



PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI

MESSA IN SICUREZZA DEL SISTEMA ACQUEDOTTISTICO DEL PESCHIERA PER L'APPROVVIGIONAMENTO IDRICO DI ROMA CAPITALE E DELL'AREA METROPOLITANA

IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ING. PhD MASSIMO SESSA

SUB COMMISSARIO ING.

aceq
acqua
ACEA ATO 2 SPA



aceq
Ingegneria
e servizi



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. PhD Alessia Delle Site

SUPPORTO AL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Avv. Vittorio Gennari

Sig.ra Claudia Iacobelli

Ing. Barnaba Paglia

CONSULENTE

Ing. Biagio Eramo

ELABORATO

A254PDS R006 2

COD. ATO2 ROM11105

DATA MARZO 2022

SCALA

Progetto di sicurezza e ammodernamento
dell'approvvigionamento della città
metropolitana di Roma

"Messa in sicurezza e ammodernamento del sistema
idrico del Peschiera",

L.n.108/2021, ex DL n.77/2021 art. 44 Allegato IV

Sottoprogetto
ADDUTTRICE OTTAVIA – TRIONFALE
(con il finanziamento dell'Unione
europea – Next Generation EU)



AGG. N.	DATA	NOTE	FIRMA
1	04/22	AGGIORNAMENTO ELABORATI UVP	
2	05/22	AGGIORNAMENTO ELABORATI CSLPP	
3			
4			
5			
6			

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA
ED ECONOMICA

TEAM DI PROGETTAZIONE

RESPONSABILE PROGETTAZIONE

Ing. Angelo Marchetti

Hanno collaborato:

Ing. Roberto Biagi

CAPO PROGETTO

Ing. Viviana Angeloro

Ing. Claudio Lorusso

IDRAULICA

Ing. Eugenio Benedini

GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA

Geol. Stefano Tosti

GEOTECNICA E STRUTTURE

Ing. Angelo Marchetti

ASPETTI AMBIENTALI

Ing. PhD Nicoletta Stracqualursi

ATTIVITA' TECNICHE DI SUPPORTO

Geom. Stefano Francisci

ATTIVITA' PATRIMONIALI

Geom. Fabio Pompei

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

1 Premessa 5

2 Oggetto e scopo dell'intervento..... 6

 2.1.1 Analisi dello stato di fatto 7

 2.1.2 Le opere esistenti..... 9

 2.1.3 Criticità dell'assetto attuale 10

 2.1.4 Descrizione della soluzione progettuale prescelta 11

3 Descrizione delle opere..... 14

 3.1 Descrizione dei macrotratti..... 14

 3.2 Descrizione dei manufatti 17

4 Documenti di riferimento..... 33

 4.1 Normative, raccomandazioni e linee guida 33

 4.2 Bibliografia..... 33

5 Considerazioni generali sulla progettazione 38

 5.1 Aspetti prestazionali di base del sistema 38

 5.2 Rischio sismico 39

6 Caratteristiche dei materiali 41

 6.1 Calcestruzzo c.a.v. C50/60 41

 6.2 Calcestruzzo C23/40 42

 6.3 Calcestruzzo C25/30 43

 6.4 Calcestruzzo C12/15 43

 6.5 Barre d'acciaio B450C 44

 6.6 Acciaio per carpenteria metallica S275JR..... 45

 6.7 Acciaio per carpenteria metallica S355JR..... 45

 6.8 Processo di saldatura..... 46

7 Azioni di progetto..... 47

 7.1 Azioni sulle costruzioni 47

 7.2 Azione sismica..... 47

 7.2.1 Valutazione dell'azione sismica 48

RELAZIONE GEOTECNICA

7.3	Analisi allo SLU	50
7.4	Analisi allo SLE	51
8	Descrizione delle campagne indagini	52
9	Quadro di riferimento geologico e geotecnico	54
9.1	Descrizione unità geologiche	54
9.2	Descrizione unità geotecniche	55
10	Profilo freatico	56
11	Criteri per la caratterizzazione geotecnica	57
11.1	Generalità	57
11.2	Individuazione del tipo di terreno da prove CPT	57
11.3	Terreni coesivi	59
11.3.1	Introduzione	59
11.3.2	Parametri fisici e Classificazione.....	59
11.3.3	Stato tensionale iniziale.....	59
11.3.4	Resistenza a taglio non drenata	60
11.3.5	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	63
11.3.6	Caratteristiche di deformabilità	63
11.3.7	Coefficienti di permeabilità	67
11.3.8	Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria	67
11.4	Terreni incoerenti	67
11.4.1	Introduzione	67
11.4.2	Stato tensionale iniziale del deposito.....	68
11.4.3	Densità relativa.....	68
11.4.4	Caratteristiche di deformabilità	76
12	Caratterizzazione delle unità geotecniche	79
12.1	Stratigrafie e numero di colpi N_{SPT}	79
12.2	Numero di colpi N_{SPT} – Terreni incoerenti	91
12.3	Velocità delle onde di taglio da MASW e DOWN-HOLE	93
12.4	Granulometrie e caratteristiche fisiche	108
12.5	Stato tensionale iniziale	113
12.6	Caratteristiche di resistenza in terreni incoerenti	116

RELAZIONE GEOTECNICA

12.6.1	Densità relativa.....	116
12.6.2	Angolo di resistenza a taglio.....	120
12.7	Caratteristiche di deformabilità in terreni incoerenti.....	128
12.7.1	Modulo elastico drenato	128
12.8	Caratteristiche di permeabilità	134
12.8.1	Coefficienti di permeabilità di progetto	137
12.8.2	Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria	138
13	Definizione dei parametri geotecnici di progetto	141
13.1.1	Parametri geotecnici associati alle unità geotecniche definite	142
14	Caratterizzazione geotecnica del tracciato.....	145
14.1	Tratto da pk 0+000 a pk 4+846	146
14.2	Centro idrico Pineta Sacchetti	148
15	Opere connesse al microtunnel.....	149
15.1	Descrizione del metodo di scavo	152
15.2	Scelta del tipo di fresa	156
15.2.1	Tipologia dei terreni da scavare	156
15.2.2	Scelta del tipo di macchina e del sistema di smarino da impiegare	157
15.2.3	Scelta della testa di scavo.....	163
15.2.4	Sovrascavo.....	164
15.2.5	Tubi di spinta	164
15.2.6	Calcolo della forza totale di spinta	165
15.2.7	Verifica statica longitudinale della tubazione	174
15.3	Calcolo della forza di spinta necessaria all'avanzamento e numero di sottostazioni intermedie di spinta	182
15.4	Analisi di stabilità del fronte	186
15.4.1	Analisi di stabilità: Copertura media	189
15.4.2	Analisi di stabilità: Sottoattraversamento Ferroviario	190
15.5	Analisi delle subsidenze.....	191
15.5.1	Cenni teorici.....	191
15.5.2	Stima del Volume perso V_L	207
15.5.3	Individuazione degli edifici interferiti.....	213
15.5.4	Conclusioni	216

16	<i>Opere connesse alla realizzazione dei manufatti</i>	287
16.1	Intervento presso PZ3	288
16.1.1	Caratteristiche dei materiali	289
16.1.2	Software di calcolo	290
16.1.3	Inquadramento geotecnico	290
16.1.4	Analisi dei carichi	290
16.1.5	Combinazioni di carico	292
16.1.6	Verifiche paratia di pali.....	294
16.1.7	Analisi Numeriche.....	295
16.1.8	Risultati.....	300
16.1.9	Analisi delle subsidenze.....	307
16.1.10	Riepilogo.....	310

1 Premessa

Il presente documento definisce il modello geotecnico di sottosuolo da adottare per il Progetto di Fattibilità tecnico-economica (PFTE) dell'adduttrice Ottavia-Trionfale.

Il modello è stato ricostruito a partire dai risultati delle campagne di indagine del 2021.

Scopo del documento è la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, ai fini del calcolo geotecnico delle opere da realizzare nell'ambito del progetto.

I predimensionamenti ed i calcoli geotecnici, basati sui parametri definiti nella presente relazione geotecnica generale di inquadramento, sono riportati nelle relazioni specifiche allegate.

2 Oggetto e scopo dell'intervento

Il sistema acquedottistico denominato Peschiera-Capore è la principale fonte di approvvigionamento idrico del territorio dell'ATO2 Lazio Centrale Roma.

Il Centro Idrico di Ottavia rappresenta uno dei nodi principali del sistema di smistamento della Capitale. In esso confluiscono il tronco inferiore del Peschiera Destro, l'adduttrice Monte Carnale Ottavia, che può trasferire le acque dal Peschiera Sinistro al Destro, e il Nuovo Acquedotto dal Lago di Bracciano.

Da questo Centro idrico partono le adduttrici che permettono il trasferimento della risorsa idrica verso il nodo Trionfale ed il Serbatoio di Monte Mario, da cui vengono alimentati molti quartieri del centro Città, e che poi proseguono verso il nodo Aurelio per l'alimentazione dei quadranti occidentali.

Le condotte oggi in esercizio su questa tratta sono state realizzate negli anni '50 in CAP o cemento armato tipo Bonna, hanno quindi vita di oltre 60 anni e la tipologia di materiale ne rende complessa e lunga la riparazione in caso di danno.

Occorre pertanto intervenire al fine di garantire un aumento potenziale dell'alimentazione con riferimento ai fabbisogni futuri delle aree oggetto di intervento e consentire di far fronte ad eventi critici e di fuori servizio delle adduttrici esistenti. Tali necessità hanno determinato l'esigenza di realizzare una nuova linea di collegamento dal C.I. di Ottavia fino ad un nuovo centro idrico denominato Pineta Sacchetti creando un by-pass del centro idrico Trionfale esistente. Le opere di progetto danno origine ad un sistema finalizzato al miglioramento dell'affidabilità degli impianti strategici esistenti ed alla realizzazione di alternative per garantire l'approvvigionamento idrico della città.

Per la realizzazione delle opere di progetto e per il loro futuro funzionamento si sono stabilite le portate da garantire nei diversi nodi del sistema, con riferimento ai fabbisogni futuri delle aree oggetto di intervento.

Tali portate sono da riferire principalmente a due condizioni:

- Condizioni di fabbisogno delle aree servite odierne – in condizioni di fuori servizio di uno dei due rami inferiori dell'Acquedotto del Peschiera – portata totale in uscita da Ottavia pari a $6.1 \text{ m}^3/\text{s}$;

- Condizioni di fabbisogno delle aree servite stimato al 2050 - portata totale in uscita da Ottavia pari a 6.05 m³/s di punta.

Di seguito si riporta la corografia territoriale di inquadramento dell'intervento.

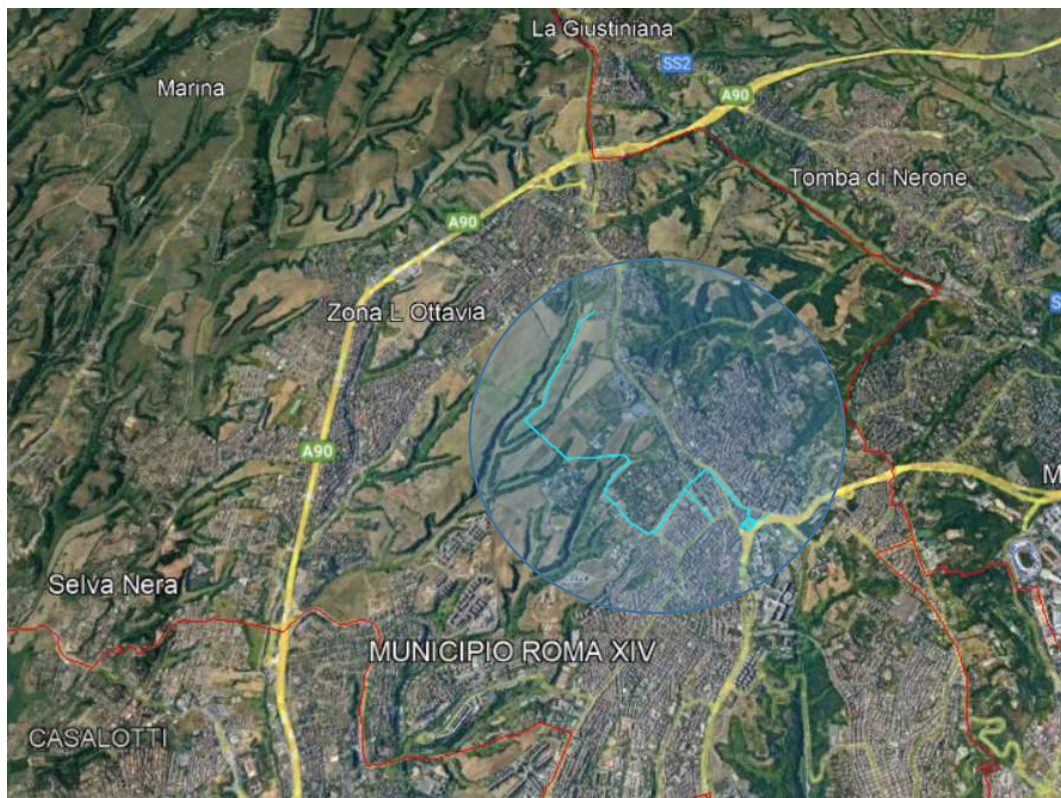


Figura 2.1 – Corografia di inquadramento dell'intervento

2.1.1 Analisi dello stato di fatto

Il Sistema Acquedottistico Peschiera – Capore, così denominato dalle sorgenti che lo alimentano, rappresenta la principale infrastruttura di approvvigionamento idropotabile della città di Roma e dell'ATO2.

Dopo aver alimentato la centrale idroelettrica di Salisano, le acque si suddividono in due tronchi, uno in destra del fiume Tevere denominato tronco inferiore destro, lungo circa 59 km e con capacità di trasporto di 5,5 m³/s e l'altro, in sinistra del fiume Tevere, denominato tronco inferiore sinistro lungo circa 33 km.

I rami inferiori del sistema, dopo aver alimentato diverse utenze lungo il loro percorso, si concludono nell'area metropolitana romana rispettivamente presso le vasche di carico di Ottavia in zona trionfale e di Monte Carnale nel Comune di Guidonia Montecelio. Il Peschiera Sinistro arriva al C.I. di Monte Carnale con un carico

piezometrico di circa 144,60 m s.l.m., mentre il Peschiera Destro approda al suo nodo terminale con una quota idrica massima di circa 129,35 m s.l.m., circa 15 m più in basso dell'altra infrastruttura.

I due centri idrici sono collegati tra loro dall'adduttrice Monte Carnale – Cecchina – Ottavia, che consente gli scambi tra i due rami inferiori del sistema Peschiera. Attualmente l'adduttrice viene utilizzata per spostare acqua dall'area in sinistra Tevere verso l'area a destra del Fiume, sfruttando sia il dislivello di carico idraulico che esiste tra il C.I. di Monte Carnale e il C.I. di Ottavia, sia un sollevamento in esercizio nel C.I. di Cecchina, nodo intermedio della linea stessa.

Dal C.I. di Ottavia le acque del sistema Peschiera vengono trasferite verso alcuni tra i principali Centri Idrici della Città di Roma.

Il sistema di adduzione permette di collegare il C.I. di Ottavia con la vasca di ripartizione di Trionfale, dalla quale partono le condotte per l'alimentazione di diverse aree del territorio della Città Metropolitana di Roma.

