scopo di ricerca scientifica.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per ogni tipologia di azione e di resistenza viene determinato un valore caratteristico, indicato usualmente con F_k (azioni) e R_k (resistenze). Essi consistono nel frattile di ordine 5 delle resistenze e in quello di ordine 95 delle azioni. Ciò significa che si assume un valore per cui, nel caso delle resistenze, si ha solo il 5% di probabilità che si abbia un valore inferiore (nel 95% è superiore), mentre, nel caso delle azioni, solamente nel 5% dei casi il valore sarà superiore (nel 95% sarà inferiore).

Ai valori caratteristici si associano dei coefficienti parziali di sicurezza γ , che consentono di passare ai valori di progetto F_d e R_d :

$$F_d = F_k \cdot \gamma_F \quad (4.1)$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (4.2)$$

Di seguito si tratta la parte della normativa riguardante le opere geotecniche, in particolare quelle oggetto di studio nella presente tesi. Essa è tratta dalle *NTC 2008*.

4.2.1 PROGETTAZIONE GEOTECNICA

Le *NTC* specificano che il progetto delle opere e dei sistemi geotecnici deve articolarsi nelle seguenti fasi:

1. caratterizzazione e modellazione geologica del sito;

Consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici del territorio.

2. scelta del tipo di opera o d'intervento, programmazione delle indagini geotecniche e caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni;

Le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali. Le indagini geotecniche devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione. Le grandezze meccaniche dei terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.

3. descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
4. verifiche della sicurezza e delle prestazioni;

Le verifiche di sicurezza sono relative agli stati limite ultimi *SLU* e alle condizioni di esercizio *SLE*.

5. piani di controllo e monitoraggio.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi *SLU* è soddisfatta se:

$$R_d \geq F_d \quad (4.3)$$

Esistono tre tipologie diverse di *SLU* nell'ambito geotecnico:

- **stato limite di equilibrio come corpo rigido EQU;**

- stato limite di resistenza della struttura STR;
- stato limite di resistenza del terreno GEO.

La normativa fornisce delle tabelle contenenti i coefficienti parziali da adottare per il calcolo dei valori di progetto delle azioni e delle resistenze. (TABELLA 4.1, TABELLA 4.2 e TABELLA 4.3)

I coefficienti parziali γ_F per le azioni per le verifiche a stato limite ultimo sono:

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni					
CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tabella 4.1 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

I coefficienti parziali γ_M per i parametri del terreno sono:

Coefficienti parziali sui parametri del terreno				
PARAMETRO	GRANDEZZA	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	c'	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso unita di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 4.2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

I coefficienti parziali γ_R per la resistenza sono:

Coefficienti parziali per le resistenze				
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE γ_R	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	γ_R	1,0	1,0	1,4
Scorrimento		1,0	1,0	1,1

Resistenza del terreno a valle		1,0	1,0	1,4
--------------------------------	--	-----	-----	-----

Tabella 4.3 Coefficienti parziali per le resistenze

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna *EQU*. (TABELLA 4.1)

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite strutturali e geotecnici *STR* e *GEO* si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali:

1. **Approccio 1 DA1;**

Prevede due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti:

- **Combinazione 1 C1**

È generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno. Si utilizzano i coefficienti parziali della colonna *A1* per le azioni, della colonna *M1* per i parametri del terreno e della colonna *R1* per le resistenze.

$$DA1-C1: (A1 + M1 + R1)$$

- **Combinazione 2 C2**

È generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Si utilizzano i coefficienti parziali della colonna *A2* per le azioni, della colonna *M2* per i parametri del terreno e della colonna *R2* per le resistenze.

$$DA1-C2: (A2 + M2 + R2)$$

2. **Approccio 2 DA2.**

È prevista una sola combinazione di gruppi di coefficienti parziali: si utilizzano i coefficienti parziali della colonna *A1* per le azioni, della colonna *M1* per i parametri del terreno e della colonna *R3* per le resistenze.

$$DA2: (A1 + M1 + R3)$$

4.2.2 OPERE DI SOSTEGNO: PARATIE

Nell'ambito delle opere di sostegno, la normativa pone un accento sulla scelta del tipo di opera di sostegno. In particolare essa deve essere effettuata in base alle dimensioni dell'opera, alle sue modalità di funzionamento, alle caratteristiche meccaniche dei terreni, al regime delle pressioni interstiziali, all'interazione con i manufatti circostanti e alle condizioni generali di stabilità del sito. Deve inoltre tener conto dell'incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari (quali rinforzi, drenaggi, tiranti e ancoraggi) e delle fasi costruttive.

Le verifiche devono sempre rispettare le condizioni di equilibrio e congruenza e la compatibilità con i criteri di resistenza del terreno, sia che siano eseguite mediante analisi di interazione terreno-struttura, che con metodi semplificati.

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 delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Nelle verifiche di sicurezza di una paratia devono essere considerati i meccanismi di collasso determinati dai seguenti possibili eventi:

- raggiungimento della resistenza del terreno con rotazione intorno ad un punto della paratia stessa;
- instabilità globale dell'insieme opera-terreno;
- rottura non drenata o sifonamento del fondo dello scavo;
- sfilamento di uno o più ancoraggi o collasso o instabilità di uno o più puntoni;
- rottura strutturale della paratia;
- raggiungimento del carico limite verticale.

La verifica nei riguardi della **stabilità globale dell'insieme paratia-terreno EQU** dev'essere effettuata secondo l'approccio *DA1-C2 (A2+M2+R2)*, con il coefficiente γ_R pari a 1,1.

Le verifiche relative al dimensionamento geotecnico GEO e le verifiche strutturali STR devono essere effettuate secondo gli approcci *DA1-C1 (A1+M1+R1)* e *DA1-C2 (A2+M2+R1)*. La prima opzione prevede l'amplificazione delle azioni permanenti e variabili, coefficienti unitari sui parametri del terreno e sulle resistenze globali del sistema, mentre la seconda comporta l'amplificazione delle azioni variabili e la riduzione dei parametri di resistenza al taglio, ma risultano unitari i coefficienti γ_R sulla resistenza globale del terreno.

4.3 PREDIMENSIONAMENTO DI UN'OPERA DI SOSTEGNO FLESSIBILE

Il predimensionamento di una berlinese di pali, o più in generale di qualsiasi opera strutturale, è una fase di calcolo fondamentale perché bisogna avere ben chiaro l'ordine di grandezza di tutti gli aspetti messi in gioco, onde poter esprimere una valutazione dei risultati forniti dal calcolatore.

Alla base del calcolo di predimensionamento stanno alcune ipotesi semplificative:

- i calcoli e le verifiche non vengono eseguite considerando le diverse fasi di scavo, ma ipotizzando una **fase unica**;
- si utilizzano **equazioni di equilibrio limite**.

Queste ipotesi portano ad un sovradimensionamento della struttura, il quale è però accettabile trattandosi di una fase antecedente al calcolo vero e proprio.

I casi che si possono presentare sono due:

- *paratie a sbalzo*;
- *paratie ancorate*.

4.3.1 PARATIE A SBALZO

Le paratie a sbalzo sono opere di sostegno flessibili che oppongono resistenza alla spinta del terreno unicamente grazie all'approfondimento D .

*“Il meccanismo di rottura è rappresentato da una **rotazione intorno al punto O**, prossimo alla base, e la stabilità dell'opera è assicurata dalla mobilitazione della resistenza passiva, sia a valle del diaframma nel tratto al disopra del punto O , sia a monte nel tratto al disotto di tale punto.”* (GEOTECNICA

– RENATO LANCELLOTTA)

Infatti in un'opera di questo tipo in seguito all'azione spingente del terreno si registra una rotazione attorno al punto O e si innesca il seguente meccanismo: (FIGURA 4.1)

- zona 1 il terreno si rilassa → spinta attiva;
- zona 2 il terreno si comprime → spinta passiva;
- zona 3 il terreno si comprime → spinta passiva;
- zona 4 il terreno si rilassa → spinta attiva.

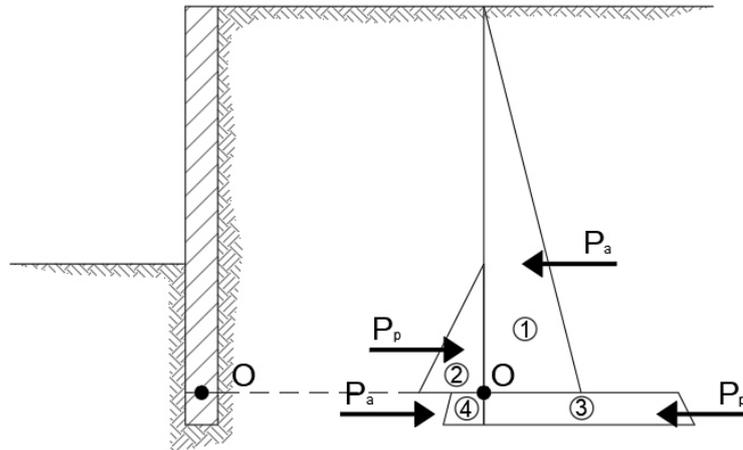


Figura 4.1 Analisi di stabilità di una paratia a sbalzo

L'analisi semplificata considera la distribuzione delle spinte riportata nella seguente figura, nella quale si immagina che il vettore risultante della spinta attiva e della resistenza passiva agenti al di sotto del punto di rotazione sia rappresentato dalla forza R applicata in O . (FIGURA 4.2)

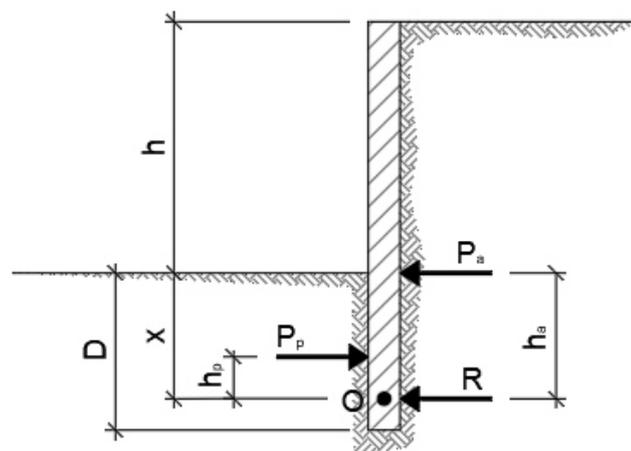


Figura 4.2 Forze agenti in una paratia a sbalzo

L'incognita fondamentale del problema è rappresentata dalla **lunghezza D** (lunghezza di approfondimento della paratia), mentre il dato progettuale è l'altezza di scavo h . Imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno al punto O , si ottiene un'equazione di terzo grado in cui l'incognita è x , ossia la distanza tra la quota a cui si esegue lo scavo e il punto O : (FIGURA 4.2)

$$P_a \cdot h_a - P_p \cdot h_p = 0 \quad (4.4)$$

Tale equazione considera le componenti di spinta attive e di resistenza passiva moltiplicate ognuna per i bracci (distanza tra il punto di applicazione delle azioni e il punto O). Tutti questi termini sono espressi in funzione di x l'incognita del problema. La forza R è esclusa in quanto ha braccio nullo.

Dopo aver risolto l'equazione di terzo grado, è possibile valutare la lunghezza di approfondimento D della paratia imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale. Da esso si ricava

la reazione R e quindi la lunghezza dell'ulteriore tratto al disotto del punto O . Solitamente si assume tale tratto pari al 20% della lunghezza x per cui l'approfondimento reale D che si deve avere è dato dalla seguente formula:

$$D = x + 0,2 \cdot x \quad (4.5)$$

“Poiché la stabilità dell'opera dipende dalla mobilitazione della resistenza passiva, nell'approccio tradizionale si applica al coefficiente di spinta passiva un **coefficiente di sicurezza F_p** , la cui entità è legata ai parametri di resistenza al taglio (per angoli di resistenza al taglio compresi tra 25° e 35° si assume solitamente un coefficiente di sicurezza pari a 2).” (GEOTECNICA – RENATO LANCELLOTTA)

$$k_{p,utilizzato} = \frac{k_{p,calcolato}}{F_p} \quad (4.6)$$

4.3.2 PARATIE ANCORATE

Nel caso di una paratia ancorata la resistenza dell'opera all'azione di spinta del terreno non è soltanto garantita dalla mobilitazione della resistenza passiva, ma si sfrutta anche l'azione del vincolo suddetto. (FIGURA 4.3)

Ovviamente ci sono alcuni accorgimenti progettuali da tenere in considerazione affinché questo tipo di struttura possa essere efficace. Su tutti il fatto che il tirante deve essere ancorato in un terreno resistente e soprattutto in un punto collocato oltre il cuneo di spinta, altrimenti il sistema non è più funzionante.

“Il meccanismo di collasso consiste in una **rotazione di corpo rigido intorno al punto di applicazione dell'ancoraggio.**” (GEOTECNICA – RENATO LANCELLOTTA)

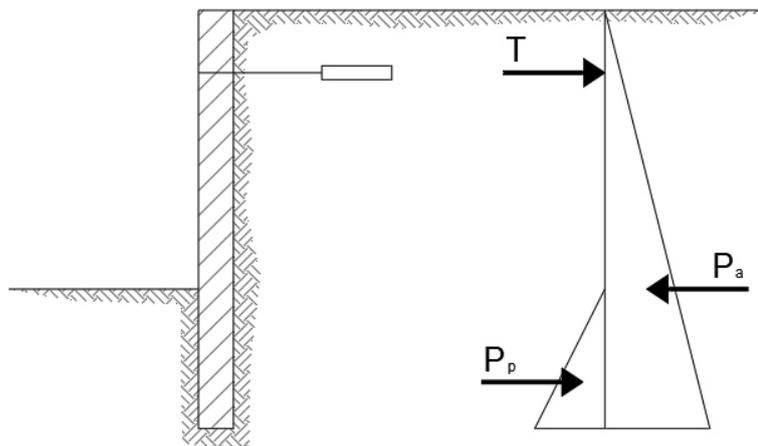


Figura 4.3 Analisi di stabilità di una paratia ancorata

Il vincolo alla base è considerato libero (semplice appoggio - l'opera alla base può traslare e ruotare) di conseguenza la struttura risulta isostatica. In questa situazione le condizioni di equilibrio sono sufficienti a ricavare le due incognite del problema, rappresentate dal tratto di **infissione** D e dalla **reazione del vincolo** T . Il dato progettuale del problema è l'altezza di scavo h . (FIGURA 4.4)

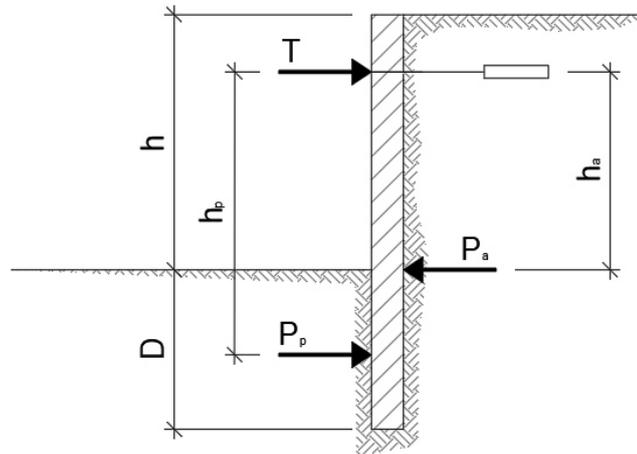


Figura 4.4 Forze agenti in una paratia ancorata

L'equilibrio alla rotazione, intorno al punto di applicazione della forza T , consente di determinare l'approfondimento D essendo l'unica incognita dell'equazione di terzo grado che si ottiene. La sua formulazione, la medesima trovata nel precedente, è data dall'espressione (EQUAZIONE 4.4). In essa sono presenti le componenti di spinta attive e di resistenza passiva moltiplicate ognuna per i bracci (distanza tra il punto di applicazione delle azioni e il punto applicazione della forza T). La forza T è esclusa in quanto ha braccio nullo.

Successivamente, l'equilibrio alla traslazione orizzontale permette di determinare il valore della forza T :

$$T = P_a + P_p \quad (4.7)$$

Per l'applicazione dei coefficienti di sicurezza valgono tutte le precedenti considerazioni. (EQUAZIONE 4.6)

4.4 VERIFICA DI SIFONAMENTO

Nell'ambito delle opere flessibili, qualora la falda dell'acqua si trovasse a un livello che interagisca con l'opera stessa, è importante andare a fare un'ulteriore verifica oltre a quelle all'equilibrio limite. (CAPITOLO 4 - PARAGRAFO 4.3)

Infatti, nei diaframmi bisogna tener conto dei fenomeni di filtrazione nei quali l'acqua è caratterizzata da pressioni dinamiche. In queste situazioni si può sviluppare il caso di sifonamento, ossia se in un terreno c'è un flusso d'acqua le pressioni dell'acqua u sono date da due contributi: le pressioni dell'acqua geostatiche u_0 e le pressioni dell'acqua dinamiche u_d .

$$u = u_0 \pm u_d \quad (4.8)$$

dove:

- *pressione dell'acqua geostatica* $u_0 = \gamma_w \cdot z$ (4.9)

- *pressione dell'acqua dinamica* $u_d = \gamma_w \cdot z_i \cdot i$ (4.10)

- *gradiente idraulico* $i = \frac{\Delta h}{L}$ (4.11)

- γ_w [kN/m³] *peso specifico dell'acqua;*
- z [m] *quota di distanza dal piano campagna;*
- z_i [m] *quota di distanza dalla quale si ha la perdita di carico;*
- Δh [m] *differenza di quota fra la falda a valle e a monte;*
- L [m] *lunghezza del tratto lungo cui avviene la dissipazione del carico.*

Nelle paratie nel tratto a valle la formulazione (EQUAZIONE 4.8) assume segno positivo, in quanto il moto di filtrazione è diretto verso l'alto, per cui le tensioni efficaci tendono a diminuire. Quando assumono valore nullo è perché si è verificato il fenomeno del sifonamento. Di conseguenza anche la tensione di spinta passiva si annulla e quindi si perde il contributo della spinta passiva e si ha il crollo del diaframma.

Il fenomeno del sifonamento è quello per cui l'acqua salendo verso l'alto trasporta il terreno: *“il terreno perde la sua struttura, comportandosi come un liquido pesante, con conseguenze catastrofiche per le strutture con esso interagenti”*. (GEOTECNICA – RENATO LANCELLOTTA)

Ciò avviene perché il gradiente idraulico annulla le tensioni efficaci, ossia il contributo dello scheletro solido.

Imponendo le tensioni efficaci nulle, si trova il **gradiente critico** i_c ossia il valore per cui ho sifonamento. È prassi esprimere il **coefficiente di sicurezza nei confronti del sifonamento** F_s attraverso il rapporto tra il gradiente critico e il **gradiente idraulico in prossimità della superficie libera** i_E . (EQUAZIONE 4.8)

“Poiché un fenomeno di sifonamento avviene solitamente senza segni premonitori, che consentano di mettere in opera delle contromisure, vengono consigliati valori del coefficiente di

sicurezza variabili da 4 a 5, se si ritiene che l'instaurarsi di tale fenomeno possa avere conseguenze catastrofiche, e non inferiori a 2,5 negli altri casi." (GEOTECNICA – RENATO LANCELOTTA)

In particolare se si deve progettare un'opera di sostegno flessibile in presenza d'acqua si impone:

$$i_E = \frac{i_c}{F_s} \quad (4.12)$$

Da cui ottengo una lunghezza di approfondimento d in modo tale che non si verifichi sifonamento.

Nel caso in cui l'opera sia già esistente, si deve verificare che non ci sia sifonamento attraverso:

$$i_E \leq \frac{i_c}{F_s} \quad (4.13)$$

4.5 CALCOLO E VERIFICA TRAMITE SOFTWARE

Il calcolo per il dimensionamento e la verifica geotecnica e strutturale di un'opera di sostegno flessibile viene affrontato in questo capitolo mediante l'utilizzo del software **IS Paratie 17 di CDM DOLMEN**.

IS Paratie è un software estremamente versatile per progettare strutture di contenimento flessibili per le quali l'interazione terreno-struttura viene analizzata in campo non lineare con isteresi prendendo in conto la deformabilità del paramento.

Il programma utilizza il metodo di calcolo degli elementi finiti *FEM* con cui schematizza sia la paratia che il terreno. La paratia è schematizzata con elementi trave a sei gradi di libertà (due traslazioni ed una rotazione per nodo), mentre il terreno è schematizzato con una serie di molle distribuite lungo l'altezza della paratia. Il procedimento iterativo di risoluzione del modello considera il comportamento non lineare del terreno, mentre agli altri elementi assegna un comportamento elastico-lineare. I valori numerici utilizzati per il calcolo sono introdotti esplicitamente dall'utente attraverso l'interfaccia grafica del programma, e vengono utilizzati direttamente.

In fase di avvio del programma *IS Paratie* all'interno della sezione *Geotecnica* di CDM Dolmen, esso si presenta come una finestra grafica in cui è inserita una paratia di default. È su di essa che si deve andare ad operare, tramite le finestre presenti in alto e a lato dello spazio grafico, in modo da assegnarli le caratteristiche volute.

Di seguito vengono riportate le fasi di esecuzione del calcolo tramite il software. Per ognuna di esse sono indicate anche le modalità per poter eseguire il comando nel programma, esplicitando le varie possibilità di scelta.

4.5.1 FASE 1: IMPOSTAZIONE DELLA NORMATIVA

Il programma *IS Paratie 17* verifica i seguenti meccanismi di stato limite ultimo *SLU*:

- stabilità dell'opera (rototraslazione);
- resistenza degli elementi strutturali che compongono la paratia;
- resistenza strutturale degli eventuali ancoraggi (tiranti);
- verifica a sfilamento degli eventuali ancoraggi;
- verifica della resistenza strutturale delle eventuali travi di collegamento degli ancoraggi;
- verifica della resistenza strutturale di eventuali puntoni.

Il calcolo e le verifiche possono essere svolti secondo il **metodo agli stati limite ultimi** ed alle **tensioni ammissibili**; nel primo caso sono applicati in automatico i coefficienti di sicurezza previsti dalle *NTC 2008* a seconda dell'approccio scelto o in presenza di sisma.

All'interno del programma, dal menù *Calcolo-Opzioni*, si accede al pannello per la scelta della normativa da utilizzare durante il calcolo. Bisogna quindi impostare il software per quanto riguarda la scelta della tipologia delle verifiche strutturali e dei coefficienti parziali di sicurezza. (FIGURA 4.5, FIGURA 4.6 e FIGURA 4.7).

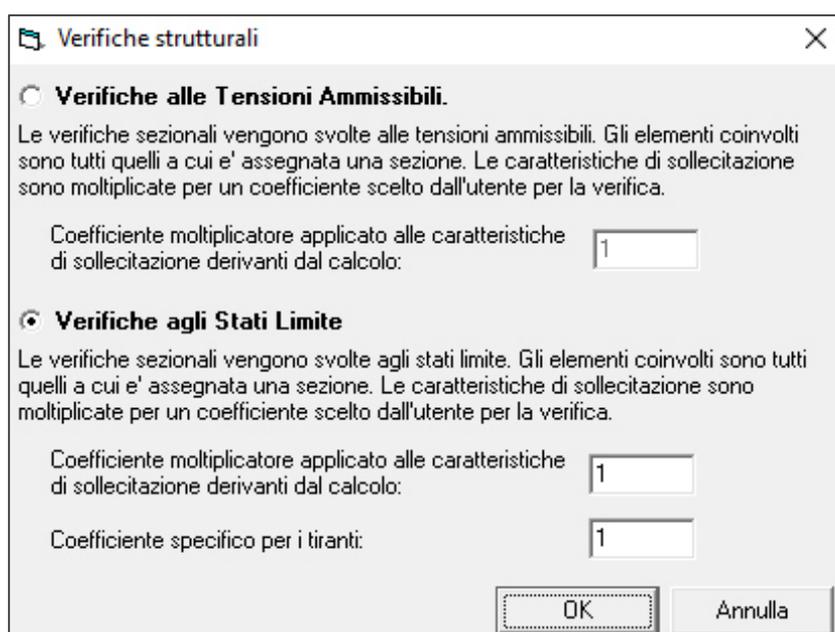


Figura 4.5 Impostazione del software per il calcolo allo SLU

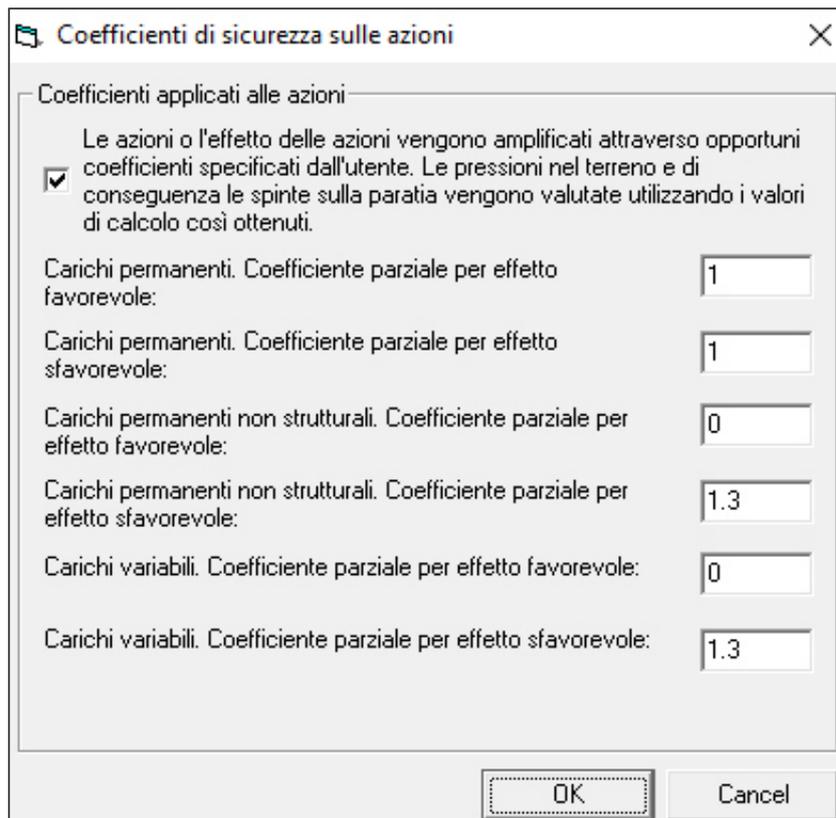


Figura 4.6 Impostazione del software per i coefficienti parziali sulle azioni

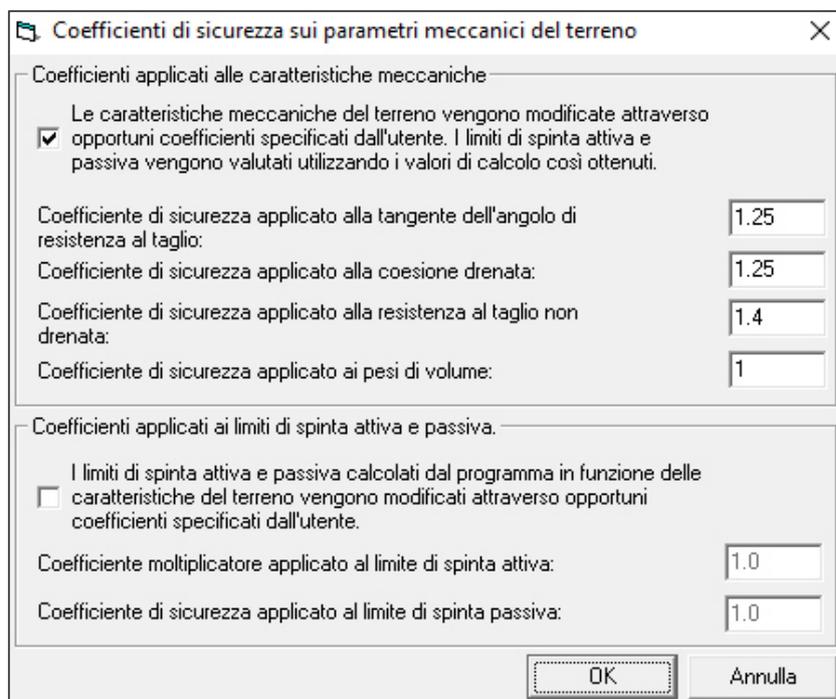


Figura 4.7 Impostazione del software per i coefficienti parziali sui parametri del terreno

4.5.2 FASE 2: IMPOSTAZIONE DEI MATERIALI

In questa fase è necessario impostare i materiali di cui è costituita la paratia. Con il menu *Impostazioni-Materiali* si apre il pannello delle caratteristiche dei materiali:

The screenshot shows the 'MATERIALI' window with three main sections: 'CEMENTO ARMATO', 'PROFILI IN ACCIAIO', and 'ALTRIO'.
CEMENTO ARMATO:
- **CLS:** Classe: C25/30, Descr.: C25/30, R_{ck} : 300, f_{ck} : 249, ϵ_{c2} : 0.2, γ_c : 1.5, f_{cd} : 141.1, E_{cm} : 314472.
- **ARMATURE:** Tipo: B450C, Descr.: B450C, E_s : 2100000, f_{yk} : 4500, γ_s : 1.15, k : 1.15, ϵ_{yd} : 0.18634, ϵ_{ud} : 6.75, ϵ_{uk} : 7.5, f_{tk} : 5175, f_{td} : 4500.
- **Tensioni ammissibili (TA):** S_{amm} : 97.5, τ_{C0} : 6, τ_{C1} : 18.286, S_{amm} : 2550, n (omog.): 15, $\alpha_{term.}$: .00001, γ (p.sp.): .0025, Coprif.long.(cm): 3, Coprif.transv.(cm): 2.
PROFILI IN ACCIAIO:
- Tipo: S275 (Fe 430), Descr.: S275 (Fe 430), γ_M : 1.05, E_a : 2100000, $\alpha_{term.}$: .00001, γ (p.sp.): .00785.
- **Tensioni ammissibili (TA):** Coef. II: 1.125, S_{amm} : 1900 (t <= 40 mm), 1700 (t > 40 mm).
- **Proprietà meccaniche:** t <= 40 mm: f_{yk} : 2750, f_{tk} : 4300, f_{yd} : 2619.05; t <= 80 mm: f_{yk} : 2550, f_{tk} : 4100, f_{yd} : 2428.57.
ALTRIO: Descr.: Generico, E (Yang): 2100000, S_{amm} : 1600, $\alpha_{termica}$: .00001, γ (daN/cm3): .00785.
IMPOSTAZIONI: Unita' di misura (se non specificate): daN; daN/cm2; epsilon in %.
SALVATAGGIO: SALVA PER LE NUOVE TRAVATE DI QUESTO LAVORO, SALVA IN CUSTOM PER I NUOVI LAVORI.

Figura 4.8 Impostazione del software per la scelta dei materiali

4.5.3 FASE 3: IMPOSTAZIONE DELLA STRAFIGRAFIA E DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO

La definizione degli strati di terreno rappresenta la fase più delicata di definizione del modello strutturale, ed è quella che influenza l'interazione terreno-struttura. L'infissione di una paratia suddivide il terreno in due zone: una di sinistra e una di destra. All'interno di queste zone è possibile avere strati completamente differenti, anche in numero.

Le caratteristiche di uno strato possono essere scelte direttamente dall'utente, oppure valutate fra alcune delle correlazioni più comunemente utilizzate nella pratica progettuale e proposte da vari autori.

Si può aggiungere uno strato di terreno da *Modello-Strati-Aggiungi*. Il software consente di impostare, da *Proprietà strato*, per ogni strato:

1. **parametri riferiti al terreno;**

Contengono al loro interno le seguenti categorie:

- *generali*: quota iniziale dello strato, peso specifico, permeabilità, densità relativa, grado di consolidazione; (FIGURA 4.9)
- *resistenza*: coesione, angolo di attrito interno, resistenza in condizioni non drenate, altri parametri; (FIGURA 4.9)
- *deformabilità*: modulo elastico, coefficiente di Poisson; (FIGURA 4.10)
- *parametri definiti dalle indagini in sito*. (FIGURA 4.10)

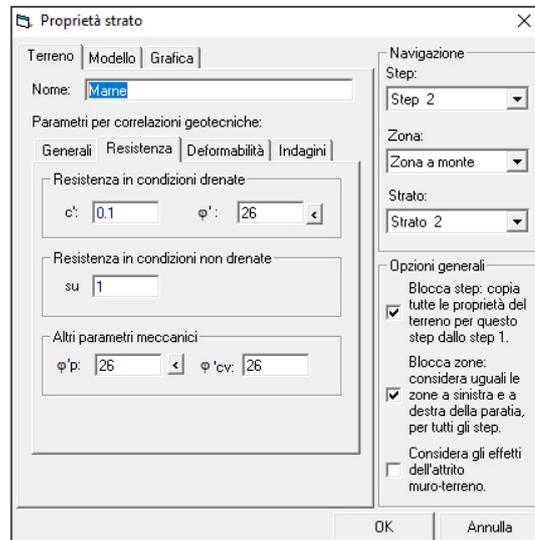
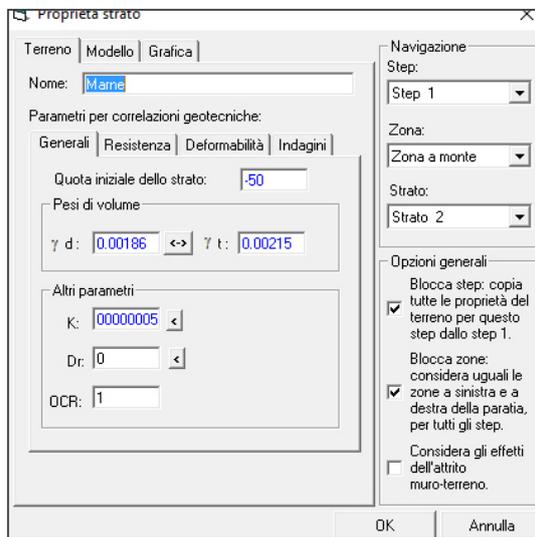


Figura 4.9 Impostazioni generali del terreno e impostazioni sulla resistenza del terreno

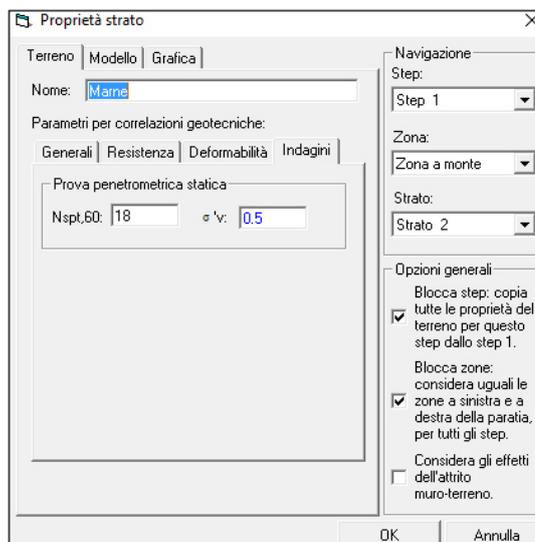
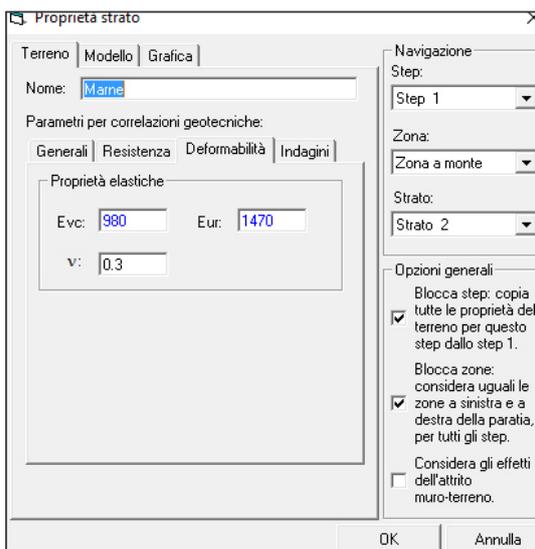


Figura 4.10 Impostazioni sulla deformabilità del terreno e impostazione dei parametri derivanti dalle indagini

2. parametri riferiti al modello; (FIGURA 4.11)

Contengono al loro interno le seguenti categorie:

- *coefficiente di spinta a riposo;*
- *limiti di spinta attiva e passiva;*
- *rigidezza.*

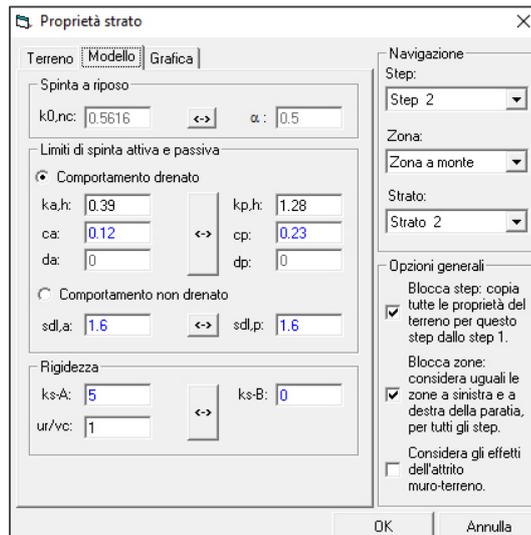


Figura 4.11 Impostazione dei parametri riferiti al modello

3. impostazioni di rappresentazione grafica.