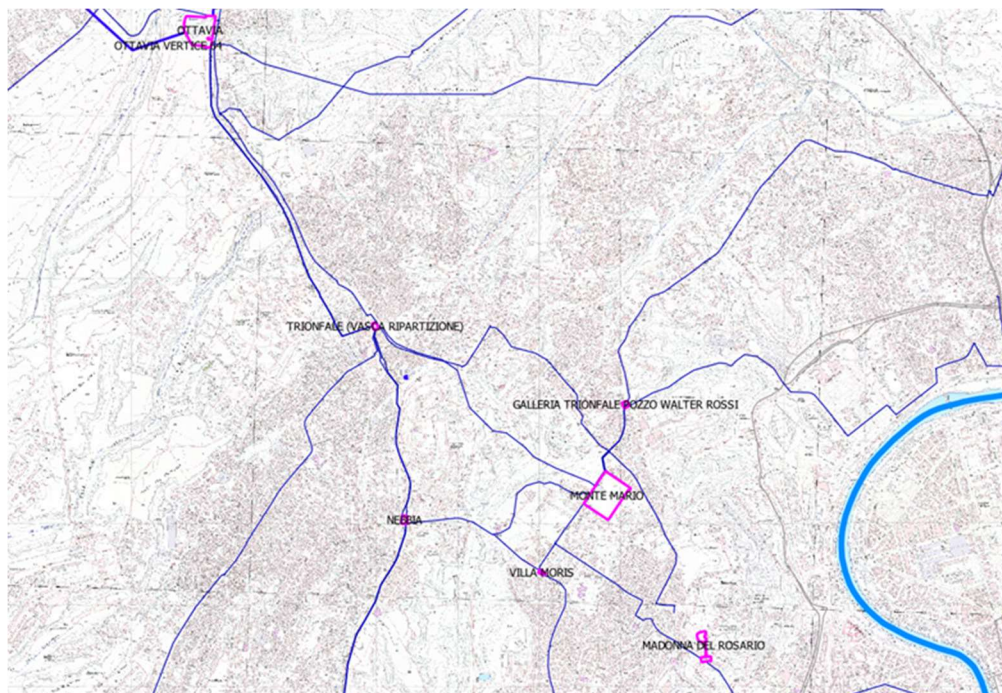


Figura 2.2 – Assetto attuale dell'alimentazione a valle del C.I. di Ottavia

Nello specifico all'interno del Nodo Trionfale hanno inizio la linea di adduzione DN700 che alimenta le aree di Ponte Galeria fino ad arrivare nei pressi di Fiumicino, due linee DN1400 e DN1000 che distribuiscono la risorsa idrica verso i nodi di Nebbia, di

RELAZIONE GEOTECNICA

Piazza Carpegna fino al C.I. Aurelio, e la condotta DN2020 che consente l'alimentazione del C.I. di Monte Mario.

Nel nodo è inoltre presente un sollevamento di rete per l'alimentazione delle aree limitrofe al centro stesso.

Il Centro di Monte Mario è di particolare rilevanza in quanto rappresenta una delle principali infrastrutture di compenso presenti sul territorio. È costituito da un serbatoio sopraelevato di circa 600m³ e da n. 8 vasche interrate, di cui 7 con volume pari a circa 25.000m³ ciascuna ed una con volume pari a circa 19.000m³. Il centro idrico Monte Mario domina le zone più alte di Roma e assolve a diverse funzioni:

- garantisce la distribuzione idrica nei quartieri di Primavalle, Trionfale, Pinciano, Salario, Della Vittoria, parte di Nomentano e di Trieste, nonché nelle zone di Tor di Quinto e parte dell'Aurelio;
- alimenta il Centro Idrico Madonna del Rosario;
- è connesso all'impianto di Villa Morris,
- collegamento con i sifoni dell'Acqua Marcia;
- accumulo e riserva dell'acqua del Sistema Acquedottistico Peschiera-Capore.

L'alimentazione del C.I. è possibile anche da una condotta DN1400 che lo collega al nodo di Nebbia, anche esso alimentato dal Nodo Trionfale.

2.1.2 Le opere esistenti

Il Centro Idrico di Ottavia rappresenta uno dei nodi principali del sistema di smistamento della Capitale. In esso confluiscono il tronco inferiore del Peschiera Destro, l'adduttrice Monte Carnale Ottavia, che può trasferire le acque dal Peschiera Sinistro al Destro, e il Nuovo Acquedotto dal Lago di Bracciano.

Dal Centro idrico di Ottavia partono le adduttrici che permettono il trasferimento della risorsa idrica verso il nodo Trionfale ed il Serbatoio di Monte Mario (riserva strategica con il suo accumulo di circa 200.000 m³), da cui vengono alimentati molti quartieri del centro Città, e che poi proseguono verso il nodo Aurelio per l'alimentazione dei quadranti occidentali.

Le condotte oggi in esercizio su questa tratta sono state realizzate negli anni '50: una condotta DN2020 mm in CAP e una condotta DN1400 mm in cemento armato tipo

Bonna. Queste hanno quindi vita di oltre 60 anni e la tipologia di materiale ne rende complessa e lunga la riparazione in caso di danno.

Nel nodo Trionfale è presente sia una vasca dotata di stramazzo frontale, sia di un sistema di by-pass della stessa. Dal Nodo Trionfale partono tre linee, già elencate nel paragrafo precedente. La linea verso Ponte Galeria e quella verso il Centri di Nebbia, Carpegna e Aurelio non presentano problematiche di funzionamento particolari nelle condizioni di abbassamento del carico idraulico al Nodo Trionfale; discorso differente invece per quanto riguarda la linea DN2020 di collegamento con il C.I. Monte Mario.

A monte delle vasche di compenso del Centro è infatti presente un manufatto detto "prevasca" o "vasca di misura", costituito da una vasca di calcestruzzo in cui è presente una soglia di sfioro con profilo tipo "bazin", con quota sommitale pari a 125,40 m s.l.m., che ha lo scopo sia di fissare la piezometrica di arrivo al centro idoneo anche ad effettuare la misura di portata.

Tale manufatto, e quindi lo stramazzo, è interposto tra l'ingresso al centro e le condotte di ingresso alle vasche di compenso. Qualora la quota in partenza da Trionfale si abbassi eccessivamente, a Mone Mario ci si può trovare nelle condizioni di arrivare con un carico non sufficiente a superare la quota dello stramazzo della prevasca, rendendo necessario quindi il ricorso ai sistemi di by-pass della stessa, e riducendo il livello di riempimento massimo raggiungibile nei serbatoi del centro.

2.1.3 Criticità dell'assetto attuale

Il sistema di adduzione dal C.I. di Ottavia al Nodo Trionfale esistente è ad oggi costituito da Due linee, una DN2020 in CAP e una DN1400 tipo "Bonna". Ciascuna delle due linee da sola non è sufficiente a garantire una capacità di trasporto pari alla portata richiesta. Nello stato attuale quindi il sistema non permette di eseguire manutenzioni interventi di manutenzione senza ridurre la capacità di trasporto al di sotto del valore di portata richiesto dall'utenza.

Un problema analogo si ha all'interno del nodo terminale della tratta in esame, il C.I. Trionfale, nel quale non è possibile effettuare la necessaria manutenzione agli organi di sezionamento presenti sempre per non incorrere in un fuori servizio non sostenibile dal sistema nella sua attuale configurazione.

La problematica illustrata assume inoltre rilevanza se si considera il rischio di eventi calamitosi o rotture di entità tale da mettere fuori servizio una componente del sistema. Un evento di questo tipo si tradurrebbe inevitabilmente a un deficit di approvvigionamento.

Occorre pertanto intervenire al fine di garantire un aumento potenziale dell'alimentazione verso l'area di Trionfale, assicurando un'adeguata ridondanza sia all'infrastruttura di trasporto che al nodo di Trionfale stesso.

2.1.4 *Descrizione della soluzione progettuale prescelta*

A valle del precedente livello di progettazione (DOCFAP) e a seguito dell'individuazione dell'alternativa progettuale da sviluppare nei successivi livelli di progettazione, il progetto prevede una nuova linea di collegamento dal C.I. di Ottavia fino ad un nuovo centro idrico denominato Pineta Sacchetti creando un by-pass del centro idrico Trionfale esistente.

L'intervento di progetto prevede la realizzazione di una prima condotta adduttrice DN2500 mm in acciaio dal C.I. Ottavia fino ad un manufatto denominato Casale del Marmo; la partenza da Ottavia è prevista direttamente dall'opera di presa in modo da essere funzionale allo schema futuro che assumerà il centro idrico a seguito della sua ristrutturazione.

Dal Manufatto Casale del Marmo in cui è prevista una predisposizione per l'allaccio di altre future condotte verrà posata una condotta in acciaio DN2500 mm fino al parcheggio della stazione ferroviaria Monte Mario, in tale punto è previsto un partitore denominato Monte Mario da cui usciranno due condotte; una con DN2000 che proseguirà verso il nuovo centro idrico e l'altra condotta con DN800 che verrà posata lungo via Cesare Castiglioni per collegarsi alla condotta DN700 esistente che va verso Ponte Galeria. La lunghezza complessiva degli interventi è circa 5200 metri.

Si descrive di seguito il tracciato di progetto costituito principalmente da due tratte:

- *C.I. OTTAVIA – MANUFATTO CASALE DEL MARMO*: tratto di lunghezza pari a circa 1200 m che dall'opera di presa del C.I. Ottavia all'interno del confine di proprietà del centro idrico arriva al manufatto che verrà realizzato in prossimità del Casale del Marmo, in cui è prevista la posa in opera di una condotta DN2500 mm in acciaio, posata con scavo a cielo aperto e successivamente rinterrata.

La tubazione attraverserà la recinzione del centro idrico e Via Isidoro Carlini per proseguire con un tratto in campagna parallelo al fosso di Marmo Nuovo.

- *MANUFATTO CASALE DEL MARMO – C.I. PINETA SACCHETTI*: tratto di lunghezza pari a circa 4000 m, che dal manufatto “Casale Del Marmo” di progetto arriva al nuovo “Centro Idrico Pineta Sacchetti”. In tale tratto è prevista la posa in opera di una condotta DN2500 mm, una condotta DN2000 mm ed una condotta DN800 mm tutte in acciaio. Lo scavo e la posa di tali condotte sono previsti a cielo aperto e successivo rinterro, ed in parte attraverso la tecnologia di scavo in microtunneling. La tubazione partirà dal manufatto “Casale del Marmo” in area a scarsa densità abitativa, per proseguire verso Via Giuseppe Barellai ed attraversando la valle Fontana sempre con scavo a cielo aperto; dopodiché si raggiungerà via Sebastiano Vinci dove, in prossimità della stazione Monte Mario, si prevede la realizzazione di un partitore denominato “Monte Mario” da cui si dirameranno due tubazioni:
 - un DN800 mm che verrà posata con scavo a cielo aperto lungo via Cesare Castiglioni per collegarsi alla condotta DN700 esistente,
 - un DN2000 che uscirà dal partitore di progetto “Monte Mario” posata per un tratto in microtunneling per una lunghezza pari a circa 180 m per l’attraversamento della linea ferroviaria Roma-Viterbo, con sbocco in una area libera confinata tra Via Trionfale e la ferrovia medesima; successivamente, si proseguirà sempre con tecnologia microtunneling lungo la Via Trionfale fino all’incrocio con viale dei Monfortani dove è previsto il pozzo di uscita. Da questo punto fino al nuovo centro idrico si prevede la posa con scavo a cielo aperto. Si prevede un tubo fodera DN2500 per tutto il tratto con posa in MT.

Dal nuovo “Centro Idrico Pineta Sacchetti” sono previste due condotte in uscita:

- Un DN1400 che si collegherà alle condotte esistenti DN1000 e DN1400 su via Enrico Pestalozzi;
- Un DN1600 posata parallelamente a tergo della galleria stradale Giovanni XXIII prevedendo la posa con scavo a cielo aperto fino a collegarsi alla condotta esistente DN2020 che va verso il Centro Idrico Monte Mario.

Le opere di nuova realizzazione previste nel presente intervento sono riassunte di seguito.

Nome	Descrizione
OTT	Opere per il collegamento al C.I. di Ottavia
MCM	Manufatto Casal del Marmo
PMM	Partitore Monte Mario
PZT1 – PZ3	Pozzi Trionfale: manufatti di arrivo/partenza MT
CIPS	Centro Idrico Pineta Sacchetti
PPS	Pozzo Pineta Sacchetti: manufatto di spinta MT
PZP	Pozzo Pestalozzi: manufatto di arrivo MT
MP	Manufatto Pestalozzi: manufatto di connessione condotte DN1000/DN1400
CMM	Manufatto di connessione alla condotta verso Monte Mario

Tabella 10.1: Nomenclatura dei manufatti di nuova realizzazione

Nome	Descrizione
T1	Tratta dal C.I. Ottavia al Manufatto Casal del Marmo – scavo a cielo aperto DN2500 in acciaio
T2	Tratta dal Manufatto Casal del Marmo al il Partitore Monte Mario – scavo a cielo aperto DN2500 in acciaio
T3	Tratta dal Partitore Monte Mario al PZ3 – Microtunnelling DN2000 in acciaio con tubo fodera DN2500 in cls
T4	Tratta dal PZ3 al Centro Idrico Pineta Sacchetti – scavo a cielo aperto DN2000 in acciaio
T5	Tratta di collegamento alle condotte DN1000/ DN1400 su via Pestalozzi - prima parte in MT DN1400 in acciaio con tubo fodera DN1800 in cls, seconda parte scavo a cielo aperto DN1400 in acciaio
T6	Tratta di collegamento al DN2020 verso Monte Mario – scavo a cielo aperto DN1600 in acciaio
T7	Tratta di collegamento con la condotta DN700 verso Torrevecchia – Ponte Galeria – scavo a cielo aperto DN800 in acciaio
T8	Tratta per la rialimentazione della rete di Trionfale – DN300 in acciaio – percorso coincidente con la tratta T4.

Tabella 10.2: Nomenclatura dei macrotratti

3 Descrizione delle opere

Di seguito si riportano i macrotratti in cui è stata suddivisa l'infrastruttura e la descrizione delle opere di progetto.

3.1 Descrizione dei macrotratti

Nello specifico i macrotratti in cui è stata schematicamente suddivisa l'infrastruttura sono i seguenti:

- T1 dal "Centro Idrico Ottavia" al manufatto "Casal del Marmo": rappresenta il tratto di partenza della nuova adduttrice. Dal nodo di collegamento con il C.I. di Ottavia si dirama una condotta DN2500 in acciaio posata a cielo aperto in affiancamento al Fosso di Marmo Nuovo e alla fine ritombata. Le profondità medie di scavo e posa della condotta sono di circa 6-7m dal piano di campagna all'interno dell'area del centro idrico, mentre lungo tutto il tratto la quota di posa media è di circa 6m da piano campagna.

Nel tratto che costeggia la cresta del versante del Fosso Casal del Marmo saranno previsti localmente dei blindoscavi al fine di evitare interazioni con la stabilità del fosso stesso.