4.5.4 FASE 4: IMPOSTAZIONE DELLA SEZIONE DELLA PARATIA

Il programma permette di impostare liberamente le sezioni utilizzate dalle paratie e dai puntoni e, una volta determinate le sollecitazioni, effettua le opportune verifiche tensionali.

Si possono definire le sezioni a partire da alcuni modelli standard (rettangolare, circolare piena o cava, a T, a C, ecc.), oppure importarle da un profilario o ancora da un archivio utente. Le sezioni si immettono nel programma attraverso il menù *Finestre-Sezioni*. Nella finestra che si apre si può andare a scegliere se la nuova sezione è sulla base di un modello standard, oppure se importarla da una precedentemente definita.

Se si adotta la prima metodologia, allora bisogna impostare le caratteristiche della sezione stessa, come il diametro del singolo palo, il numero di pali per metro e il loro materiale, il numero e il diametro dei ferri presenti, nonché la disposizione degli stessi e la staffatura prevista. (FIGURA 4.12)

Una volta creata la sezione della paratia, bisogna assegnarla all'opera di contenimento tramite *Proprietà paratia*. Nel pannello che si apre in automatico, è possibile fare tale procedimento e anche impostare alcune caratteristiche geometriche della paratia come l'altezza. (FIGURA 4.13)

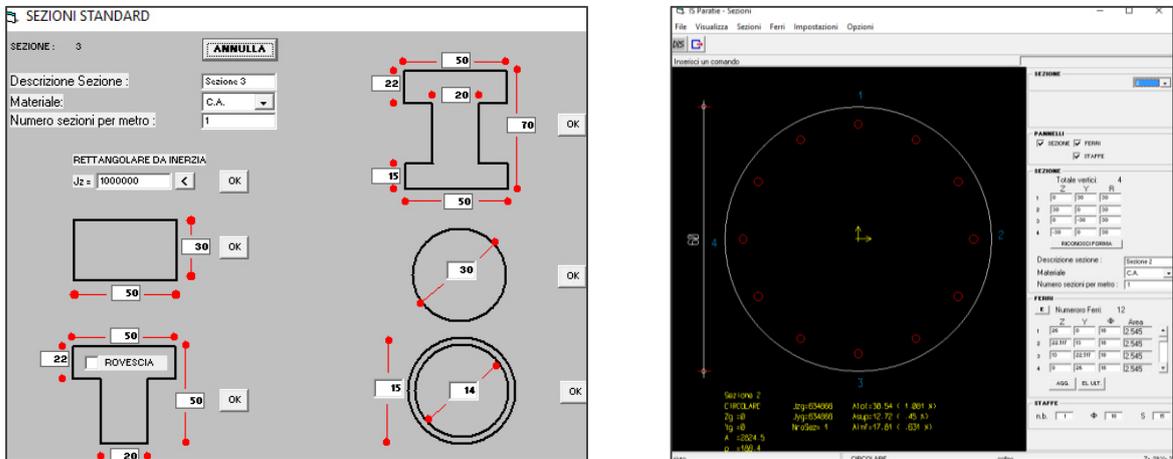


Figura 4.12 Modellazione della sezione della paratia

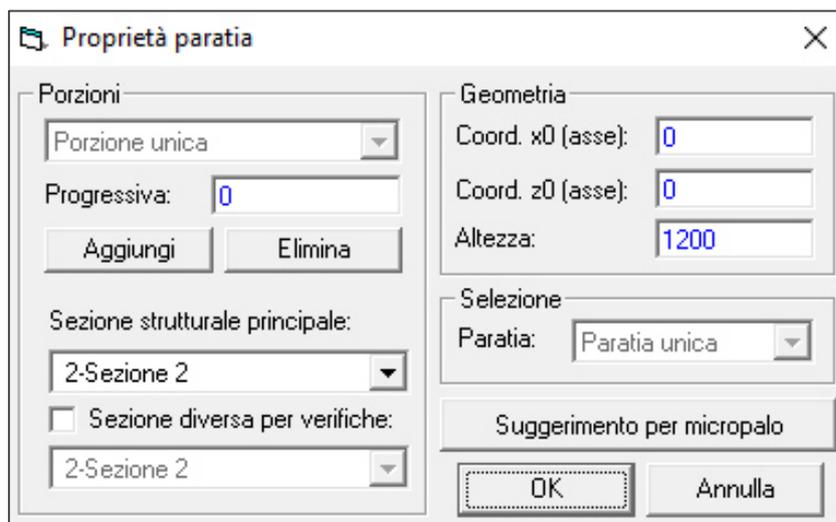


Figura 4.13 Assegnazione della sezione alla paratia

4.5.5 FASE 5: IMPOSTAZIONE DEI SOVRACCARICHI

Il software offre la possibilità di inserire dei carichi uniformi o nastroforni sul terreno ai lati delle paratie. L'influenza dei carichi sul modello viene valutata adottando un *modello alla Boussinesq*.

Esistono diversi tipi di carichi che il programma consente di inserire:

- **carichi sul terreno;**

Comprende due categorie di carichi sul terreno, ossia i carichi uniformi e i carichi nastroiformi.

- **carichi sulla struttura;**

Comprende tre categorie di carichi sulla struttura, ossia le forze concentrate, le coppie concentrate e i carichi distribuiti.

- **carichi speciali.**

Si aggiunge un carico nel programma grazie alla voce *Carichi* del menù a tendina, scegliendo quello voluto e specificando la quota a cui inserire tale carico. Dalla finestra *Proprietà carico* è possibile impostare l'intensità e la tipologia. (FIGURA 4.14)

The image shows a software dialog box titled "Proprietà carico nastroiforme". It is divided into two main sections: "Proprietà" and "Selezione".

Proprietà section:

- Quota: 0
- Distanza: 170
- Larghezza: 335
- Intensità ini.: -10
- Intensità fin.: -10
- Step ins.: 1
- Step elim.: 3
- Tipologia: Variabile (dropdown menu)

Selezione section:

- Paratia: Paratia unica (dropdown menu)
- Carico: Carico 1 (dropdown menu)

At the bottom of the dialog are two buttons: "OK" and "Annulla".

Figura 4.14 Impostazione del carico nastroiforme

4.5.6 FASE 6: IMPOSTAZIONE DEGLI STEP DI CALCOLO

Gli step di calcolo rappresentano la sequenza delle fasi con cui è organizzato il progetto della paratia ed è opportuno che essi corrispondano il più possibile al susseguirsi temporale degli interventi operati in cantiere; pertanto bisogna assegnare uno step per ogni fase costruttiva.

Generalmente il primo step non è propriamente una fase costruttiva, ma viene utilizzato per l'impostazione di tutte le caratteristiche geometriche del modello e dei parametri geotecnici delle varie stratigrafie di terreno.

Per impostare correttamente il modello occorre creare un nuovo step dal riquadro *Gestione Step* dopo aver impostato la situazione iniziale corrispondente al primo step. Le modifiche che si effettuano da qui in avanti saranno presenti a partire dal secondo step. Ripetendo il comando ed impostando ulteriori modifiche si andrà nuovamente a creare un altro step successivo al precedente. È possibile apportare modifiche quali l'aggiunta o la rimozione di carichi, l'esecuzione degli scavi, l'aggiunta o la rimozione di tiranti ecc.

Per eseguire uno scavo si va su *Modello-Scavo-Quota* e si inserisce in alto a destra il valore voluto.

Il software consente di passare velocemente da uno step a quello successivo oppure a quello precedente e ad ogni passaggio vengono automaticamente aggiornate le caratteristiche dell'opera e le rappresentazioni grafiche.

Ad ogni step il programma associa una fase di calcolo e verifica, e per ognuna di esse vengono forniti i risultati finali.

4.5.7 FASE 7: ESECUZIONE DEL CALCOLO

Dopo aver stabilito tutti i parametri (coefficienti parziali di sicurezza, materiali, stratigrafie del terreno e sezioni), impostato i sovraccarichi e definito gli step di progetto, si procede con la fase di calcolo vera e propria, in cui vengono definite deformazioni e sollecitazioni.

Il software *IS Paratie 17* utilizza il metodo *FEM* con un procedimento iterativo che permette di considerare il comportamento non lineare del terreno. Tutti gli elementi strutturali (paratia, eventuali tiranti e puntoni) e il terreno stesso sono schematizzati con elementi finiti e partecipano al calcolo con le proprie caratteristiche di rigidità e resistenza.

Qualora il procedimento iterativo di soluzione del sistema di equazioni non lineari non trovi l'equilibrio dell'opera o superi lo spostamento massimo, il calcolo si interrompe. L'esistenza dei risultati è di per se garanzia che il programma è stato in grado di calcolare una configurazione equilibrata e congruente, cioè una situazione di equilibrio tra le azioni applicate all'opera e la resistenza da questa esplicata, in base alle caratteristiche meccaniche e geometriche della paratia e del terreno ed i coefficienti di sicurezza applicati.

Alla situazione di equilibrio determinata, corrispondono spostamenti e sollecitazioni lungo la paratia e gli altri elementi strutturali, che verranno verificati successivamente.

Durante l'esecuzione del calcolo, l'utente ha la possibilità di seguire l'evoluzione del processo iterativo di convergenza. Tutte le grandezze utilizzate sono rappresentate a video, in particolare:

- l'utente può interrompere il calcolo alla fine di ogni step;
- è possibile visualizzare la legge forze-spostamenti di ogni molla e seguire l'evoluzione dello spostamento e della relativa risposta;
- le risultanti di spinta e le reazioni vincolari sono esplicitamente rappresentate;
- i grafici della deformata e le sollecitazioni sono rappresentati e possono essere interrogati in ogni momento.

Il calcolo ha inizio dal primo step e procede in ordine cronologico fino all'ultimo definito nel modello. Concluso il calcolo, per analizzare i risultati è sufficiente muoversi da uno step all'altro.

4.5.8 FASE 8: VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche tensionali vengono eseguite col metodo degli stati limite. Le sezioni degli elementi strutturali sono verificate a pressoflessione retta, sollecitate dai valori di momento flettente e sforzo normale derivanti dal calcolo.

La verifica strutturale degli elementi della paratia è condotta dal software mediante il confronto tra i valori tensionali determinati in fase di calcolo e la resistenza di calcolo del materiale f_{yd} .

Affinché la verifica sia soddisfatta si dovrà avere:

$$R_d \geq F_d$$

dove:

- R_d *resistenza di calcolo del materiale f_{yd} ;*
- F_d *valori tensionali determinati in fase di calcolo.*

Il programma formula in automatico un documento di testo chiamato *Relazione di calcolo* che riporta tutte le procedure effettuate: dalle impostazioni, al calcolo geotecnico, fino alla verifica strutturale. È possibile visionare i risultati ottenuti dalla verifica anche tramite la voce di menu *Calcolo-Risultati*. Si accede ad una finestra che gestisce singolarmente la visualizzazione dettagliata di qualsiasi verifica sugli elementi presenti. (FIGURA 4.18)

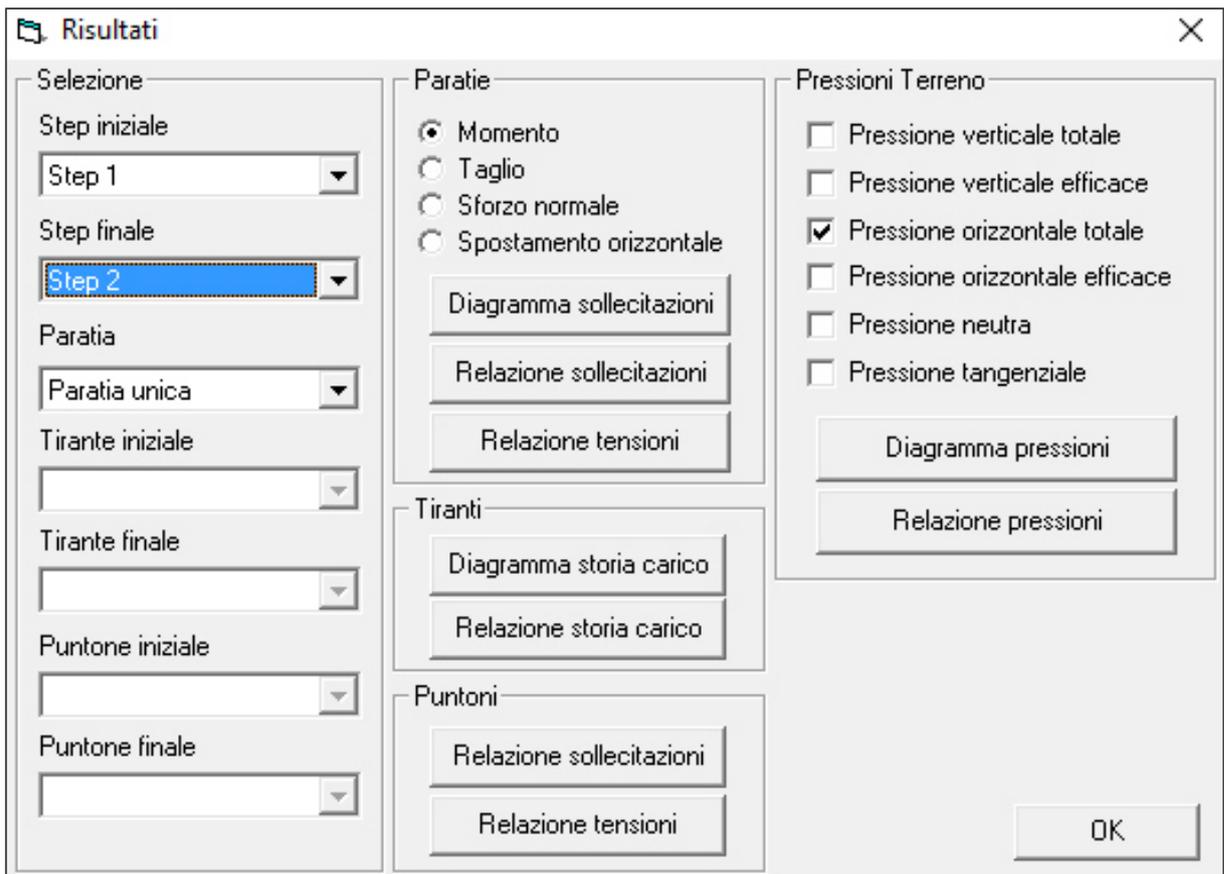


Figura 4.15 Visualizzazione dei risultati delle verifiche strutturali

CAPITOLO 5

CANTINA “CASCINA NUOVA”

Caratteristiche del terreno in sito

Il tema trattato nel presente capitolo è l'indagine geognostica, eseguita per valutare le caratteristiche geotecniche dei terreni soggetti all'ampliamento di un fabbricato rurale a servizio di un'azienda agricola vitivinicola, ubicato nel Comune di La Morra in provincia di Cuneo.

Lo studio, esteso ad un intorno significativo dell'area interessata all'intervento, è propedeutico alla definizione delle condizioni geologiche e geomorfologiche del sito e ad una stima delle caratteristiche geotecniche dei litotipi presenti nel sottosuolo. Lo scopo è finalizzato alla verifica della compatibilità dell'intervento con la situazione idrogeologica, geomorfologica e litologica locale, verificando i possibili scenari di rischio e le problematiche esecutive, nonché le condizioni di stabilità, l'eventuale presenza di elementi morfogenici dissestivi e lo stato di fatto.

L'estensione di questo capitolo è svolta grazie alla relazione *Geologica-Geotecnica*, redatta da un geologo abilitato, relativa al caso studio.

5.1 INDIVIDUAZIONE GEOGRAFICA DELL'INTERVENTO

L'area oggetto d'intervento è localizzata nel Comune di **La Morra** (CN), in Frazione Annunziata, località Cascina Nuova. Tale porzione è individuata nell'immagine satellitare tratta dal software *Google Earth* riportata di seguito: (FIGURA 5.1)



Figura 5.1 Rilievo aereofotogrammetrico di La Morra Frazione Annunziata località Cascina Nuova

In particolare la presente tesi riguarda il fabbricato rurale a servizio di un'azienda agricola vitivinicola denominato **Cantina "Cascina Nuova"**. (FIGURA 5.2)



Figura 5.2 Rilievo aereofotogrammetrico di Cantina "Cascina Nuova"

I terreni oggetto di studio risultano posizionati in aperta campagna, all'interno di un settore a morfologia collinare. L'intorno è principalmente coltivato a viti, alternato a rare e discrete zone boschive.

Al fine di inquadrare geograficamente il sito, l'area in esame è individuabile nelle seguenti planimetrie:

- *Carta Tecnica Regionale*; (FIGURA 5.3)
- *Piano Regolatore Generale del Comune di La Morra*; (FIGURA 5.4)
- *Mappa catastale*. (FIGURA 5.5)

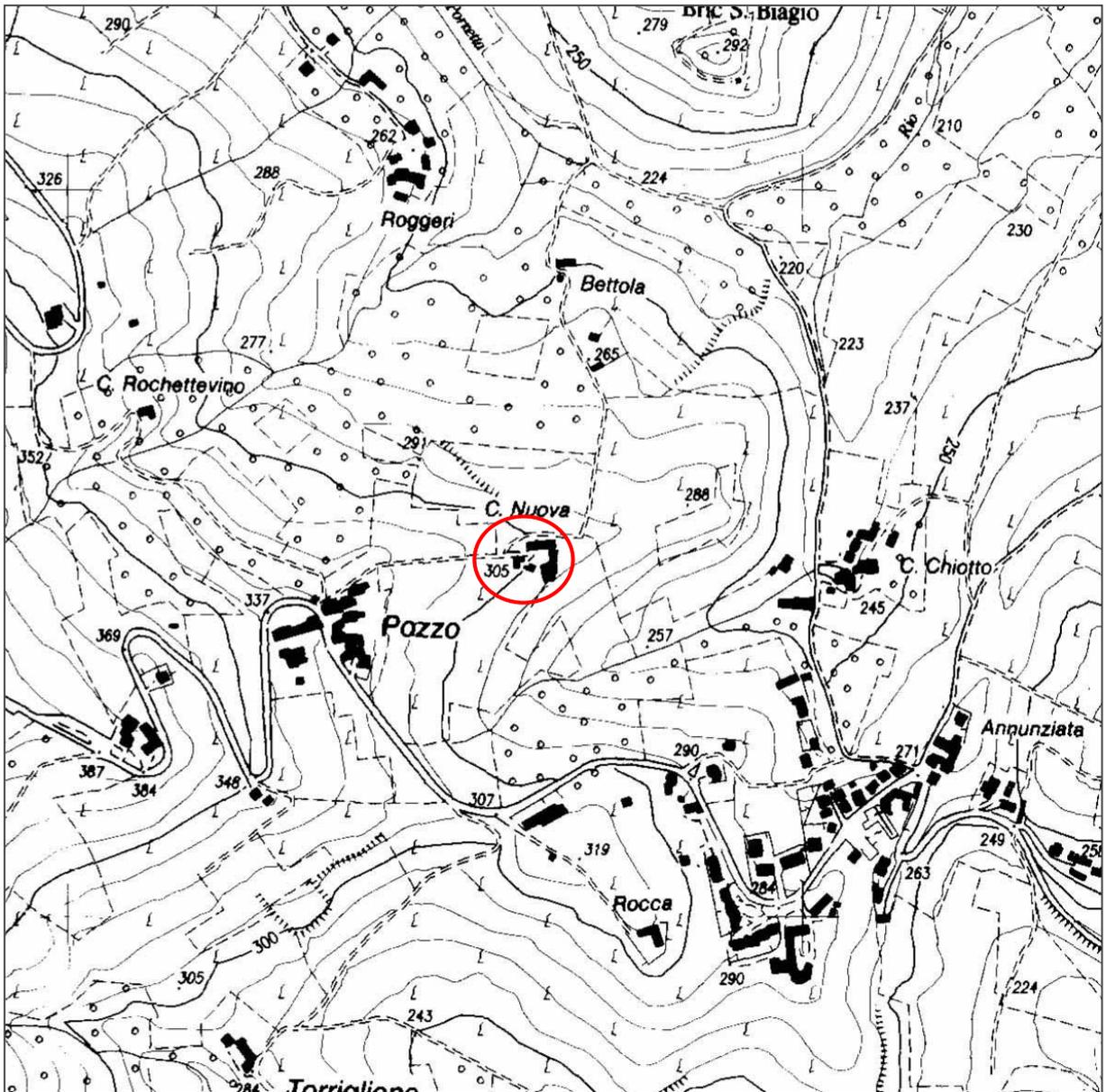


Figura 5.3 Estratto della C.T.R. sezione 192_160

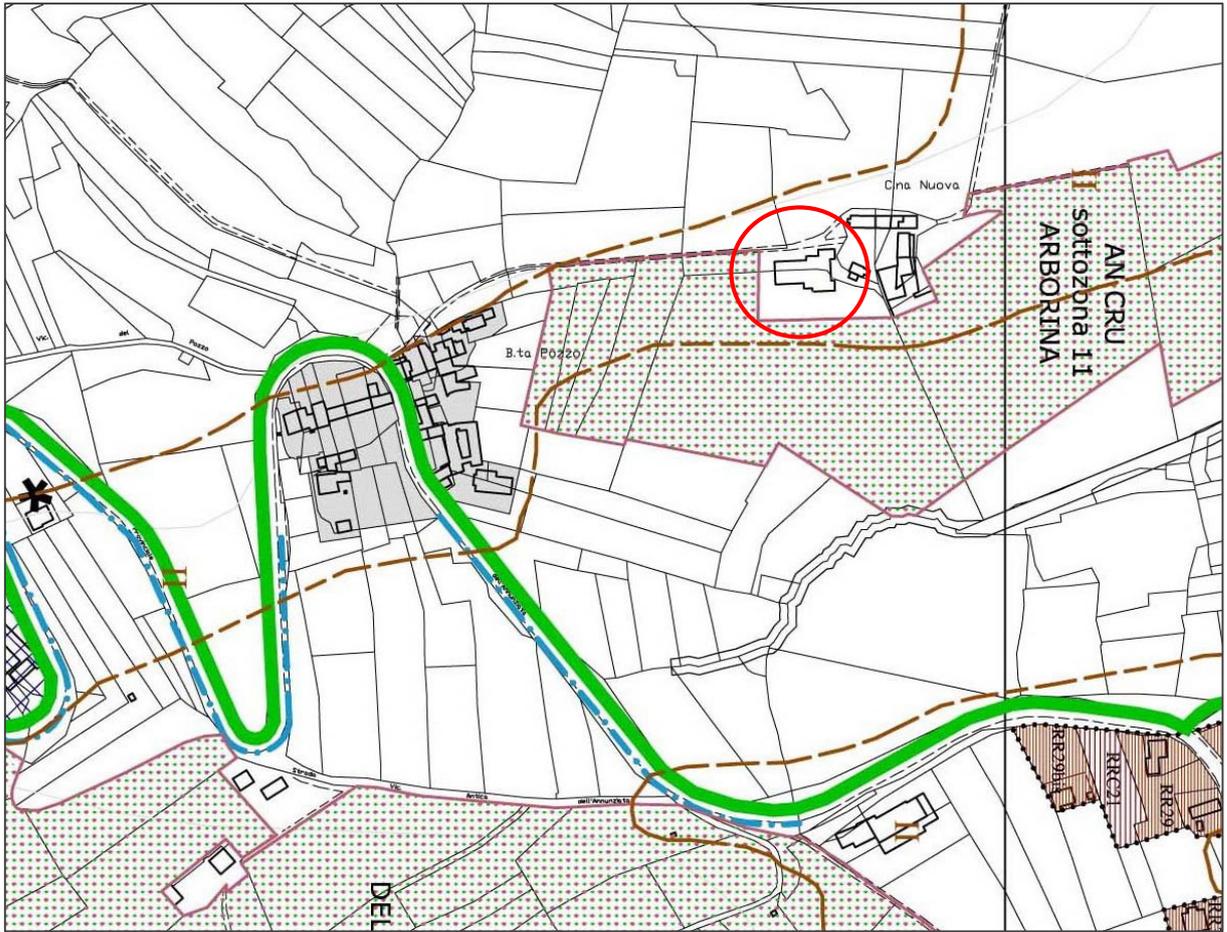


Figura 5.4 Estratto del P.R.G.C. del Comune di La Morra

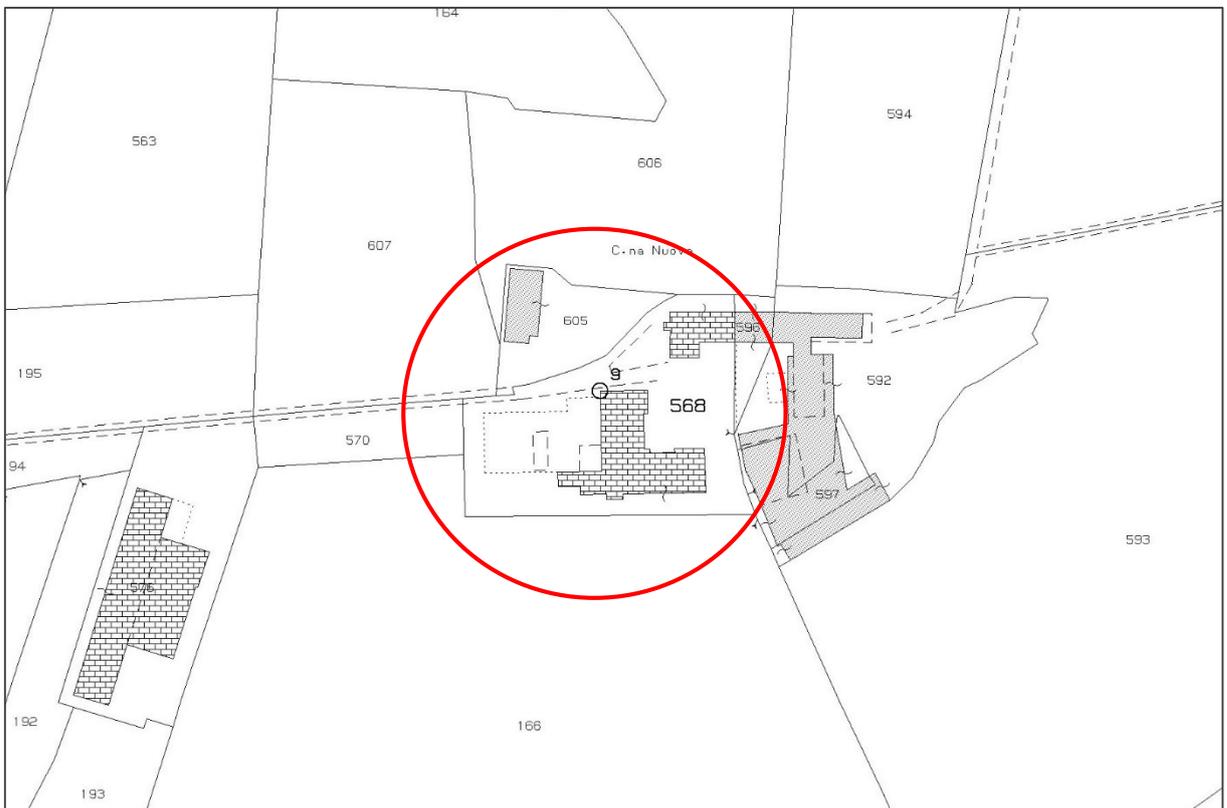


Figura 5.5 Estratto della mappa catastale

Il progetto edilizio prevede l'ampliamento in continuità della cantina interrata esistente, prolungandola verso monte in direzione Ovest. I nuovi locali, completamente interrati, verranno messi in comunicazione con la cantina esistente. In questo modo a lavori ultimati verrà ripristinata la morfologia preesistente, ossia il vigneto, previa risistemazione dei terreni scavati al di sopra del solaio.

In allegato vi è riportata la *Planimetria generale cantina "Cascina Nuova"* che illustra l'edificio esistente oggetto di intervento, integrato della nuova porzione di fabbricato oggetto di studio.

(ALLEGATO 2)

5.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Per quanto riguarda la geologia dell'area, il territorio di La Morra si sviluppa al margine occidentale del *Bacino Terziario Piemontese*, ossia l'insieme dei depositi cenozoici affioranti nel settore collinare del Piemonte meridionale. In particolare il settore indagato risulta compreso nel *Bacino delle Langhe*.

La serie stratigrafica affiorante nella zona in esame è così riassumibile (partendo dalla base e proseguendo verso l'alto stratigrafico):

- *Marne di S. Agata Fossili* (età Tortoniano);

La formazione è costituita nella parte inferiore da marne compatte grigio-azzurre, passanti a marne sabbioso-arenacee nella parte superiore, in transizione con le soprastanti arenarie di Diano d'Alba. Lo spessore complessivo raggiunge circa 200 m.

- *Arenarie di Diano d'Alba* (età Tortoniano);

La formazione è costituita da alternanze di depositi sabbioso-arenacei e pelitici, con locale presenza di sottili livelli marnosi e lenti di marne. La potenza massima è di circa 60 m.

- *Gessoso-Solfifera* (età Messiniano);

La formazione è rappresentata da depositi di ambiente lagunare comprendenti argille, marne gessifere, siltiti ed arenarie fini stratificate con banchi a lenti di gesso cristallino e calcari evaporitici. Lo spessore è pari a circa 150 m.

- *Argille di Lugagnano* (età Pliocene facies “Piacenziano”).

La formazione è costituita da un’alternanza di argille e marne argillose di colore grigio-azzurrognolo, potenti 250 m circa, con la presenza di abbondanti fossili marini.

Di seguito si allega l’estratto della *Carta Geologico-Strutturale del Piano Regolatore Generale Comunale* di La Morra. Dalla lettura della legenda di tale estratto si evince che il sito risiede sullo strato di **Marne di S. Agata Fossili**. (FIGURA 5.6)

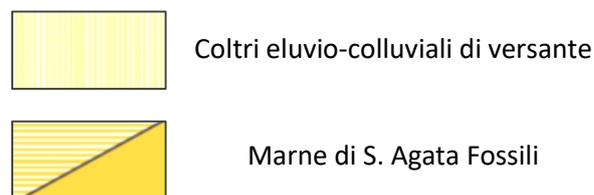
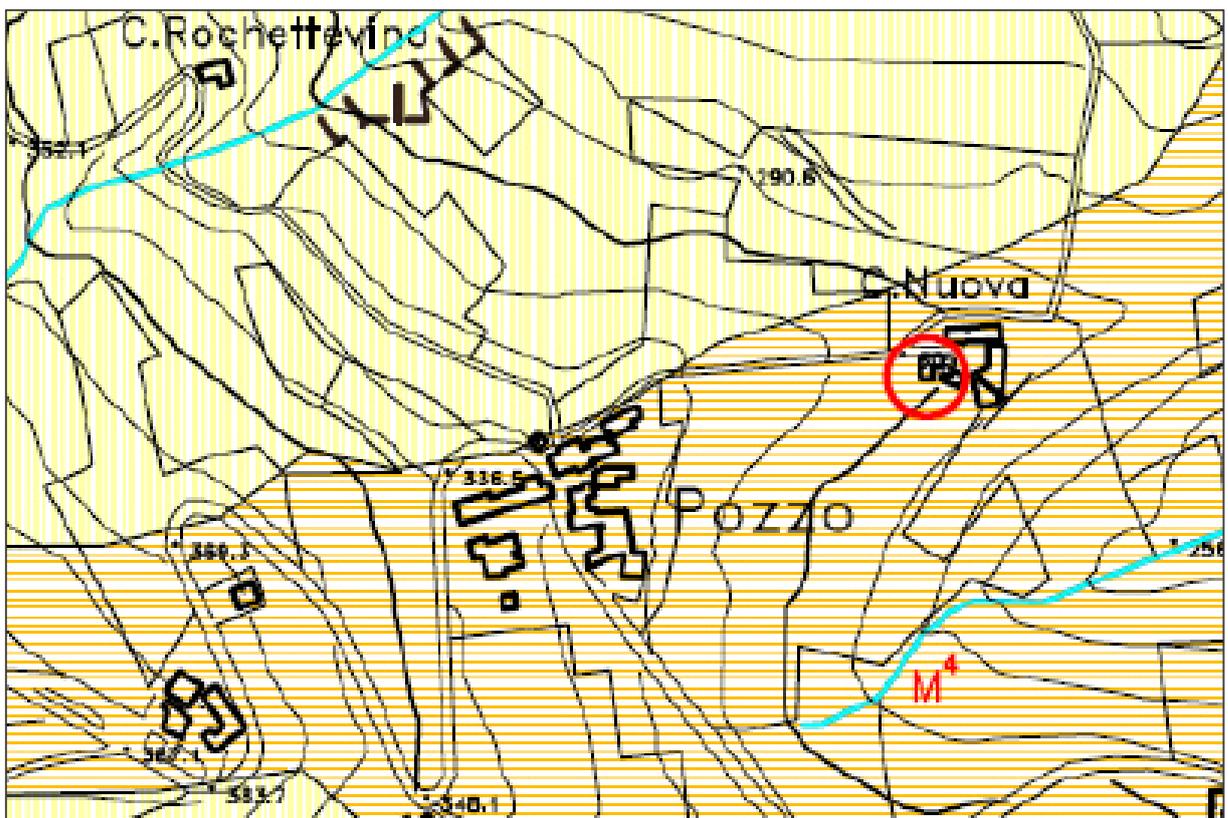


Figura 5.6 Estratto della Carta Geologico-Strutturale di P.R.G.C. e legenda

In merito all’assetto geomorfologico, l’area oggetto di studio si trova ad una quota altimetrica compresa tra 305 e 310 m s.l.m. I terreni sono ubicati lungo un pendio, che presenta un’**esposizione a Sud-Est**, caratterizzato da pendenze medie comprese nella fascia 20÷35 %. Nel dettaglio, l’attuale morfologia dei terreni è rappresentata da una superficie debolmente acclive in prossimità del lato Nord dei terreni, confinante con la strada privata di accesso alla borgata. Questa morfologia è il risultato

delle opere di ripristino e reinterro eseguite in occasione della realizzazione della cantina interrata esistente, oggetto di ampliamento. Proseguendo in direzione Sud, le pendenze aumentano gradualmente seguendo la morfologia originaria del pendio collinare. Infatti la stradina inghiaziata di manovra/accesso alla cantina, curvando in direzione del fabbricato cantina, aumenta notevolmente la pendenza in analogia al vigneto circostante.

Al fine di comprendere più facilmente i pendii dell'area oggetto di studio, sono riportate due immagini satellitari tratte dal software *Google Earth*: (FIGURA 5.7 e FIGURA 5.8)



Figura 5.7 Immagine satellitare dell'area scattata in direzione Sud-Est



Figura 5.8 Immagine satellitare dell'area scattata in direzione Sud-Ovest

Di seguito viene riportato l'estratto della *Carta Geomorfologica dei Dissesti* a corredo del Piano Regolatore Generale Comunale vigente. (FIGURA 5.9)

Analizzandolo si deduce che non sono presenti fenomeni di dissesto gravitativo che possano coinvolgere direttamente i terreni in cui verrà realizzato l'intervento in progetto. Inoltre consultando la tavola *Carta di Sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica*, l'area in questione risulta compresa in *Classe II*. (FIGURA 5.10)

Tale classe identifica le porzioni di territorio nelle quali le condizioni di moderata pericolosità geomorfologica possono essere agevolmente superate attraverso l'adozione ed il rispetto degli accorgimenti tecnici esplicitati a livello di norme di attuazione ispirate al *D.M. 14/01/2008*, realizzabili a livello di progetto esecutivo esclusivamente nell'ambito del singolo lotto edificatorio o dell'intorno significativo.