- T2 dal manufatto "Casal del Marmo" al "Partitore Monte Mario": rappresenta il tratto realizzato prevalentemente in zone a bassa densità abitativa, fatta eccezione per l'ultima parte su Via Sebastiano Vinci. La condotta posata in opera sarà in acciaio DN2500; le modalità di posa in opera prevedono lo scavo a cielo aperto e successivo ritombamento. Nel primo tratto in cui non si hanno interferenze con edifici limitrofi, lo scavo avverrà con inclinazione del fronte e berme, qualora si superino le profondità di 4m; viceversa nel tratto a maggior densità abitativa, dove si rende necessario limitare le interferenze e i cedimenti con le strutture esistenti, si utilizzeranno dei blindoscavi per il sostegno del fronte di scavo. L'altezza di posa media della condotta lungo il tratto è di circa 5 m da piano campagna.

Lungo il percorso è previsto l'attraversamento ortogonale di tre fossi incisi. A monte e a valle dei pendii attraversati, le condotte subiranno delle curvature altimetriche: in tali vertici la condotta sarà vincolata a dei baggioli di supporto,

che saranno poi ricoperti a lavorazioni ultimate per ripristinare lo stato ante-operam;

- T3 dal Partitore Monte Mario al Pozzo Trionfale 3: rappresenta il tratto realizzato con tecnologia di posa delle tubazioni in microtunneling. Si individuano 3 sottotratti:
 - Il primo di lunghezza pari a circa 185m, tra il partitore "Monte Mario" ed il pozzo "Trionfale 1" sarà realizzato spingendo la tubazione foderata DN2500 in c.a.v. da quest'ultimo verso il Partitore. Nel tratto, si prevede il sottoattraversamento della linea ferroviaria Roma - Viterbo. All'interno della tubazione foderata sarà alloggiata una condotta in acciaio DN2000 e il collegamento tra le due tubazioni avverrà per mezzo di collari distanziatori posti a passi regolari;
 - Il secondo di lunghezza pari a circa 150m, dal pozzo "Trionfale 1" al pozzo "Trionfale 2" in cui si prevede di posare gli stessi diametri (Tubo foderato + tubazione interna in acciaio) la via Trionfale senza incorrere in interruzioni del flusso veicolare;
 - Il terzo di lunghezza pari a circa 260m, dal pozzo "Trionfale 2" al pozzo "Trionfale 3" analogo al tratto precedente.

Le sottotratti vengono realizzate tramite 3 pozzi di arrivo/spinta con profondità di circa 13 - 15 m, posizionati in modo da non costituire ostacolo per la circolazione. La profondità delle condotte è stata stabilita al fine di evitare interferenze con le opere di scarico del Nodo Trionfale esistente e con la partenza della condotta DN2020 verso Monte Mario; motivo per cui lo scorrimento della condotta nel tratto in esame è stato posto a circa 10-13 m dal piano di campagna.

- T4 dal Pozzo "Trionfale 3" al "Centro Idrico Pineta Sacchetti": rappresenta il tratto realizzato con scavo a cielo aperto e conseguente ritombamento della tubazione DN2000. All'interno del pozzo "Trionfale 3" la tubazione subisce una variazione altimetrica del profilo per consentire delle profondità di posa idonee per lo scavo a cielo aperto con blindoscavo e successivo ritombamento. Le altezze medie di posa in opera della condotta sono di circa 6 m da piano campagna. Per mitigare gli effetti indotti dalla subsidenza prodotta dalle

operazioni di scavo si prevede l'utilizzo di puntoni di contrasto che limitano gli spostamenti orizzontali delle pareti del blindoscavo ed un avanzamento longitudinale dello scavo per tratti di 20m.

L'intervento nel tratto in progetto prevede di percorrere una porzione di Via Trionfale, senza occupare l'intera carreggiata, per poi immettersi su Via dell'Acquedotto Paolo fino all'ingresso del "Nuovo Centro Idrico Pineta Sacchetti" in progetto. Lungo il percorso in esame è prevista l'intercettazione dell'Acquedotto Paolo esistente, che, ad oggi, ha uso irriguo. Le interferenze con l'infrastruttura esistente verranno risolte avvalendosi di fuori servizio che consentano l'intersezione delle due condotte a quote differenti;

- T5 Tratta di collegamento con le condotte DN1000/ DN1400 verso Piazza Carpegna: rappresenta il tratto in uscita dal "Centro Idrico Pineta Sacchetti" e di collegamento verso il nodo di Carpegna. Per una prima parte la tratta sarà posata in opera con la tecnica del microtunneling, avvalendosi sempre dello schema con condotta foderata in cls c.a.v. DN1800, al cui interno sarà alloggiata una condotta in acciaio DN1400. La profondità media di posa della condotta è di circa 8 m dal piano di campagna. La soluzione adottata risulta necessaria in quanto è necessario attraversare via Pestalozzi e sottopassare due condotte DN1000 e DN1400 esistenti c.a.p. (tubazioni Bonna), uscenti dal Centro Idrico Trionfale, che in tale punto sono in cemento.

La seconda parte della tratta sarà invece realizzata con scavo a cielo aperto DN1400, fino ad arrivare nel "Manufatto Pestalozzi", fino a raggiungere una progressiva in cui le due condotte esistenti sono in acciaio, per poi realizzare la connessione ad esse. Durante questo secondo tratto la condotta dovrà risalire di quota per connettersi alle esistenti: si passerà da uno scavo di circa 8m di profondità a circa 5 m;

- T6 Tratta di collegamento con la condotta DN2020 verso Monte Mario: rappresenta il tratto di collegamento tra la condotta DN1600 in acciaio in uscita dal "Centro Idrico Pineta Sacchetti" e la connessione alla condotta esistente verso Monte Mario. La planimetria di progetto prevede lo scavo e la posa della tubazione a cielo aperto con blindoscavo e successivo ritombamento: costeggia la Galleria artificiale "Giovanni XXIII", posizionandosi a tergo delle paratie di pali esistenti per poi attraversare via Trionfale e collegarsi alla galleria

esistente in cui è alloggiata la condotta DN2020 che adduce le acque provenienti dal Nodo Trionfale fino a Monte Mario. Lo scavo sarà interamente a cielo aperto, anche per l'attraversamento della via Trionfale, che verrà realizzato parzializzando la carreggiata per fasi. La profondità media di posa è di circa 5m da piano campagna.

Per mitigare gli effetti indotti dalla subsidenza prodotta dalle operazioni di scavo si prevede l'utilizzo di puntoni di contrasto che limitano gli spostamenti orizzontali delle pareti del blindoscavo ed un avanzamento longitudinale dello scavo per tratti di 20m.

- T7 Tratta di collegamento dal Partitore Monte Mario alla condotta DN700 verso Torrevecchia e Ponte Galeria: rappresenta la tratta di collegamento del DN800 in acciaio posato a cielo aperto su Via Cesare Castiglioni, mediante sostegno dello scavo con blindoscavo, per poi connettersi all'adduttrice esistente DN700 su Via di Torrevecchia.
- T8 Tratta di rialimentazione della rete di Trionfale: rappresenta il tratto in cui sarà posata all'interno dello scavo, ad una profondità inferiore rispetto alla nuova condotta DN2000, una tubazione DN300 di collegamento alla rete esistente del quadrante.

3.2 Descrizione dei manufatti

Si riporta nel seguente paragrafo una breve descrizione dei manufatti di nuova realizzazione presenti nella prima fase funzionale in esame.

- Opere di Connessione al C.I. di Ottavia: le nuove opere di progetto partono diramandosi a valle della galleria di derivazione esistente dal Peschiera Destro, che oggi costituisce l'ingresso del flusso idraulico al C.I. di Ottavia. Il tratto di collegamento tra la galleria in arrivo e l'ingresso al centro idrico, è costituita da un tronchetto di scatolare in cls armato di larghezza interna 3 m x 2.50 m.

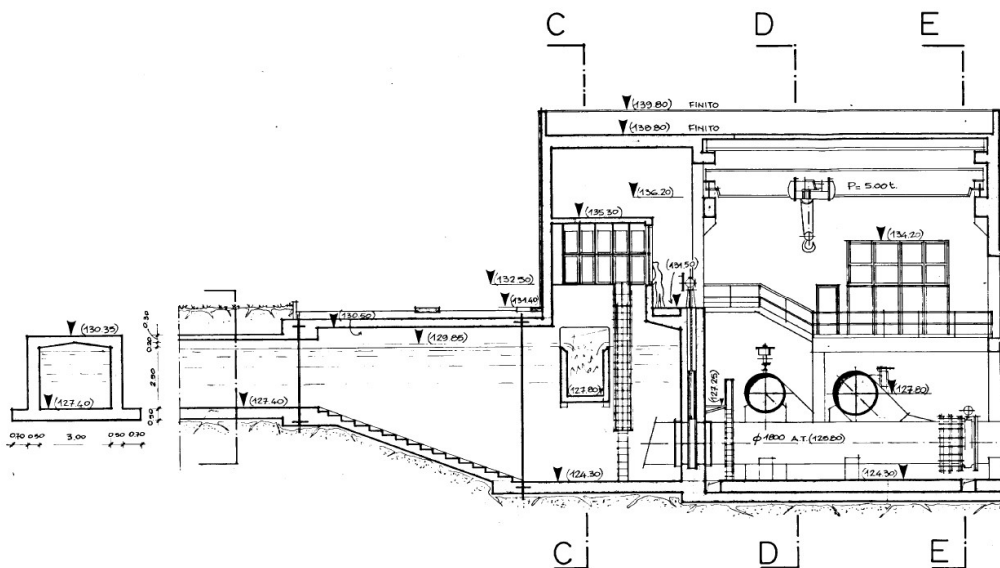


Figura 3.1 – Tavola storica del centro idrico di Ottavia e scatolare di arrivo esistente al centro

La connessione avverrà senza interruzione dell'esercizio idropotabile; infatti il punto di connessione, sul canale di ingresso alle vasche del centro idrico, è sezionabile sia a monte che a valle con delle paratoie meccanizzate. Il canale è inoltre completamente by-passabile. Le condotte in uscita dalle vasche possono essere infatti alimentate direttamente dal nodo terminale del Peschiera destro, così come il sollevamento presente a servizio del serbatoio sopraelevato di Ottavia.

Dal punto di vista strutturale quindi si ipotizza la demolizione di una porzione del canale e la ricostruzione di un tronchetto in cls armato che preveda una diramazione in destra idraulica che circonda il centro idrico. Nel primo tratto interno al centro idrico sarà quindi posato uno scatolare prefabbricato con liner interno. Le opere di nuova realizzazione saranno giuntate all'esistente con waterstop e sistemi di impermeabilizzazione che ne permetteranno la continuità idraulica. La posa in opera della condotta e del nuovo tronchetto mediamente è prevista mediamente a 4-5 m da piano campagna; tale profondità risulta comunque inferiore al piano di imposta delle opere esistenti potenzialmente interagenti.

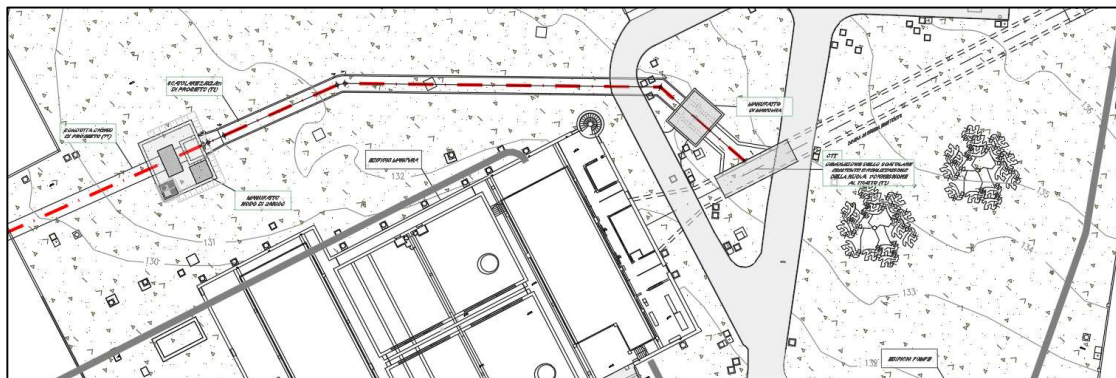


Figura 3.2 – Planimetria di progetto del tratto TC1 interno al centro idrico esistente di Ottavia

Lungo la condotta di nuova realizzazione, all'interno del centro idrico, sono stati posizionati il manufatto di manovra e il manufatto di carico. Il primo permette le operazioni di sezionamento dell'intera tratta in progetto mentre il secondo costituisce il punto di passaggio per l'infrastruttura da un funzionamento a pelo libero ad uno in pressione. Entrambi i manufatti sono a comportamento scatolare costituiti da pareti ed orizzontamenti in calcestruzzo armato. Per raggiungere la profondità di posa, viste le opere esistenti poste in prossimità, saranno realizzate paratie di micropali opportunamente puntonate.

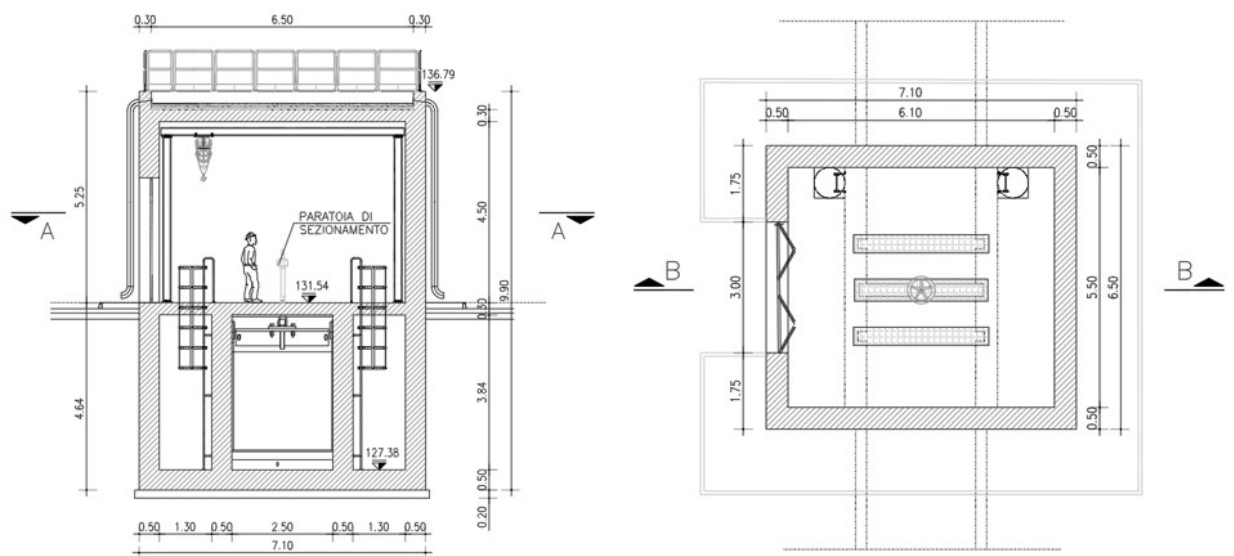


Figura 3.3 – Planimetria di progetto del tratto TC1 interno al centro idrico esistente di Ottavia (Manufatto di Manovra)

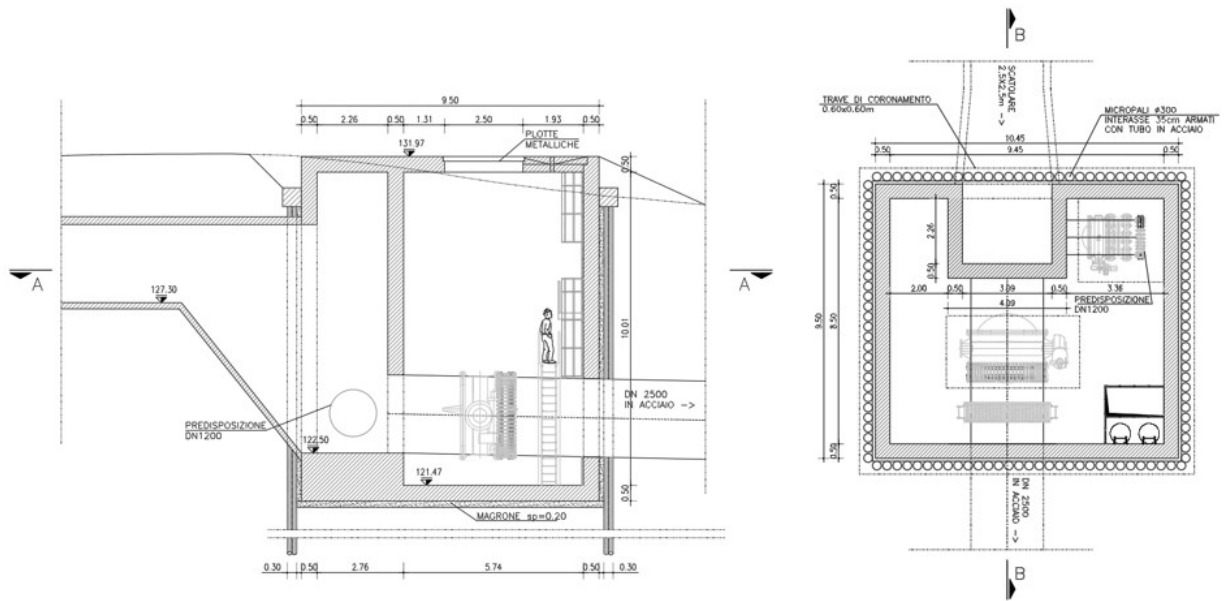
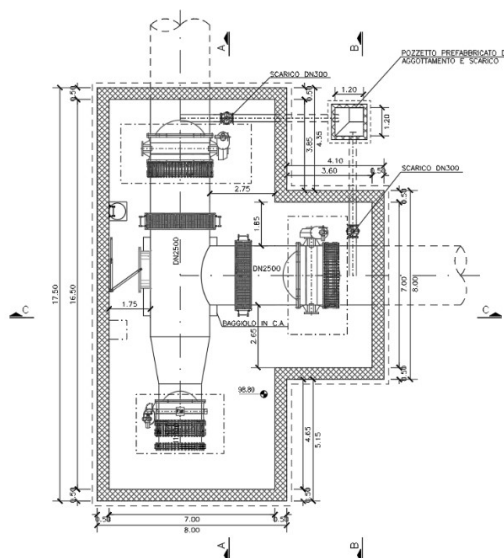


Figura 3.4 – Planimetria di progetto del tratto TC1 interno al centro idrico esistente di Ottavia (Manufatto di Carico)

- Manufatto Casal del Marmo:** il manufatto costituisce una predisposizione per future alimentazioni. In esso sono presenti i necessari organi di sezionamento per consentire la realizzazione di eventuali futuri allacci senza mettere fuori servizio la linea. Il manufatto è interrato, con una profondità di circa 8 m dal piano di campagna; la quota di fondo scavo sarà raggiunta prevedendo degli sbancamenti del terreno, avendo a disposizione ampi spazi di lavoro. La struttura è a pareti e il solaio nervato sarà realizzato in soletta piena; in pianta lo sviluppo è di circa 18 m x 12 m.



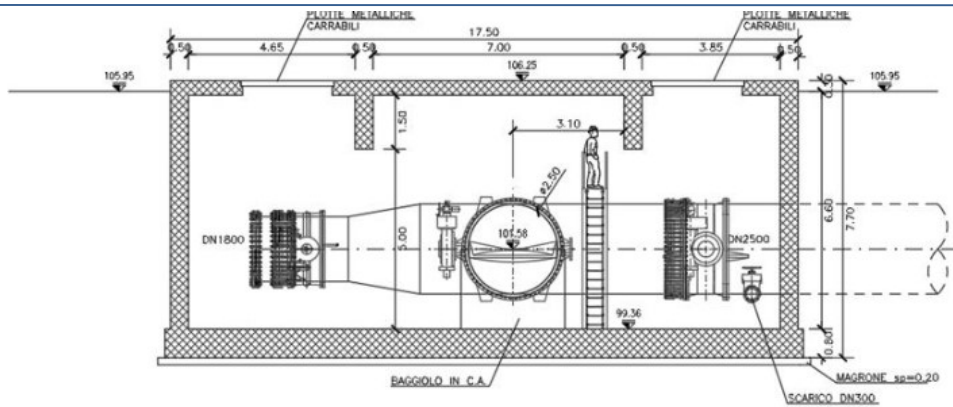
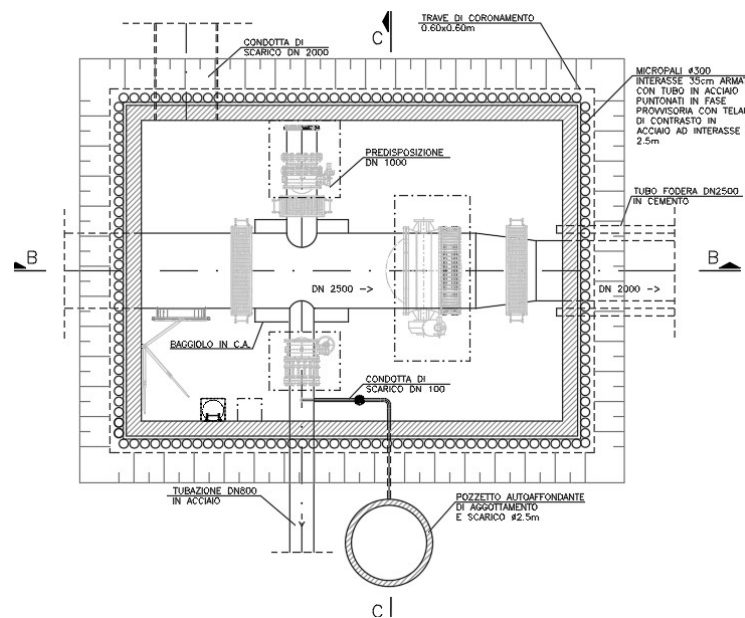


Figura 3.5 – Pianta e sezione del manufatto Casal del Marmo.

- Partitore Monte Mario:** l'opera è situata in prossimità della stazione Monte Mario, nei pressi della Ferrovia Roma Viterbo. Il manufatto presenta una forma scatolare, con pianta di circa 10 m x 14 m e profondità di circa 8 m. Durante le fasi di scavo le opere di sostegno saranno realizzate con micropali ed opportunamente puntonati con telai di contrasto; il pozzo si configura come pozzo di uscita della tratta in MT e pertanto è previsto il recupero della testa fresante a valle delle operazioni di posa in opera del tratto in MT compreso tra il partitore e PZ1.



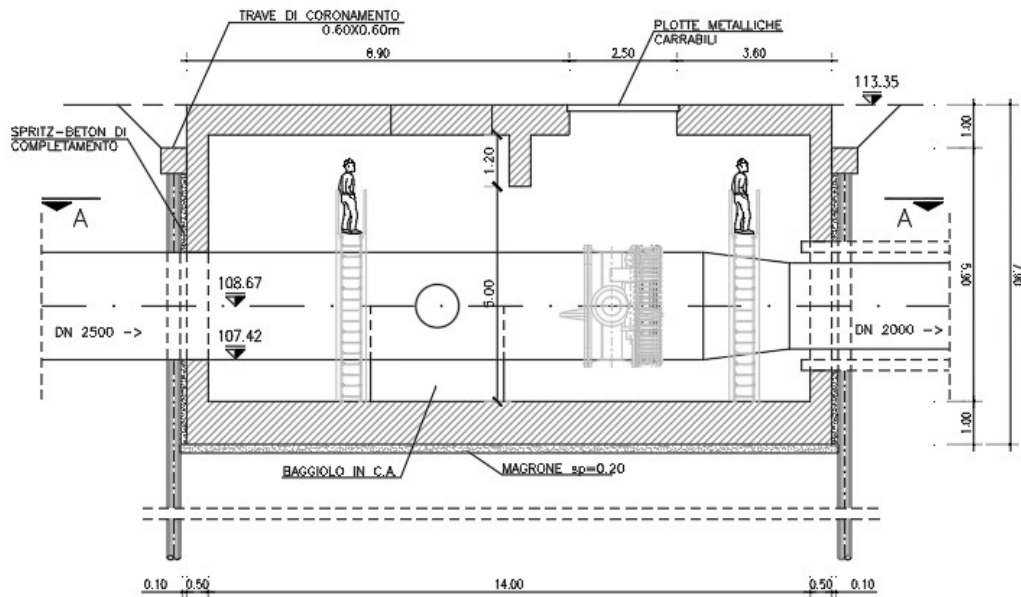


Figura 3.6 – Pianta e sezione del Partitore Monte Mario.

- Pozzi Trionfale (PZ1 – PZ3) di spinta/ arrivo del Microtunneling: i manufatti costituiscono i pozzi di spinta/arrivo necessari alla realizzazione della tratta in microtunneling. Sono realizzati interamente interrati, con profondità comprese tra i 13 e i 15 m circa. In essi verrà lasciato un punto di accesso alla condotta chiuso con passo d'uomo.
 - Pozzo Trionfale 1 – manufatto di spinta MT: il manufatto costituisce, in fase di realizzazione delle opere, il nodo di spinta delle condotte posate in Microtunneling, sia verso il *Partitore Monte Mario* che verso il *Pozzo Trionfale 2*. Il pozzo ha forma circolare di 11,5 m di diametro interno e presenta una profondità complessiva di 13,40 m. Al termine della posa delle condotte verrà realizzato un solaio di copertura del manufatto a 6m di altezza dal calpestio del pozzo, al di sopra del quale l'opera verrà interrata. Per l'accesso dal piano stradale rimarrà un pozzetto in ghisa di forma quadrata 2x2m, nel quale sarà installata una scala alla marinara che arriva fino al fondo dell'opera. La condotta all'interno del pozzo sarà passante e in pressione, attrezzata con passo d'uomo per effettuare l'ingresso per ispezione e manutenzione.

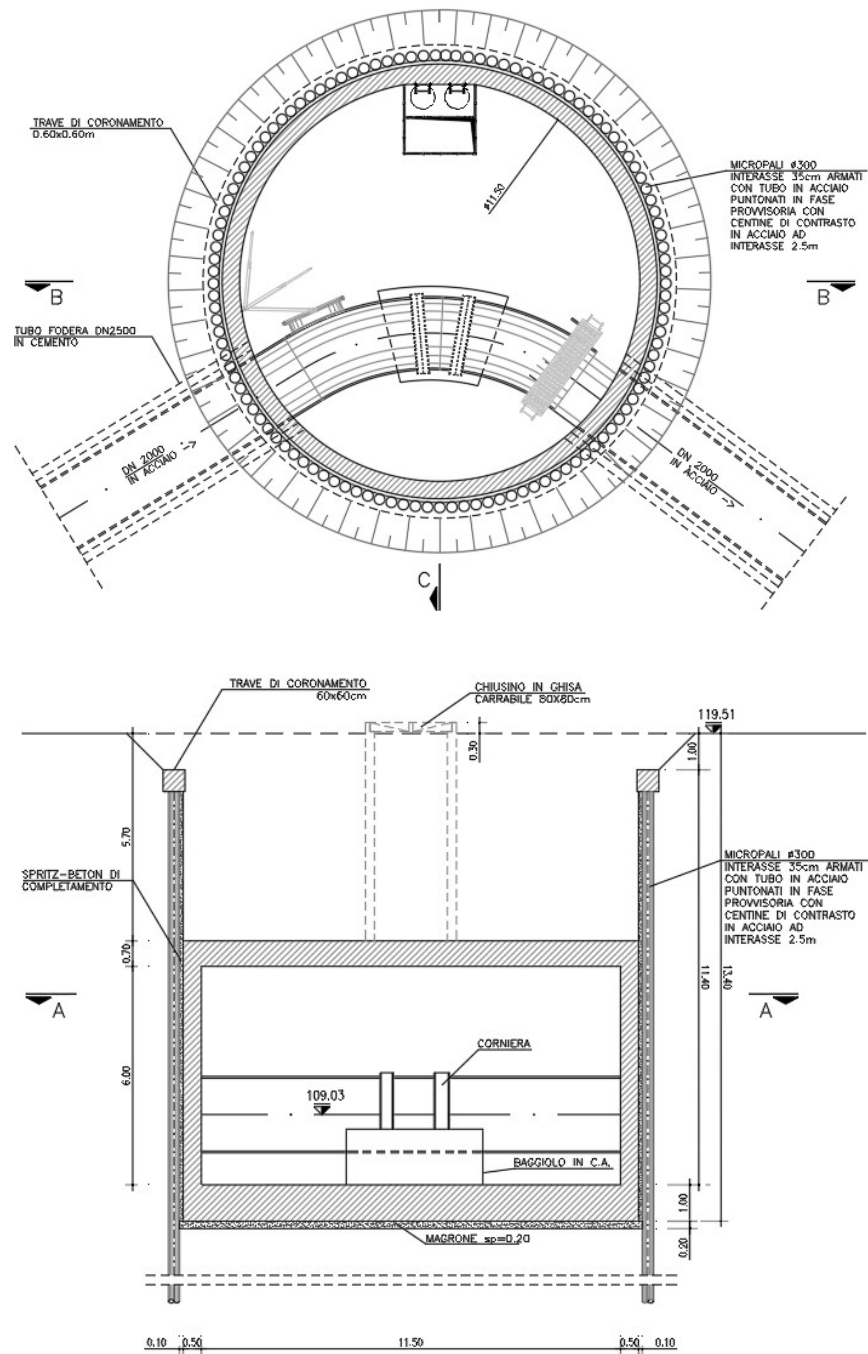


Figura 3.7 – Pianta e sezione del Pozzo Trionfale 1.

- Pozzo Trionfale 2 - manufatto di spinta/ arrivo MT: il manufatto costituisce il punto di arrivo della seconda tratta di microtunneling dal Pozzo Trionfale 1 e la partenza della tratta verso il Pozzo Trionfale 3. La geometria presenta una forma poligonale allungata nel verso delle

condotte, di dimensioni interne pari a circa 11,5 m x 6,0 m, con una profondità di circa 15 m. Anche in questo caso verrà realizzato un solaio di copertura a circa 6m dal piano di calpestio del manufatto, al di sopra del quale l’opera verrà interrata, lasciando per l’accesso un pozzetto di discesa quadrato 2 m x 2 m attrezzato con scala alla marinara. Analogamente al *Pozzo Trionfale 1*, l’opera viene dotata di passo d’uomo per l’accesso alla condotta, che anche in tale nodo è passante e in pressione.