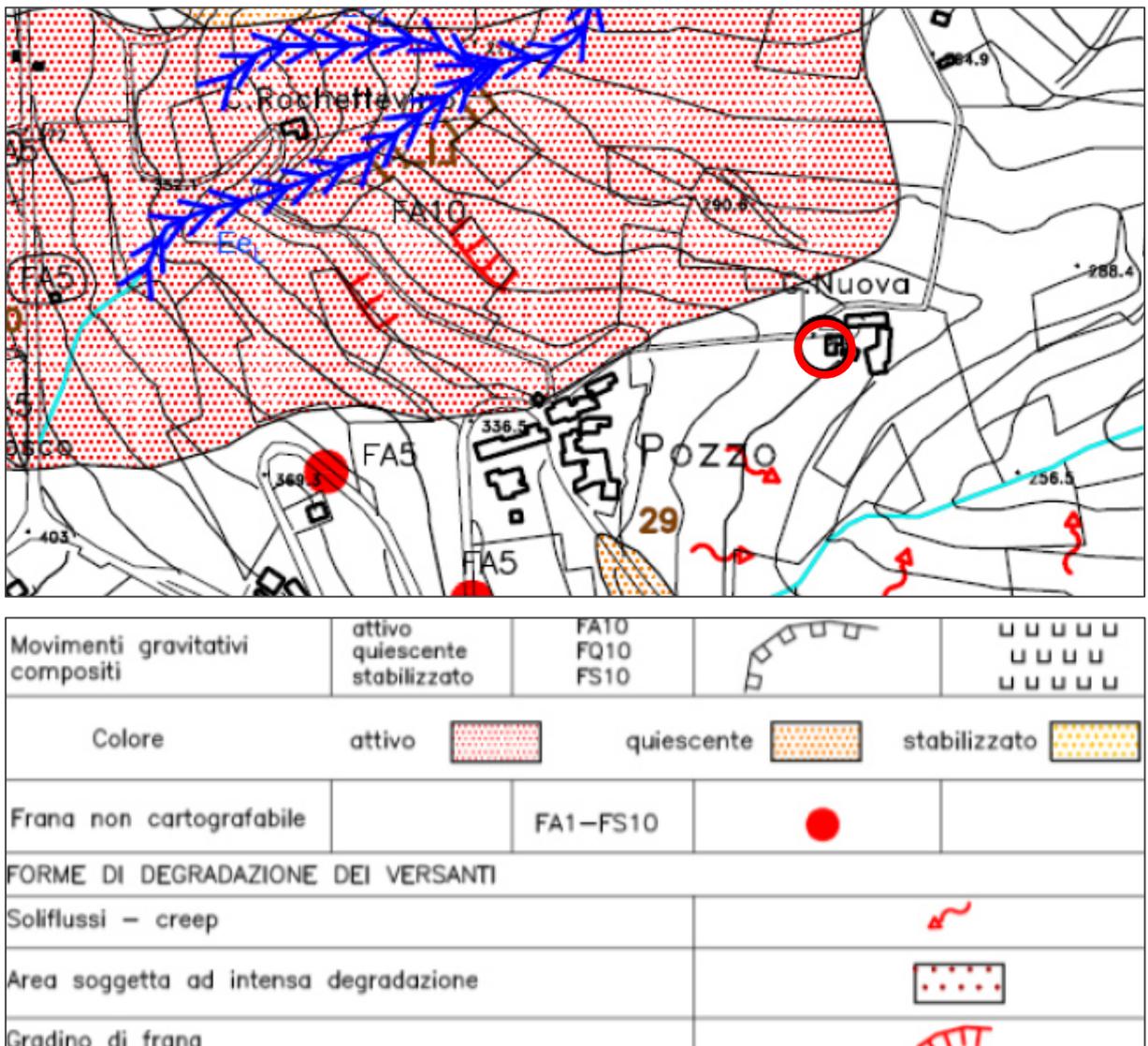


Figura 5.9 Estratto della *Carta Geomorfologica dei Dissesti* e legenda

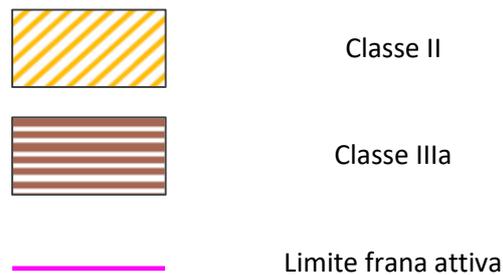
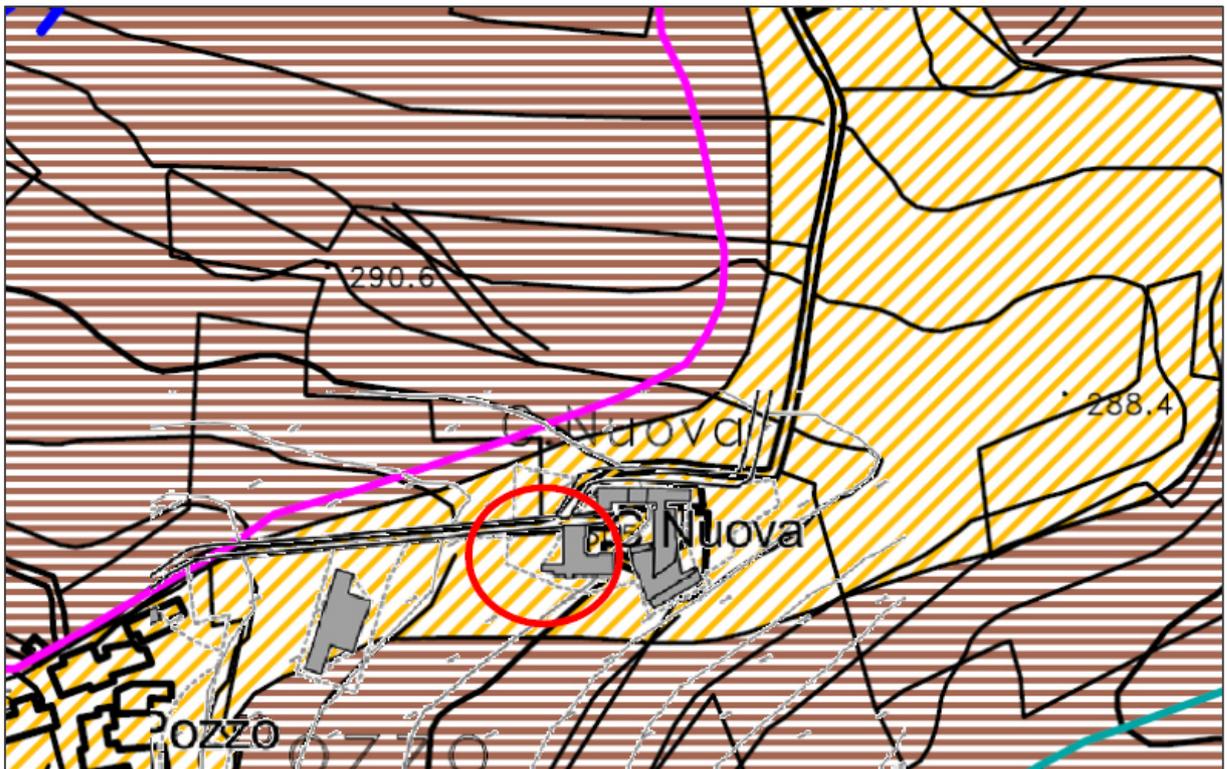


Figura 5.10 Estratto Carta di Sintesi e legenda

Per quanto concerne l'idrogeologia dell'area, le acque meteoriche e di ruscellamento proseguono lungo i pendii oggetto di studio e confluiscono a valle nel *Rio Porretta* (affluente del *Torrente Talloria di Castiglione*), che rappresenta il collettore principale delle acque provenienti dai rilievi collinari circostanti. In generale il territorio di La Morra è soggetto a condizioni di **dissesto idrogeologico**, per cui è necessario porre attenzione al mantenimento della stabilità del pendio durante l'esecuzione dei lavori previsti per l'ampliamento del locale cantina interrato.

5.3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Nell'area d'intervento si è proceduto alla realizzazione di un'indagine geognostica in sito, finalizzata a conoscere il sottosuolo e a caratterizzarlo da un punto di vista geologico e geotecnico. Nel

dettaglio sono stati effettuati **tre sondaggi** collocati in prossimità del luogo in cui sorgerà l'ampliamento oggetto di studio, lungo la *Sezione A-A* e la *Sezione B-B*. Essi consistono in **prove penetrometriche dinamiche a mezzo di penetrometro medio DM30**. (FIGURA 5.11)

In particolare esse vengono realizzate mediante l'infissione progressiva di aste graduate in acciaio ($\varphi 22\text{ mm} - L=1,00\text{ m}$), attraverso la caduta da un'altezza di 20 cm di una massa battente di peso 30 kg. Sul terminale inferiore della prima asta si inserisce una punta ($\varphi 36\text{ mm} - \text{angolo } 60^\circ$) o a recupero o a perdere in base ai terreni attraversati, mentre sul terminale di battuta (parte superiore della prima asta) si avvita un nottolino di protezione su cui colpirà la massa battente. Continuando con l'infissione progressiva di aste si contano i colpi N_{10} necessari per produrre un avanzamento pari a 10 cm. Tanto più numerosi sono i colpi richiesti per l'affondamento, tanto maggiore è la resistenza del terreno attraversato. L'estrazione delle aste avviene con estrattore idraulico.

In allegato viene riportata la *Planimetria posizionamento sondaggi*, ossia una pianta dell'area con indicata l'ubicazione delle prove svolte. (ALLEGATO 3).

Nello specifico il posizionamento dei sondaggi eseguiti è il seguente:

- sondaggio S1 estremo Nord-Est della cantina in progetto;
- sondaggio S2 estremo Sud della cantina in progetto;
- sondaggio S3 estremo Sud-Ovest della cantina in progetto.

L'indagine si è svolta lungo i tracciati precedentemente menzionati, al fine di individuare l'assetto litostratigrafico di tali sezioni, ritenute significative per la comprensione del sottosuolo dell'ampliamento in progetto.



Figura 5.11 Posizionamento dei sondaggi S1, S2 e S3 e traccia sezioni A-A e B-B

5.3.1 SONDAGGIO S1

Il sondaggio S1, eseguito in corrispondenza dell'**estremo Nord-Est** dell'ampliamento in progetto, ha raggiunto una profondità massima di -2,40 m ed è caratterizzato da una stratigrafia così costituita:

- da p.c. a -2,10 m *coltri di copertura eluvio-colluviale a natura limoso-argillosa;*
- da -2,10 m a -2,40 m *substrato tortoniano compatto Marne di S. Agata Fossili a natura argilloso-marnosa.*

Nell'area indagata non è stata intercettata una vera e propria falda, ma ad una quota di -2,00 m dal p.c., in prossimità del contatto tra i terreni di copertura e il substrato compatto pressoché impermeabile, sono state riscontrate tracce di umidità lungo l'asta di perforazione.

Si riporta di seguito una *fotografia del sito* scattata al momento dell'esecuzione della prova, il *diagramma colpi-resistenza* ricavato dalla prova stessa (che evidenzia sia la variazione del numero di colpi N_{10} che l'andamento della resistenza dinamica alla punta q_{cd} [daN/m²] con l'aumentare della profondità [m]), la *colonnina litostratigrafica* anch'essa risultato dell'indagine svolta e una tabella con indicati i *parametri geotecnici* ricavati dal sondaggio. (FIGURA 5.12, FIGURA 5.13, FIGURA 5.14 e TABELLA 5.1)



Figura 5.12 Ubicazione del sondaggio S1

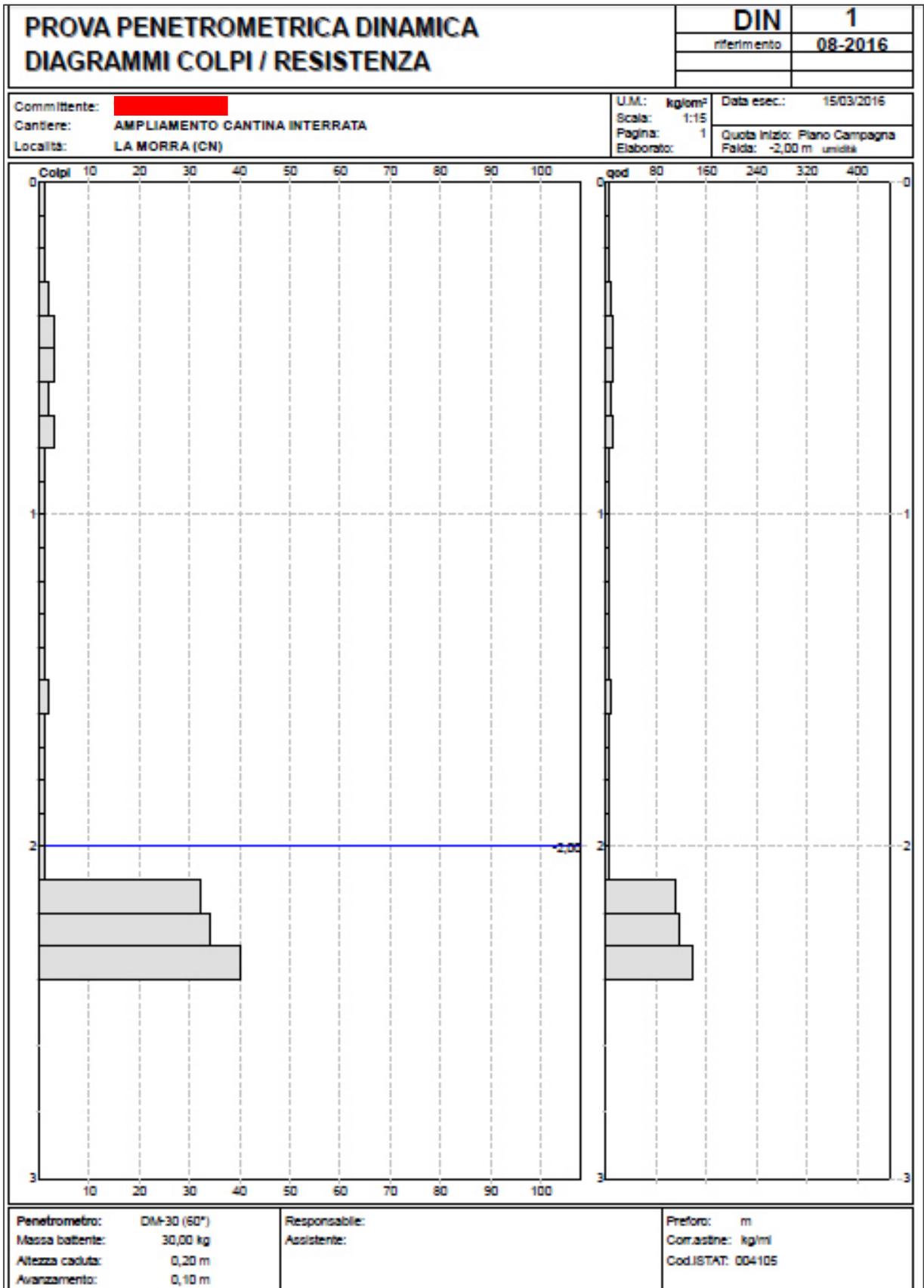


Figura 5.13 Diagramma colpi-resistenza del sondaggio S1

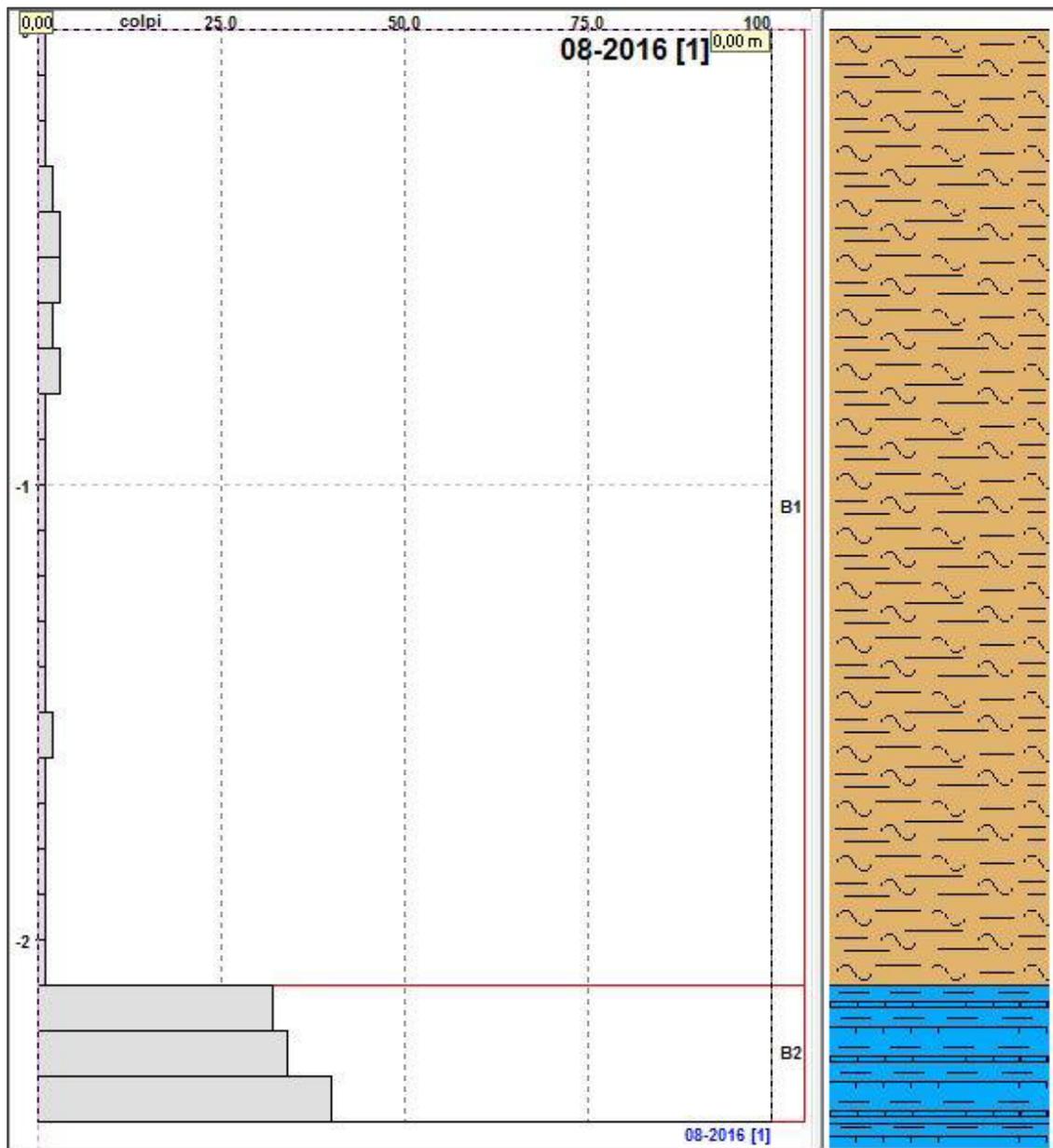


Figura 5.14 Colonnina litostratigrafica del sondaggio S1

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA										DIN	1			
SUDDIVISIONE GEOTECNICA										riferimento	08-2016			
Committente: ██████████										U.M.: kg/cm ²	Data exec.: 15/03/2016			
Cantiere: AMPLIAMENTO CANTINA INTERRATA										Pagina: 1				
Località: LA MORRA (CN)										Elaborato:	Falda: -2,00 m umidità			
PARAMETRI GENERALI														
n°	profondità m	statistica	VCA colpi	β	Nspt colpi	rpq kg/cm ²	qc kg/cm ²	Vs m/sec	G kg/cm ²	Q kg/cm ²	natura	descrizione		
1	0,00 : 2,10	Media	1	0,77	1	5,3	4,7	75	12	0,27	Coes./Gran.	Limo argilloso		
2	2,10 : 2,40	Media	35	0,77	27	121,8	85,1	135	141	6,08	Coesiva	Argilla mamosa		
NATURA COESIVA						NATURA GRANULARE								
n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm ²	Ysat t/m ³	W %	e	Mo kg/cm ²	Dr %	σ °	E' kg/cm ²	Ysat t/m ³	Yd t/m ³	Mo kg/cm ²	Liq
1	0,00 : 2,10	1	0,06	1,68	56,24	1,52	22	4	16	199	1,84	1,34	82	---
2	2,10 : 2,40	27	1,69	2,10	20,20	0,55	83	---	26	---	---	---	---	---

Tabella 5.1 Parametri geotecnici ricavati dal sondaggio S1

5.3.2 SONDAGGIO S2

Il sondaggio S2, eseguito in corrispondenza dell'**estremo Sud** dell'ampliamento in progetto, ha raggiunto una profondità massima di -2,10 m ed è caratterizzato da una stratigrafia così costituita:

- da p.c. a -1,60 m *coltri di copertura eluvio-colluviale a natura limoso-argillosa;*
- da -1,60 m a -2,10 m *substrato tortoniano compatto Marne di S. Agata Fossili a natura argilloso-marnosa.*

Nell'area indagata non è stata intercettata una vera e propria falda, ma ad una quota di -1,40 m dal p.c., in prossimità del contatto tra i terreni di copertura e il substrato compatto pressoché impermeabile, sono state riscontrate tracce di umidità lungo l'asta di perforazione.

Si riporta di seguito una *fotografia del sito* scattata al momento dell'esecuzione della prova, il *diagramma colpi-resistenza* ricavato dalla prova stessa (che evidenzia sia la variazione del numero di colpi N_{10} che l'andamento della resistenza dinamica alla punta q_{cd} [daN/m²] con l'aumentare della profondità [m]), la *colonnina litostratigrafica* anch'essa risultato dell'indagine svolta e una tabella con indicati i *parametri geotecnici* ricavati dal sondaggio. (FIGURA 5.15, FIGURA 5.16, FIGURA 5.17 e TABELLA 5.2)



Figura 5.15 Ubicazione del sondaggio S2

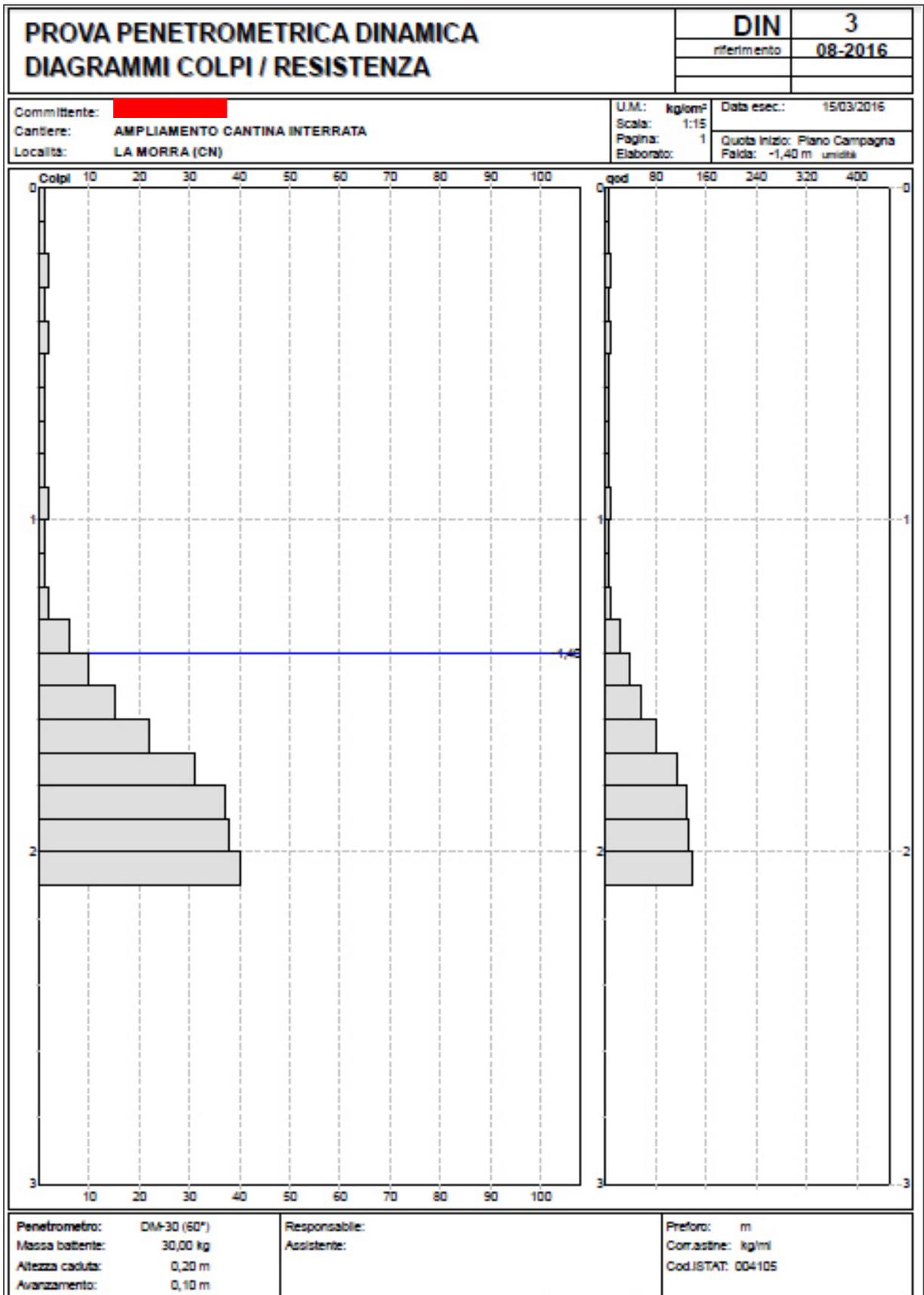


Figura 5.16 Diagramma colpi-resistenza del sondaggio S2

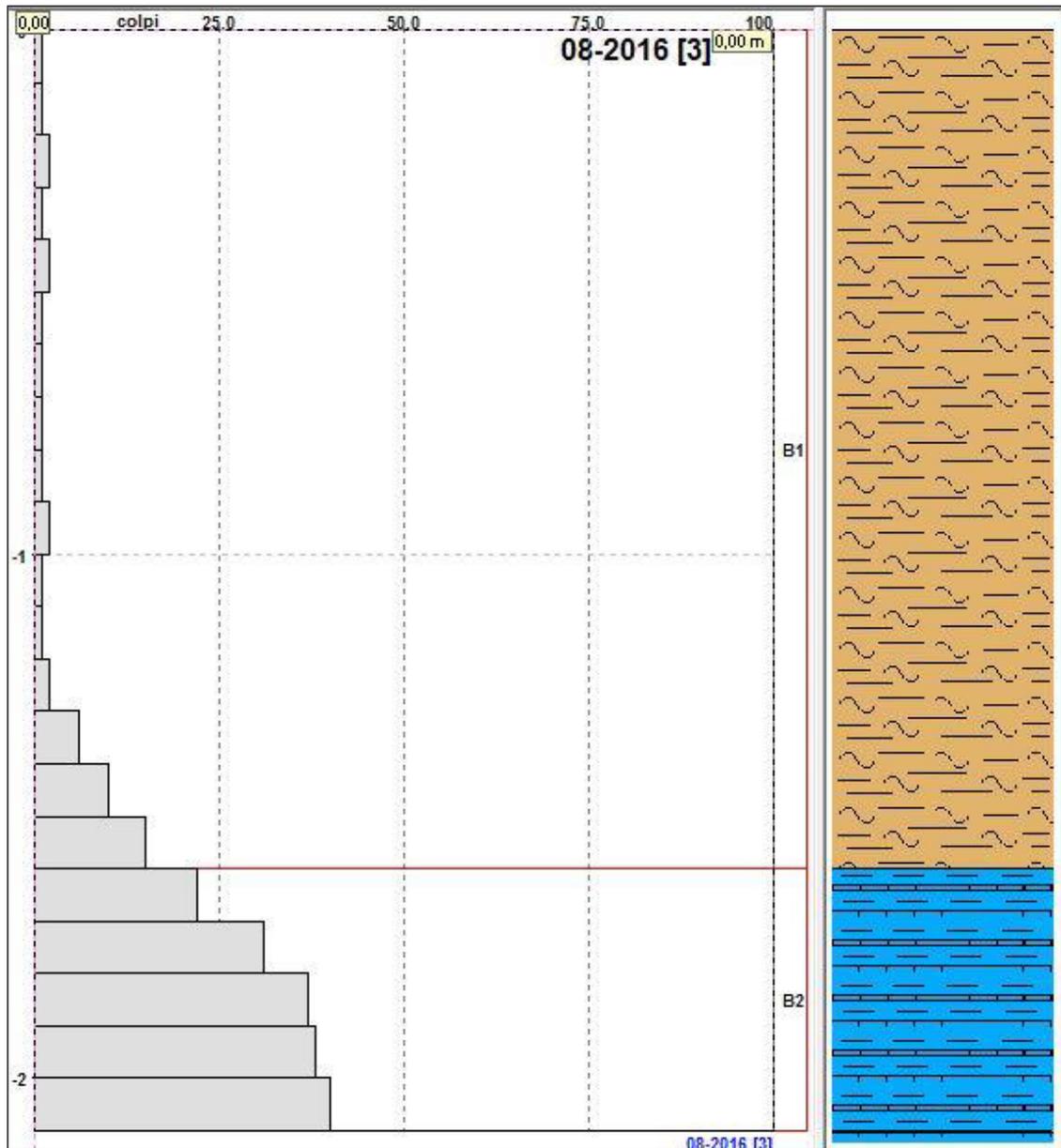


Figura 5.17 Colonnina litostratigrafica del sondaggio S2

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA										DIN	3			
SUDDIVISIONE GEOTECNICA										riferimento	08-2016			
Committente: XXXXXXXXXX										U.M.: kg/cm ²	Data exec.: 15/03/2016			
Cantiere: AMPLIAMENTO CANTINA INTERRATA										Pagina: 1				
Località: LA MORRA (CN)										Elaborato:	Falda: -1,40 m umidità			
PARAMETRI GENERALI														
n°	profondità m	statistica	VCA colpi	β	Nspt colpi	rp _d kg/cm ²	qc kg/cm ²	Vs m/sec	G kg/cm ²	Q kg/cm ²	natura	descrizione		
1	0,00 : 1,60	Media	3	0,77	2	11,1	10,5	81	21	0,55	Coes./Gran.	Limo argilloso		
2	1,60 : 2,10	Media	34	0,77	26	117,8	85,7	132	135	5,89	Coesiva	Argilla mamosa		
NATURA COESIVA						NATURA GRANULARE								
n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm ²	Ysat t/m ²	W %	e	Mo kg/cm ²	Dr %	σ °	E' kg/cm ²	Ysat t/m ²	Yd t/m ²	Mo kg/cm ²	Liq. -
1	0,00 : 1,60	2	0,13	1,75	46,91	1,27	25	8	16	207	1,85	1,36	93	---
2	1,60 : 2,10	26	1,63	2,09	20,60	0,56	81	---	26	---	---	---	---	---

Tabella 5.2 Parametri geotecnici ricavati dal sondaggio S2

5.3.3 SONDAGGIO S3

Il sondaggio S3, eseguito in corrispondenza dell'**estremo Sud-Ovest** dell'ampliamento in progetto, ha raggiunto una profondità massima di -4,70 m ed è caratterizzato da una stratigrafia così costituita:

- da p.c. a -1,70 m *coltri di copertura eluvio-colluviale a natura limoso-argillosa;*
- da -1,70 m a -4,70 m *substrato tortoniano compatto Marne di S. Agata Fossili a natura argilloso-marnosa.*

Nell'area indagata non è stata intercettata una vera e propria falda, ma ad una quota di -1,50 m dal p.c., in prossimità del contatto tra i terreni di copertura e il substrato compatto pressoché impermeabile, sono state riscontrate tracce di umidità lungo l'asta di perforazione.

Si riporta di seguito una *fotografia del sito* scattata al momento dell'esecuzione della prova, il *diagramma colpi-resistenza* ricavato dalla prova stessa (che evidenzia sia la variazione del numero di colpi N_{10} che l'andamento della resistenza dinamica alla punta q_{cd} [daN/m²] con l'aumentare della profondità [m]), la *colonnina litostratigrafica* anch'essa risultato dell'indagine svolta e una tabella con indicati i *parametri geotecnici* ricavati dal sondaggio. (FIGURA 5.18, FIGURA 5.19, FIGURA 5.20 e TABELLA 5.3)



Figura 5.18 Ubicazione del sondaggio S3

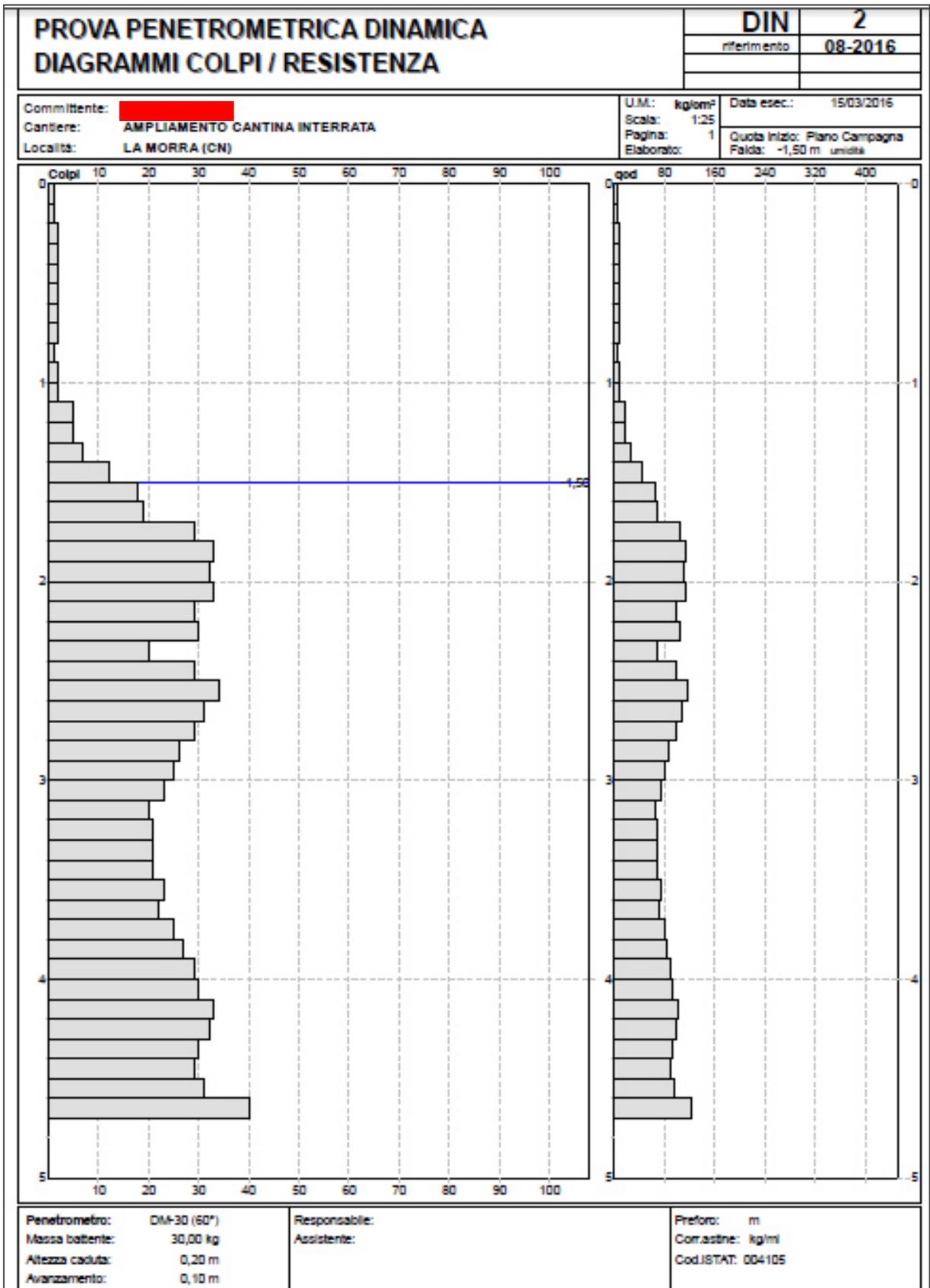


Figura 5.19 Diagramma colpi-resistenza del sondaggio S3

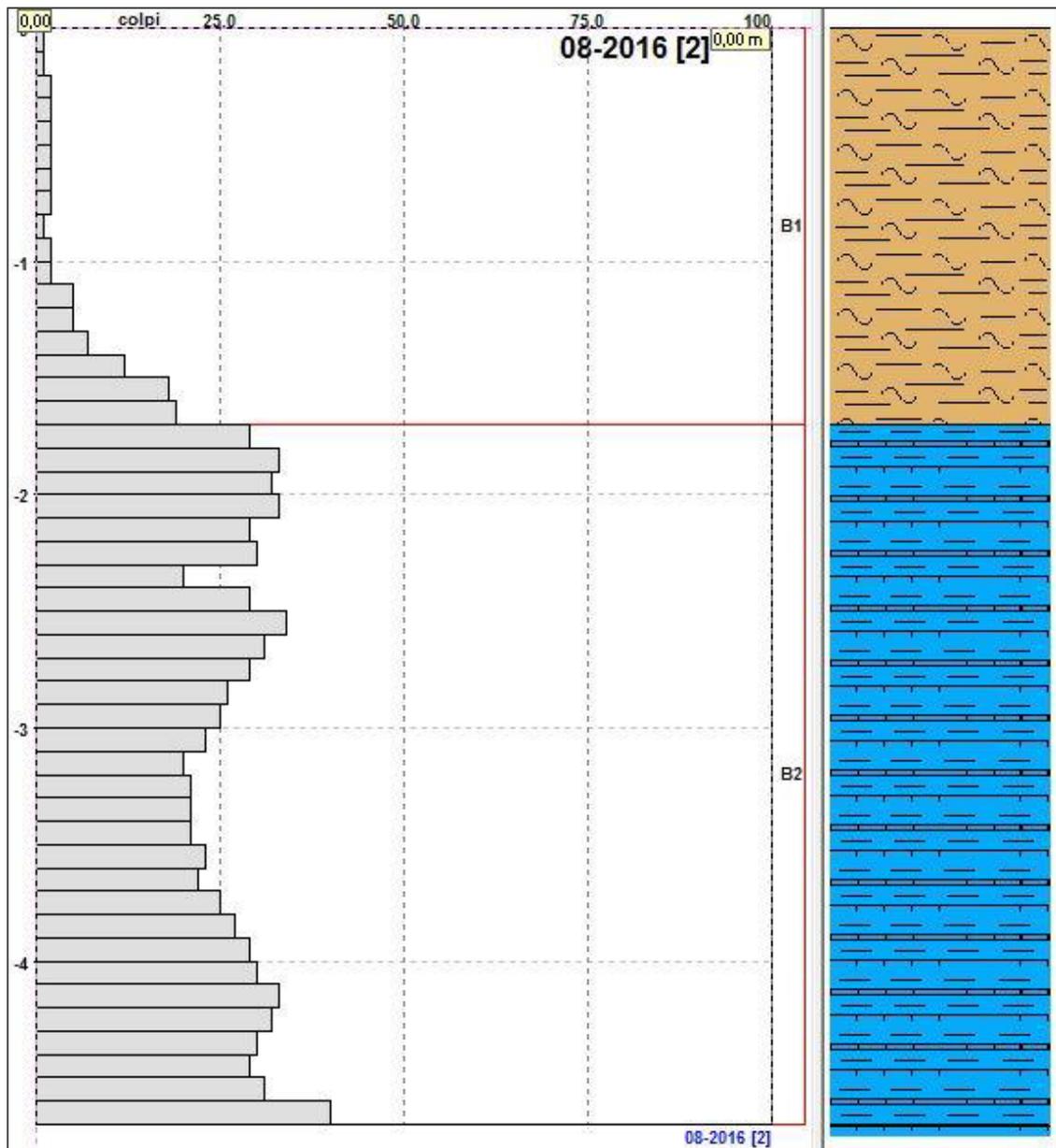


Figura 5.20 Colonnina litostratigrafica del sondaggio S3

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA											DIN	2		
SUDDIVISIONE GEOTECNICA											riferimento	08-2016		
Committente: XXXXXXXXXX											U.M.: kg/cm ²	Data eseg.: 15/03/2016		
Cantiere: AMPLIAMENTO CANTINA INTERRATA											Pagina: 1			
Località: LA MORRA (CN)											Elaborato:	Falda: -1,50 m umidità		
PARAMETRI GENERALI														
n°	profondità m	statistica	VCA colpi	β	Nspt colpi	rp kg/cm ²	qc kg/cm ²	Vs m/sec	G kg/cm ²	Q kg/cm ²	natura	descrizione		
1	0,00 : 1,70	Media	5	0,77	4	18,4	17,4	92	36	0,92	Coes./Gran.	Limo argilloso		
2	1,70 : 4,70	Media	28	0,77	21	91,6	63,7	114	145	4,58	Coesiva	Argilla mamosa		
NATURA COESIVA						NATURA GRANULARE								
n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm ²	Ysat t/m ²	W %	e	Mo kg/cm ²	Dr %	σ °	E' kg/cm ²	Ysat t/m ²	Yd t/m ²	Mo kg/cm ²	Liq.
1	0,00 : 1,70	4	0,25	1,80	41,67	1,13	30	15	17	222	1,87	1,39	116	---
2	1,70 : 4,70	21	1,31	2,03	23,98	0,65	71	---	25	---	---	---	---	---

Tabella 5.3 Parametri geotecnici ricavati dal sondaggio S3

5.4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

Le campionature e le prove eseguite nel corso dei sondaggi consentono di caratterizzare geotecnicamente i terreni interessati ad ogni intervallo di profondità. Per ciascuna unità litostratigrafica identificata si possono elaborare i seguenti **parametri geotecnici**: peso specifico γ , coesione c e angolo di attrito interno φ .