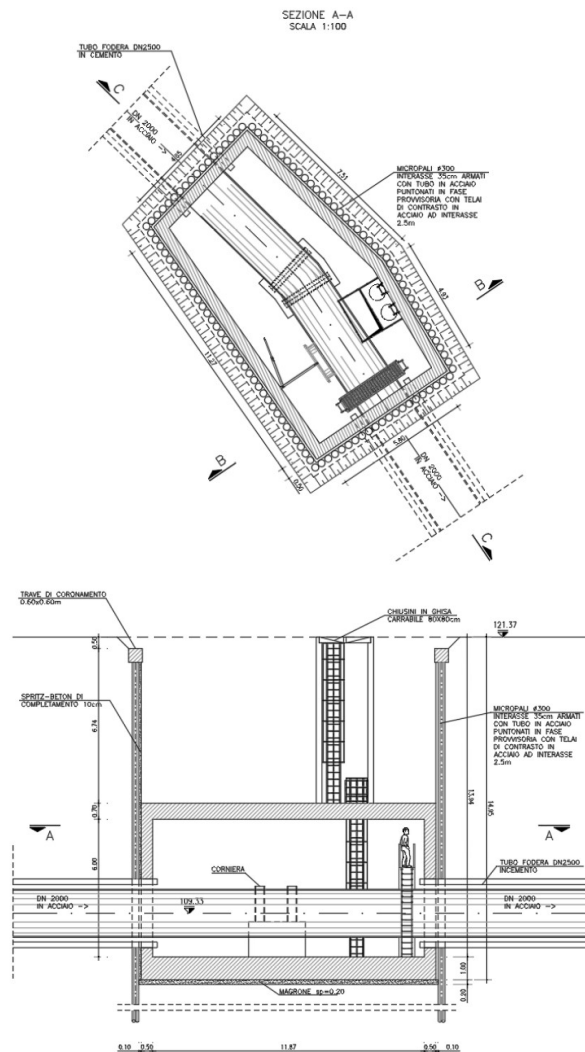
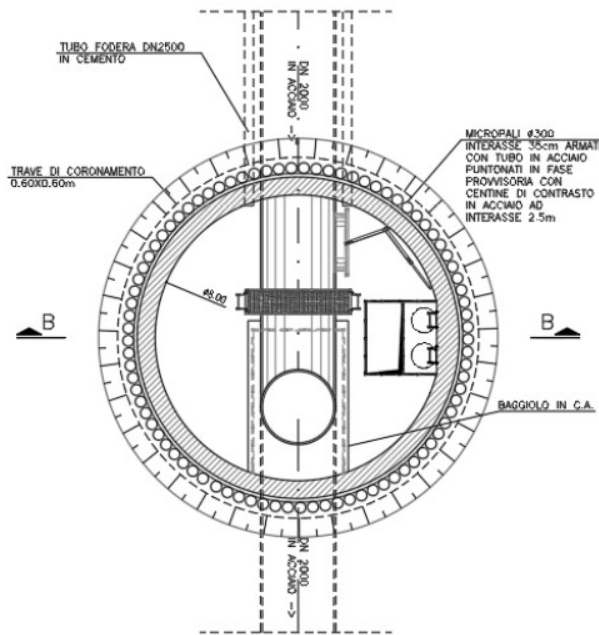


Figura 3.8 – Pianta e sezione del Pozzo Trionfale 2.

- *Pozzo Trionfale 3 - manufatto di arrivo MT:* il manufatto costituisce punto di arrivo della tratta di microtunneling dal Pozzo Trionfale 2 e la

partenza della tratta a cielo aperto verso il C.I. Pineta Sacchetti. La forma è circolare, con diametro interno pari a 8m, con una profondità di circa 14 m. Nel manufatto la condotta in pressione risale di circa 6 m, per poter essere posata nella tratta successiva con scavo a cielo aperto, utilizzando dei blindoscavi per limitare i cedimenti in superficie. Alla quota di uscita della condotta è realizzato un orizzontamento intermedio, mentre la copertura dell'opera è realizzata poco sotto al piano di campagna. l'accesso un pozzetto di discesa quadrato 2 m x 2 m attrezzato con scala alla marinara, che conduce sia all'orizzontamento intermedio che sul fondo. Analogamente agli altri pozzi, l'opera viene dotata di passo d'uomo per l'accesso alla condotta.



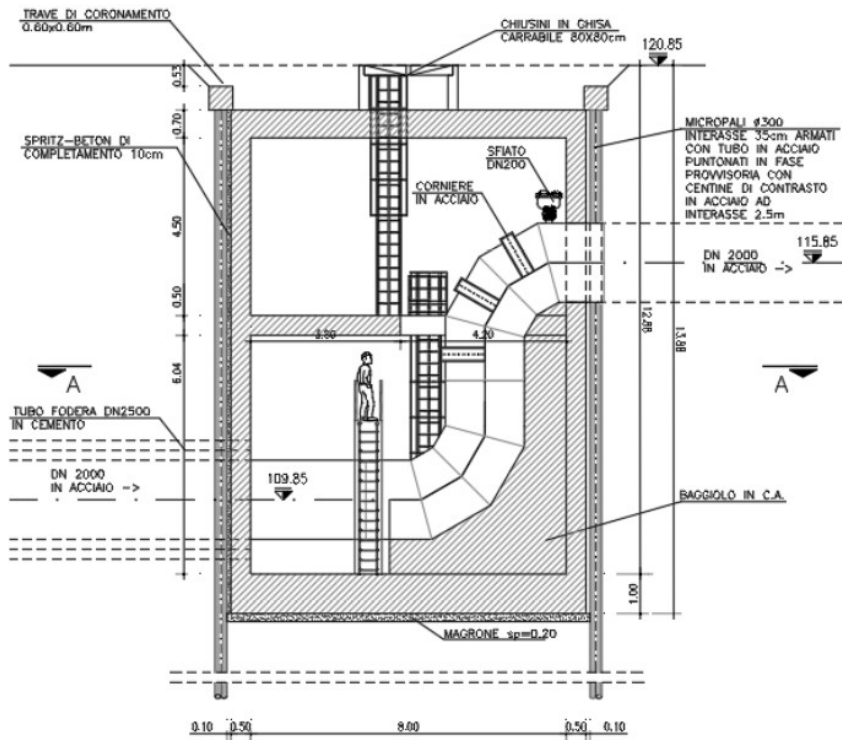


Figura 3.9 – Pianta e sezione del Pozzo Trionfale 3.

- Centro Idrico Pineta Sacchetti:** il nuovo centro idrico in progetto è composto da una serie di manufatti sia interrati sia fuori terra, che andranno a riprodurre le funzioni attualmente esercitate dal Nodo Trionfale esistente. L’ingresso delle condotte avverrà da Nord Est, da via dell’Acquedotto Paolo, con una condotta DN2000 realizzata in affiancamento alla linea esistente dell’acquedotto Paolo. Il DN2000 giunge in un partitore interrato, a cui sarà possibile accedere tramite un edificio fuori terra, all’interno del quale il DN2000 si divide in due condotte in acciaio di diametro analogo, dotate degli opportuni sezionamenti. In questo primo manufatto si inserirà anche il sistema di pompaggio per l’alimentazione della rete di Trionfale, partenza della tratta denominata T8. Le due linee DN2000 in uscita dal partitore entreranno in due manufatti seminterrati speculari, composti da una camera di manovra interrata e una vasca dotata di uno stramazzo frontale, di dimensioni in pianta di circa 20x18 m.



Figura 3.10 – Planimetria generale di progetto delle opere nei pressi del centro idrico Pineta Sacchetti.

Ciascun manufatto è interrato per circa 7,5 m, mentre per quanto riguarda l’ingombro fuori terra presenta un’altezza massima di circa 15 m. Tale quota viene raggiunta dalla parte del manufatto in cui sarà presente una vasca con superficie libera, mentre nella restante parte dell’edificio l’altezza fuori terra si ridurrà fino a circa 9 m.

Nell’area in esame, preventivamente alla costruzione delle opere in progetto, viste anche le preesistenze relative al vecchio potabilizzatore dismesso, si prevederanno degli interventi di bonifica e saggi preventivi al fine di garantire la corretta realizzazione dei manufatti ed evitare potenziali interferenze.

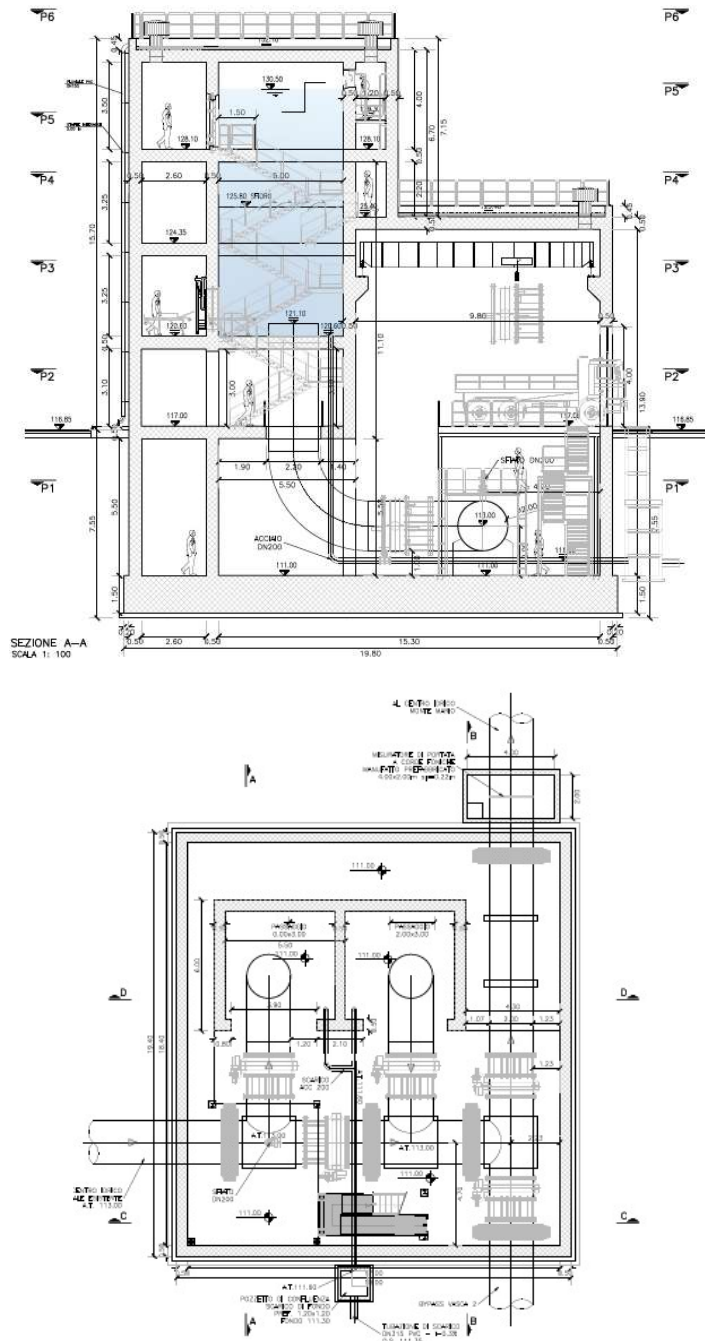


Figura 3.11 – Pianta e sezione del serbatoio del centro idrico Pineta Sacchetti

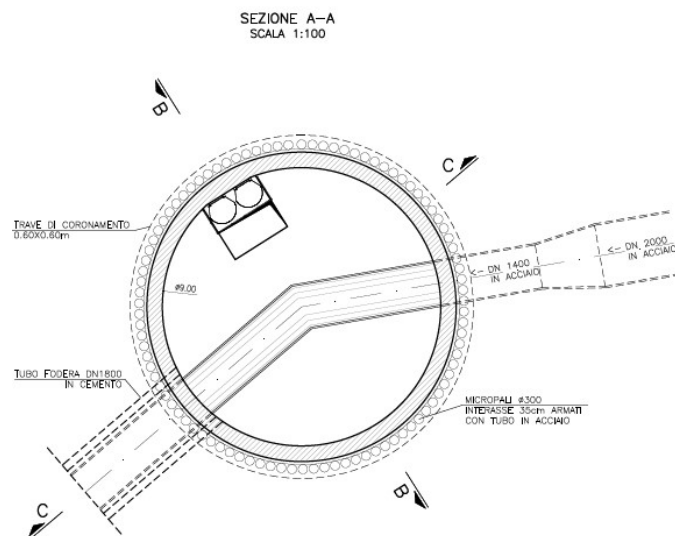
Nella camera di manovra sarà realizzato il sistema di by-pass della vasca, sempre con condotte DN2000 dotate di opportuni sezionamenti. Da ciascun manufatto escono infatti le condotte che alimentano le linee esistenti:

- dal manufatto in sinistra idraulica si diramerà una tubazione in acciaio DN1600 che collega all’adduttrice esistente diretta verso Monte Mario,

- dal manufatto in destra idraulica si diramerà una condotta DN1400 che connette verso le due condotte DN1000/DN1400 dirette verso Nebbia e Carpegna.

Le due camere di manovra dei due centri speculari sono collegate da una condotta DN2000. Ciascuno dei due centri è dotato di una vasca rettangolare di dimensioni 10x5 m, con quota di fondo posta a 120,70 m s.l.m., quota dello stramazzo pari a 125,80 m s.l.m. e quota di massimo invaso pari a 130,50 m s.l.m. La vasca sarà sostanzialmente pensile, dato che la quota del piazzale e degli ingressi è posta a quota 116,85 m s.l.m. Nel Piazzale sono inoltre presenti cabina di trasformazione BT/MT e gruppo elettrogeno a servizio del sollevamento di rete.

- Pozzo Pineta Sacchetti: Il pozzo costituisce il manufatto di spinta della prima tratta della tratta T5, presenta forma circolare con diametro interno pari a 9m e profondità di circa 10m.



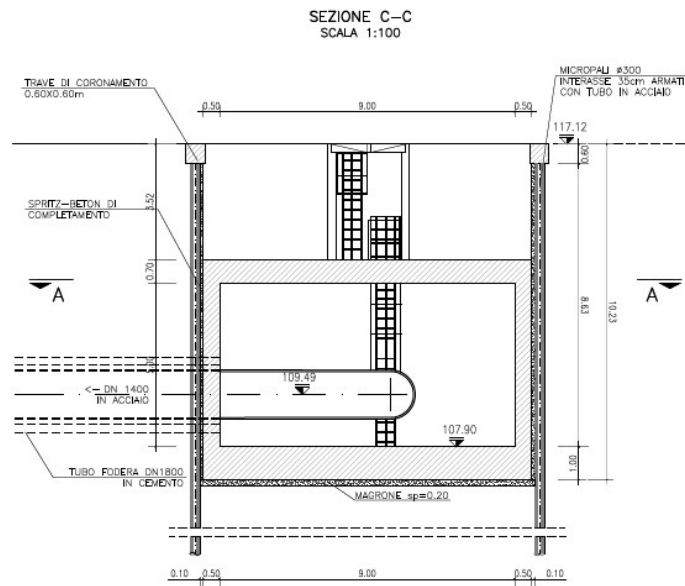
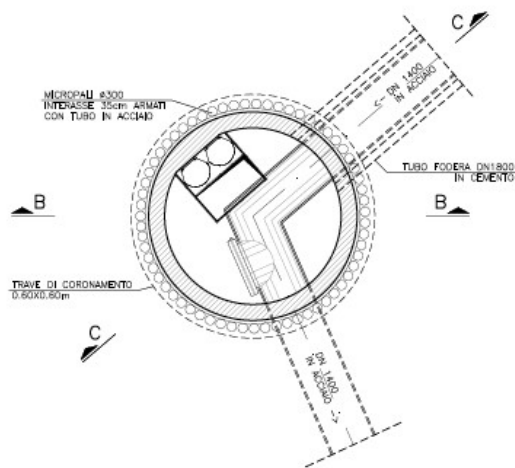


Figura 3.12 – Pianta e sezione del Pozzo Pineta Sacchetti

- **Pozzo Pestalozzi:** il pozzo costituisce il manufatto di arrivo della prima parte della tratta T5, presenta forma circolare con diametro interno pari a 5,5m e profondità di circa 10m.



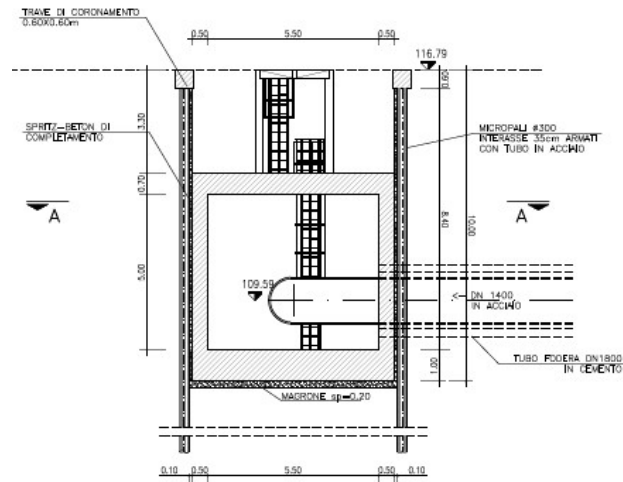
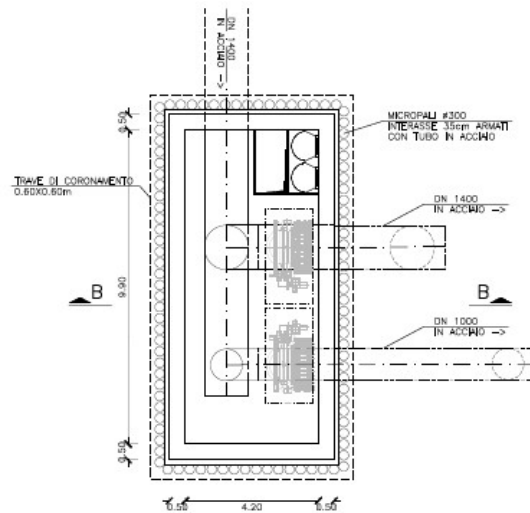


Figura 3.13 – Pianta e sezione del Pozzo Pineta Pestalozzi

- **Manufatto Pestalozzi:** il manufatto presenta forma rettangolare circa 10 m x 5 m, è interamente interrato con profondità di circa 6 m. Al suo interno è presente la condotta DN1400 in arrivo dal C.I. Pineta Sacchetti e le condotte DN1000/ DN1400 per la connessione alle linee esistenti, con gli opportuni sezionamenti.



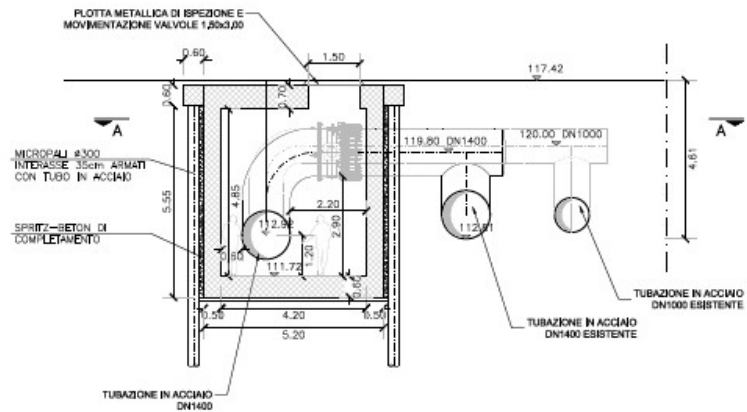


Figura 3.14 – Pianta e sezione del Manufatto Pestalozzi

- Manufatto di Connessione al DN2020 esistente verso Monte Mario: Il manufatto viene realizzato intorno alla condotta esistente DN2020 esistente, dopo aver isolato con un by-pass provvisorio la linea esistente. La connessione verrà effettuata con un pezzo speciali in acciaio connesso alla linea esistente con opportuni giunti intermateriale.

4 Documenti di riferimento

4.1 Normative, raccomandazioni e linee guida

Le valutazioni geotecniche relative alle opere dell'intervento in esame sono state condotte secondo quanto prescritto dalle seguenti Normative e Linee guida:

- Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30.
- Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

4.2 Bibliografia

- Andrus, RD, NP Mohanan, P Piratheepan, BS Ellis, and TL Holzer (2007). Predicting shear-wave velocity from cone penetration resistance, Proc., 4th Inter. Conf. on Earthq. Geotech. Eng., Thessaloniki, Greece.
- Baldi G., Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manfredini G., Rix G.J. (1989) "Italian experiences in assessing shear wave velocity from CPT and SPT" Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12th Int. Conf. on S.M.F.E., Rio de Janeiro, Brasil, pp. 157-168.
- Balmer G. (1952) "A general analytical solution for Mohr's envelope" ASTM, 52.
- Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.

- Boulanger, R. W. and Idriss, I. M. (2004). State normalization of penetration resistances and the effect of overburden stress on liquefaction resistance, in Proceedings, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, Vol. 2, pp. 484–91.
- Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique* 40, n° 3, 329-378.
- Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" *Soils and Foundations*, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.
- Durgunoglu H.T., Mitchell J.K. (1975) "Static penetration resistance of soils, I -Analyses, II - Evaluation of the theory and interpretation for practice" ASCE Specialty Conference on in Situ Measurements of Soil Properties, Raleigh NC, V.I..
- Elson W.K. (1984) "Design of laterally-loaded piles" CIRIA Report 103.
- Fahey M. (1992) "Shear modulus of cohesionless soil: variation with stress and strain level" *Canadian Geotechnical Journal*, n°30.
- Hegazy, YA and Mayne, PW. (1995) "Statistical correlations between VS and cone penetration data for different soil types," Proc., International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT '95, Linkoping, Sweden, 2, Swedish Geotechnical Society, 173-178.
- Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2008), "Soil liquefaction during earthquakes", MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- Ishihara, K. and Yoshimine, M., (1992), Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes: *Soils and Foundations*, 32(1), p.173-188.
- Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali.

- Iwasaki T., Tokida K., Tatsuoka F., Watanabe S., Yasuda S. and Sado H. (1982). "Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods", Vol III, Proc. 3rd Intl. Conf. on Microzonation, Seattle, pp. 1319-1330.
- Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.
- Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7.
- Ladd C.C., Foot R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G. (1977) "Stress deformation and strength characteristics" S.O.A. Report, Proc. IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, Vol. 2.
- Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, 14th Ciclo, Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico.
- Marchetti S. (1985) "On the field determination of k_0 in sand" Discussion Session 2A, 11th ICSMFE, S. Francisco.
- Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, V.86, No.SM5, pp.63-91.
- Mayne, P.W., G.J. Rix, (1995). Correlation between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays, Soils and Foundations, vol. 35, n. 2, 107-110.
- Mayne, P. W., (2006), In-situ test calibrations for evaluating soil parameters, Overview paper, Characterization and Engineering Properties of Natural Soils II (Proc. Singapore Workshop), Taylor & Francis Group, London, United Kingdom.
- Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- Rocchi G.F. (2003) "Correlazione empirica tra coefficiente di permeabilità, indice dei vuoti e caratteristiche di plasticità in argille e limi" Documento interno Studio Geotecnico Italiano.

- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971), "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 97(9), pp.1249-1273.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982), "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes", Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- Seed, R.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., Chung, L.M. (1985), "The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(12), pp.1425-1445.
- Simpson B., Calabresi G., Sommer H., Wallays M. (1979) "Design parameters for stiff clays" General Report, Proc. 7th ECSMFE, Brighton.
- Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" Geotechnique 36, n° 3.
- Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
- Sonmez H. (2003), "Modification to the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction prone area (Inegol, Turekey)", Environ. Geology, vol 44, n° 7, pp. 862-871.
- Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.
- Sykora, D. E., Stokoe K. H. (1983). Correlations of in situ measurements in sands of shear wave velocity. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 20: 125 – 136.
- Tokimatsu K., Yoshimi Y. (1983) "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content" Soils and Foundations 23, n° 4.
- Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- Yoshimine M., Nishizaki H., Amano K. and Hosono Y. (2006). "Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to

- analysis of flow slide in infinite slope". Soil dynamics and earthquake Eng., vol. 26, pp. 253-264.
- Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.
 - Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, L.W.D., Harder, L.F. Jr., Hynes, M.H., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F. III, Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B. and Stokoe, K.H. II (2001), "Liquefaction Resistance of Soil: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 127, n° 10, pp.817-833
 - Convenzione INGV-DPC 2004 – 2006, Progetto S1, Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi, Coordinatore: Carlo Meletti (INGV). Sito web: <http://esse1.mi.ingv.it/>.
 - Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (eds), 2016. CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15>. Sito web: <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>
 - Meletti C., Galadini F., Valensise G., Stucchi M., Basili R., Barba S., Vannucci G., Boschi E.; 2008. A seismic source model for the seismic hazard assessment of the Italian territory. Tectonophysics, 450(1), 85-108. DOI:10.1016/j.tecto.2008.01.003
 - Rovida, A., Camassi, R., Gasperini P. e Stucchi, M. (a cura di), 2011. CPTI11, la versione 2011 del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>, DOI: 10.6092/INGV.IT-CPTI11.
 - Robertson P.K. and Wride C.E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test". Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, 35(3), pp. 442-459.

5 Considerazioni generali sulla progettazione

5.1 Aspetti prestazionali di base del sistema

Per le grandi infrastrutture complesse risulta particolarmente idoneo avvalersi di un approccio alla progettazione di carattere prestazionale (*performance-based design*), che fonda le basi sull'esplicitazione a monte della fase di progetto delle prestazioni e dei requisiti richiesti dal sistema durante tutta la vita nominale, definita convenzionalmente come il numero di anni nel corso dei quali è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

Tra i requisiti da considerare per una corretta progettazione risultano centrali quelli di affidabilità, durabilità e robustezza.

In particolare, per *affidabilità* si intende la capacità di una struttura o di un elemento strutturale di soddisfare i requisiti specificati, compresa la vita nominale di progetto, per cui è stato realizzato. In senso stretto, essa esprime la probabilità che una struttura non superi specificati stati limite (stati limite ultimi e stati limite di servizio) durante un prefissato periodo di riferimento. Di conseguenza, più piccola è tale probabilità, maggiore è la sua affidabilità.

La *durabilità* rappresenta la capacità che un sistema ha di mantenere invariato, con il trascorrere del tempo, il margine di sicurezza nei confronti degli stati limite verificati in fase di progetto. Negli anni è stato dimostrato, in modo inequivocabile, come il degrado possa determinare la prematura messa fuori servizio delle strutture.

Infine, per *robustezza* si intende la capacità di un sistema di non essere danneggiato da eventi eccezionali in maniera sproporzionata rispetto alla causa di origine. Particolare rilevanza nelle infrastrutture complesse è da porre anche al possibile collasso progressivo delle opere, ossia un meccanismo che scaturisce da una rottura in maniera localizzata di un elemento del sistema e si estende progressivamente, rendendo non più funzionale l'opera.

Sulla base della definizione della *durabilità* intesa come la capacità dell'opera di resistere ai fenomeni aggressivi ambientali durante la sua vita nominale, mantenendo inalterate le funzionalità per la quale è stata progettata, è necessario prevedere nel

progetto non solo i fenomeni meccanici legati ai materiali ma anche i fenomeni di degrado ambientale. Pertanto, particolare attenzione è stata posta oltre alla progettazione dei materiali costituenti le diverse parti dell'opera anche ai dettagli costruttivi e realizzativi, che preservino la costruzione, dall'azione degli agenti atmosferici, dalle infiltrazioni d'acqua, dall'esposizione a sostanze aggressive, etc.

La progettazione che contempla la prestazione di maggiore durabilità delle opere prevede l'elaborazione di un piano di manutenzione ordinaria che mette in relazione le parti d'opera da mantenere con i rischi a cui la struttura va incontro, le diverse tipologie di interventi da attuare, i tempi in cui agire. In maniera parallela, deve essere previsto e messo in opera un sistema di monitoraggio e controllo delle componenti strutturali e funzionali dell'opera, che ne preservi gli specifici livelli prestazionali per cui sono stati progettati per tutta la vita nominale dell'intera infrastruttura.

5.2 Rischio sismico

Il rischio sismico è definito come la stima dei danni attesi all'interno di un'area geografica per un prestabilito orizzonte temporale a seguito di un evento sismico. Tale valutazione è effettuata in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni presenti e di antropizzazione (densità abitativa, natura, quantità e qualità dei beni esposti a rischio).

Nello specifico il rischio sismico di un territorio è determinato dalla combinazione di tre principali fattori:

- *pericolosità sismica*: rappresentata dalla frequenza e dall'intensità dei terremoti che interessano il territorio, ovvero dalla sua sismicità. Viene definita come la probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco di interesse;
- *esposizione*: rappresenta la maggiore o minore presenza sul territorio di beni esposti, cioè la possibilità che un sisma comporti danni economici, danni ai beni culturali e perdita di vite umane;
- *vulnerabilità sismica*: è la predisposizione di una costruzione a subire danni in seguito a un evento sismico. Dipende dalla qualità costruttiva delle strutture

esaminate (tipologia strutturale, materiali, età del manufatto, stato di degrado e frequenza degli interventi di manutenzione).

L'opera in progetto consente in prima analisi anche la riduzione del rischio sismico dell'intero sistema acquedottistico, attraverso un miglioramento delle caratteristiche di esposizione del sito e un decremento della vulnerabilità sismica delle infrastrutture dell'acquedotto. Più precisamente, di nuove tratte acquedottistiche fornisce un carattere di ridondanza all'intero sistema che, in caso di danni o guasti su una delle due infrastrutture, può comunque continuare a soddisfare, in ogni situazione, il fabbisogno idrico delle utenze servite (miglioramento dell'esposizione del sito).

Inoltre, è necessario considerare che le nuove opere saranno progettate e realizzate in conformità delle vigenti norme tecniche in materia di costruzioni, garantendo elevati standard di sicurezza nei confronti di tutte le azioni meccaniche, con particolare riguardo all'azione sismica. Allo stesso modo, saranno scelti materiali e tecniche costruttive in modo da assicurare una elevata durabilità e qualità costruttiva di ogni manufatto, elemento costruttivo e componente dell'impianto.

6 Caratteristiche dei materiali

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali scelti per la realizzazione delle opere. Nello specifico, si prevede:

- Calcestruzzo c.a.v. classe minima C50/60 per le tubazioni con posa a spinta (microtunneling);
- Calcestruzzo classe minima C32/40 per manufatti le cui pareti risultano a contatto diretto con liquidi;
- Calcestruzzo classe minima C25/30 per manufatti le cui pareti non risultano a contatto diretto con liquidi;
- Calcestruzzo magro di sottofondazione classe minima C12/15 per getti di pulizia del fondo scavo;
- Acciaio in barre tonde ad aderenza migliorata tipo B 450 C laminato a caldo e controllato in stabilimento per armature delle opere in cemento armato;
- Acciaio per strutture metalliche S275JR quali tubazioni, opere di sostegno con tubolari (micropali), blindoscavi, sistemi di puntonamento provvisori.
- Acciaio per strutture metalliche S355JR quali tubazioni, opere di sostegno con tubolari (micropali), blindoscavi, sistemi di puntonamento provvisori.