Nel caso in esame tali valori sono stati calcolati elaborando i parametri geotecnici delle unità litostratigrafiche identificate in ogni sondaggio, riassunti nelle tabelle riportate ai sottoparagrafi precedenti. Questi ultimi sono stati determinati, attraverso uno specifico programma *Fondazioni 6.X*, dalla medesima ditta che ha eseguito le prove penetrometriche dinamiche, durante l'esecuzione delle stesse. (TABELLA 5.1, TABELLA 5.2 e TABELLA 5.3)

Come si evince dalle tabelle, le prove hanno fornito molti dati. Di seguito ci si sofferma solamente su quelli che si ritengono maggiormente significativi e utili in fase successiva.

5.4.1 DETERMINAZIONE DELL'ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO LOCALE

A seguito della campagna geognostica realizzata, l'assetto litostratigrafico di dettaglio può essere riassunto in due differenti unità:

- **Unità 1** (da pc a -1,60 ÷ -2,10 m) - **Coltri di copertura eluvio-colluviale;**

Si tratta di limi argillosi molli che rappresentano il primo orizzonte superficiale. Solitamente utilizzati per le attività agricole, la loro genesi è legata alla disgregazione chimico-fisica del substrato e dal rimaneggiamento eluvio-colluviale. Vengono classificati come limi inorganici di media compressibilità a bassa permeabilità e debole resistenza al taglio in condizione di saturazione e compattazione.

- **Unità 2** (da -1,60 ÷ -2,10 m) - **Substrato tortoniano *Marne di S. Agata Fossili*.**

Si tratta di alternanze ritmiche di marne ed argille-marnose caratterizzate da un elevato grado di consistenza e dal tipico colore blu. Vengono classificate come argille inorganiche di media plasticità e presentano in genere permeabilità nulla, compressibilità media e caratteristiche meccaniche buone essendo dotate di una discreta capacità portante.

Nell'area indagata il contatto tra i terreni di copertura ed i termini di substrato compatto è molto netto: infatti la parte di alterazione, che abitualmente caratterizza la fascia più superficiale del substrato compatto, in questo caso è pressoché assente.

Si riporta la *colonna litostratigrafica di dettaglio* che riassume l'assetto geologico dell'area indagata. (FIGURA 5.21)

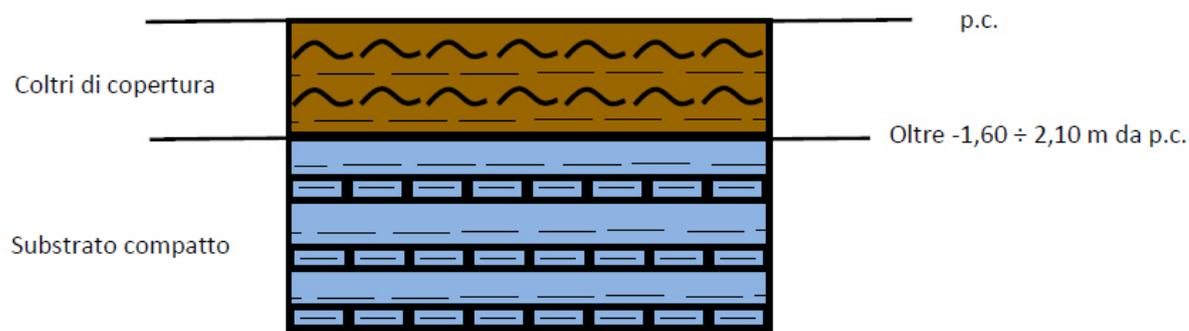


Figura 5.21 Colonna litostratigrafica di dettaglio dell'area

Durante l'esecuzione dei sondaggi, in prossimità del contatto tra la coltre superficiale e il substrato tortoniano (esattamente alle profondità di -2,00 m per S1, -1,40 m per S2 e -1,50 m per S3), sono state riscontrate **tracce di umidità** lungo le aste di perforazione, anche se non è stata intercettata una vera e propria falda. Da tutto ciò si evince che la circolazione idrica è limitata ai terreni affioranti nei primi metri del sottosuolo: il substrato, riferibile alla *Marne di S. Agata Fossili*, possiede infatti caratteristiche di permeabilità quasi nulla per cui non può essere sede di falde acquifere di una certa importanza. I terreni di copertura a natura limoso-argillosa sono invece interessati da modeste falde idriche sospese, a carattere stagionale.

Si allega una sezione riportante l'assetto idrogeologico dell'area indagata, con in evidenza (freccie tratteggiate) la direzione di flusso delle acque di infiltrazione, in prevalenza concentrate nelle coltri di copertura determinanti la presenza di umidità in corrispondenza del contatto copertura-substrato compatto. (FIGURA 5.2)

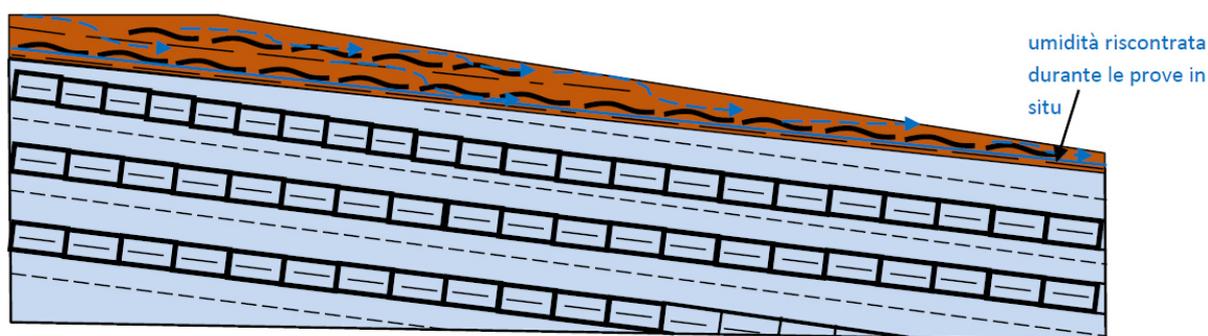


Figura 5.22 Assetto idrogeologico dell'area

5.4.2 DETERMINAZIONE DEGLI INDICI N_{SPT}

Le prove penetrometriche dinamiche svolte hanno fornito il parametro N_{10} , che mi indica il numero di colpi necessari per 10 cm di penetrazione. Tale risultato è visibile in forma grafica nei diagrammi ricavati dalle indagini, dove vi è rappresentata una linea segmentata all'interno di un campo cartesiano in cui compaiono in ascissa il numero di colpi e in ordinata la profondità. (FIGURA 5.13, FIGURA 5.16 e FIGURA 5.19)

In ogni sondaggio, per ciascuna delle due unità presenti, si è considerato il valore medio di N_{10} tra quelli presenti nella stessa stratigrafia. (TABELLA 5.4)

Tali valori sono stati corretti con il **coefficiente di correlazione β** al fine di ottenere i valori N_{SPT} **Standard Penetration Test**: (TABELLA 5.5 e TABELLA 5.6)

$$N_{SPT} = \beta N_{10} \quad (5.1)$$

Questo è stato fatto in quanto le numerose correlazioni esistenti per la definizione dei parametri geotecnici si riferiscono ai valori standard.

Infine, con l'intento di ottenere un solo valore di N_{SPT} per ogni strato di terreno presente, è stata fatta la media matematica dei tre parametri corretti ricavati da ciascuna prova. (TABELLA 5.7)

Di seguito sono riportate le tabelle che riassumono i calcoli eseguiti.

N_{10} [colpi]	Sondaggio S1	Sondaggio S2	Sondaggio S3
Unità 1	1	3	5
Unità 2	35	34	28

Tabella 5.4 Valori di N_{10} per ciascuna unità in ogni sondaggio eseguito

β [-]	0,77
-------------	------

Tabella 5.5 Valore del coefficiente di correlazione

N_{SPT} [colpi]	Sondaggio S1	Sondaggio S2	Sondaggio S3
Unità 1	1	2	4
Unità 2	27	26	22

Tabella 5.6 Valori di N_{SPT} per ciascuna unità in ogni sondaggio

$N_{SPT,medio}$ [colpi]	
Unità 1	2,3
Unità 2	24,9

Tabella 5.7 Valori di N_{SPT} in ogni unità

5.4.3 DETERMINAZIONE DEL PESO SPECIFICO E DELLA COESIONE

Lo strato superficiale è costituito da terreno sciolto, molle, di colore marrone scuro a natura limoso-argillosa in parte coesiva e in parte granulare. Il substrato è invece caratterizzato da un elevato grado di compattezza e dal tipico colore blu delle marne di cui è composto, presenta una litologia argilloso-marnosa ed è a natura esclusivamente coesiva.

Tutto ciò premesso, il loro peso specifico e la coesione risultano essere pari a quanto riportato nella seguente tabella, (TABELLA 5.8)

dove:

- γ_d [kN/m³] *peso di unità di volume secco;*
- γ [kN/m³] *peso di unità di volume saturo;*
- c' [kPa] *coesione efficace.*

	γ_d [kN/m ³]	γ [kN/m ³]	c' [kPa]
Unità 1	17,50	19,00	3
Unità 2	18,60	21,50	30

Tabella 5.8 Valori di peso specifico e coesione per ciascuna unità

5.4.4 DETERMINAZIONE DELL'ANGOLO D'ATTRITO EFFICACE

Durante l'esecuzione delle prove penetrometriche dinamiche sono stati ricavati gli angoli di attrito efficace per ciascuna unità litostratigrafica presente in ogni sondaggio. (TABELLA 5.9)

Tali parametri sono stati calcolati mediante il programma precedentemente menzionato fornito dalla ditta che ha eseguito le prove. Utile alla loro determinazione sono stati gli indici N_{SPT} indicati nei sottoparagrafi precedenti. Infine, con lo scopo di ottenere un solo valore di **angolo di attrito efficace ϕ'** per ciascuno strato di terreno, si è fatta la media matematica dei tre valori ottenuti dai sondaggi. (TABELLA 5.10)

In questa sede di valutazione, sebbene non si conoscano in maniera approfondita le formulazioni empiriche elaborate dal programma, si può considerare che i risultati ottenuti siano attendibili. Avendo a che fare con materiali argillosi, l'angolo di attrito efficace non avrà mai valori elevati, quindi comparabili alle sabbie. Infatti come ci si aspetta, nel caso in esame esso è stato stimato non superiore ai 26° anche per le marne che comunque individuano un terreno con buone caratteristiche meccaniche.

φ' [°]	Sondaggio S1	Sondaggio S2	Sondaggio S3
Unità 1	16	16	17
Unità 2	26	26	25

Tabella 5.9 Valori di angolo di attrito efficace per ciascuna unità in ogni sondaggio

φ'_{medio} [°]	
Unità 1	16
Unità 2	26

Tabella 5.10 Valori di angolo di attrito efficace in ogni unità

5.5 STABILITÀ DEGLI SCAVI DI APPROFONDIMENTO

Come precedentemente menzionato, “*i terreni oggetto d’intervento sono compresi in Classe II, ovvero settori in condizioni di modesta pericolosità geomorfologica, non direttamente coinvolti da fenomeni di dissesto.*” (CAPITOLO 5 - PARAGRAFO 5.2)

Tuttavia è evidente come le condizioni generali di dissesto idrogeologico del territorio di La Morra, i risultati ottenuti dall’indagine geognostica svolta e l’altezza degli scavi di sbancamento in progetto impongano particolare attenzione al mantenimento delle condizioni di stabilità del pendio in direzione del quale è previsto l’ampliamento del locale cantina interrato.

Pertanto, al fine di evitare franamenti durante gli scavi di approfondimento e arrecare eventuali danni alla strada privata di accesso alla Borgata, si prevede la realizzazione di un’opera di contenimento del tipo **berlinese di pali** lungo due dei tre fronti di scavo, in direzione Nord e Ovest. Infatti il terreno, così com’è, non è in grado di autosostenersi oltre un certo limite e pertanto non garantisce la sicurezza richiesta per procedere con le operazioni.

L’opera di sostegno è prevista solamente su due fronti in quanto quello in direzione Est è rappresentato dal muro controterra della cantina esistente, mentre l’altro, in direzione Sud, non presenta notevoli altezze e quindi viene utilizzato per garantire l’accesso all’area di cantiere.

La paratia di pali sarà costituita da pali trivellati in calcestruzzo armato con cordolo sommitale di collegamento. In allegato è riportata la *Planimetria posizionamento berlinese di pali* che rappresentano la situazione in progetto con indicato il collocamento della paratia. (ALLEGATO 4)

5.6 PROFILO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO

Il seguente paragrafo si occupa di andare a determinare il *profilo stratigrafico di riferimento* sul quale sono evidenziate, per ogni unità litostratigrafica presente, le quote e i termini di resistenza. Tale profilo configura la sezione più rappresentativa delle condizioni reali del terreno oggetto di studio, ponendosi nella situazione più sfavorevole in via precauzionale. Esso è indispensabile in fase progettuale; infatti si andrà a dimensionare l'opera di sostegno a seconda di come è costituita la litologia e in base ai suoi parametri geotecnici.

Per poter individuare la sezione più significativa, è necessario in primis andare a sovrapporre le colonne litostratigrafiche determinate per ciascun sondaggio eseguito, alle sezioni di progetto. (FIGURA 5.14, FIGURA 5.17, FIGURA 5.20 e ALLEGATO 4)

Come precedentemente menzionato, le indagini sono state svolte in prossimità delle sezioni stesse, per cui tale operazione identifica facilmente la situazione effettiva. In questo modo è possibile andare ad ipotizzare, con un piccolo margine di errore, il profilo di ciascuno strato di terreno lungo le sezioni stesse. Quest'ultimo è riportato nell'allegato *Assetto litostratigrafico nelle sezioni*. (ALLEGATO 5).

Analizzando l'allegato sopra menzionato, risulta evidente come le nuove strutture di fondazione della cantina verranno impostate sui termini di substrato compatto. L'Unità 2 possiede infatti caratteristiche geotecniche adeguate a sostenere i carichi agenti e garantire la conservazione delle nuove opere edili nel tempo. (FIGURA 5.23)

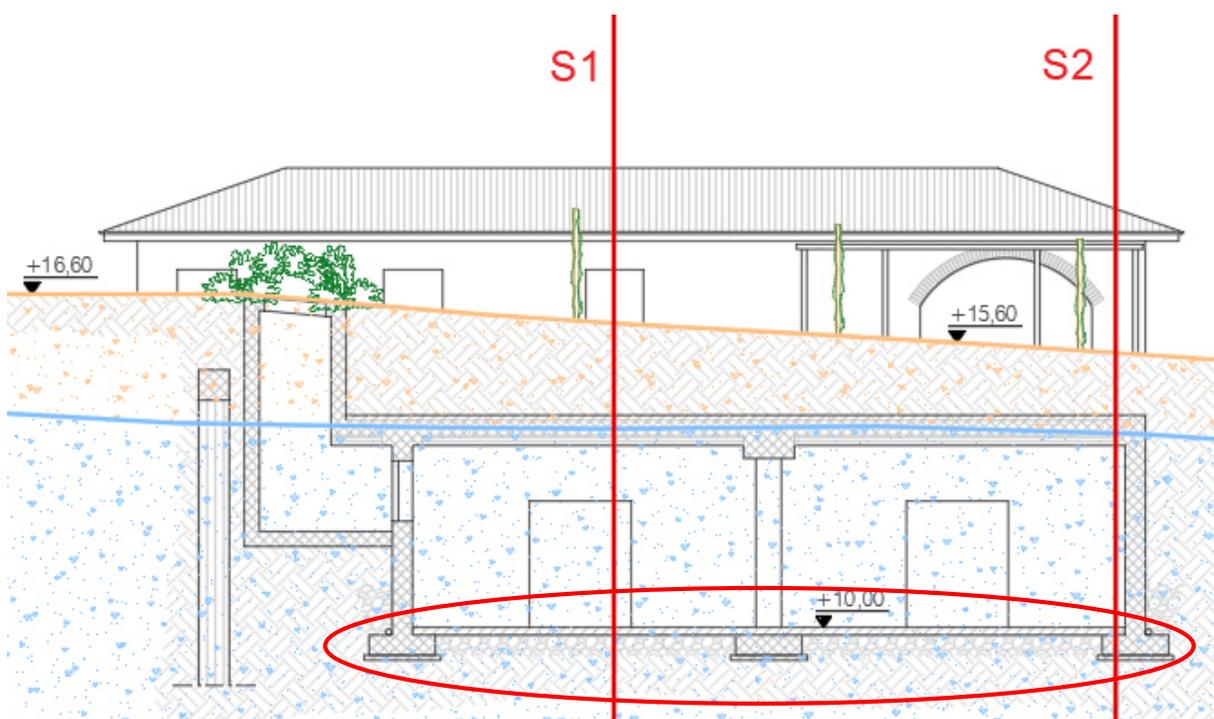


Figura 5.23 Piano di posa delle fondazioni dell'ampliamento in progetto

La terebrazione dei pali di sostegno degli scavi avrà inizio partendo da una quota ribassata che si individua a circa 30 cm al di sopra dell'estradosso del solaio del piano interrato. Tale quota, calcolata dal piano campagna, presenta la dimensione variabile a seconda del punto considerato in base al profilo superficiale del terreno, raggiungendo il suo massimo ad un valore di circa -2,10 m in corrispondenza dell'estremo Nord-Ovest dell'ampliamento.

Tenendo in conto tale prescavo, è possibile definire l'altezza di scavo che seguirà una volta realizzata l'opera di sostegno per arrivare alla quota di getto del magrone delle fondazioni, che risulta essere: (FIGURA 5.24)

$$h = 5,15m \quad (5.2)$$

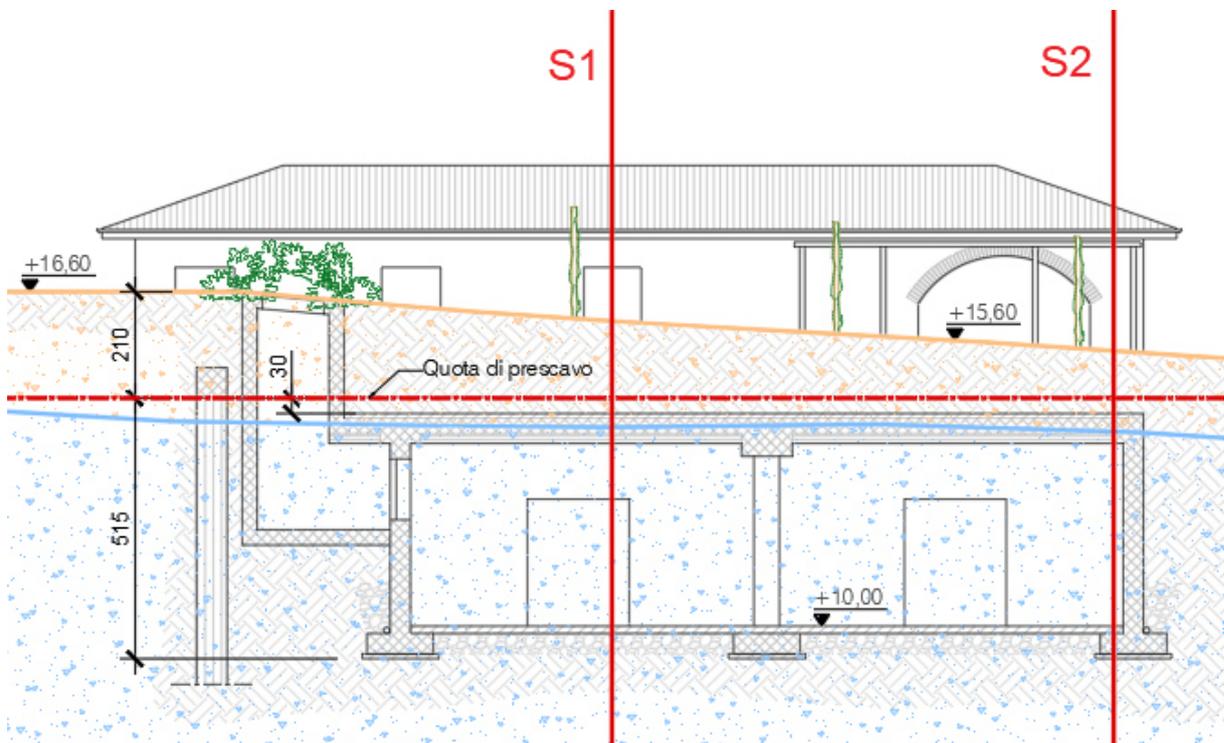


Figura 5.24 Altezza dello scavo da eseguire in progetto

Andando a considerare le unità che compongono il terreno in sito, sicuramente la coltre superficiale gioca un ruolo negativo; per cui osservando le sezioni con riportato l'assetto litostratigrafico si evince che il palo riportato all'estremo sinistro della Sezione A-A (lato Ovest dell'ampliamento) è quello in condizione più sfavorevole perché, anche in seguito al prescavo di sbancamento, presenta ancora circa 50 cm di coltre superficiale. (FIGURA 5.25)

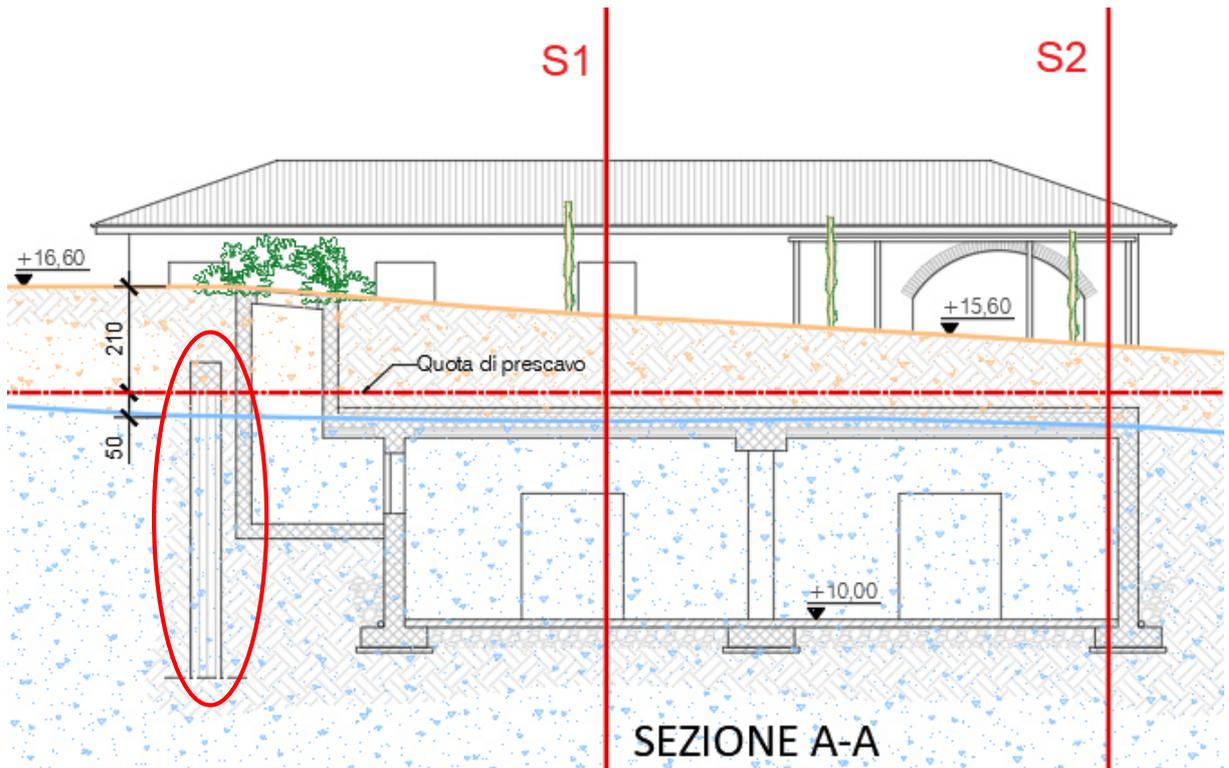


Figura 5.25 Palo di sostegno che viene affondato in uno strato di coltre eluvio-colluviale

Tutto ciò menzionato, si è scelto di andare ad individuare il *profilo stratigrafico di riferimento* in corrispondenza di tale palo di sostegno. (FIGURA 5.26)

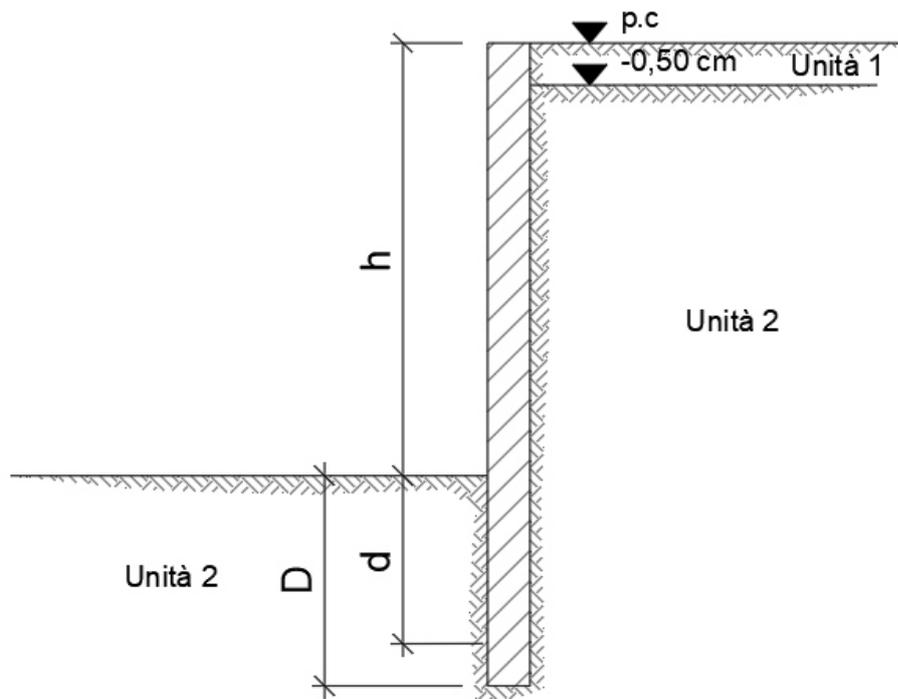


Figura 5.26 Profilo stratigrafico di riferimento

Sempre a favore di sicurezza si considera per entrambi gli strati di terreno presenti il peso specifico saturo, sebbene si trascuri la possibilità di avere falde all'interno dei livelli menzionati. Nella tabella sottostante sono riportati i parametri geotecnici caratteristici del profilo stratigrafico di riferimento. (TABELLA 5.11)

	Descrizione	γ_d [kN/m ³]	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
Unità 1	Coltre eluvio-colluviale	17,50	19,00	3	16
Unità 2	Marne di Sant'Agata Fossili	18,60	21,50	30	26

Tabella 5.11 Valori dei parametri geotecnici per le unità presenti nel profilo stratigrafico di riferimento

CAPITOLO 6

CANTINA “CASCINA NUOVA”

Progettazione della berlinese di pali

Questo capitolo è il *cuore* della tesi oggetto di studio in quanto è proprio in esso che si procede alla progettazione della berlinese di pali prevista per il sostegno del fronte di scavo per l’ampliamento dell’interrato dell’azienda agricola. In particolare esso risulta diviso in due parti, una relativa al predimensionamento e l’altra al calcolo vero e proprio.

Il predimensionamento viene eseguito adottando il metodo all’equilibrio limite. Particolare attenzione viene posta al calcolo dei coefficienti di spinta attiva e passiva per poi proseguire all’individuazione dell’approfondimento della paratia in questa fase preliminare.

Il calcolo e le conseguenti verifiche sono eseguiti mediante un software di calcolo *FEM* che ci permette di individuare l’altezza del palo ottimale attraverso un’analisi parametrica. Individuata la situazione geometrica e stratigrafica di riferimento, si procede con il calcolo delle sollecitazioni agenti per concludere con le verifiche strutturali della sezione della paratia.

6.1 PREDIMENSIONAMENTO DELLA BERLINESE DI PALI

L'opera di sostegno flessibile prevista nel caso in esame è una paratia a sbalzo, per cui nell'esecuzione del predimensionamento si sono seguite le inerenti indicazioni precedentemente esplicitate. (CAPITOLO 4 - PARAGRAFO 4.3 - SOTTOPARAGRAFO 4.3.1)

In questa fase, al fine di semplificare ulteriormente il problema, si esaminano alcune ipotesi, oltre a quelle già illustrate legate al fatto di eseguire il predimensionamento ricorrendo all'analisi di equilibrio limite. Le considerazioni prese sono:

- non sono previsti meccanismi di collasso idraulico in quanto l'acqua non genera fenomeni di filtrazione essendo il terreno caratterizzato da permeabilità quasi nulla. Non si esegue quindi la verifica di sifonamento;
- il profilo stratigrafico di riferimento è solamente costituito dallo strato di *Marne di Sant'Agata Fossili*, andando a trascurare le coltri di copertura;
- si considera il peso specifico saturo del terreno, in quanto durante l'esecuzione della prova sono state riscontrate tracce di umidità;
- lo strato di *Marne di Sant'Agata Fossili* è caratterizzato dalla coesione. In via cautelativa, nel calcolo delle spinte, si considera per tale contributo un valore minore rispetto a quello determinato durante le indagini geotecniche;
- la strada di accesso alla borgata costituisce un sovraccarico, la cui influenza ricade nel dimensionamento della paratia generando un contributo di spinta nella zona a monte.

Di seguito viene riportata la rappresentazione grafica delle azioni messe in gioco nell'opera in progetto, considerando le ipotesi appena citate. (FIGURA 6.1)

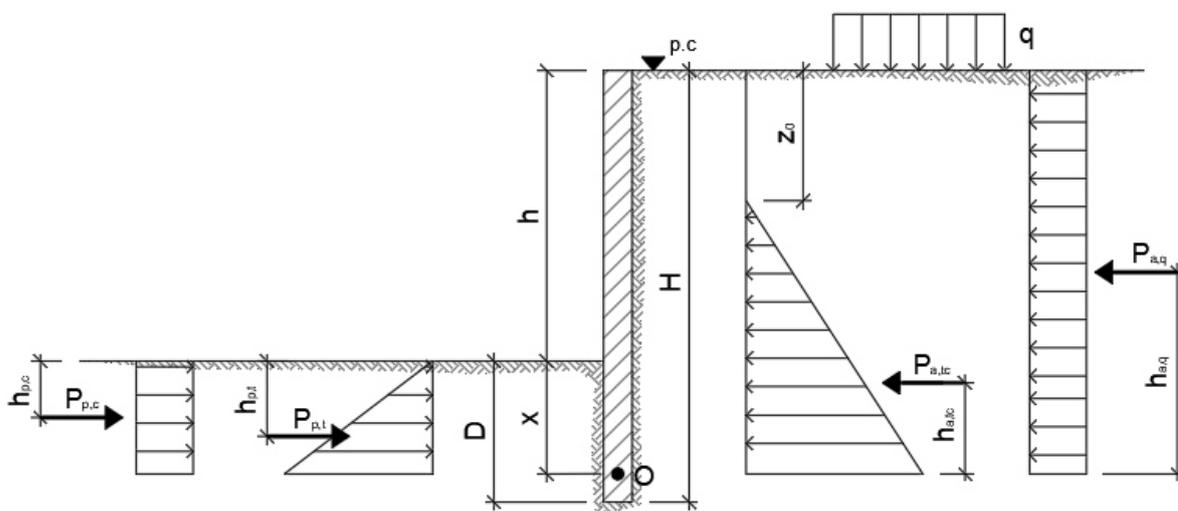


Figura 6.1 Schema statico della paratia a sbalzo oggetto di tesi

6.1.1 DATI PROGETTUALI

Il sito oggetto di studio presenta un terreno costituito da *Marne di Sant'Agata Fossili* ed è quindi caratterizzato dai seguenti **parametri geotecnici** ricavati ed elaborati dalle indagini geognostiche eseguite: (TABELLA 6.1)

- γ' [kN/m³] *peso specifico saturo del terreno;*
- c' [kPa] *coesione efficace;*
- ϕ' [°] *angolo di attrito efficace.*

Il parametro coesione è considerato minore rispetto a quello determinato dalle indagini geognostiche eseguite in via cautelativa.