Si descrivono brevemente nei successivi paragrafi le caratteristiche meccaniche minime associate ai materiali descritti.

6.1 Calcestruzzo c.a.v. C50/60

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione	$R_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità normale	$E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 37278 \text{ N/mm}^2$
Peso dell'unità di volume	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Caratteristiche meccaniche calcestruzzo	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 49.80 \text{ N/mm}^2$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 28.22 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 4.06 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.84 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 4.87 \text{ N/mm}^2$$

6.2 Calcestruzzo C23/40

Resistenza caratteristica cubica a 28
giorni di maturazione

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

Modulo di elasticità normale

$$E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 33643 \text{ N/mm}^2$$

Peso dell'unità di volume

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

$$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 3.10 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.72 \text{ N/mm}^2$$

6.3 Calcestruzzo C25/30

Resistenza caratteristica cubica a 28 $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

giorni di maturazione

Modulo di elasticità normale $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$

Peso dell'unità di volume $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 2.55 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.07 \text{ N/mm}^2$$

6.4 Calcestruzzo C12/15

Utilizzato solamente per getti di pulizia del fondo scavo e per livellamento delle aree di lavoro

6.5 Barre d'acciaio B450C

Nella Figura 6.1 seguente sono rappresentati i diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018. Tali diagrammi sono definiti in base al valore di progetto $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$ ($\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di progetto della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovra resistenza $k = (f_t / f_y)_k$ definito dalla Tab. 11.3.Ia-b della stessa norma.

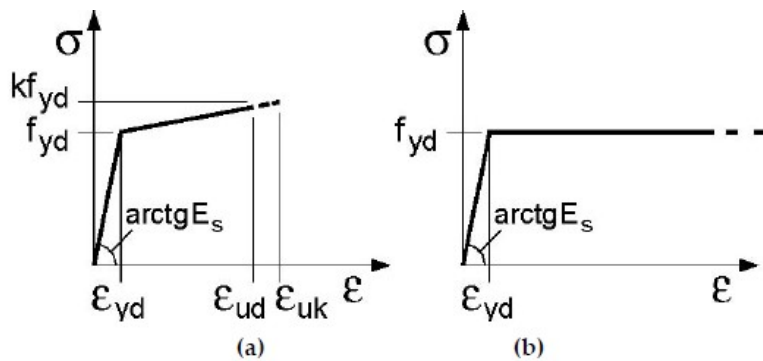


Figura 6.1 – Legame costitutivo acciaio (a) Bilineare finito con incrudimento (b) Elasto-Plastico indefinito

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento	$1,13 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1,35$
Coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_s = 1.15$
Modulo elastico (secondo EC2)	$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
Tensione di Snervamento di calcolo	$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$
Deformazione limite allo SLU	$\epsilon_{ud} = 0.9\epsilon_u \quad \epsilon_{syd} = 63\%$
Deformazione di snervamento di calcolo	$\epsilon_{syd} = 1.96 \%$

6.6 Acciaio per carpenteria metallica S275JR

Densità	$\rho = 78.5 \text{ KN/m}^3$
Tensione caratteristica di rottura ($t \leq 40 \text{ mm}$)	$f_u \geq 430 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40 \text{ mm}$)	$f_y \geq 275 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità normale (EC3)	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità tangenziale	$G = 80769 \text{ N/mm}^2$
Coeff. di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

6.7 Acciaio per carpenteria metallica S355JR

Densità	$\rho = 78.5 \text{ KN/m}^3$
Tensione caratteristica di rottura ($t \leq 40 \text{ mm}$)	$f_u \geq 510 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40 \text{ mm}$)	$f_y \geq \text{N/mm}^2$
Modulo di elasticità normale (EC3)	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità tangenziale	$G = 80769 \text{ N/mm}^2$
Coeff. di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

6.8 Processo di saldatura

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063. È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

Per la saldatura ad arco di prigionieri di materiali metallici (saldatura ad innesco mediante sollevamento e saldatura a scarica di condensatori ad innesco sulla punta) si applica la norma UNI EN ISO 14555; valgono perciò i requisiti di qualità di cui al prospetto A1 della appendice A della stessa norma.

Le prove di qualifica dei saldatori, degli operatori e dei procedimenti dovranno essere eseguite da un Ente terzo; in assenza di prescrizioni in proposito l'Ente sarà scelto dal costruttore secondo criteri di competenza e di indipendenza.

Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiori a quelle del materiale base. Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la norma UNI EN ISO 9692-1.

Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista sulla base delle norme applicate per la progettazione.

In assenza di tali dati per strutture non soggette a fatica si adotterà il livello C della norma UNI EN ISO 5817 e il livello B per strutture soggette a fatica.

L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100%, saranno definiti dal Collaudatore e dal Direttore dei Lavori; per i cordoni ad angolo o giunti a parziale penetrazione si useranno metodi di superficie (ad es. liquidi penetranti o polveri magnetiche), mentre per i giunti a piena penetrazione, oltre a quanto sopra previsto, si useranno metodi volumetrici e cioè raggi X o gamma o ultrasuoni per i giunti testa a testa e solo ultrasuoni per i giunti a T a piena penetrazione. Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare utile riferimento alle prescrizioni della norma UNI EN 12062.

7 Azioni di progetto

7.1 Azioni sulle costruzioni

Le azioni prese in esame per l'analisi e le verifiche delle opere in progetto verranno classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo in:

- Permanenti strutturali (G1);
- Permanenti non strutturali (G2);
- Variabili (Q);
- Sismiche (E);

Tutte le azioni faranno riferimento a quanto riportato al cap. 3 delle NTC2018, dove sono riportati i valori minimi caratteristici per ciascuna tipologia di carico variabile cui risulta sottoposta la costruzione durante la vita nominale.

Data l'interazione dei manufatti in progetto con il traffico locale, qualora non espressamente indicato, il valore minimo da considerarsi per il carico da traffico è di 20 kN/mq.

7.2 Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono:

- Stati limite di ESERCIZIO
 - Stato Limite di Operatività (SLO);
 - Stato Limite di Danno (SLD);
- Stati limite ULTIMI
 - Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);
 - Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

Ad ogni stato limite corrisponde una probabilità di superamento P_{VR} .

7.2.1 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale Z, da considerarsi tra loro indipendenti. Le componenti sono descritte dagli spettri di risposta elastici in accelerazione funzione del periodo di riferimento P_{VR} e l'accelerazione orizzontale massima attesa a_g .

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalla seguente espressione:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

con:


- S , è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente: $S = S_S \cdot S_T$ essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;
- δ , è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali δ diversi dal 5%, mediante la relazione seguente: $\eta = 10 / \sqrt{(5 + \xi)} \geq 0.55$
- F_o , è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2.;
- T_B, T_C, T_D , sono i periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dalla categoria del suolo di fondazione.

I parametri sismici e il conseguente spettro di risposta elastico utilizzati sono riportati nel seguito:

- Categoria di terreno: B


- Classe d'uso: IV \rightarrow $C_u=2.0$
- Categoria topografica: T1

Stati limite

 Classe Edificio

IV. Funzioni pubbliche o strategiche importanti... ▼

 Vita Nominale 100 ▼

 Interpolazione Media ponderata ▼

CU = 2

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	120	0.057	2.653	0.292
Danno (SLD)	201	0.066	2.705	0.308
Salvaguardia vita (SLV)	1898	0.110	2.949	0.364
Prevenzione collasso (SLC)	2475	0.116	2.976	0.371
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	200			



Figura 7-1 – Parametri sismici e relativo spettro SLV

7.3 Analisi allo SLU

Definite le opportune combinazioni delle azioni (azioni di calcolo, F_d), si valutano le azioni interne (sollecitazioni di calcolo, E_d) nei vari elementi strutturali. Per ogni elemento strutturale sono valutate le resistenze (resistenze di calcolo, R_d). La verifica della sicurezza agli stati limite ultimi si ritiene soddisfatta controllando che, per ogni elemento strutturale e per ciascuna delle combinazioni delle azioni prese in esame, risulti: $R_d \geq E_d$.

Le azioni di calcolo F_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo le seguenti formule.

- Combinazione agli Stati Limite Ultimi SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione agli stati limite ultimi connessi alle azioni accidentali

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

RELAZIONE GEOTECNICA

Essendo:

- G_1 carichi permanenti strutturali
- G_2 carichi permanenti non strutturali Q_{kj} carichi variabili
- Q carico variabile
- γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti strutturali G_1
- γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2
- γ_Q coefficiente parziale dei carichi variabili Q
- Ψ_{0j} coefficiente di combinazione
- A_d Azione accidentale

7.4 Analisi allo SLE

Le azioni di calcolo F_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo le seguenti formule.

- Combinazione caratteristica (rara)
 $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione frequente
 $G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente
 $G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

Essendo:

- G_1 carichi permanenti strutturali
- G_2 carichi permanenti non strutturali Q_{kj} carichi variabili
- Q carico variabile
- γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti strutturali G_1
- γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2

$\Psi_{0j}; \Psi_{1j}; \Psi_{2j}$ coefficienti di combinazione

8 Descrizione delle campagne indagini

Nel presente capitolo viene fornita la sintesi delle indagini in sito e di laboratorio effettuate.

La campagna di indagini geognostiche è stata condotta per conto di Acea Elabori S.p.A nel periodo compreso tra dicembre 2020 e luglio 2021. Sono stati eseguiti 11 sondaggi geognostici a carotaggio continuo con profondità comprese tra i 20 e i 50 metri dal piano campagna, 6 prove penetrometriche dinamiche tipo DPSH ed una prova penetrometrica statica CPT. Lungo ogni verticale indagata sono state eseguite delle prove SPT e prelevati campioni di terreno indisturbati e rimaneggiati da sottoporre a prove di laboratorio. Sono stati installati piezometri di tipo a tubo aperto in numero totale di 8.

Nell'area in oggetto sono stati realizzati anche n.10 stendimenti di sismica per indagini MASW, n.3 prove Down-Hole, n.5 prospezioni sismiche a rifrazione e n.3 prove HVSR.

Sui campioni indisturbati e in alcuni casi rimaneggiati, sono state eseguite prove di classificazione (limiti di Atterberg e granulometria), prove di taglio diretto TD, prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL), prove edometriche (EDO) e prove di colonna risonante (RC).

Di seguito si riportano i dettagli sulla campagna di indagine geognostica.

Indagini in situ:

- n.11 sondaggi a carotaggio continuo
- n.61 prove penetrometriche dinamiche SPT
- n.1 Prove penetrometriche statiche CPT
- n.6 Prove penetrometriche dinamiche DPSH fino ad un massimo di 16m dal P.C.
- n.10 Stendimenti MASW
- n.3 Prove sismiche in foro Down-Hole
- n.5 Prospezioni sismiche a rifrazione
- n.3 Analisi di rumore sismico ambientale HVSR

Indagini di laboratorio:

- prelievo di n.69 campioni indisturbati di cui 49 sottoposti a prove di laboratorio, con esecuzione di:
 - Analisi per la determinazione delle principali caratteristiche fisiche
 - Prove di classificazione
 - N.44 prove di taglio diretto (TD)
 - N.34 prove ad espansione laterale libera (ELL)
 - N.41 prove edometriche (EDO)
 - N.2 Prove di colonna risonante (RC)

Nelle seguenti Tabella 1 si riporta l'elenco dei sondaggi e delle principali prove in situ eseguite.

	IMPRESA	UBICAZIONE SONDAGGIO		CARATTERISTICHE DEL FORO		PROFONDITA' FALDA		n° PRELIEVO CAMPIONI		n° SPT
	Data esecuzione	Coordinate	Quota (m s.l.m.)	Profondità (m)	Installazione foro	m (da p.c.)	m (s.l.m.)	Indisturbati	Rimaneggiati	
S0	13/07/2021	12.410697° 41.955217°	131	30	DH	-	-	4	0	7
S12	26/08/2021	12.410691 41.955144	131	20	PZ	10.7	120	6	0	4
S1	27/11/2020	12°24'41.01" 41°57'01.84"	123	20	PZ	11.1	112	6	1	5
S2	01/12/2020	12°24'24.70" 41°56'44.35"	105	30	PZ	11.8	93	9	0	6
S3	02/12/2020	12°24'34.45" 41°56'27.52"	107	50	PZ	14.6	92	13	0	6
S4	04/12/2020	12°24'52.01" 41°56'12.44"	106	50	PZ	14.8	91	14	0	6
S5	17/12/2020	12.420634° 41.939718°	111	20	PZ	secco	secco	2	0	5
S5.2	19/07/2021	12423784 41.939678	122	30	DH	-	-	3	0	9
S5.3	20/07/2021	12423784 41.939678	122	20	PZ	secco	secco	2	0	4
S6.1	06/12/2021	12.426549° 41.936266°	116	30	DH	-	-	5	0	5
S6.2	07/12/2021	12.427332° 41.936570°	116	20	PZ	17.7	98	4	0	4

Tabella 1

9 Quadro di riferimento geologico e geotecnico

9.1 Descrizione unità geologiche

L'opera di progetto attraversa prevalentemente la formazione dei Tufi Stratificati Varicolori di La Storta (LTT) e la formazione dei Tufi Stratificati Varicolori di Sacrofano (SKF). Queste due formazioni sono composte in prevalenza da depositi piroclastici con presenza di scorie, pomici da ricaduta e livelli vulcanoclastici rimaneggiati. Dove il tracciato intercetta il reticolo fluviale secondario, invece, vengono incontrati i Depositi Alluvionali (SFT) caratterizzati generalmente da livelli siltoso-sabbiosi e siltoso-argillosi, le litofacies argilloso-sabbiose della Formazione di Ponte Galeria (PGL_{3b} e PGL_b).

9.2 Descrizione unità geotecniche

Dalle considerazioni di carattere geologico trattate nei precedenti capitoli, dalle informazioni di carattere geomeccanico raccolte e dai dati desunti dalla campagna geognostica effettuata, è possibile proporre l’istituzione delle seguenti Unità geotecniche:

PSL: Piroclastiti Sabbiose Limose (LTT, SKF)

Successione di depositi piroclastici lapillosi e cineritici in strati contenenti scorie e litici lavici di dimensioni centimetriche da ricaduta, intercalati a livelli vulcanoclastici rimaneggiati, con orizzonti pedogenizzati. La provenienza dei depositi è dal Distretto Vulcanico Sabatino (PLEISTOCENE MEDIO p.p.);

DSL A: Depositi continentali Sabbioso Limosi Argillosi (PGL3b, PGLb)

Depositi continentali di ambiente da eolico a litorale costituite da alternanze irregolari di sabbie limose ossidate, limi sabbiosi e argille grigie (PLEISTOCENE MEDIO p.p. – INFERIORE p.p.).

L’orizzonte stratigrafico è stato suddiviso in strati la cui successione individuata a partire da piano campagna e riportata in Tabella 2, rappresenta un riferimento spesso variabile nell’area in oggetto. Le unità geotecniche così individuate sono alla base della definizione dei profili geotecnici di dettaglio.