γ' [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
21,50	10	26

Tabella 6.1 Valori dei parametri geotecnici del terreno *Marne di Sant'Agata Fossili*

In riferimento al profilo stratigrafico di riferimento ricavato nel capitolo precedente, viene individuata l'altezza di scavo per cui è in progetto l'opera di sostegno. (EQUAZIONE 5.2)

L'entità **dell'altezza dello scavo h** , è riportata di seguito:

h [m]	5,15
--------------	------

Tabella 6.2 Valore dell'altezza dello scavo in progetto

La berlinese di pali si trova nelle vicinanze della strada di accesso alla borgata. Quindi, come nelle premesse fatte, durante l'esecuzione dei calcoli si considera la sua presenza, rappresentata da un **sovraccarico q** : (TABELLA 6.3)

q [kPa]	10
----------------	----

Tabella 6.3 Valore del sovraccarico rappresentato dalla strada di accesso alla borgata

6.1.2 DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA E PASSIVA

I coefficienti di spinta attiva k_a e di spinta passiva k_p sono stati calcolati utilizzando la teoria dello **stato di equilibrio limite di Rankine**, tramite le formule viste precedentemente. (EQUAZIONE 1.17 e EQUAZIONE 1.20)

A favore di sicurezza, il coefficiente di spinta passiva utilizzato $k_{p,utilizzato}$ è pari al coefficiente di spinta passiva calcolato $k_{p,calcolato}$ ridotto dal fattore di sicurezza F_p . (EQUAZIONE 4.6)

Di seguito sono riportate le tabelle riassuntive i calcoli eseguiti. (TABELLA 6.4, TABELLA 6.5 e TABELLA 6.6)

F_p [-]	2
-----------	---

Tabella 6.4 Valore del fattore di sicurezza

φ' [°]	k_a [-]
26	0,39

Tabella 6.5 Valore del coefficiente di spinta attiva per il terreno oggetto di studio

φ' [°]	$k_{p,calcolato}$ [-]	$k_{p,utilizzato}$ [-]
26	2,56	1,28

Tabella 6.6 Valore del coefficiente di spinta passiva per il terreno oggetto di studio

6.1.3 DETERMINAZIONE DELL'APPROFONDIMENTO D

Il valore dell'approfondimento è ricavato dall'equazione di equilibrio alla rotazione attorno al punto *O*. (EQUAZIONE 4.4)

In essa la componente di spinta attiva P_a è data da due contributi: la spinta attiva dovuta al terreno e alla coesione $P_{a,tc}$, calcolata con l'espressione (EQUAZIONE 1.24), e la spinta attiva dovuta al sovraccarico $P_{a,q}$, calcolata con l'espressione (EQUAZIONE 1.29).

$$P_a = P_{a,tc} + P_{a,q} \quad (6.1)$$

Per quanto riguarda la spinta passiva o resistenza passiva P_p , anch'essa è dovuta a due contributi: uno relativo al terreno cioè la resistenza passiva del terreno $P_{p,t}$, calcolata con l'espressione (EQUAZIONE 1.21), e l'altro dovuto alla coesione ossia la spinta passiva dovuta alla coesione $P_{p,c}$, calcolata con l'espressione (EQUAZIONE 1.26).

$$P_p = P_{p,t} + P_{p,c} \quad (6.2)$$

I bracci sono la distanza del punto di applicazione di tutte le spinte che entrano in gioco dal punto *O* attorno al quale viene calcolato l'equilibrio.

In questo modo, l'equazione di equilibrio diventa:

$$P_{a,tc} \cdot h_{a,tc} + P_{a,q} \cdot h_{a,q} = P_{p,t} \cdot h_{p,t} + P_{p,c} \cdot h_{p,c} \quad (6.3)$$

dove le singole componenti diventano nel caso in esame pari a:

- *spinta attiva dovuta al terreno e alla coesione* $P_{a,tc} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot k_a \cdot (h + x - z_0)^2$ (6.4)

- *braccio della spinta attiva dovuta al terreno e alla coesione* $h_{a,tc} = \frac{1}{3} (h + x - z_0)$ (6.5)

- *spinta attiva dovuta al sovraccarico* $P_{a,q} = k_a \cdot q \cdot (h + x)$ (6.6)

- *braccio della spinta attiva dovuta al sovraccarico* $h_{a,q} = \frac{1}{2} (h + x)$ (6.7)

- *spinta passiva dovuta al terreno* $P_{p,t} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot k_p \cdot x^2$ (6.8)

- *braccio della spinta passiva dovuta al terreno* $h_{p,t} = \frac{1}{3} x$ (6.9)

- *spinta passiva dovuta alla coesione* $P_{a,c} = 2c' \cdot \sqrt{k_p} \cdot x$ (6.10)

- *braccio della spinta passiva dovuta alla coesione* $h_{p,c} = \frac{1}{2} x$ (6.11)

L'altezza z_0 è calcolata con l'espressione (EQUAZIONE 1.25), da cui si ottiene il valore:

z_0 [m]	1,49
-----------------------------	-------------

Tabella 6.7 Valore dell'altezza z_0

L'equazione di terzo grado con un'incognita d è risolta analiticamente con il programma di calcolo *Excel* utilizzando la formula di *Cardano*. Da tale valore è possibile quindi stimare l'approfondimento totale D della paratia pari all'incremento del 20 % dell'approfondimento d trovato. (EQUAZIONE 4.5)

L'altezza totale H del singolo palo che compone la berlinese è la seguente, riportata in tabella:

(TABELLA 6.8)

x [m]	D [m]	H [m]
6,48	7,80	12,95

Tabella 6.8 Valore dell'incognita, dell'approfondimento totale e dell'altezza totale della paratia

6.2 CALCOLO E VERIFICA DELLA BERLINESE DI PALI

Nel presente paragrafo si procede con il calcolo e la verifica nei confronti degli stati limite geotecnici *GEO* e strutturali *STR* della berlinese di pali oggetto di tesi. Nello specifico si utilizza il software di calcolo strutturale ***IS Paratie 17 di CDM Dolmen***, i cui principi e metodi di utilizzazione sono stati trattati precedentemente. (CAPITOLO 4 - PARAGRAFO 4.5)

Il modello di calcolo impostato e i risultati ottenuti sono contenuti, oltre che nel presente capitolo, anche nella relazione strutturale redatta in questa sede di esame mediante il software utilizzato. Essa, denominata *Relazione di Calcolo* è riportata in allegato. (ALLEGATO 1)

Il programma viene utilizzato al fine di individuare la **lunghezza ottimale di immersione**. Impostata la situazione geometrica e stratigrafica di riferimento, vengono svolte diverse analisi facendo variare l'altezza della paratia (partendo da quella individuata in fase di predimensionamento) e monitorando lo spostamento in sommità. Si sceglie quella che si ritiene più corretta sia per quanto riguarda la rispondenza ai requisiti di normativa, sia per quanto riguarda la fattibilità in cantiere dell'opera stessa.

Prima di procedere con il calcolo vero e proprio, si vuole aprire una parentesi su alcune considerazioni fatte in questa sede. Esse sono le seguenti:

- il *profilo stratigrafico di riferimento* e le conseguenti caratteristiche geotecniche sono quelli individuati grazie alle indagini svolte; (CAPITOLO 5 - PARAGRAFO 5.6)
- dalle indagini geotecniche svolte si evince che lo strato di *Marne di Sant'Agata Fossili* è molto compatto. Tuttavia, in via cautelativa, si ipotizza che il materiale è normalconsolidato;
- lo strato di *Marne di Sant'Agata Fossili* è caratterizzato da un importante valore di coesione. In via cautelativa si sceglie di considerare un valore del parametro minore rispetto a quello determinato con le indagini geotecniche eseguite, nella definizione delle spinte;
- la strada di accesso alla borgata costituisce un sovraccarico, la cui influenza ricade nel dimensionamento della paratia.

Di seguito sono riportati i dati inerenti al caso studio. Tutte queste informazioni devono essere impostate nel programma per poter poi procedere con l'esecuzione del calcolo e la valutazione dei risultati tramite verifiche.

6.2.1 APPROCCIO NORMATICO UTILIZZATO

Le verifiche di sicurezza dell'opera di sostegno flessibile vengono condotte con riferimento alle combinazioni di carico indicate dall'utente all'interno del programma. Nel caso di una paratia, quale la berlinese di pali, la normativa italiana prevede l'adozione dell'approccio **DA1-C2 (A2+M2+R1)** per le verifiche **GEO** e **STR**. (CAPITOLO 4 - PARAGRAFO 4.2 - SOTTOPARAGRAFO 4.2.2)

Pertanto si utilizzano i seguenti coefficienti:

- il valore caratteristico delle azioni è moltiplicato per i coefficienti parziali γ_F della colonna A2 della tabella dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni; (TABELLA 4.1)

Coefficients parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni					
CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tabella 6.9 Scelta dei coefficienti parziali per le azioni

- il valore caratteristico dei parametri del terreno è diviso per i coefficienti parziali γ_M della colonna M2 della tabella dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno; (TABELLA 4.2)

Coefficients parziali sui parametri del terreno				
PARAMETRO	GRANDEZZA	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	c'	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso unita di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.10 Scelta dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

- il valore caratteristico delle resistenze è diviso per i coefficienti parziali γ_R della colonna R1 della tabella dei coefficienti parziali per le resistenze. (TABELLA 4.3)

Coefficients parziali per le resistenze				
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE γ_R	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	γ_R	1,0	1,0	1,4
Scorrimento		1,0	1,0	1,1
Resistenza del terreno a valle		1,0	1,0	1,4

Tabella 6.11 Scelta dei coefficienti parziali per le resistenze

In teoria occorrerebbe eseguire i calcoli con entrambe le combinazioni e assumere i risultati peggiori, ma il software specifica l'utilizzo della combinazione C2 per le opere di sostegno flessibili in quanto si ottengono risultati più cautelativi.

6.2.2 MATERIALI IMPIEGATI

Per quanto riguarda la sezione della paratia, composta da un palo in cemento armato ogni metro, sono adottati i seguenti materiali:

- conglomerato cementizio R_{ck} 300;
- barre d'armatura B450C.

6.2.3 STRATIGRAFIE E CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Il terreno preso in esame per il calcolo e le verifiche mediante il software è costituito dal **profilo stratigrafico di riferimento** determinato dalle indagini geotecniche svolte in sito. Esso è costituito da due stratigrafie: lo *Strato 1* e lo *Strato 2*. (FIGURA 5.26)

Le caratteristiche e i parametri meccanici sono brevemente riepilogati nella tabella seguente; il valore di coesione è minore di quello determinato dalle indagini per precauzione: (TABELLA 6.12)

STRATIGRAFIE DI TERRENO	Strato 1	Strato 2
Descrizione	Coltre eluvio-colluviale	Marne di Sant'Agata Fossili
Quota iniziale [m]	0,00	-0,50
Grado di preconsolidazione OCR [-]	1	1
Angolo di attrito efficace ϕ' [°]	16	26

Coesione efficace c' [kN/m ²]	3	10
Peso specifico secco γ_d [kN/m ³]	17,50	18,60
Peso specifico saturo γ [kN/m ³]	19,00	21,50

Tabella 6.12 Caratteristiche e parametri meccanici del profilo stratigrafico di riferimento

Per ogni strato di terreno presente, devono essere indicati i coefficienti di spinta a riposo k_0 , di spinta attiva k_a e di spinta passiva k_p .

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci con l'espressione (EQUAZIONE 1.15), in cui il coefficiente di spinta a riposo k_0 è dato dalle espressioni seguenti, a seconda che il terreno sia normalconsolidato ($k_{0,nc}$) o sovraconsolidato ($k_{0,oc}$):

$$k_{0,nc} = 1 - \sin\varphi' \quad (6.12)$$

$$k_{0,oc} = k_{0,nc} \cdot OCR^a \quad (6.13)$$

Il grado di preconsolidazione OCR si è assunto per tutti gli strati pari al valore unitario in via precauzionale; in questo modo il **coefficiente di spinta a riposo k_0** risulta essere:

$$k_0 = k_{0,nc} = k_{0,oc} \quad (6.14)$$

Di seguito sono riportate le tabelle riassuntive i calcoli eseguiti. (TABELLA 6.13, TABELLA 6.14 e TABELLA 6.15)

	φ' [°]	$k_{0,nc}$ [-]
Strato 1	16	0,72
Strato 2	26	0,56

Tabella 6.13 Valori dei coefficienti di spinta a riposo normalconsolidati per ogni strato

	OCR [-]	α [-]	$k_{0,oc}$ [-]
Strato 1	1	0,5	0,72
Strato 2	1	0,5	0,56

Tabella 6.14 Valori dei coefficienti di spinta a riposo sovraconsolidati per ogni strato

	k_0 [-]
Strato 1	0,72
Strato 2	0,56

Tabella 6.15 Valori dei coefficienti di spinta a riposo per ogni strato

I **coefficienti di spinta attiva k_a e di spinta passiva k_p** sono calcolati nelle stesse modalità adottate per il predimensionamento, quindi come si è fatto al paragrafo precedente. Il calcolo, in questo caso, è eseguito per ogni stratigrafia presente utilizzando sempre la teoria dello stato di

equilibrio limite di Rankine. A favore di sicurezza, il coefficiente di spinta passiva è ugualmente ridotto del fattore di sicurezza. Di seguito sono riportate le tabelle riassuntive i calcoli eseguiti. (TABELLA 6.16, TABELLA 6.17 e TABELLA 6.18)

F_p [-]	2
-----------	---

Tabella 6.16 Valore del fattore di sicurezza

	ϕ' [°]	k_a [-]
Strato 1	16	0,57
Strato 2	26	0,39

Tabella 6.17 Valore del coefficiente di spinta attiva per gli strati oggetto di studio

	ϕ' [°]	$k_{p,calcolato}$ [-]	$k_{p,utilizzato}$ [-]
Strato 1	16	1,76	0,88
Strato 2	26	2,56	1,28

Tabella 6.18 Valore del coefficiente di spinta passiva per gli strati oggetto di studio

Per quanto riguarda la coesione, il suo contributo è valido solamente nello strato delle *Marne di Sant'Agata Fossili* e gioca un ruolo nel calcolo della spinta attiva e della resistenza passiva. Di conseguenza, i termini di **spinta attiva dovuta alla coesione c_a** e di **spinta passiva dovuta alla coesione c_p** (richiesti dal software) si calcolano nel seguente modo: (CAPITOLO 1 - PARAGRAFO 5 -SOTTOPARAGRAFO 1.5.2)

$$c_a = 2c' \sqrt{k_a} \quad (6.15)$$

$$c_p = 2c' \sqrt{k_p} \quad (6.16)$$

dove:

- c' [kPa] *coesione efficace;*
- k_a [-] *coefficiente di spinta attiva;*
- k_p [-] *coefficiente di spinta passiva.*

Tali contributi vanno a sommarsi a quelli relativi al terreno nel calcolo dei limiti di resistenza attiva e passiva:

$$\sigma'_a = k_a \cdot \sigma'_{v0} - c_a \quad (6.17)$$

$$\sigma'_p = k_p \cdot \sigma'_{v0} + c_p \quad (6.18)$$

Di seguito sono riportate le tabelle con indicati i termini c_a e c_p da inserire nel programma di calcolo. (TABELLA 6.19 e TABELLA 6.20)

c' [kpa]	K _a [-]	c _a [kPa]
10	0,39	12

Tabella 6.19 Valore del termine di spinta attiva dovuta alla coesione

c' [kpa]	k _p [-]	c _p [kPa]
10	1,28	23

Tabella 6.20 Valore del termine di spinta passiva dovuta alla coesione

6.2.4 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E STRUTTURALI DELLA PARATIA

Il modello comprende una paratia di altezza H e contraddistinta da una sezione trasversale i cui dati, relativi alle dimensioni e alle caratteristiche strutturali, sono riportati nella tabella consecutiva:

(TABELLA 6.21)

SEZIONE TRASVERSALE DELLA PARATIA	
Tipologia	Circolare
Materiale	Calcestruzzo armato
Diametro [cm]	60
Passo dei pali [m]	1
Numero di ferri longitudinali [-]	12
Diametro dei ferri longitudinali [mm]	18
Copriferro [cm]	4
Diametro delle staffe [mm]	10
Passo delle staffe [cm]	15

Tabella 6.21 Caratteristiche dimensionali e strutturali della paratia

6.2.5 CARICHI AGENTI

Il peso proprio della paratia viene applicato automaticamente come carico distribuito in direzione verticale all'interno del programma. L'intensità di tale forza è definita dalla sezione trasversale dell'opera.

Per simulare il carico derivante dalla strada di accesso alla borgata si imposta un carico nastroforme variabile con le caratteristiche rappresentanti la situazione reale indicate in tabella.

CARICO NASTRIFORME SUL TERRENO	
Tipologia	Variabile
Step di attivazione	1
Step di rimozione	-

Quota di applicazione [m]	0,00
Distanza dalla paratia [m]	1,70
Lunghezza del tratto di applicazione [m]	3,35
Carico distribuito q [kPa]	-10

Tabella 6.22 Caratteristiche del carico stradale

6.2.6 DEFINIZIONE DEGLI STEP DI CALCOLO

Di seguito è riportata la descrizione dei passi da considerare nella definizione del modello per simulare le fasi realizzative dell'opera. In particolare il calcolo si esegue in due step di progetto:

- *Step 1;*

In questa fase sono inseriti i dati per il calcolo, ossia tutto ciò che è stato visto fino ad ora nei sottoparagrafi precedenti: stratigrafie e caratteristiche del terreno, dimensioni della sezione di calcolo, scelta dei materiali e definizione del sovraccarico. Lo schema di questo step è riportato in figura. (FIGURA 6.2)

- *Step 2.*

In questa fase viene eseguito lo scavo fino alla quota di progetto, per l'altezza di scavo h . Lo schema di questo step è riportato in figura. (FIGURA 6.3)

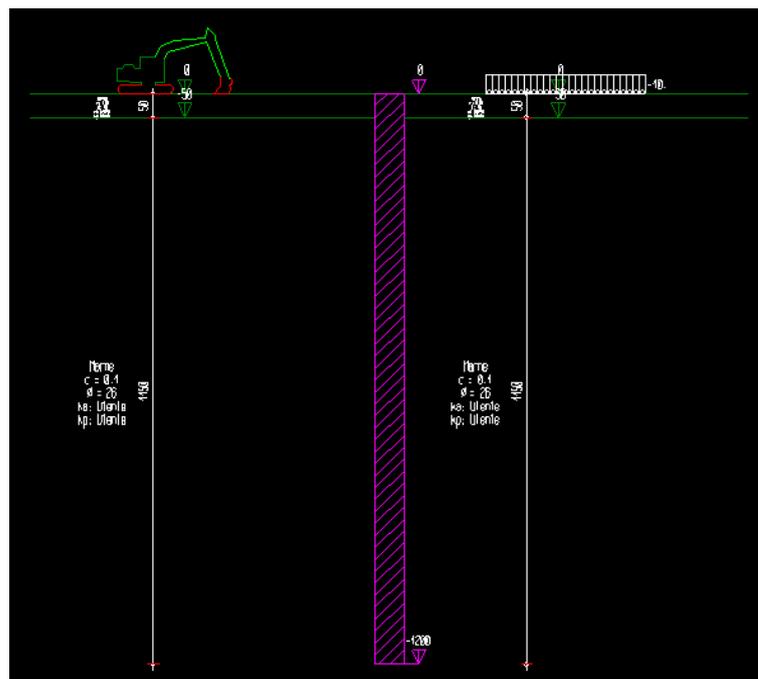


Figura 6.2 Schema dello Step 1

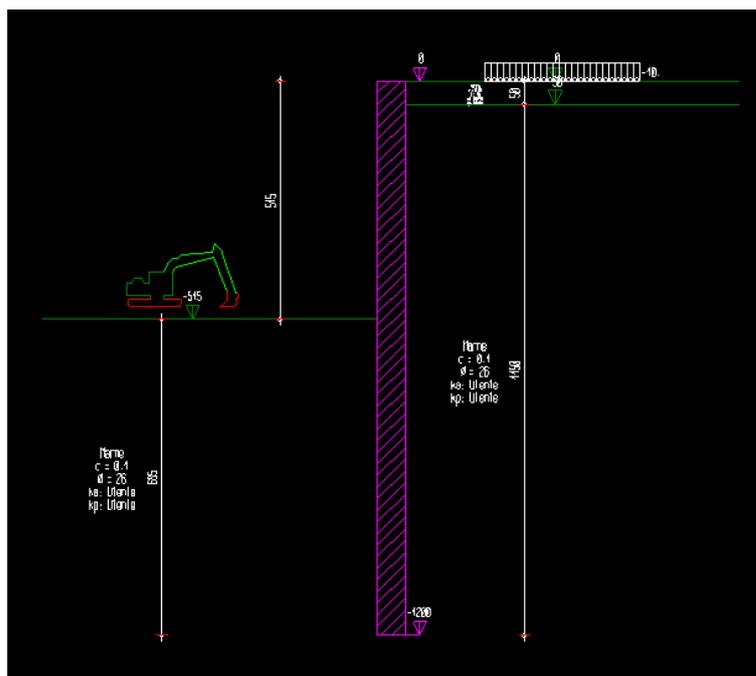


Figura 6.3 Schema dello Step 2

6.2.7 INDIVIDUAZIONE DELL'ALTEZZA DELLA PARATIA

Si procede con l'esecuzione dell'analisi di calcolo facendo variare l'altezza della paratia H , monitorando lo spostamento massimo dell'opera f . Di seguito è riportata la tabella che riassume i risultati del processo. (TABELLA 6.23)

H [m]	f [cm]
10,25	8,81
10,50	3,58
10,75	2,79
11,00	2,52
11,25	2,35
11,50	2,32
11,75	2,25
12,00	2,23
12,50	2,21
12,95	2,20
13,00	2,20
14,00	2,20
15,00	2,20
16,00	2,20
17,00	2,20
18,00	2,19

Tabella 6.23 Valori di spostamento massimo per diverse altezze di pali

Per un'altezza del palo pari a 10,00 m la berlinese non è verificata geotecnicamente.

Dalla simulazione risulta che l'opera è in configurazione equilibrata e congruente per una lunghezza di approfondimento pari a quella del predimensionamento, in cui si ottiene uno spostamento in sommità pari a 2,20 cm.

Dalla tabella si osserva che, per quantità di H dai 10,25 m fino ai 13,00 m circa, gli spostamenti in sommità diminuiscono esponenzialmente fino a stabilizzarsi intorno ai 2,20 cm. Anche aumentando in modo considerevole la lunghezza di approfondimento dell'opera non si osservano cambiamenti significativi di f . In conclusione, la soluzione ottimale, considerando lo spostamento in sommità, oscilla per altezze di paratia tra:

$$10,50m < H < 13,00m \quad (6.19)$$

Tale affermazione è inoltre supportata dal fatto che si osserva una consistente e scarsa mobilitazione della resistenza passiva lungo l'estensione dell'opera rispettivamente per altezze di paratia al di sotto dei 10,50 m e al di sopra dei 13,00 m. L'intervallo indicato denota una giusta via di mezzo anche per tale concetto.

Il progetto prevede la realizzazione di una berlinese di pali trivellati in cemento armato, gettati in opera dopo la posa delle gabbie di armatura che rappresentano la resistenza a trazione dell'opera. Suddette gabbie arrivano in cantiere già assemblate in blocchi di tre metri di lunghezza. Questa nota costruttiva influenza ulteriormente la progettazione della lunghezza di approfondimento.

In conclusione, considerando l'attendibilità del risultato di predimensionamento, l'intervallo degli spostamenti massimi ottimali, la mobilitazione della resistenza passiva lungo l'estensione della paratia e la realizzazione pratica in cantiere del palo, la **lunghezza della paratia H** scelta è la seguente:

H [m]	12,00
--------------	-------

Tabella 6.24 Altezza dei pali della berlinese oggetto di tesi

6.2.8 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI

Una volta definita l'altezza del palo, segue la valutazione degli spostamenti e delle sollecitazioni per ogni fase di calcolo della paratia argomento di tesi, nonché la determinazione delle spinte nel terreno. Nel presente sottoparagrafo sono riportati solamente i risultati più significativi. Per una panoramica completa si prenda visione della Relazione di calcolo allegata.

Lo *Step 1* non presenta esiti importanti in quanto corrisponde soltanto all'inserimento dei dati per il calcolo.

Nello *Step 2* si ottengono gli spostamenti e le sollecitazioni di momento, taglio e sforzo normale, i cui andamenti sono rappresentati in figura. (FIGURA 6.4)

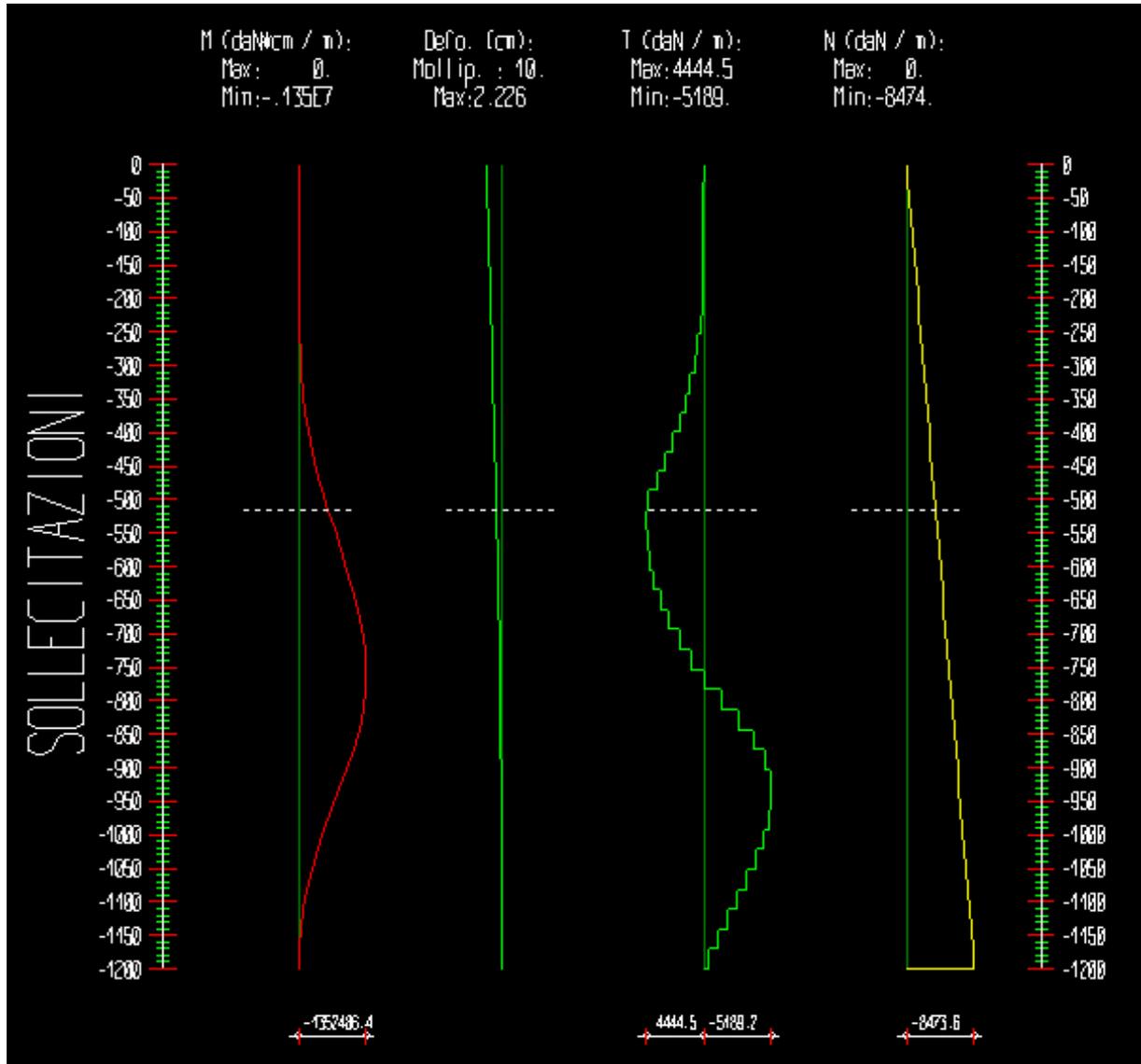


Figura 6.4 Sollecitazioni e deformata d'asse per lo *Step 2*

Lo spostamento massimo è in corrispondenza della sommità del palo analizzato. Esso diminuisce con l'aumentare della profondità.

Le sollecitazioni di momento e di taglio si annullano alle estremità. La prima presenta il suo unico valore massimo in corrispondenza dell'ulteriore annullamento del taglio, poco dopo la mezzeria della paratia. La sollecitazione di taglio è caratterizzata da due valori massimi, uno positivo e uno negativo. Lo sforzo normale cresce con la profondità, fino ad arrivare al suo massimo all'estremo inferiore.

Profondità [m]	M_{max} [kN m]
-7,53	-135,25

Tabella 6.25 Valore di momento massimo per la paratia oggetto di tesi

Profondità [m]	T_{max} [kN]
-5,45	44,45
-9,62	-51,89

Tabella 6.26 Valore di taglio massimo per la paratia oggetto di tesi

Profondità [m]	N_{max} [kN]
-12,00	-84,74

Tabella 6.27 Valore di sforzo normale massimo per la paratia oggetto di tesi

La figura sottostante rappresenta le pressioni orizzontali nel terreno, ossia le spinte. (FIGURA 6.5)

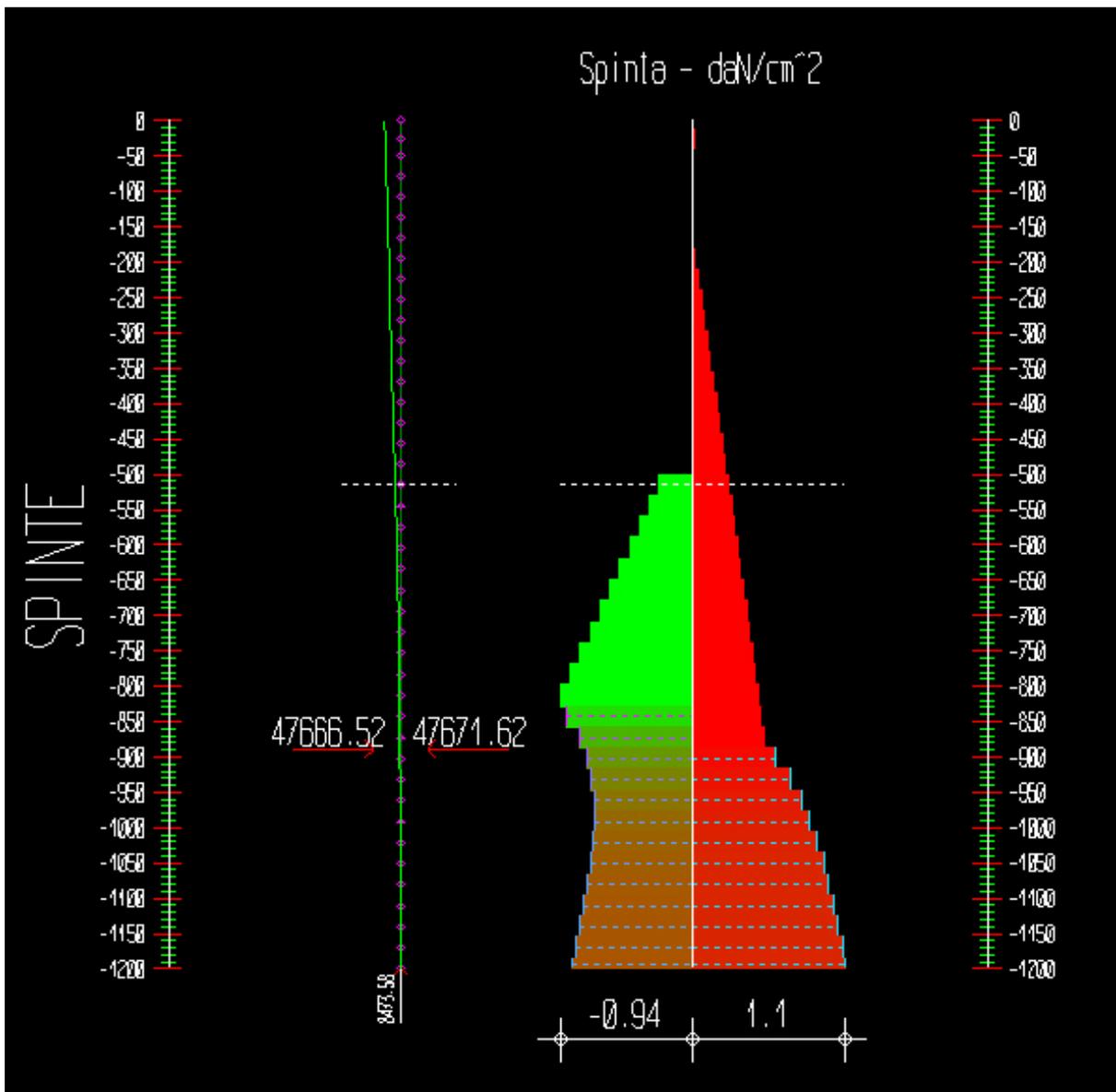


Figura 6.5 Pressioni orizzontali nel terreno per lo Step 2

Il grafico deve essere letto nel seguente modo:

- il rosso indica le zone in cui il terreno a contatto con la paratia è andata in completa rottura per spinta attiva;
- il verde indica le zone in cui il terreno a contatto con la paratia è andata in completa rottura per spinta passiva;
- il tratteggio indica le zone caratterizzate da una pressione del terreno intermedia tra i due valori limite.

Come ci si aspetta la spinta attiva interessa la zona di monte, mentre quella passiva di valle. Al di sotto del punto O , attorno al quale avviene la rotazione del sistema che conduce al collasso dello stesso (CAPITOLO 4 - PARAGRAFO 4.3 - SOTTOPARAGRAFO 4.3.1), la presenza delle spinte attive e passive inverse rispetto alla situazione superiore è appena accennata. Infatti si è scelta un'altezza della paratia che non andasse ad accentuare notevolmente tale fenomeno in via preventiva.

La quantificazione delle risultanti delle spinte a monte P_m e delle risultanti delle spinte a valle P_v con i relativi bracci h_m e h_v (espressi come la distanza delle risultanti rispetto alla testa della paratia) è riportata in tabella oltre che nel grafico. (TABELLA 6.28 e TABELLA 6.29)

P_m [kN]	h_m [m]
-476,72	8,88

Tabella 6.28 Valore della risultante delle spinte a monte e relativo braccio

P_v [kN]	h_v [m]
476,67	8,88

Tabella 6.29 Valore della risultante delle spinte a valle e relativo braccio

6.2.9 VERIFICA DELLA SEZIONE DELLA PARATIA

La sezione della paratia è verificata strutturalmente agli SLU per i due step di calcolo.

Lo *Step 1* non presenta esiti importanti in quanto corrisponde soltanto all'inserimento dei dati per il calcolo.

Nello *Step 2* i risultati ottenuti sono rappresentati graficamente nella figura sottostante. In particolare in essa vi è, partendo da sinistra e proseguendo a destra, la resistenza offerta dalle armature longitudinali e dal calcestruzzo per la verifica a pressoflessione retta e la resistenza offerta dalle staffe per la verifica a taglio. (FIGURA 6.6)

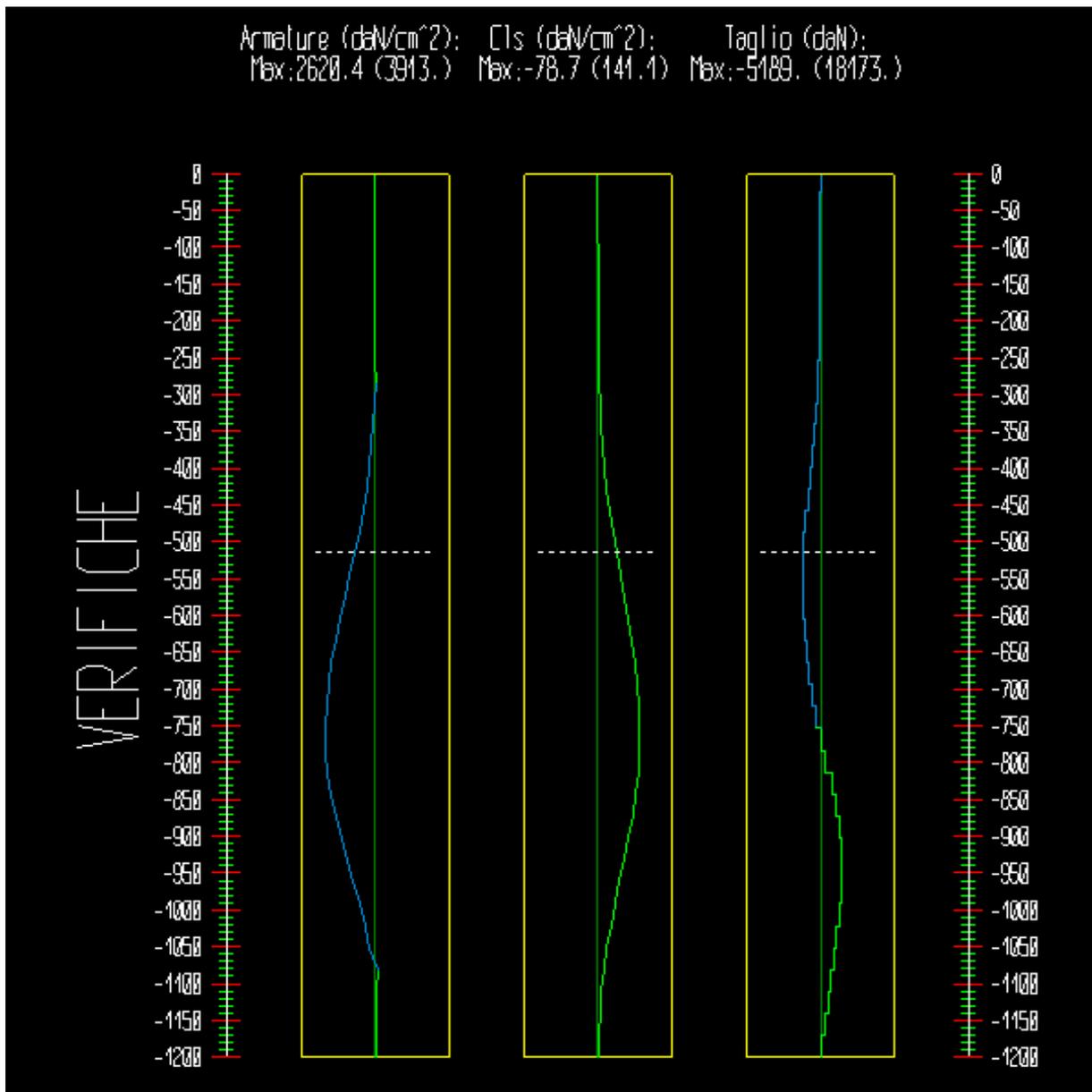


Figura 6.6 Verifiche strutturali per lo Step 2

Nelle tabelle sottostanti, riguardanti la verifica a pressoflessione retta e la verifica di taglio, sono riportate soltanto le sezioni che presentano le condizioni più gravose. Per una panoramica completa si prenda visione della relazione tecnica allegata.

I termini a cui si fa riferimento sono:

- M [kN m] *sollecitazione di momento;*
- N [kN] *sollecitazione di sforzo normale;*
- σ_{cls} [kN/m²] *massima tensione di compressione nel calcestruzzo;*
- σ_{acc} [kN/m²] *massima tensione di trazione nell'armatura;*
- ϵ_{cls} [%] *massima deformazione nel calcestruzzo;*

- ε_{acc} [%] *massima deformazione nell'armatura;*
- V_{ed} [kN] *massima taglio agente;*
- V_{rd} [kN] *taglio resistente.*

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA	
Profondità [m]	-7,53
M [kN m]	-135,25
N [kN]	-53,19
σ_{cls} [kN/m ²]	-7 870
σ_{acc} [kN/m ²]	262 040
ε_{cls} [%]	-0,07
ε_{acc} [%]	0,12
Verifica	Soddisfatta

Tabella 6.30 Verifica a pressoflessione retta nello Step 2 per la paratia oggetto di tesi

VERIFICA A TAGLIO	
Profondità [m]	-9,62
V_{ed} [daN]	-51,89
V_{rd} [daN]	181,73
Verifica	Soddisfatta

Tabella 6.31 Verifica a taglio nello Step 2 per la paratia oggetto di tesi

CAPITOLO 7

CANTINA “CASCINA NUOVA”

Realizzazione della berlinese di pali

Questo capitolo è dedicato alla realizzazione in cantiere dell’opera di sostegno flessibile. Vengono illustrate in breve le modalità esecutive, il tutto corredato da fotografie che rappresentano la costruzione della berlinese in sito.

Nella fase conclusiva, non solo del presente ma anche di tutto l’elaborato di tesi, il capitolo è volto alla stesura delle considerazioni finali su quanto trattato, per quanto concerne sia le fasi introduttive, ossia le indagini geotecniche svolte che hanno portato alla determinazione del profilo stratigrafico di riferimento, sia per quelle finali, riguardanti la progettazione della berlinese di pali, considerando la fase di predimensionamento, di calcolo e di verifica, nonché di realizzazione in cantiere.

7.1 ESECUZIONE DELL'OPERA IN CANTIERE

Per garantire adeguate condizioni di sicurezza nel corso degli scavi di approfondimento per l'ampliamento della cantina, si è optato per la realizzazione di una paratia di pali su due dei tre lati liberi. Essa resiste alla spinta del terreno grazie al solo immorsamento. Non sono infatti previste opere di ancoraggio quali tiranti e puntoni.

La berlinese è costituita da 23 pali lungo il lato Nord e 18 pali lungo il lato Ovest, tutti caratterizzati dal fatto di essere verticali, in calcestruzzo armato, alti 12 m, aventi diametro di 60 cm, distanti 1 m l'uno dall'altro e collegati in sommità da un cordolo in calcestruzzo armato.

Per la realizzazione in cantiere di tale opera di sostegno flessibile la procedura adottata si può riassumere nelle fasi consecutive:

1. preparazione dell'area di cantiere;
2. esecuzione della terebrazione dei pali;
3. calo delle gabbie di armatura;
4. getto in calcestruzzo;
5. realizzazione della trave di testa;
6. esecuzione dello scavo.

Come prima fase è prevista la realizzazione di un **prescavo** che permetta di livellare tutta l'area di cantiere in quanto, essendo l'ambiente collinare, il terreno ha notevole pendenza. In questo modo la trivellazione dei pali inizia da una quota che è a circa 30 cm al di sopra dell'estradosso del solaio della cantina.

La perforazione del terreno è eseguita secondo la tecnica di trivellazione in cui le pareti del foro sono ricoperte di **fango bentonitico**: si utilizza una sospensione in acqua di un'argilla ad altissima plasticità detta bentonite, la quale forma una pellicola impermeabile sulla superficie del foro ed esercita una pressione idrostatica che assicura la stabilità del terreno circostante. A livello realizzativo le tecnologie prevedono la possibilità di perforare a secco laddove i terreni non richiedano alcun sostentamento del foro, per esempio in ambiti argillosi, limosi e marnosi. Nel caso in studio, sebbene rientri in tale tipologia, si è scelto l'ausilio di fanghi bentonitici in via precauzionale. (FIGURA 7.1)

Terminata la terebrazione dei pali, si procede con la posa delle gabbie di armatura e con il getto del calcestruzzo. La bentonite, viene recuperata contemporaneamente al getto, per essere smaltita o riutilizzata. Le gabbie d'armatura arrivano in cantiere già assemblate in moduli trasportabili di 3 metri. Esse sono costituite da ferri longitudinali e staffe, le cui caratteristiche sono state determinate in fase di progetto. (CAPITOLO 6 - PARAGRAFO 6.2)



Figura 7.1 Terebrazione dei pali della berlinese in cantiere

Il completamento della paratia avviene con la realizzazione di una **trave di testa** che collega i pali costituenti l'opera. Questo elemento crea una collaborazione trasversale e possiede una importante funzione di ripartizione delle azioni locali.

A maturazione avvenuta, si avanza con lo scavo realizzato mediante benna mordente. Esso avviene in un'unica soluzione trattandosi di un'opera del tipo a mensola. (FIGURA 7.2)



Figura 7.2 Scavo mediante benna mordente in cantiere



Figura 7.3 Berlino di pali oggetto di tesi

A questo punto, giunti alla quota idonea, inizia la fase di realizzazione delle fondazioni e delle opere strutturali quali il muro perimetrale in calcestruzzo armato della cantina in prossimità dei pali di sostegno. Vista la possibile presenza di venute d'acqua o comunque di umidità lungo il fronte di scavo, è prevista un'adeguata **impermeabilizzazione** sia a ridosso dei pali che dei muri, rappresentata dalla posa di telo bentonitico a ridosso. (FIGURA 7.5)



Figura 7.4 Vista del cantiere oggetto di tesi



Figura 7.5 Realizzazione dei muri in cemento armato

In allegato vi è riportata la rappresentazione tecnica del palo che costituisce la berlinese oggetto di tesi, con tutte le indicazioni necessarie per la realizzazione in cantiere. Tale tavola è il *Disegno esecutivo della berlinese di pali.* (ALLEGATO 6)

7.2 CONSIDERAZIONI FINALI

Lo studio eseguito in questa tesi, consente di esprimere le considerazioni riportate in seguito, riferite alla caratterizzazione e alla definizione del profilo stratigrafico di riferimento, alla progettazione della berlinese di pali e alla sua realizzazione in sito.

In merito alle indagini geotecniche eseguite, sebbene i parametri del terreno ottenuti per il caso in esame siano abbastanza attendibili (in quanto vicini a quelli relativi ad uguali strati di terreno), si sarebbe preferito conoscere con esattezza le correlazioni empiriche che stanno alla base del programma utilizzato dal geologo. Inoltre, il ricorso a **prove in laboratorio** o a **prove penetrometriche statiche** avrebbe permesso di ottenere informazioni più precise dato che si sono trattati materiali argillosi. Nonostante tutto, la definizione del profilo stratigrafico di riferimento e delle sue caratteristiche geotecniche ha permesso di avvicinarsi molto alla reale situazione in sito, grazie anche alla corretta ubicazione dei sondaggi.

Per garantire adeguate condizioni di sicurezza nel corso degli scavi di approfondimento per l'ampliamento della cantina, si è optato per la realizzazione della paratia di pali oggetto di tesi. Tale

soluzione ha permesso di contenere la produzione di terreni di scavo, ridurre l'impatto visivo dell'opera, diminuire gli effetti di disturbo al pendio di monte e scongiurare franamenti che avrebbero potuto coinvolgere la strada privata interpodereale di accesso alla borgata.

Confrontando i risultati ottenuti dal calcolo analitico mediante software con quelli determinati nella fase di predimensionamento, si è giunti alla conclusione che il valore dell'approfondimento della paratia determinato in prima battuta è stato confermato dal programma. Tale fatto, insieme alla considerazione delle modalità di realizzazione del palo in cantiere, ha permesso di determinare la **lunghezza ottimale di immersione**.

Considerando il fatto di voler ottenere un risultato cautelativo di progetto, il coefficiente di resistenza passiva è stato dimezzato. Per di più l'influenza della strada di accesso alla borgata è ricaduta nel dimensionamento della paratia. Dall'altra parte, essendo la principale componente della stratigrafia caratterizzata da un significativo valore di coesione, esso è stato conteggiato nella definizione delle spinte seppure con un valore minore rispetto a quello determinato dalle indagini geotecniche.

La realizzazione pratica dell'opera è stata prevista lungo due fronti, quelli che presentano una situazione più a rischio. Il restante lato libero è stato pensato per **l'accesso al cantiere**, quindi è stato eseguito uno scavo con angolo in sicurezza lungo tale fronte, in modo da collegare il sito alla stradina di accesso alla cantina esistente per permettere il transito dei mezzi operativi di cantiere.

In conclusione, l'opera di sostegno flessibile progettata e realizzata, come illustrato in questa sede, è la più idonea alla risoluzione delle problematiche presenti e al soddisfacimento dei requisiti del territorio, non solo da un punto di vista teorico ma anche cantieristico.

BIBLIOGRAFIA

Nella stesura di tale tesi si sono richiamate nozioni estrapolate da:

- libri;

“Fondamenti di Geotecnica” di Riccardo Berardi

Editore: CittàStudi, 2009

“Geotecnica” di Renato Lancellotta

Editore: Zanichelli, 2004

“Progettazione geotecnica” di Renato Lancellotta, Daniele Costanzo,
Sebastiano Foti

Editore: Hoelpi 2011

- Internet;

<http://it.wikipedia.org>

<http://www.cdmdolmen.it>

<http://www.geologi.it>

<http://www.geofondazioni.it>

<http://www.icofond.com>

- normativa;

Norme tecniche per le costruzioni *NTC 2008*

Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

- relazioni;

“Relazione Geologica – Geotecnica” (ALLEGATO 1)

“Relazione di calcolo” (ALLEGATO 2)

- appunti personali e slide di lezione.

corso *“Fondamenti di geotecnica”*

docente Ing. Claudio Scavia

corso *“Fondazioni”*

docente Ing. Marina Pirulli

corso *“Stabilità degli scavi e opere di sostegno”*

docente Ing. Monica Barbero

ALLEGATI

Nelle pagine successive sono riportati gli allegati oggetto di tesi, richiamati nei capitoli dell'elaborato. In particolare essi sono:

- Allegato 1 *Relazione di calcolo;*

Consiste nella relazione strutturale realizzata in automatico dal programma *IS Paratie* utilizzato per il progetto della berlinese di pali. Essa riporta il metodo di calcolo impiegato, le caratteristiche degli elementi strutturali ossia delle stratigrafie, della paratia e del sovraccarico, gli step di rappresentazione della realizzazione dell'opera, il modello *FEM* utilizzato per schematizzare il caso, i risultati del calcolo ovvero le sollecitazioni, le deformazioni e le tensioni nel terreno, e le verifiche strutturali della sezione della paratia.

- Allegato 2 *Planimetria generale cantina "Cascina Nuova";*

Risulta in una pianta piano terra dell'edificio oggetto di ampliamento in scala 1: 200. In essa viene individuata la porzione di fabbricato adibita ad abitazione privata (appunto al piano primo), il confine dell'interrato esistente ossia la cantina e la nuova porzione di costruzione oggetto di ampliamento. Particolare attenzione è posta alle zone limitrofe di quest'ultimo, infatti nella planimetria è indicata la collocazione del vigneto, delle strade sterrate e del giardino privato, il tutto corredato dalle curve di livello che permettono di comprendere le pendenze del sito.

- Allegato 3 *Planimetria posizionamento sondaggi;*

Consta nella stessa rappresentazione sopra menzionata, ossia la planimetria generale del fabbricato oggetto di tesi con l'indicazione del sito in cui è previsto l'ampliamento, corredata dall'ubicazione dei tre sondaggi; *S1*, *S2* e *S3*, che costituiscono l'indagine effettuata.

- Allegato 4 *Planimetria posizionamento berlinese di pali;*

Per poter inquadrare meglio la risoluzione del problema riguardante la possibile instabilità del pendio in seguito agli scavi di sbancamento per l'ampliamento in progetto, in tale allegato vi è riportata una pianta piano interrato con evidenziato l'intervento in progetto e la paratia adottata. Vi sono anche due sezioni che esplicano la situazione in altezza. Tutti gli elaborati grafici sono rappresentati in scala 1: 200.

- Allegato 5 *Profilo stratigrafico nelle sezioni;*

Si è sovrapposto il profilo stratigrafico, individuato dalle indagini in sito eseguite, alle sezioni di progetto, per poter comprendere l'andamento del terreno in corrispondenza dell'ampliamento previsto. Grazie a tali disegni è possibile andare a formulare una serie di considerazioni relative al piano di posa delle fondazioni, all'altezza dello scavo da eseguire e all'individuazione del profilo stratigrafico di riferimento.

- Allegato 6 *Disegno esecutivo della berlinese di pali.*

È costituito da una pianta piano interrato dell'ampliamento in progetto in scala 1: 100 (con la quotatura relativa all'opera di sostegno flessibile), un particolare strutturale del palo in scala 1: 50 e un particolare strutturale della trave testa palo.

ALLEGATO 1

Relazione Di Calcolo

SOMMARIO

MODELLO STRUTTURALE.....	1
METODO DI CALCOLO.....	1
MATERIALI DA COSTRUZIONE IMPIEGATI.....	3
ELEMENTI STRUTTURALI.....	3
STRATI.....	3
SPINTA A RIPOSO.....	3
PRESSIONE LIMITE ATTIVA E PASSIVA.....	4
DEFORMABILITÀ.....	6
PARATIA.....	6
SEZIONI.....	7
CARICHI NASTRIFORMI DISTRIBUITI SUL TERRENO.....	7
PESO PROPRIO.....	7
STEP DI PROGETTO.....	8
TABELLA RIASSUNTIVA.....	9
MODELLO FEM.....	10
NODI.....	10
ASTE.....	12
RISULTATI.....	14
SINGOLI STEP.....	14
STEP 1.....	14
STEP 2.....	18
INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI.....	21
VERIFICHE.....	23
VERIFICHE DELLE SEZIONI.....	23
STEP 1.....	23
STEP 2.....	25

MODELLO STRUTTURALE

Segue la descrizione dei materiali da costruzione impiegati nella definizione del modello di calcolo. Oltre a questi vengono elencati gli elementi strutturali elementari che formano il modello.

Metodo di calcolo

Il programma "IS Paratie 17" utilizza il metodo di calcolo degli elementi finiti con cui schematizza sia la paratia che il terreno. La paratia è schematizzata con elementi trave a sei gradi di libertà (due traslazioni ed una rotazione per nodo) mentre il terreno è schematizzato con una serie di molle distribuite lungo l'altezza della paratia. Il procedimento iterativo di risoluzione del modello considera il comportamento non lineare del terreno (non linearità meccanica), mentre agli altri elementi assegna un comportamento elastico lineare. I valori numerici utilizzati per il calcolo sono introdotti esplicitamente dall'utente attraverso l'interfaccia grafica del programma, e vengono utilizzati direttamente: in particolare **il programma non adotta alcun coefficiente di sicurezza implicito**.

Il programma "IS Paratie 17" verifica i seguenti meccanismi di stato limite ultimo: stabilità dell'opera (rototraslazione), resistenza degli elementi strutturali che compongono la paratia, resistenza strutturale degli eventuali ancoraggi (tiranti), verifica a sfilamento degli eventuali ancoraggi, verifica della resistenza strutturale delle eventuali travi di collegamento degli ancoraggi, verifica della resistenza strutturale di eventuali puntoni. Tutte le verifiche vengono condotte con riferimento alle combinazioni di carico indicate dall'utente, sia statiche che sismiche.

Le deformazioni e le sollecitazioni cui è soggetta l'opera vengono stabilite utilizzando il metodo FEM con un procedimento iterativo che permette di considerare il comportamento non lineare del terreno. Tutti gli elementi strutturali (paratia, eventuali tiranti, eventuali puntoni) ed il terreno stesso sono schematizzati con elementi finiti e partecipano al calcolo con le proprie caratteristiche di rigidità e resistenza. Qualora il procedimento iterativo di soluzione del sistema di equazioni non lineari non trovi l'equilibrio dell'opera o superi lo spostamento massimo (valore parametrizzato e modificabile dall'utente), il calcolo si interrompe, e viene riportato un messaggio esplicito a video e nell'output di stampa. L'esistenza dei risultati è di per se garanzia che il programma è stato in grado di calcolare una configurazione equilibrata e congruente, cioè una situazione di equilibrio tra le azioni applicate all'opera e la resistenza da questa esplicata, stanti le caratteristiche meccaniche e geometriche della paratia e del terreno ed i coefficienti di sicurezza applicati. Alla situazione di equilibrio determinata, corrispondono spostamenti e sollecitazioni lungo la paratia e gli altri elementi strutturali, che vengono

verificati in successione. Tutte queste ulteriori verifiche sono riportate a schermo e nell'output di stampa e devono essere superate per garantire la sicurezza dell'opera.

La sicurezza dell'opera è valutata in relazione al seguente approccio: **NTC 2008, punto 6.5.3.1.2, Combinazione 2 (A2+M2+R1).**

Metodo di verifica degli elementi strutturali.

Le verifiche tensionali degli elementi strutturali vengono eseguite col metodo degli stati limite.

Coefficienti sulle azioni.

L'intensità delle azioni, o dell'effetto delle azioni, è modificata applicando i seguenti coefficienti di sicurezza parziali ai carichi: $\gamma_{G1} = 1$, $\gamma_{G2} = 1.3$, $\gamma_{Qi} = 1.3$.

Coefficienti per il calcolo delle spinte del terreno.

Si applicano coefficienti di sicurezza parziali alle caratteristiche meccaniche del terreno: $\gamma_{\phi} = 1.25$, $\gamma_c = 1.25$, $\gamma_{su} = 1.4$, $\gamma_{\gamma} = 1$.

Unità di misura e convenzioni.

Ove non altrimenti specificato si utilizzano le seguenti unità di misura: daN; cm; cm²; daN/cm; daN cm; daN/cm².

Per quanto riguarda lo Step di inserimento di un elemento, si intende che quest'ultimo è presente nel modello dall'inizio dello Step. La stessa regola vale per lo Step di rimozione, cioè si intende che un elemento viene rimosso all'inizio dello Step specificato. Il sistema di riferimento utilizzato vede l'asse delle z verticale, orientato verso l'alto, l'asse delle x parallelo al piano di lavoro ed orientato verso destra, e l'asse delle y parallelo allo sviluppo longitudinale della paratia. In quest'ultima direzione viene convenzionalmente considerata una sezione di paratia larga 100 cm.

Materiali da costruzione impiegati

Cemento Armato:

- Conglomerato Cementizio Rck 300 (cls: $f_{cd} = 141.1$);
- Barre d'armatura B450C (barre: $f_{yd} = 3913.04$).

Elementi strutturali

La struttura analizzata è formata dai seguenti elementi.

Strati

Segue la descrizione della stratigrafia del terreno utilizzata nel modello.

	STR_1	STR_2
Descrizione	Coltre	Marne
Quota iniziale [cm]	0	-50
Grado di preconsolidazione (OCR)	1	1
Angolo d'attrito (φ') [°]	16	26
Coesione efficace (c') [daN/cm ²]	0.03	0.1
Resistenza non drenata (s_u) [daN/cm ²]	1	1
Permeabilità (m) [cm/s]	0.0000505	0.00000005
Peso di unità di volume fuori falda (γ_d) [daN/cm ³]	0.00175	0.00186
Peso di unità di volume sotto falda (γ_t) [daN/cm ³]	0.0019	0.00215

Spinta a riposo

STR_1

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{h0} = k_{0,oc} \sigma'_{v0}$$

dove:

$$k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{OCR}^\alpha.$$

Metodo *Jaky* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è calcolato con l'espressione:

$$k_{0,nc} = (1 - \sin\varphi') = 0.7244$$

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di α è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.7244$$

$$k_{0,oc} = 0.7244$$

STR_2

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{h0} = k_{0,oc} \sigma'_{v0}$$

dove

$$k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{OCR}^\alpha$$

Metodo *Jaky* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è calcolato con l'espressione:

$$k_{0,nc} = (1 - \sin\varphi') = 0.5616$$

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di α è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.5616$$

$$k_{0,oc} = 0.5616$$

Pressione limite attiva e passiva

STR_1

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{ha} = k_{a,h} \sigma'_v - c_a$$

Il valori di $k_{a,h}$ e c_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.57$$

$$c_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{hp} = k_{p,h}\sigma'_v + c_p$$

Il valori di $k_{p,h}$ e c_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 0.88$$

$$c_p = 0$$

STR_2

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{ha} = k_{a,h}\sigma'_v - c_a$$

Il valori di $k_{a,h}$ e c_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.39$$

$$c_a = 0.12$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{hp} = k_{p,h}\sigma'_v + c_p$$

Il valori di $k_{p,h}$ e c_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 1.28$$

$$c_p = 0.68$$

Deformabilità

STR_1

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_2

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5$$

$$B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

Paratia

Il modello comprende una sola paratia (PAR_1), alta 1200 cm.

La paratia PAR_1 utilizza la sezione trasversale SEZ_2.

Sezioni

Segue la descrizione delle sezioni trasversali utilizzate dagli elementi del modello.

	SEZ_2
Tipo	CIRCOLARE
Descrizione	Sezione 2
Materiale	C.A.
Modulo di Young [daN/cm ²]	314472
Numero di sezioni per metro	1
Area [cm ²]	2824.53
Momento d'inerzia Z [cm ⁴]	634866
Momento d'inerzia Y [cm ⁴]	634866
Ferri superiori	5d18
Ferri inferiori	7d18

Carichi nastriformi distribuiti sul terreno

Segue la descrizione dei carichi nastriformi distribuiti sul terreno nella zona a monte. I carichi sono dati in daN/cm, per ogni metro di estensione longitudinale della paratia. Il valore dichiarato rappresenta quindi il carico distribuito su una striscia di 1x100 cm.

	CUD_1_1
Quota di applicazione [cm]	0
Distanza dalla paratia [cm]	170
Larghezza [cm]	335
Carico distribuito [daN/cm]	-10
Carico distribuito [daN/cm ²]	-0.1
Tipologia	variabile
Step di attivazione	1
Step di rimozione	-

Peso proprio

Alla paratia PAR_1, viene automaticamente applicato il peso proprio come carico distribuito in direzione verticale, con intensità definita dalla propria sezione trasversale.

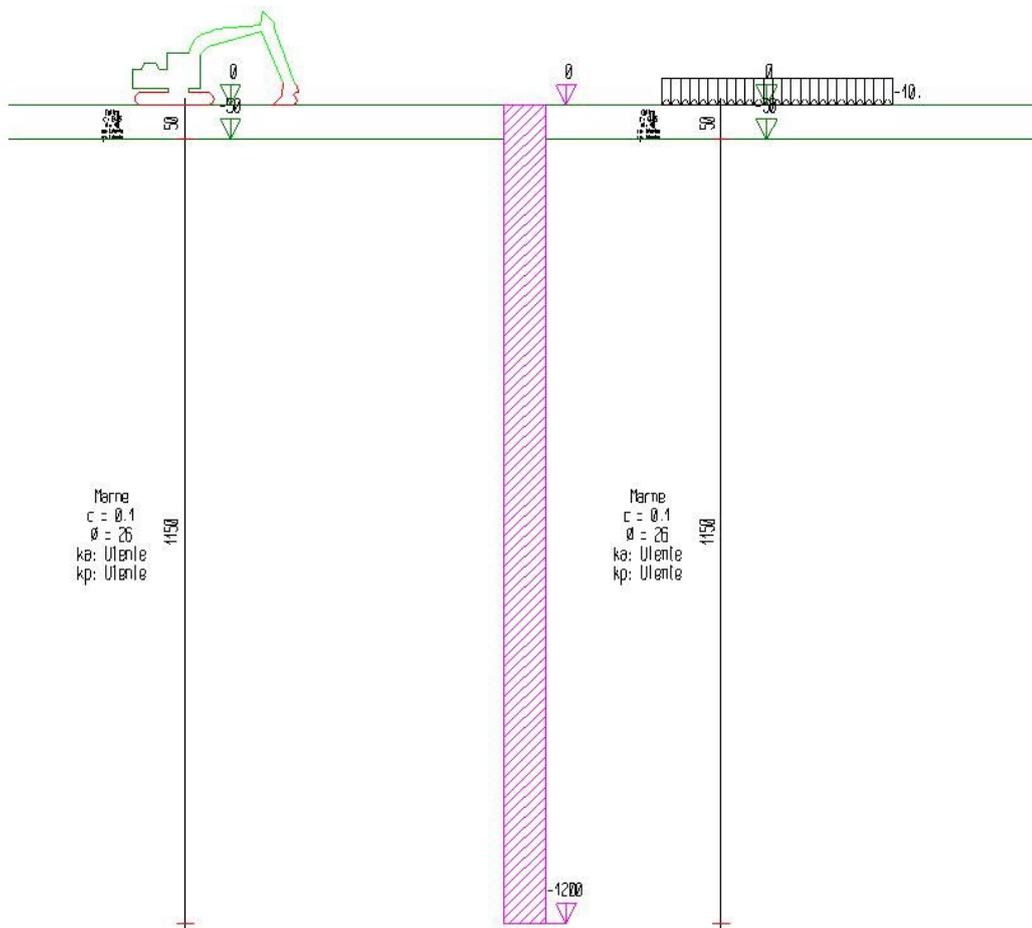
Step di progetto

Segue la descrizione dei passi considerati nella definizione del modello per simulare le fasi realizzative dell'opera.

Step 1

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

Inserimento carico nastriforme su terreno: CUD_1_1



Step 2

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

Scavo portato a quota: -515

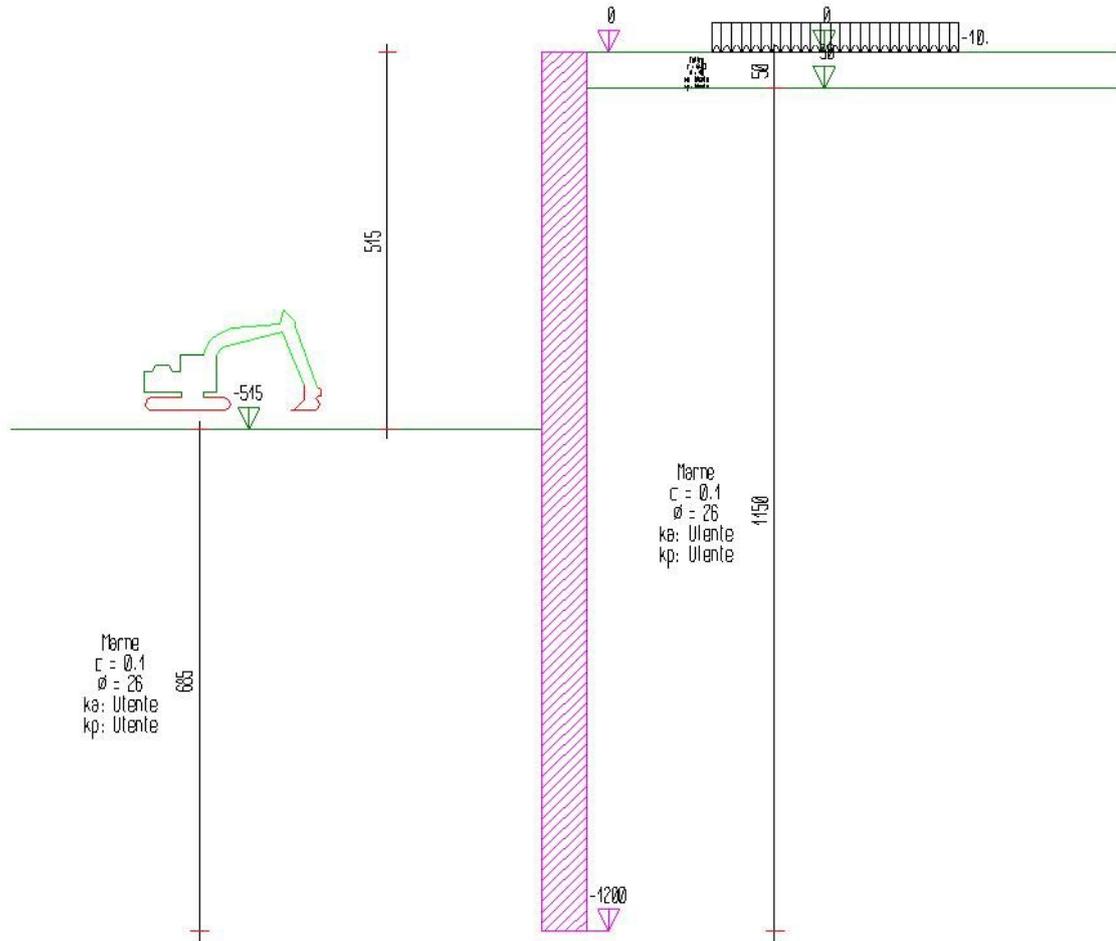


Tabella riassuntiva

La seguente tabella riassume le caratteristiche del modello strutturale nell'insieme degli step considerati.

Step	Quota scavo	Strati		Carichi terreno
1	0	STR_1	STR_1 STR_2	CUD_1_1
2	-515	STR_1	STR_1 STR_2	CUD_1_1

MODELLO FEM

Segue la descrizione dello schema ad elementi finiti utilizzato per la risoluzione del modello strutturale e la valutazione di spostamenti e sollecitazioni, aggiornato all'ultimo step di calcolo effettuato.

Nodi

Indice	Coord. X	Coord. Z
1.	0.	0.
2.	0.	-25.
3.	0.	-50.
4.	0.	-79.06
5.	0.	-108.12
6.	0.	-137.19
7.	0.	-166.25
8.	0.	-195.31
9.	0.	-224.38
10.	0.	-253.44
11.	0.	-282.5
12.	0.	-311.56
13.	0.	-340.62
14.	0.	-369.69
15.	0.	-398.75
16.	0.	-427.81
17.	0.	-456.88
18.	0.	-485.94
19.	0.	-515.

20.	0.	-544.78
21.	0.	-574.57
22.	0.	-604.35
23.	0.	-634.13
24.	0.	-663.91
25.	0.	-693.7
26.	0.	-723.48
27.	0.	-753.26
28.	0.	-783.04
29.	0.	-812.83
30.	0.	-842.61
31.	0.	-872.39
32.	0.	-902.17
33.	0.	-931.96
34.	0.	-961.74
35.	0.	-991.52
36.	0.	-1021.3
37.	0.	-1051.09
38.	0.	-1080.87
39.	0.	-1110.65
40.	0.	-1140.43
41.	0.	-1170.22
42.	0.	-1200.

Aste

Indice	Nodo iniz.	Nodo fin.	Lunghezza	Incognite
1.	2.	1.	25.	4 5 6 1 2 3
2.	3.	2.	25.	7 8 9 4 5 6
3.	4.	3.	29.06	10 11 12 7 8 9
4.	5.	4.	29.06	13 14 15 10 11 12
5.	6.	5.	29.06	16 17 18 13 14 15
6.	7.	6.	29.06	19 20 21 16 17 18
7.	8.	7.	29.06	22 23 24 19 20 21
8.	9.	8.	29.06	25 26 27 22 23 24
9.	10.	9.	29.06	28 29 30 25 26 27
10.	11.	10.	29.06	31 32 33 28 29 30
11.	12.	11.	29.06	34 35 36 31 32 33
12.	13.	12.	29.06	37 38 39 34 35 36
13.	14.	13.	29.06	40 41 42 37 38 39
14.	15.	14.	29.06	43 44 45 40 41 42
15.	16.	15.	29.06	46 47 48 43 44 45
16.	17.	16.	29.06	49 50 51 46 47 48
17.	18.	17.	29.06	52 53 54 49 50 51
18.	19.	18.	29.06	55 56 57 52 53 54
19.	20.	19.	29.78	58 59 60 55 56 57
20.	21.	20.	29.78	61 62 63 58 59 60
21.	22.	21.	29.78	64 65 66 61 62 63
22.	23.	22.	29.78	67 68 69 64 65 66
23.	24.	23.	29.78	70 71 72 67 68 69

24.	25.	24.	29.78	73 74 75 70 71 72
25.	26.	25.	29.78	76 77 78 73 74 75
26.	27.	26.	29.78	79 80 81 76 77 78
27.	28.	27.	29.78	82 83 84 79 80 81
28.	29.	28.	29.78	85 86 87 82 83 84
29.	30.	29.	29.78	88 89 90 85 86 87
30.	31.	30.	29.78	91 92 93 88 89 90
31.	32.	31.	29.78	94 95 96 91 92 93
32.	33.	32.	29.78	97 98 99 94 95 96
33.	34.	33.	29.78	100 101 102 97 98 99
34.	35.	34.	29.78	103 104 105 100 101 102
35.	36.	35.	29.78	106 107 108 103 104 105
36.	37.	36.	29.78	109 110 111 106 107 108
37.	38.	37.	29.78	112 113 114 109 110 111
38.	39.	38.	29.78	115 116 117 112 113 114
39.	40.	39.	29.78	118 119 120 115 116 117
40.	41.	40.	29.78	121 122 123 118 119 120
41.	42.	41.	29.78	124 0 125 121 122 123

RISULTATI

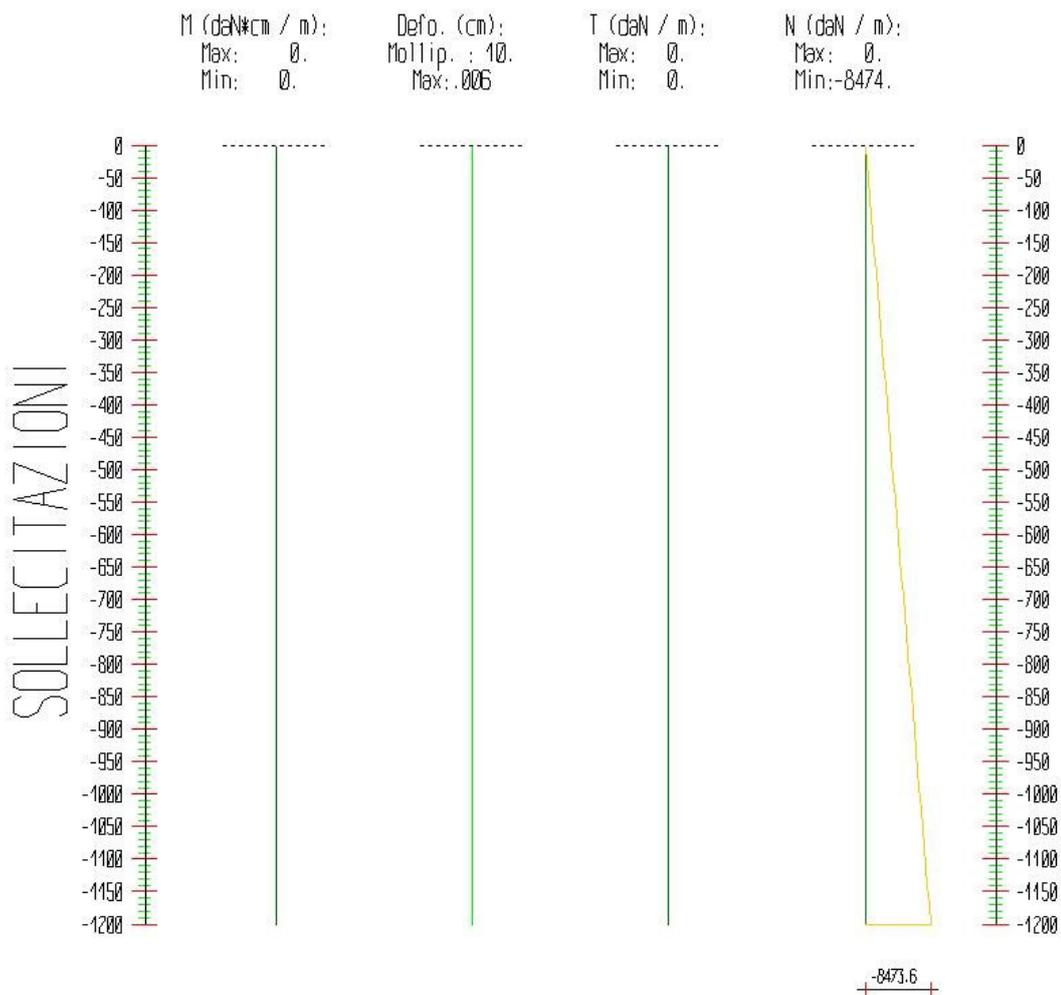
Il calcolo è stato eseguito correttamente per 2 Step.

Singoli Step

Segue la descrizione dei risultati ottenuti nei diversi Step considerati.

Step 1

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.



Sollecitazioni - Paratia PAR_1					
Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-25	0.000	-0.006	0	0	-177
-50	0.000	-0.006	0	0	-353
-79	0.000	-0.006	0	0	-558
-108	0.000	-0.006	0	0	-764
-137	0.000	-0.006	0	0	-969
-166	0.000	-0.006	0	0	-1174
-195	0.000	-0.006	0	0	-1379
-224	0.000	-0.006	0	0	-1584
-253	0.000	-0.005	0	0	-1790
-283	0.000	-0.005	0	0	-1995
-312	0.000	-0.005	0	0	-2200
-341	0.000	-0.005	0	0	-2405
-370	0.000	-0.005	0	0	-2611
-399	0.000	-0.005	0	0	-2816
-428	0.000	-0.005	0	0	-3021
-457	0.000	-0.005	0	0	-3226
-486	0.000	-0.005	0	0	-3431
-515	0.000	-0.005	0	0	-3637
-545	0.000	-0.005	0	0	-3847
-575	0.000	-0.004	0	0	-4057
-604	0.000	-0.004	0	0	-4268
-634	0.000	-0.004	0	0	-4478
-664	0.000	-0.004	0	0	-4688
-694	0.000	-0.004	0	0	-4898
-724	0.000	-0.004	0	0	-5109
-753	0.000	-0.003	0	0	-5319
-783	0.000	-0.003	0	0	-5529
-813	0.000	-0.003	0	0	-5740
-843	0.000	-0.003	0	0	-5950
-872	0.000	-0.003	0	0	-6160
-902	0.000	-0.002	0	0	-6371
-932	0.000	-0.002	0	0	-6581
-962	0.000	-0.002	0	0	-6791
-992	0.000	-0.002	0	0	-7002
-1021	0.000	-0.002	0	0	-7212
-1051	0.000	-0.001	0	0	-7422
-1081	0.000	-0.001	0	0	-7632
-1111	0.000	-0.001	0	0	-7843
-1140	0.000	-0.001	0	0	-8053
-1170	0.000	0.000	0	0	-8263
-1200	0.000	0.000	0	0	-8474

Reazioni vincolari				
Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	8473.6	-

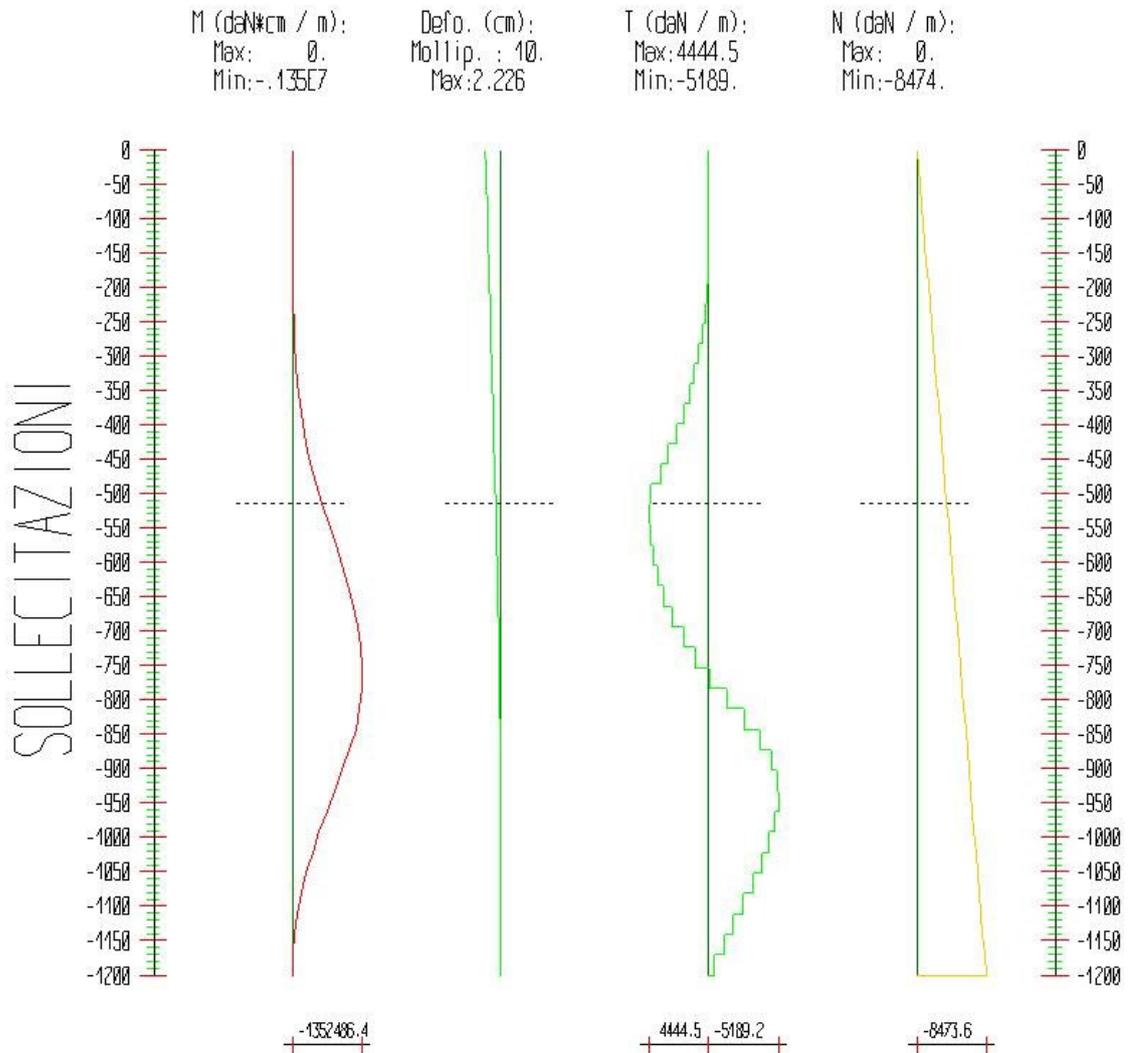
Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1												
Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]						Pres. Valle [daN/cm ²]					
z	σ_v	σ_h	u	σ'_v	σ'_h	τ	σ_v	σ_h	u	σ'_v	σ'_h	τ
0	0.011	0.008	0.000	0.011	0.008	0.000	0.011	0.008	0.000	0.011	0.008	0.000
-25	0.044	0.032	0.000	0.044	0.032	0.000	0.044	0.032	0.000	0.044	0.032	0.000
-50	0.090	0.051	0.000	0.090	0.051	0.000	0.090	0.051	0.000	0.090	0.051	0.000
-79	0.144	0.081	0.000	0.144	0.081	0.000	0.144	0.081	0.000	0.144	0.081	0.000
-108	0.200	0.112	0.000	0.200	0.112	0.000	0.200	0.112	0.000	0.200	0.112	0.000
-137	0.257	0.144	0.000	0.257	0.144	0.000	0.257	0.144	0.000	0.257	0.144	0.000
-166	0.314	0.176	0.000	0.314	0.176	0.000	0.314	0.176	0.000	0.314	0.176	0.000
-195	0.371	0.209	0.000	0.371	0.209	0.000	0.371	0.209	0.000	0.371	0.209	0.000
-224	0.428	0.240	0.000	0.428	0.240	0.000	0.428	0.240	0.000	0.428	0.240	0.000
-253	0.485	0.272	0.000	0.485	0.272	0.000	0.485	0.272	0.000	0.485	0.272	0.000
-283	0.541	0.304	0.000	0.541	0.304	0.000	0.541	0.304	0.000	0.541	0.304	0.000
-312	0.597	0.335	0.000	0.597	0.335	0.000	0.597	0.335	0.000	0.597	0.335	0.000
-341	0.652	0.366	0.000	0.652	0.366	0.000	0.652	0.366	0.000	0.652	0.366	0.000
-370	0.707	0.397	0.000	0.707	0.397	0.000	0.707	0.397	0.000	0.707	0.397	0.000
-399	0.762	0.428	0.000	0.762	0.428	0.000	0.762	0.428	0.000	0.762	0.428	0.000
-428	0.817	0.459	0.000	0.817	0.459	0.000	0.817	0.459	0.000	0.817	0.459	0.000
-457	0.871	0.489	0.000	0.871	0.489	0.000	0.871	0.489	0.000	0.871	0.489	0.000
-486	0.925	0.520	0.000	0.925	0.520	0.000	0.925	0.520	0.000	0.925	0.520	0.000
-515	0.980	0.550	0.000	0.980	0.550	0.000	0.980	0.550	0.000	0.980	0.550	0.000
-545	1.035	0.581	0.000	1.035	0.581	0.000	1.035	0.581	0.000	1.035	0.581	0.000
-575	1.090	0.612	0.000	1.090	0.612	0.000	1.090	0.612	0.000	1.090	0.612	0.000
-604	1.146	0.643	0.000	1.146	0.643	0.000	1.146	0.643	0.000	1.146	0.643	0.000
-634	1.201	0.674	0.000	1.201	0.674	0.000	1.201	0.674	0.000	1.201	0.674	0.000
-664	1.256	0.705	0.000	1.256	0.705	0.000	1.256	0.705	0.000	1.256	0.705	0.000
-694	1.311	0.736	0.000	1.311	0.736	0.000	1.311	0.736	0.000	1.311	0.736	0.000
-723	1.366	0.767	0.000	1.366	0.767	0.000	1.366	0.767	0.000	1.366	0.767	0.000
-753	1.421	0.798	0.000	1.421	0.798	0.000	1.421	0.798	0.000	1.421	0.798	0.000
-783	1.476	0.829	0.000	1.476	0.829	0.000	1.476	0.829	0.000	1.476	0.829	0.000
-813	1.531	0.860	0.000	1.531	0.860	0.000	1.531	0.860	0.000	1.531	0.860	0.000
-843	1.586	0.891	0.000	1.586	0.891	0.000	1.586	0.891	0.000	1.586	0.891	0.000
-872	1.641	0.922	0.000	1.641	0.922	0.000	1.641	0.922	0.000	1.641	0.922	0.000
-902	1.696	0.953	0.000	1.696	0.953	0.000	1.696	0.953	0.000	1.696	0.953	0.000
-932	1.751	0.983	0.000	1.751	0.983	0.000	1.751	0.983	0.000	1.751	0.983	0.000
-962	1.806	1.014	0.000	1.806	1.014	0.000	1.806	1.014	0.000	1.806	1.014	0.000
-992	1.861	1.045	0.000	1.861	1.045	0.000	1.861	1.045	0.000	1.861	1.045	0.000
-1021	1.916	1.076	0.000	1.916	1.076	0.000	1.916	1.076	0.000	1.916	1.076	0.000
-1051	1.971	1.107	0.000	1.971	1.107	0.000	1.971	1.107	0.000	1.971	1.107	0.000

-1081	2.026	1.138	0.000	2.026	1.138	0.000	2.026	1.138	0.000	2.026	1.138	0.000
-1111	2.081	1.169	0.000	2.081	1.169	0.000	2.081	1.169	0.000	2.081	1.169	0.000
-1140	2.136	1.200	0.000	2.136	1.200	0.000	2.136	1.200	0.000	2.136	1.200	0.000
-1170	2.191	1.231	0.000	2.191	1.231	0.000	2.191	1.231	0.000	2.191	1.231	0.000
-1200	2.232	1.254	0.000	2.232	1.254	0.000	2.232	1.254	0.000	2.232	1.254	0.000
σ_v = tensione verticale totale												
σ_h = tensione orizzontale totale												
u = pressione neutra												
σ'_v = tensione verticale efficace												
σ'_h = tensione orizzontale efficace												

Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1							
Monte				Valle			
R_h	-76259	b_h	798	R_h	76259	b_h	798
R'_h	-76259	b'_h	798	R'_h	76259	b'_h	798
R_u	0	b_u	0	R_u	0	b_u	0
R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia.							
pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia.							
pedice 'h = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia.							
pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.							

Step 2

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.



Sollecitazioni - Paratia PAR_1					
Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-25	-2.152	-0.006	-195	8	-177
-50	-2.078	-0.006	-1953	70	-353
-79	-1.992	-0.006	-3997	70	-558
-108	-1.905	-0.006	-6041	70	-764
-137	-1.819	-0.006	-8087	70	-969
-166	-1.733	-0.006	-10133	70	-1174
-195	-1.647	-0.006	-12394	78	-1379
-224	-1.561	-0.006	-16751	150	-1584

-253	-1.475	-0.005	-25075	286	-1790
-283	-1.389	-0.005	-39228	487	-1995
-312	-1.303	-0.005	-61057	751	-2200
-341	-1.217	-0.005	-92401	1079	-2405
-370	-1.132	-0.005	-135084	1469	-2611
-399	-1.048	-0.005	-190923	1921	-2816
-428	-0.964	-0.005	-261723	2436	-3021
-457	-0.882	-0.005	-349286	3013	-3226
-486	-0.801	-0.005	-455404	3651	-3431
-515	-0.721	-0.005	-581865	4351	-3637
-545	-0.643	-0.005	-714234	4445	-3847
-575	-0.568	-0.004	-845065	4393	-4057
-604	-0.496	-0.004	-969980	4194	-4268
-634	-0.429	-0.004	-1084600	3849	-4478
-664	-0.366	-0.004	-1184543	3356	-4688
-694	-0.309	-0.004	-1265428	2716	-4898
-724	-0.257	-0.004	-1322871	1929	-5109
-753	-0.211	-0.003	-1352486	994	-5319
-783	-0.172	-0.003	-1349891	-87	-5529
-813	-0.138	-0.003	-1310699	-1316	-5740
-843	-0.110	-0.003	-1230524	-2692	-5950
-872	-0.087	-0.003	-1115588	-3859	-6160
-902	-0.069	-0.002	-975058	-4719	-6371
-932	-0.056	-0.002	-821610	-5152	-6581
-962	-0.046	-0.002	-667061	-5189	-6791
-992	-0.040	-0.002	-519988	-4938	-7002
-1021	-0.035	-0.002	-386336	-4488	-7212
-1051	-0.033	-0.001	-269992	-3906	-7422
-1081	-0.031	-0.001	-173311	-3246	-7632
-1111	-0.030	-0.001	-97568	-2543	-7843
-1140	-0.030	-0.001	-43344	-1821	-8053
-1170	-0.030	0.000	-10822	-1092	-8263
-1200	-0.0302	0	0	-363	-8474

Reazioni vincolari				
Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	8474	-

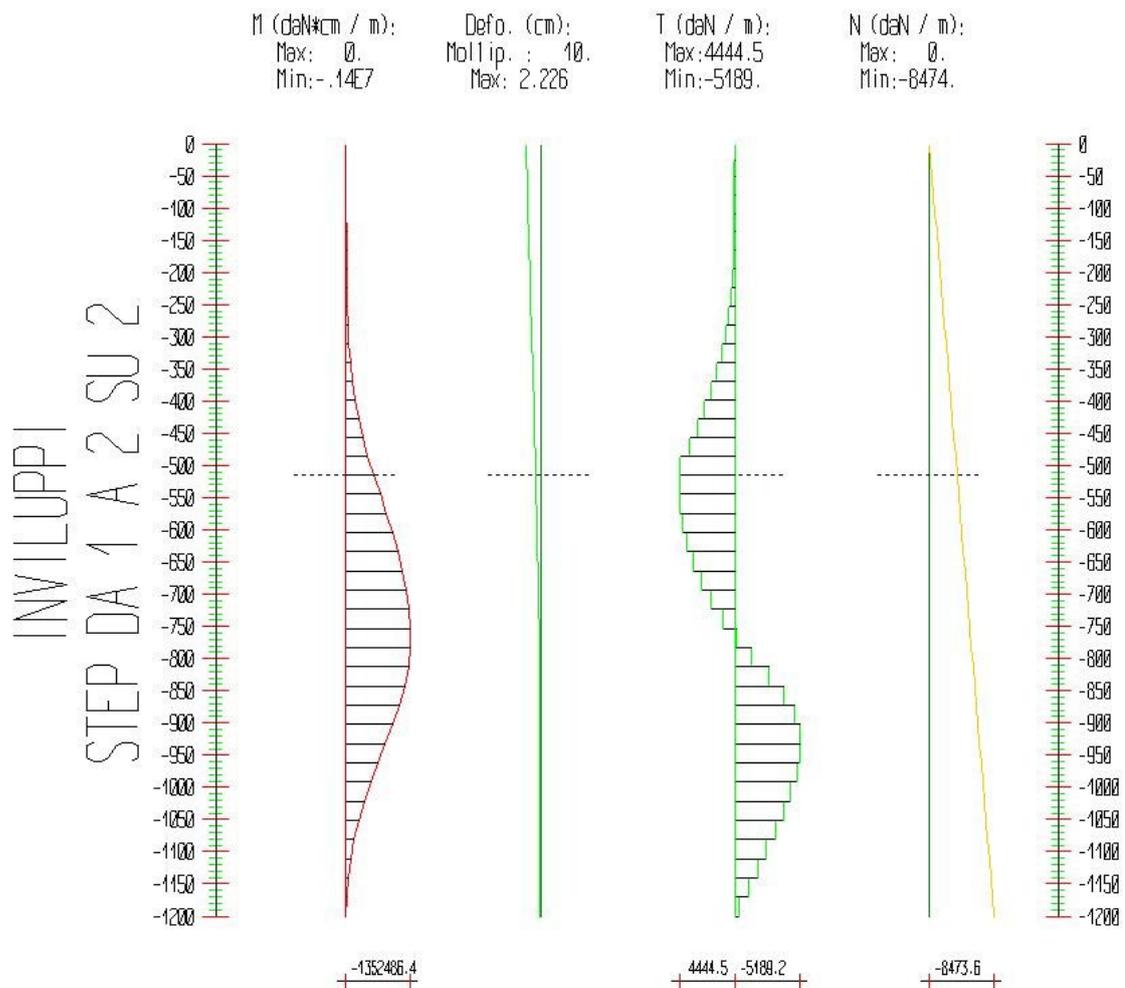
Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1												
Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]						Pres. Valle [daN/cm ²]					
	σ_v	σ_h	u	σ'_v	σ'_h	τ	σ_v	σ_h	u	σ'_v	σ'_h	τ
0	0.011	0.006	0.000	0.011	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-25	0.044	0.025	0.000	0.044	0.025	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

-50	0.090	0.000	0.000	0.090	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-79	0.144	0.000	0.000	0.144	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-108	0.200	0.000	0.000	0.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-137	0.257	0.000	0.000	0.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-166	0.314	0.003	0.000	0.314	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-195	0.371	0.025	0.000	0.371	0.025	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-224	0.428	0.047	0.000	0.428	0.047	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-253	0.485	0.069	0.000	0.485	0.069	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-283	0.541	0.091	0.000	0.541	0.091	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-312	0.597	0.113	0.000	0.597	0.113	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-341	0.652	0.134	0.000	0.652	0.134	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-370	0.707	0.156	0.000	0.707	0.156	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-399	0.762	0.177	0.000	0.762	0.177	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-428	0.817	0.199	0.000	0.817	0.199	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-457	0.871	0.220	0.000	0.871	0.220	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-486	0.925	0.241	0.000	0.925	0.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-515	0.980	0.262	0.000	0.980	0.262	0.000	0.000	0.230	0.000	0.000	0.230	0.000
-545	1.035	0.284	0.000	1.035	0.284	0.000	0.055	0.301	0.000	0.055	0.301	0.000
-575	1.090	0.305	0.000	1.090	0.305	0.000	0.111	0.372	0.000	0.111	0.372	0.000
-604	1.146	0.327	0.000	1.146	0.327	0.000	0.166	0.443	0.000	0.166	0.443	0.000
-634	1.201	0.348	0.000	1.201	0.348	0.000	0.222	0.514	0.000	0.222	0.514	0.000
-664	1.256	0.370	0.000	1.256	0.370	0.000	0.277	0.585	0.000	0.277	0.585	0.000
-694	1.311	0.391	0.000	1.311	0.391	0.000	0.332	0.655	0.000	0.332	0.655	0.000
-723	1.366	0.413	0.000	1.366	0.413	0.000	0.388	0.726	0.000	0.388	0.726	0.000
-753	1.421	0.434	0.000	1.421	0.434	0.000	0.443	0.797	0.000	0.443	0.797	0.000
-783	1.476	0.456	0.000	1.476	0.456	0.000	0.499	0.868	0.000	0.499	0.868	0.000
-813	1.531	0.477	0.000	1.531	0.477	0.000	0.554	0.939	0.000	0.554	0.939	0.000
-843	1.586	0.499	0.000	1.586	0.499	0.000	0.609	0.890	0.000	0.609	0.890	0.000
-872	1.641	0.520	0.000	1.641	0.520	0.000	0.665	0.809	0.000	0.665	0.809	0.000
-902	1.696	0.606	0.000	1.696	0.606	0.000	0.720	0.751	0.000	0.720	0.751	0.000
-932	1.751	0.703	0.000	1.751	0.703	0.000	0.776	0.716	0.000	0.776	0.716	0.000
-962	1.806	0.783	0.000	1.806	0.783	0.000	0.831	0.698	0.000	0.831	0.698	0.000
-992	1.861	0.847	0.000	1.861	0.847	0.000	0.886	0.696	0.000	0.886	0.696	0.000
-1021	1.916	0.900	0.000	1.916	0.900	0.000	0.942	0.705	0.000	0.942	0.705	0.000
-1051	1.971	0.944	0.000	1.971	0.944	0.000	0.997	0.723	0.000	0.997	0.723	0.000
-1081	2.026	0.983	0.000	2.026	0.983	0.000	1.053	0.746	0.000	1.053	0.746	0.000
-1111	2.081	1.017	0.000	2.081	1.017	0.000	1.108	0.774	0.000	1.108	0.774	0.000
-1140	2.136	1.049	0.000	2.136	1.049	0.000	1.163	0.804	0.000	1.163	0.804	0.000
-1170	2.191	1.080	0.000	2.191	1.080	0.000	1.219	0.835	0.000	1.219	0.835	0.000
-1200	2.232	1.103	0.000	2.232	1.103	0.000	1.260	0.859	0.000	1.260	0.859	0.000
σ_v = tensione verticale totale												
σ_h = tensione orizzontale totale												
u = pressione neutra												
σ'_v = tensione verticale efficace												
σ'_h = tensione orizzontale efficace												

Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1							
Monte				Valle			
R _h	-47671.6	b _h	888.3	R _h	47666.5	b _h	888.4
R' _h	-47671.6	b' _h	888.3	R' _h	47666.5	b' _h	888.4
R _u	0	b _u	0	R _u	0	b _u	0
R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia.							
pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia.							
pedice 'h = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia.							
pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.							

Inviluppo delle sollecitazioni

Segue l'inviluppo dei risultati ottenuti negli Step considerati.



Inviluppo - Paratia PAR_1						
Progressiva	M [daN cm]		T [daN]		N [daN]	
	Min.	Max	Min.	Max	Min.	Max
z						
-25	-195	0	0	8	-177	-177
-50	-1 953	0	0	70	-353	-353
-79	-3 997	0	0	70	-558	-558
-108	-6 041	0	0	70	-764	-764
-137	-8 087	0	0	70	-969	-969
-166	-10 133	0	0	70	-1 174	-1 174
-195	-12 394	0	0	78	-1 379	-1 379
-224	-16 751	0	0	150	-1 584	-1 584
-253	-25 075	0	0	286	-1 790	-1 790
-283	-39 228	0	0	487	-1 995	-1 995
-312	-61 057	0	0	751	-2 200	-2 200
-341	-92 401	0	0	1 079	-2 405	-2 405
-370	-140 000	0	0	1 469	-2 611	-2 611
-399	-190 000	0	0	1 921	-2 816	-2 816
-428	-260 000	0	0	2 436	-3 021	-3 021
-457	-350 000	0	0	3 013	-3 226	-3 226
-486	-460 000	0	0	3 651	-3 431	-3 431
-515	-580 000	0	0	4 351	-3 637	-3 637
-545	-710 000	0	0	4 445	-3 847	-3 847
-575	-850 000	0	0	4 393	-4 057	-4 057
-604	-970 000	0	0	4 194	-4 268	-4 268
-634	-1 100 000	0	0	3 849	-4 478	-4 478
-664	-1 200 000	0	0	3 356	-4 688	-4 688
-694	-1 300 000	0	0	2 716	-4 898	-4 898
-724	-1 300 000	0	0	1 929	-5 109	-5 109
-753	-1 400 000	0	0	994	-5 319	-5 319
-783	-1 300 000	0	-87	0	-5 529	-5 529
-813	-1 300 000	0	-1 316	0	-5 740	-5 740
-843	-1 200 000	0	-2 692	0	-5 950	-5 950
-872	-1 100 000	0	-3 859	0	-6 160	-6 160
-902	-980 000	0	-4 719	0	-6 371	-6 371
-932	-820 000	0	-5 152	0	-6 581	-6 581
-962	-670 000	0	-5 189	0	-6 791	-6 791
-992	-520 000	0	-4 938	0	-7 002	-7 002
-1021	-390 000	0	-4 488	0	-7 212	-7 212
-1051	-270 000	0	-3 906	0	-7 422	-7 422
-1081	-170 000	0	-3 246	0	-7 632	-7 632
-1111	-97 568	0	-2 543	0	-7 843	-7 843
-1140	-43 344	0	-1 821	0	-8 053	-8 053
-1170	-10 822	0	-1 092	0	-8 263	-8 263
-1200	0	0	-363	0	-8 474	-8 474

VERIFICHE

Il calcolo è stato eseguito correttamente per 2 Step.

Verifiche delle sezioni

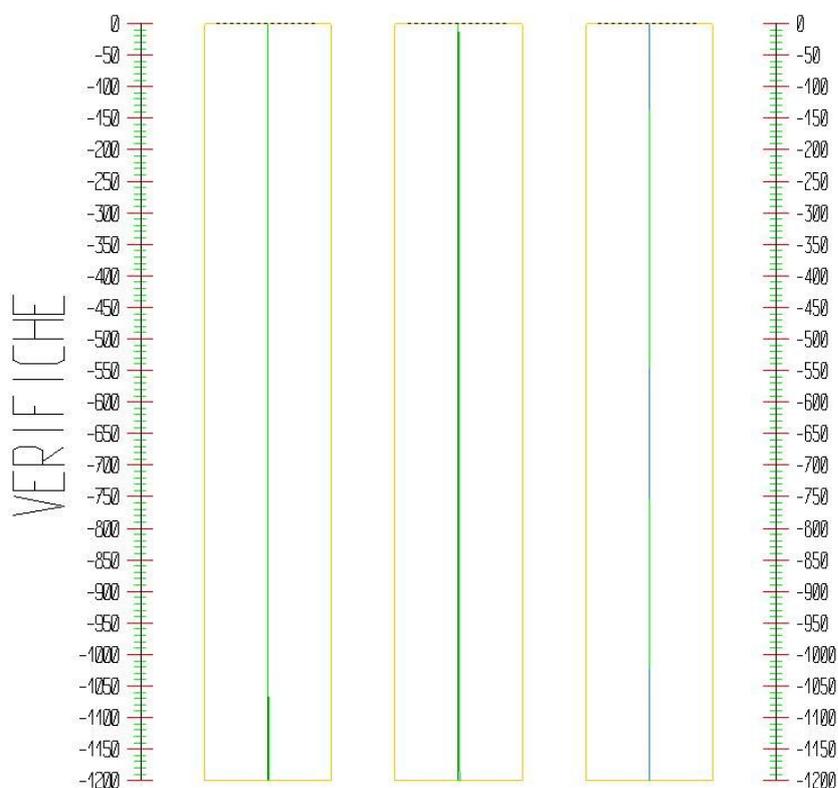
Le verifiche tensionali vengono eseguite col metodo degli stati limite. Le sezioni degli elementi strutturali sono verificate a pressoflessione retta, sollecitate dai valori di momento flettente e sforzo normale derivanti dal calcolo.

Segue la descrizione dei risultati ottenuti nei diversi Step considerati.

Step 1

In questo Step si hanno i seguenti valori di tensione:

Armature (daN/cm²): C1s (daN/cm²): Taglio (daN):
Max:-38.6 (3913.) Max:-2.6 (141.1) Max:0. (18173.)



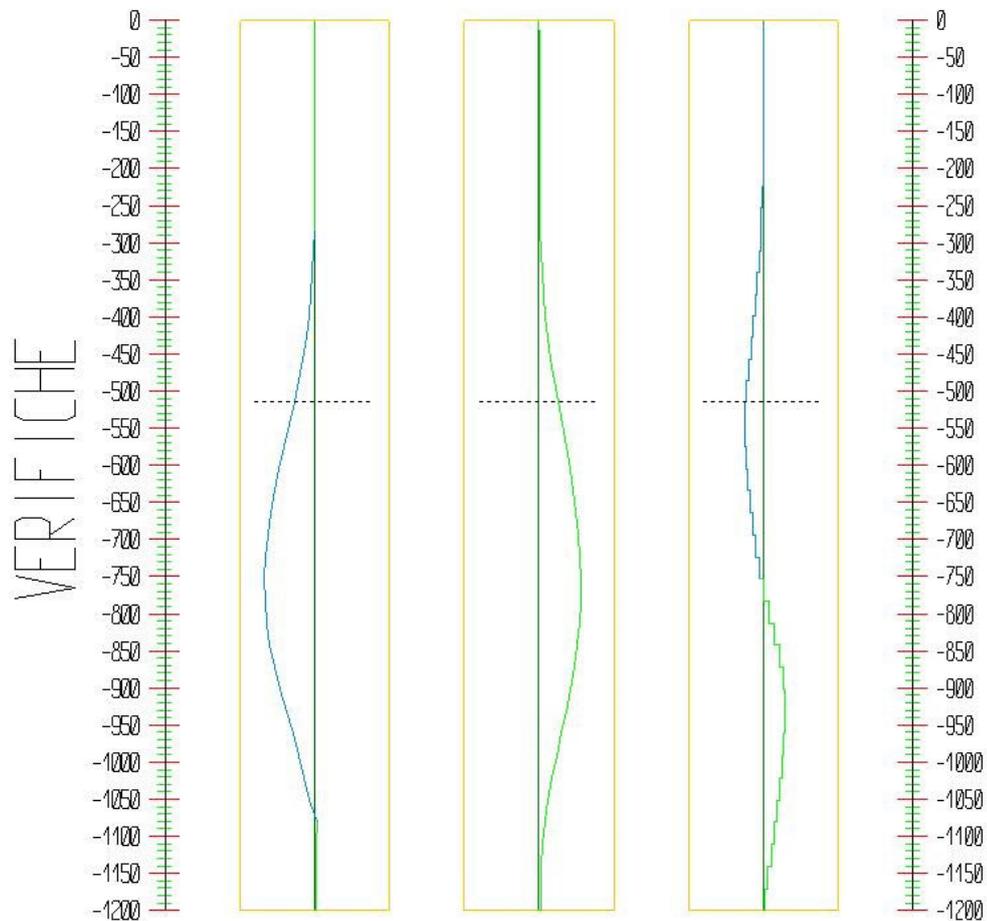
Pressoflessione - Paratia PAR_1 - Porzione 1 (cls: 141.1 - barre: 3913.04)								Taglio		
σ_{cls} = max tens. di compressione nel cls, σ_{acc} = max tens. nell'armatura, ε_{cls} = max defo. nel cls, ε_{acc} = max defo. nell'armatura.								Ved = max taglio agente, Vrd = taglio resistente		
Progressiva	M [daN cm]	N [daN]	σ_{cls} [daN/cm ²]	σ_{acc} [daN/cm ²]	ε_{cls} [%]	ε_{acc} [%]	Verifica	Ved [daN]	Vrd [daN]	Verifica
0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-25	0	-177	-0.100	-0.800	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-50	0	-353	-0.100	-1.600	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-79	0	-558	-0.200	-2.500	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-108	0	-764	-0.200	-3.500	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-137	0	-969	-0.300	-4.400	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-166	0	-1174	-0.400	-5.300	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-195	0	-1379	-0.400	-6.300	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-224	0	-1584	-0.500	-7.200	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-253	0	-1790	-0.500	-8.100	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-283	0	-1995	-0.600	-9.100	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-312	0	-2200	-0.700	-10.000	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-341	0	-2405	-0.700	-10.900	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-370	0	-2611	-0.800	-11.900	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-399	0	-2816	-0.900	-12.800	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-428	0	-3021	-0.900	-13.700	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-457	0	-3226	-1.000	-14.700	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-486	0	-3431	-1.000	-15.600	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-515	0	-3637	-1.100	-16.500	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-545	0	-3847	-1.200	-17.500	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-575	0	-4057	-1.200	-18.500	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-604	0	-4268	-1.300	-19.400	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-634	0	-4478	-1.400	-20.400	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-664	0	-4688	-1.400	-21.300	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-694	0	-4898	-1.500	-22.300	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-724	0	-5109	-1.600	-23.200	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-753	0	-5319	-1.600	-24.200	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-783	0	-5529	-1.700	-25.200	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-813	0	-5740	-1.700	-26.100	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-843	0	-5950	-1.800	-27.100	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-872	0	-6160	-1.900	-28.000	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-902	0	-6371	-1.900	-29.000	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-932	0	-6581	-2.000	-30.000	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-962	0	-6791	-2.100	-30.900	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-992	0	-7002	-2.100	-31.900	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-1021	0	-7212	-2.200	-32.800	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-1051	0	-7422	-2.300	-33.800	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-1081	0	-7632	-2.300	-34.800	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-1111	0	-7843	-2.400	-35.700	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-1140	0	-8053	-2.500	-36.700	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta

-1170	0	-8263	-2.500	-37.700	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta
-1200	0	-8474	-2.600	-38.600	0.000	0.000	Soddisfatta	0	18173	Soddisfatta

Step 2

In questo Step si hanno i seguenti valori di tensione:

Armature (daN/cm²): CIs (daN/cm²): Taglio (daN);
 Max:2620.4 (3913.) Max:-78.7 (141.1) Max:-5189. (18173.)



Pressoflessione - Paratia PAR_1 - Porzione 1 (cls: 141.1 - barre: 3913.04)								Taglio		
σ cls = max tens. di compressione nel cls, σ acc = max tens. nell'armatura, cls = max defo. nel cls, ϵ acc = max defo. nell'armatura.								ϵ Ved = max taglio agente, Vrd = taglio resistente		
Progressiva	M [daN cm]	N [daN]	σ cls [daN/cm ²]	σ acc [daN/cm ²]	ϵ cls [%]	ϵ acc [%]	Verifica	Ved [daN]	Vrd [daN]	Verifica
0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	Soddisfatta	8	18173	Soddisfatta
-25	-195	-177	-0.100	-0.900	0.000	0.000	Soddisfatta	8	18173	Soddisfatta
-50	-1953	-353	-0.200	-2.600	0.000	0.000	Soddisfatta	70	18173	Soddisfatta
-79	-3997	-558	-0.300	-4.500	0.000	0.000	Soddisfatta	70	18173	Soddisfatta

-108	-6041	-764	-0.500	-6.400	0.000	0.000	Soddisfatta	70	18173	Soddisfatta
-137	-8087	-969	-0.600	-8.400	0.000	0.000	Soddisfatta	70	18173	Soddisfatta
-166	-10133	-1174	-0.700	-10.300	0.000	0.000	Soddisfatta	70	18173	Soddisfatta
-195	-12394	-1379	-0.900	-12.400	0.000	0.000	Soddisfatta	78	18173	Soddisfatta
-224	-16751	-1584	-1.100	-15.600	0.000	0.000	Soddisfatta	150	18173	Soddisfatta
-253	-25075	-1790	-1.600	-21.500	0.000	0.000	Soddisfatta	286	18173	Soddisfatta
-283	-39228	-1995	-2.400	-32.400	0.000	0.000	Soddisfatta	487	18173	Soddisfatta
-312	-61057	-2200	-3.900	53.600	0.000	0.000	Soddisfatta	751	18173	Soddisfatta
-341	-92401	-2405	-6.000	107.500	0.000	0.010	Soddisfatta	1079	18173	Soddisfatta
-370	-135084	-2611	-8.800	186.000	-0.010	0.010	Soddisfatta	1469	18173	Soddisfatta
-399	-190923	-2816	-12.400	292.400	-0.010	0.010	Soddisfatta	1921	18173	Soddisfatta
-428	-261723	-3021	-17.000	430.200	-0.010	0.020	Soddisfatta	2436	18173	Soddisfatta
-457	-349286	-3226	-22.500	603.000	-0.020	0.030	Soddisfatta	3013	18173	Soddisfatta
-486	-455404	-3431	-29.100	814.700	-0.020	0.040	Soddisfatta	3651	18173	Soddisfatta
-515	-581865	-3637	-36.700	1069.200	-0.030	0.050	Soddisfatta	4351	18173	Soddisfatta
-545	-714234	-3847	-44.500	1336.500	-0.030	0.060	Soddisfatta	4445	18173	Soddisfatta
-575	-845065	-4057	-52.000	1601.400	-0.040	0.080	Soddisfatta	4393	18173	Soddisfatta
-604	-969980	-4268	-58.900	1854.700	-0.050	0.090	Soddisfatta	4194	18173	Soddisfatta
-634	-1084600	-4478	-65.000	2087.200	-0.050	0.100	Soddisfatta	3849	18173	Soddisfatta
-664	-1184543	-4688	-70.300	2289.400	-0.060	0.110	Soddisfatta	3356	18173	Soddisfatta
-694	-1265428	-4898	-74.400	2452.000	-0.060	0.120	Soddisfatta	2716	18173	Soddisfatta
-724	-1322871	-5109	-77.300	2565.500	-0.070	0.120	Soddisfatta	1929	18173	Soddisfatta
-753	-1352486	-5319	-78.700	2620.400	-0.070	0.120	Soddisfatta	994	18173	Soddisfatta
-783	-1349891	-5529	-78.600	2607.400	-0.070	0.120	Soddisfatta	-87	18173	Soddisfatta
-813	-1310699	-5740	-76.700	2517.200	-0.060	0.120	Soddisfatta	-1316	18173	Soddisfatta
-843	-1230524	-5950	-72.700	2340.800	-0.060	0.110	Soddisfatta	-2692	18173	Soddisfatta
-872	-1115588	-6160	-66.700	2091.800	-0.050	0.100	Soddisfatta	-3859	18173	Soddisfatta
-902	-975058	-6371	-59.200	1790.000	-0.050	0.090	Soddisfatta	-4719	18173	Soddisfatta
-932	-821610	-6581	-50.700	1462.500	-0.040	0.070	Soddisfatta	-5152	18173	Soddisfatta
-962	-667061	-6791	-41.800	1134.100	-0.030	0.050	Soddisfatta	-5189	18173	Soddisfatta
-992	-519988	-7002	-33.000	823.100	-0.020	0.040	Soddisfatta	-4938	18173	Soddisfatta
-1021	-386336	-7212	-24.700	542.600	-0.020	0.030	Soddisfatta	-4488	18173	Soddisfatta
-1051	-269992	-7422	-17.200	303.300	-0.010	0.010	Soddisfatta	-3906	18173	Soddisfatta
-1081	-173311	-7632	-10.800	-143.900	-0.010	-0.010	Soddisfatta	-3246	18173	Soddisfatta
-1111	-97568	-7843	-6.300	-86.400	0.000	0.000	Soddisfatta	-2543	18173	Soddisfatta
-1140	-43344	-8053	-4.100	-58.100	0.000	0.000	Soddisfatta	-1821	18173	Soddisfatta
-1170	-10822	-8263	-2.900	-43.000	0.000	0.000	Soddisfatta	-1092	18173	Soddisfatta
-1200	0	-8474	-2.600	-38.600	0.000	0.000	Soddisfatta	-363	18173	Soddisfatta

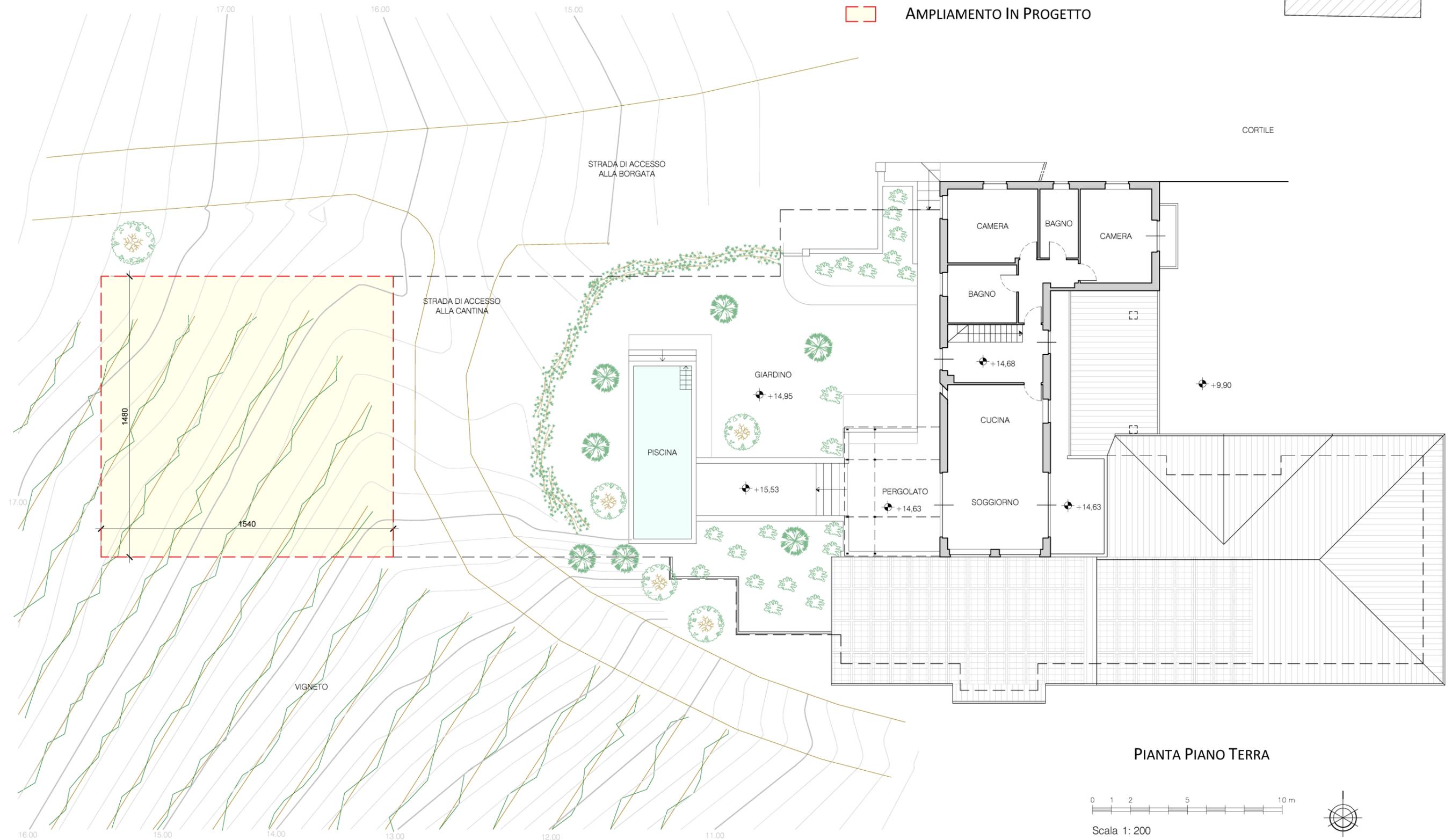
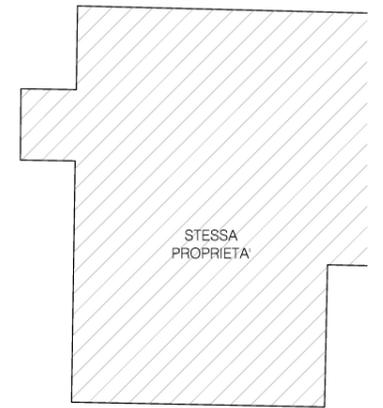
ALLEGATO 2

Planimetria generale cantina **“Cascina Nuova”**

ALLEGATO 2

PLANIMETRIA GENERALE CANTINA "CASCINA NUOVA"

- BORDO STRADA
- VIGNETO ESISTENTE
- DIRETTRICI EQUIDISTANZA 1,00 m
- CURVE DI LIVELLO EQUIDISTANZA 0,20 m
- PORZIONE INTERRATA DI FABBRICATO
- AMPLIAMENTO IN PROGETTO



PIANTA PIANO TERRA



ALLEGATO 3

Planimetria posizionamento **sondaggi**

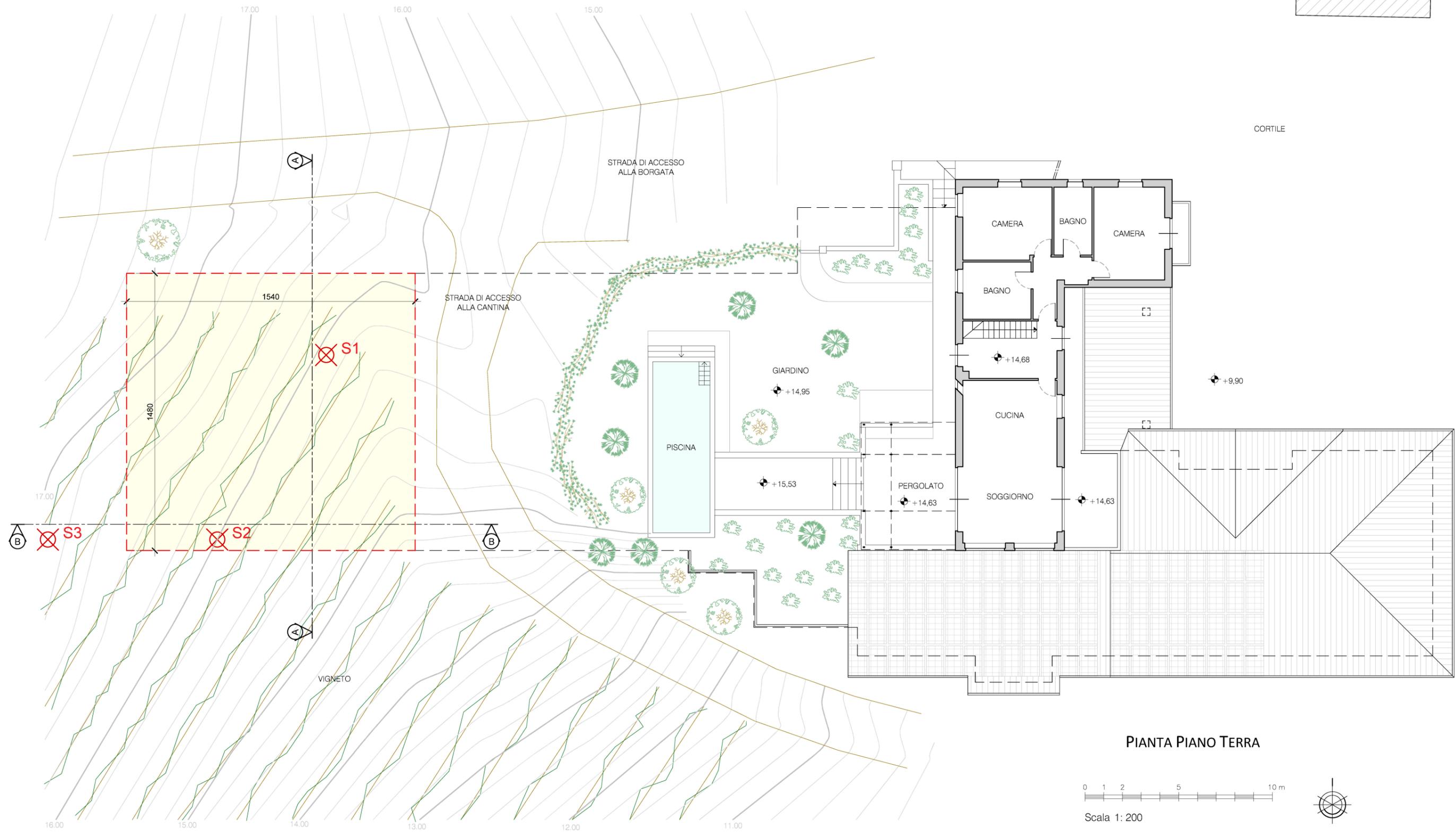
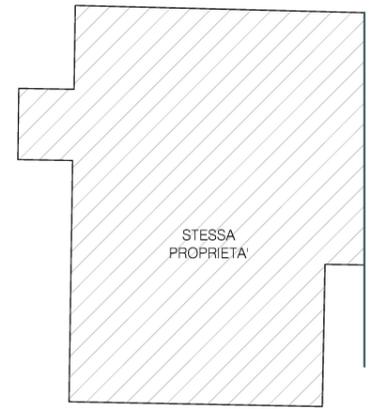
ALLEGATO 3

PLANIMETRIA POSIZIONAMENTO SONDAGGI

⊗ S1 SONDAGGIO S1

⊗ S2 SONDAGGIO S2

⊗ S3 SONDAGGIO S3



PIANTA PIANO TERRA



ALLEGATO 4

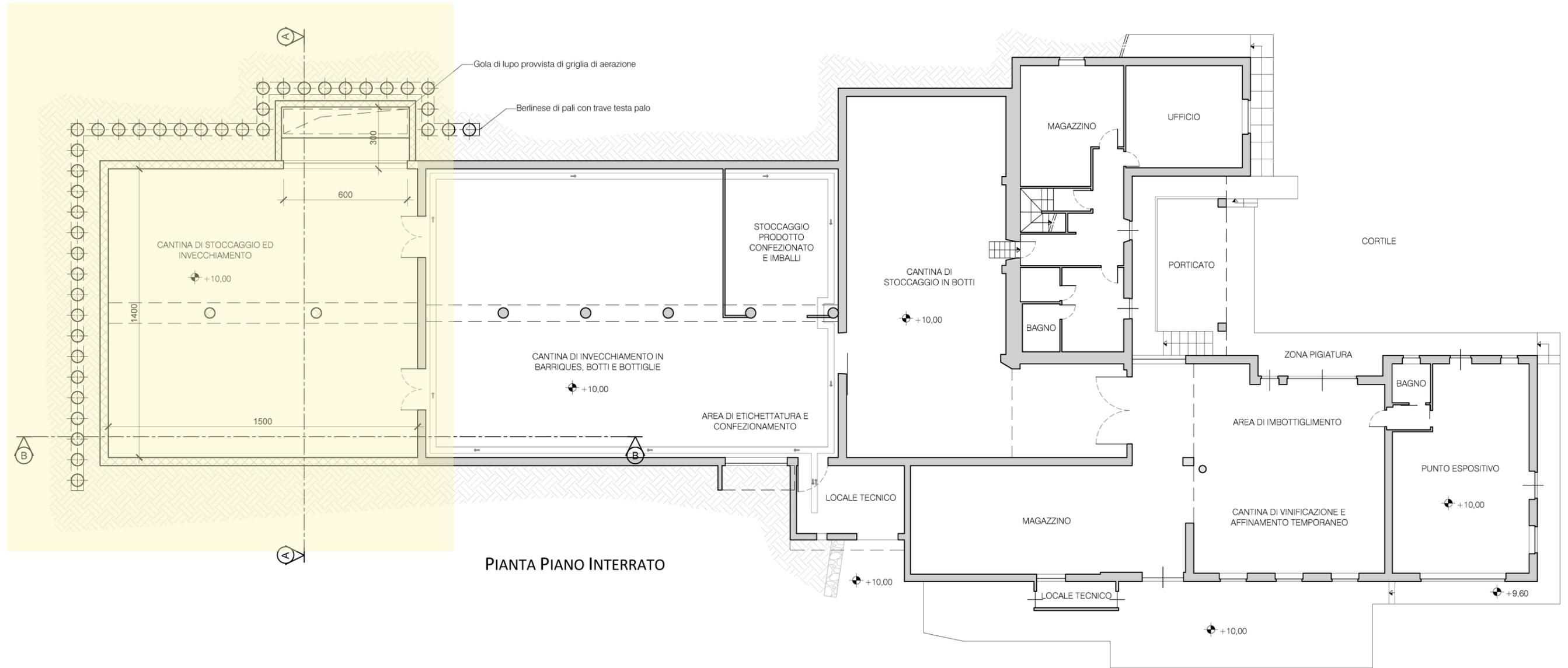
Planimetria posizionamento **berlinese di pali**

ALLEGATO 4

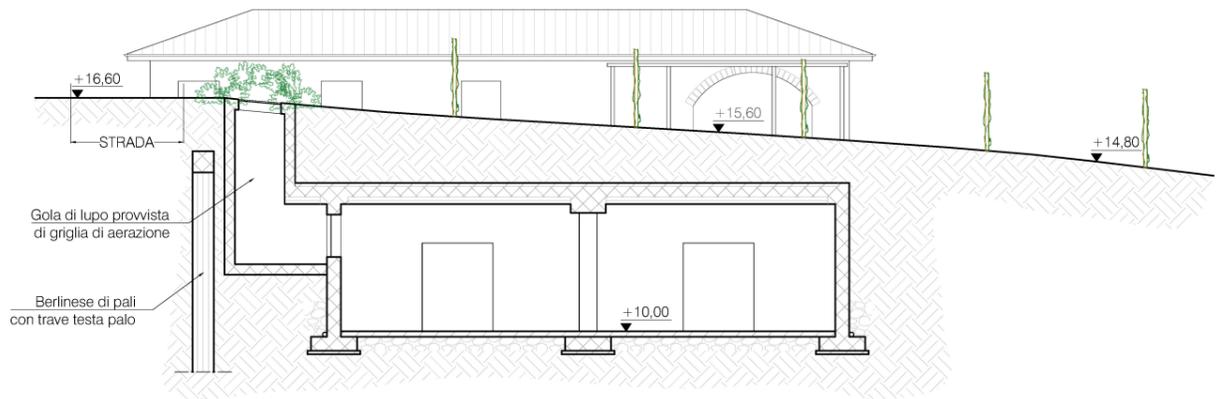
AMPLIAMENTO IN PROGETTO



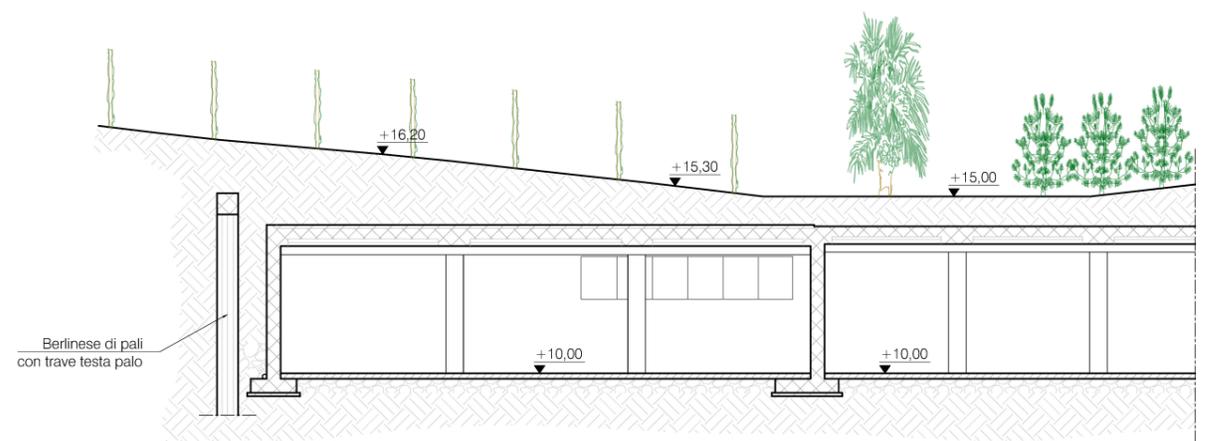
PLANIMETRIA POSIZIONAMENTO BERLINESE DI PALI



PIANTA PIANO INTERRATO



SEZIONE A-A



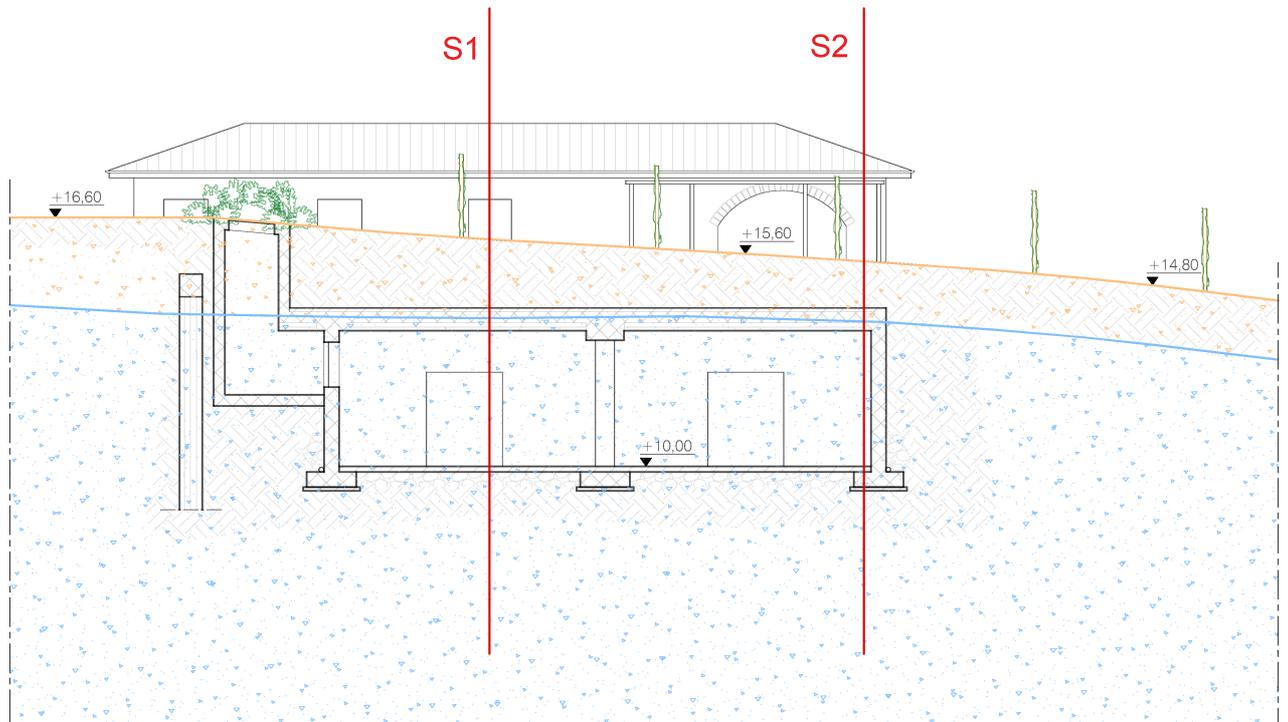
SEZIONE B-B

ALLEGATO 5

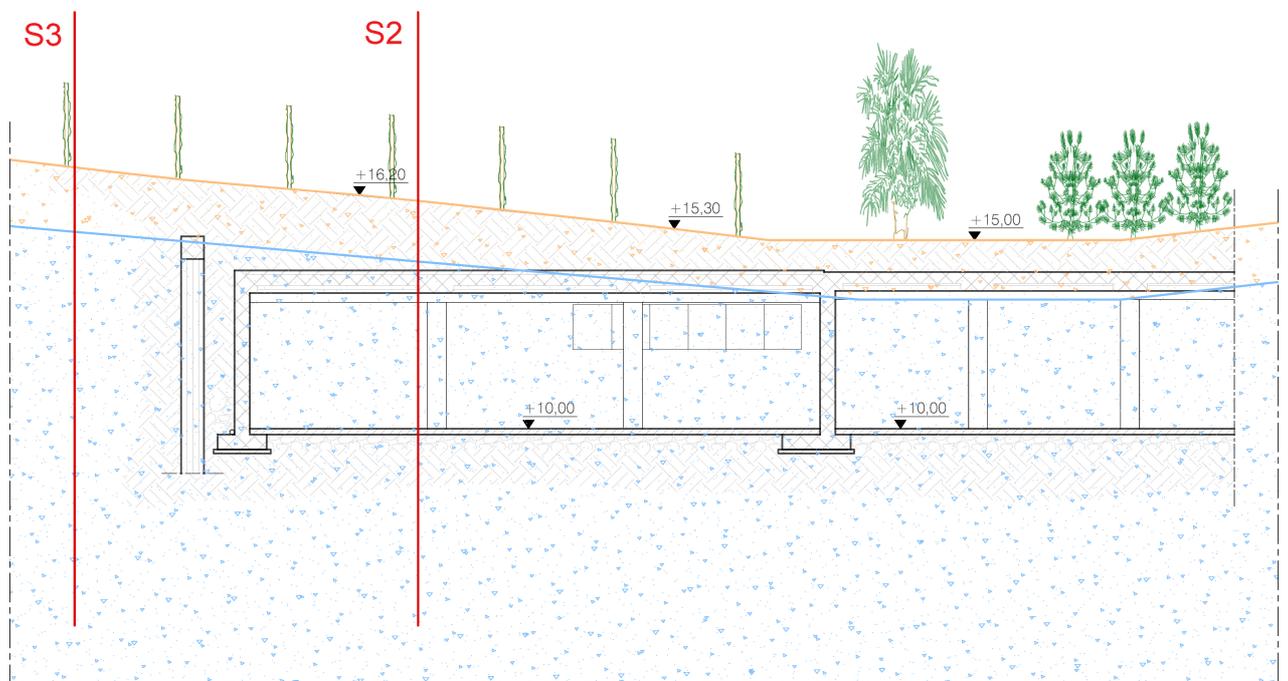
Assetto litostratigrafico **nelle sezioni**

ALLEGATO 5

ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO NELLE SEZIONI



SEZIONE A-A

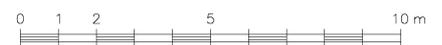


SEZIONE B-B



COLTRE ELUVIO-COLLUVIALE

MARNE DI SANT'AGATA FOSSILI



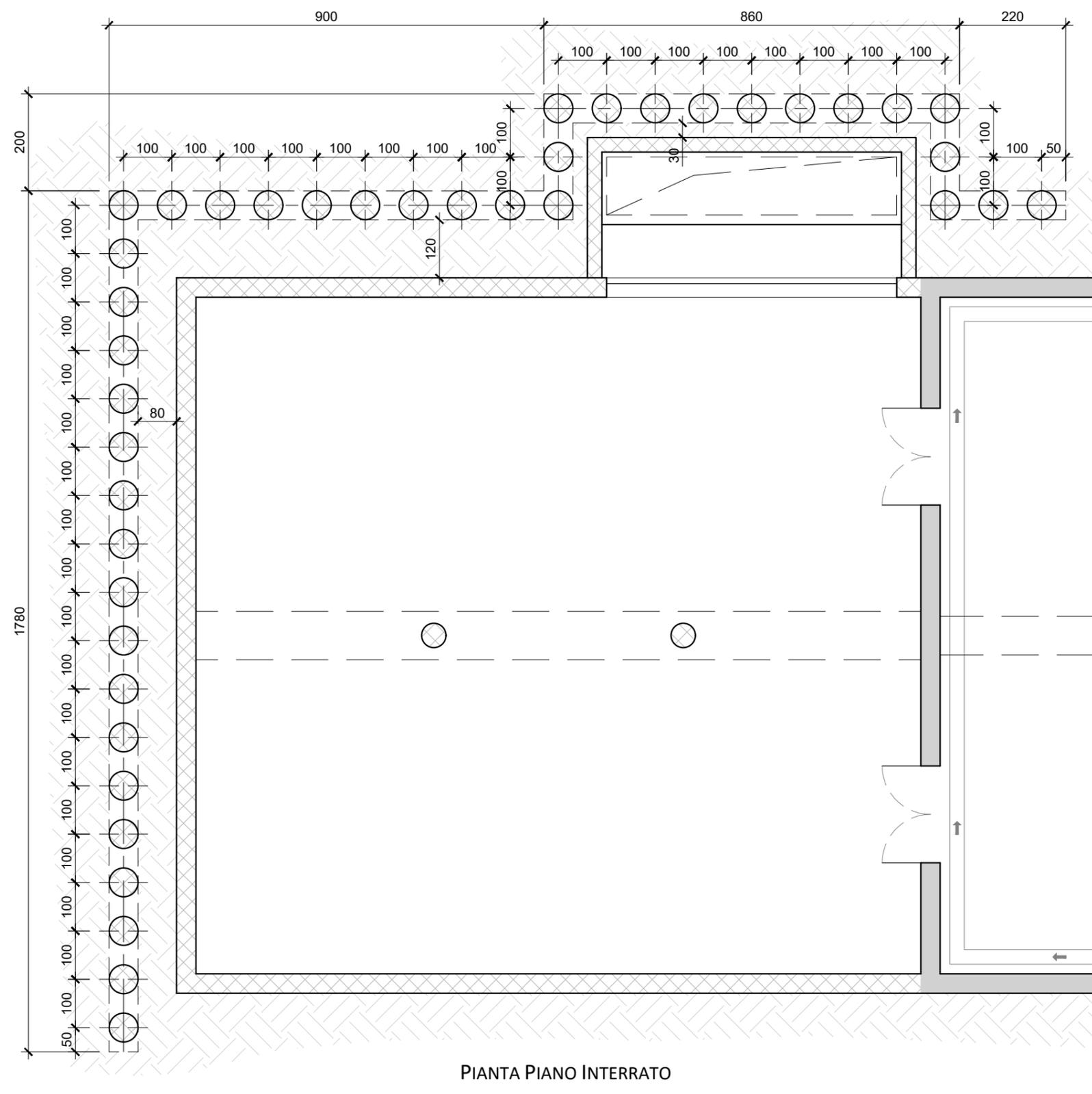
Scala 1: 200

ALLEGATO 6

Disegno esecutivo **della berlinese di pali**

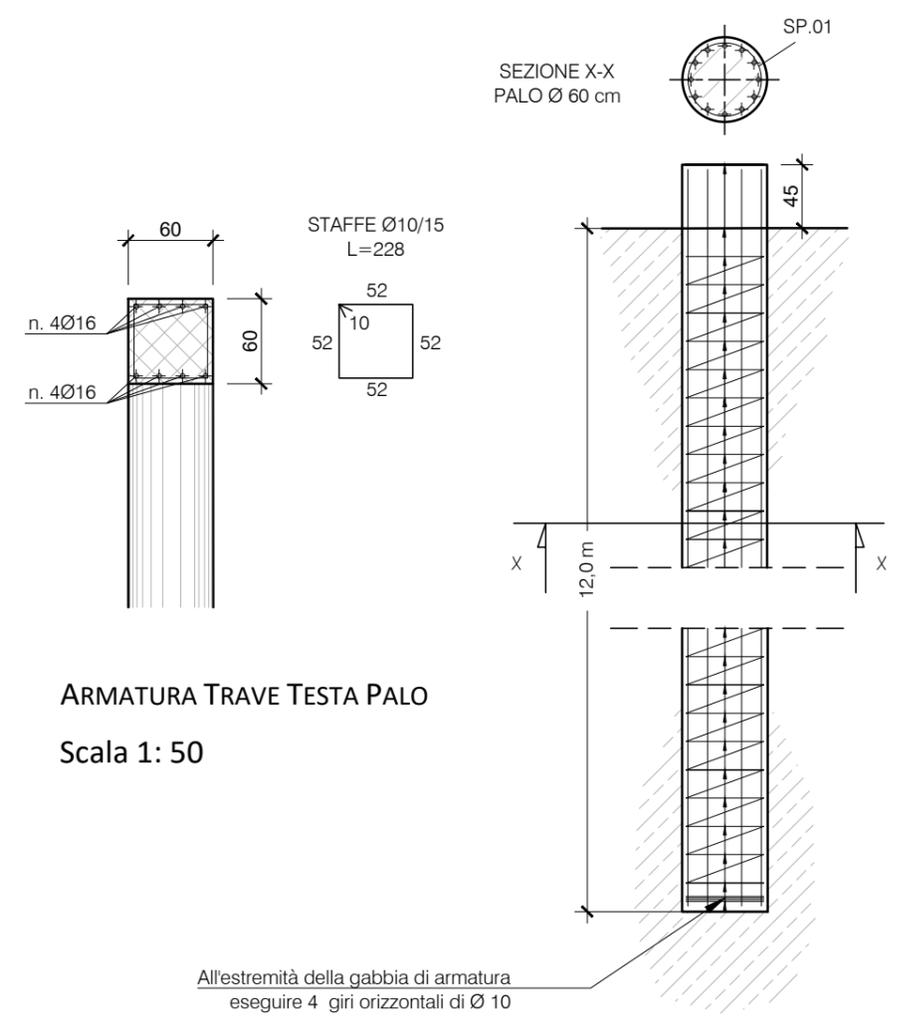
ALLEGATO 6

DISEGNO ESECUTIVO DELLA BERLINESE DI PALI



SCHEMA ARMATURA PALO (41 PALI)

ARMATURE PALI	LONGITUDINALI	SP.01
DIAMETRO Ø [mm]	18	10
NUMERO FERRI [-]	12	-
PASSO [cm]	-	1/15
LUNGHEZZA [mm]	1200	-
SAGOMA		



RINGRAZIAMENTI

I miei ringraziamenti vanno a tutti coloro che mi sono stati accanto e mi hanno sostenuta, non solo nella stesura del presente elaborato, ma durante l'intero percorso accademico.

In particolare grazie...

- *al professor Claudio Scavia;*

Grazie per i preziosi insegnamenti ricevuti durante il mio percorso accademico e per le numerose ore dedicate alla revisione della mia tesi.

- *a CDM Dolmen;*

Grazie per avermi consentito, in qualità di studentessa del Politecnico di Torino, di utilizzare gratuitamente il software di calcolo IS Paratie.

- *ad Andrea;*

Grazie per il consiglio offerto nella scelta dell'argomento della tesi, per l'aiuto nell'elaborazione dei dati tramite il software di calcolo IS Paratie e per la disponibilità a dirimere i miei dubbi durante la stesura di questo lavoro.

- *allo studio di Ingegneria IS Studio;*

Grazie per avermi fornito il materiale per la stesura del presente elaborato, in particolare la relazione Geologica-Geotecnica, i disegni grafici e le fotografie di monitoraggio dell'esecuzione dei lavori.

- *ai miei genitori;*

Grazie per avermi permesso di proseguire gli studi, per avermi incoraggiata nei momenti di maggior sconforto, tranquillizzata in quelli di forte stress e gioito con me per i risultati ottenuti.

- *alle mie sorelle Alice, Gloria e Annalisa;*

Grazie per il sostegno offerto nel superare gli ostacoli accademici, trovando le parole giuste con cui consigliarmi. Grazie inoltre per le correzioni grammaticali della corrente tesi.

- *a Paolo;*

Grazie per essermi sempre stato accanto, per il supporto ricevuto e per l'aiuto offerto durante questi lunghi anni di studio, quando veramente quattro mani erano meglio di due!

- *a Monica;*

Grazie per avermi concesso uno spazio sia fisico che temporale dell'ufficio ABD Studio e per aver sciolto con stile i miei interrogativi.

- *ai miei compagni di studio.*

Grazie per l'aiuto e per la collaborazione nella preparazione degli esami, degli interminabili progetti e delle estenuanti esercitazioni. Le giornate passate con loro sono sembrate meno dure ed impegnative.