Unità geotecnica	Materiale	Descrizione materiale
PSL	SL	Piroclastiti sabbioso-limose
DSL A	S(A);S(L) ;SLA	Sabbie limose-argillose

Tabella 2 – Successione stratigrafica di riferimento

10 Profilo freatico

L'inquadramento idrogeologico dell'area è descritto nella Relazione geologica, ideogeologica, geomorfologica e sismica.

La profondità della falda idrica regionale si attesta ad una quota assoluta compresa tra 40 e 50 m dal piano campagna (60 – 70 mslm). Le misure registrate dai piezometri installati lungo il percorso in progetto indicano la presenza di falde idriche superficiali con profondità minima di 10 metri rispetto al p.c. nel tratto iniziale del tracciato (da pk 0+000 a pk 1+011), da 14 metri a 16 metri dal p.c. (da px 1+011 a pk 3+392) e falda assente per il resto del tracciato.

Nella tabella sono riassunte le quote piezometriche rilevate nel corso del monitoraggio nell'intervallo di tempo mediamente compreso tra Dicembre 2020 e Febbraio 2022. I valori dei livelli di falda sono espressi come soggiacenza della stessa in metri dal piano campagna. Le indicazioni sulle profondità della falda di progetto sono inserite esplicitamente nel profilo geotecnico.

Piezometro	Tipologia	Profondità fondo foro (m dal p.c.)	Lettura livello idrico (m dal p.c.)				
			Dic 2020	Gen 2021	Mar 2021	Apr 2021	Feb 2022
S1	Tubo aperto	20	12,0	-	-	10,9	11,1
S2	Tubo aperto	30	12,5	-	-	10,4	11,8
S3	Tubo aperto	50	11,8	-	-	14,3	14,6
S4	Tubo aperto	50	12,1	-	14,4	11,2	14,8
S5	Tubo aperto	20	-	-	assente	assente	assente
S5.3	Tubo aperto	20	-	-	-	-	assente
S6.2	Tubo aperto	20	-	-	-	-	17,7
S12	Tubo aperto	20	-	-	-	-	10,7

Tabella 3 – Dati monitoraggio piezometrico

11 Criteri per la caratterizzazione geotecnica

11.1 Generalità

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, di seguito descritti, tengono conto del fatto che lungo il tracciato in esame sono stati rinvenuti principalmente depositi sabbioso-argillosi e limoso-sabbiosi.

- Materiali a grana fine (limi e argille più o meno sabbiose)
- Materiali a grana grossa (sabbie o ghiaie più o meno limose e/o argillose)

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta principalmente sulla base della descrizione stratigrafica dei sondaggi e delle prove di laboratorio sui campioni di terreno. Sono stati, inoltre, utilizzati i risultati ottenuti dalle prove N_{SPT} e i risultati in termini di velocità delle onde di taglio (V_s) da prove geofisiche MASW, Down-Hole.

Tutti i terreni sciolti, incontrati lungo il tracciato in cui è evidente la preponderanza della frazione grossa rispetto a quella fine, sono stati caratterizzati considerando correlazioni valide per terreni incoerenti in condizioni drenate.

11.2 Individuazione del tipo di terreno da prove CPT

Nell'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPT si farà riferimento alle seguenti grandezze:

q_c = resistenza di punta;

f_s = resistenza di attrito sul manicotto laterale;

Nel caso delle prove CPT, dove non viene misurata la pressione interstiziale; esistono numerosi sistemi di classificazione, per identificare i terreni attraversati, basati su parametri quali la resistenza alla punta q_c ed il rapporto delle resistenze $F_R = f_s/q_c$ (Friction Ratio) espresso in percentuale.

Per i penetrometri a punta elettrica sono state sviluppate in passato numerose correlazioni che a partire dai valori della resistenza alla punta q_c e del rapporto delle resistenze F_R permettono di risalire al tipo di materiale attraversato (vedi ad esempio Olsen & Farr, 1986; Olsen & Mitchell, 1997; Robertson & Campanella, 1995).

RELAZIONE GEOTECNICA

Attualmente la correlazione più utilizzata è quella proposta da Robertson (1990) riportata nella Figura 11.1 e Figura 11.2 e basata sulle seguenti espressioni:

$$Q_T = \frac{q_T - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$$

$$Fr = \frac{f_s}{q_T - \sigma_{vo}}$$

Con:

Q_T = resistenza alla punta normalizzata;

Fr = resistenza di attrito normalizzata:

σ'_{vo} = pressione verticale efficace geostatica.

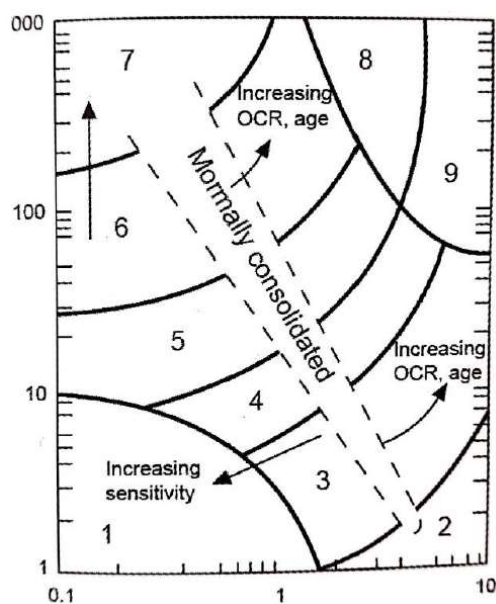


Figura 11.1 - Diagramma di Robertson (1990)

Numero identificativo	Tipo di terreno
1	Sensitivi a grana fine
2	Terreni organici e torbe
3	Argille
4	Argille limose e limi argillosi
5	Limi sabbiosi e sabbie limose
6	Sabbie limose e sabbie
7	Sabbie e sabbie ghiaiose
8	Sabbie, sabbie argillose molto addensate
9	Terreno a grana fine sovraconsolidato o cementato

Figura 11.2 - Identificazione dei vari tipi di terreno secondo il diagramma di Robertson (1990)

11.3 Terreni coesivi

11.3.1 *Introduzione*

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è stata eseguita utilizzando i risultati delle prove in situ e di laboratorio, in particolare nei successivi paragrafi sono riportati i metodi e le correlazioni utilizzate per determinarne le principali caratteristiche:

- parametri fisici e classificazione del terreno;
- stato tensionale iniziale;
- parametri di resistenza;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

11.3.2 *Parametri fisici e Classificazione*

La determinazione dei parametri fisici e classificazione dei terreni è stata effettuata facendo riferimento ai risultati alle prove di laboratorio in termini di:

- fusi granulometrici;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- indice di plasticità;
- pesi di volume naturale;
- grado di saturazione;
- contenuti d'acqua naturale;
- indice dei vuoti iniziale;
- indice di consistenza.

11.3.3 *Stato tensionale iniziale*

La valutazione dello stato tensionale iniziale è stata eseguita sulla base:

- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;
- dell'interpretazione delle prove edometriche di laboratorio;

Il rapporto esistente tra la tensione orizzontale efficace e quella verticale efficace si esprime tramite il coefficiente di spinta a riposo k_0 .

Per depositi di terreni coesivi normalconsolidati (NC) il coefficiente k_0 può essere stimato in funzione dell'angolo di resistenza al taglio φ' nella forma semplificata:

$$k_0 \text{ (NC)} = 1 - \sin \varphi'$$

In letteratura sono disponibili altre relazioni che legano il coefficiente k_0 all'indice di plasticità I_P , come ad esempio quella proposta da Massarsch (1979):

$$k_0 = 0.44 + 0.42 \cdot (I_P/100)$$

Per depositi di terreni coesivi sovraconsolidati (OCR) il coefficiente k_0 può essere calcolato secondo la seguente formula:

$$k_0 \text{ (OC)} = k_0 \text{ (NC)} \cdot \text{OCR}^\alpha$$

dove:

OCR = grado di sovraconsolidazione ($\text{OCR} = \sigma'_{v,\max} / \sigma'_{vo}$), dato dal rapporto tra la pressione di preconsolidazione $\sigma'_{v,\max}$ desumibile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande e la pressione verticale efficace geostatica σ'_{vo} .

con:

α = coefficiente che può essere assunto con buona approssimazione pari a 0.5.

Il coefficiente k_0 può essere anche stimato in maniera diretta mediante le prove dilatometriche come rapporto tra la pressione laterale iniziale P_{0h} e la pressione verticale efficace geostatica σ'_{vo} .

11.3.4 *Resistenza a taglio non drenata*

La resistenza al taglio non drenata c_u dei terreni a grana fine è stata valutata facendo riferimento principalmente ai risultati delle prove di laboratorio e all'interpretazione delle prove delle prove in situ (CPT e SPT).

Inoltre, stime affidabili delle resistenze non drenate sono state ricavate dai risultati delle prove pressiometriche (MPT) e dilatometriche (DRT).

Ove appropriato, i risultati ottenuti saranno commentati anche sulla base del confronto con quelli ottenibili dagli indici di resistenza "pocket penetrometer" registrati sulle carote di sondaggio.

RELAZIONE GEOTECNICA

I valori ottenuti dalle prove in situ sono stati sempre confrontati con quelli acquisiti nelle prove di laboratorio.

Nella stima finale di c_u è stato dato un peso maggiore ai risultati ottenuti dalle prove di laboratorio rispetto a quelle ricavate dall'interpretazione delle prove in situ.

11.3.4.1 Prove di laboratorio

Nella definizione della resistenza al taglio non drenata da prove di laboratorio si è fatto principalmente riferimento, a prove condotte su campioni indisturbati di buona qualità del tipo triassiali non consolidate-non drenate (TX-UU) e consolidate-non drenate (TX-CIU) eseguite con pressioni in cella maggiori di quelle verticali totali geostatiche. Si è fatto inoltre riferimento, laddove presenti, a prove di compressione uniassiale ad espansione laterale libera (ELL).

11.3.4.2 Valutazioni di C_u da parametri indice

Di seguito si riportano le relazioni adottate per la stima della resistenza al taglio non drenata a partire dal parametro Indice di plasticità (I_P) e dal grado di sovraconsolidazione (OCR).

$$c_U = \sigma'_v \cdot (0.11 + 0.037 \cdot I_P) \quad (\text{Skempton, 1957});$$

$$c_U = \sigma'_v \cdot (0.00435 \cdot I_P) \quad (\text{Wroth \& Houlsby, 1985});$$

$$c_U = \sigma'_v \cdot 0.17 \cdot (\text{OCR})^{0.86} \quad (\text{Stewart, 1992}).$$

dove I_P è espresso in %.

11.3.4.3 Valutazioni di C_u da prove CPT

La resistenza al taglio non drenata C_u è stata stimata da prove CPT sulla base della seguente espressione (vedi ad esempio Lunne et al., 1985).

$$c_U = \frac{q_C - \sigma_{vo}}{N_K}$$

Con N_k fattore di portanza che dipende dalle caratteristiche geometriche della punta e può assumere valori variabili in un range molto ampio come illustrato nella Figura 11.3.

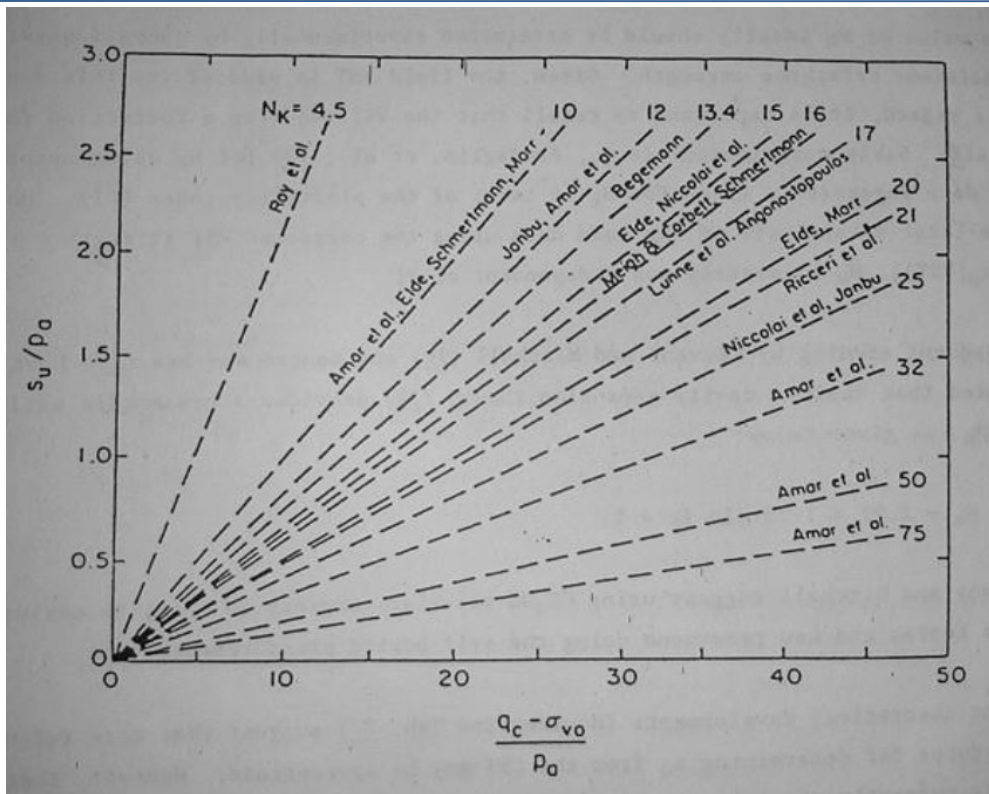


Figura 11.3 - Fattore di portanza N_K da vari autori (Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, 1990)

Il valore di N_K è stato determinato empiricamente calibrando le resistenze alla punta con i valori di C_u misurati nelle prove di laboratorio.

11.3.4.4 Valutazioni di C_u da prove SPT

La resistenza al taglio è stata stimata a partire dai risultati delle prove SPT adottando la correlazione empirica proposta da Stroud e Butler (1975) (vedi anche Clayton, 1995). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

$$c_u = 4 \cdot N_{SPT} \div 6 \cdot N_{SPT} \quad \text{per } N_{SPT} > 5$$

$$c_u = 5 + 7.5 \cdot N_{SPT} \quad \text{per } N_{SPT} < 5$$

11.3.4.5 Valutazioni di C_u da prove Pocket Penetrometers

La resistenza al taglio non drenata è stata stimata dividendo per 2 la resistenza alla punta misurata in corso di perforazione. I risultati ottenuti da tale prova, qualora presenti, sono stati considerati solo dal punto di vista qualitativo.

11.3.4.6 Valutazioni di C_u da prove dilatometriche e pressiometriche

La resistenza al taglio non drenata di materiali coesivi è stata stimata mediante correlazioni sperimentali riportati direttamente nei certificati di prova allegati al presente progetto (Amar & Jezequel, 1972; Cassan, 1978, Johnson 1986).

11.3.5 *Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci*

I parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio disponibili: taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate TX-CIU.

11.3.6 *Caratteristiche di deformabilità*

11.3.6.1 Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) sono stati ricavati, dove possibile, dalle prove di Colonna Risonante (RC) eseguite su campioni prelevati lungo i fori di sondaggio.

Dai diagrammi $G - \log \gamma_{sa}$ e $G/G_{max} - \log \gamma_{sa}$, riportati nei certificati di laboratorio, sono stati distinti tre intervalli di analisi significative per le applicazioni in ingegneria. Questi intervalli sono: lineare, elastico non lineare, e non lineare come illustrato nella figura seguente.

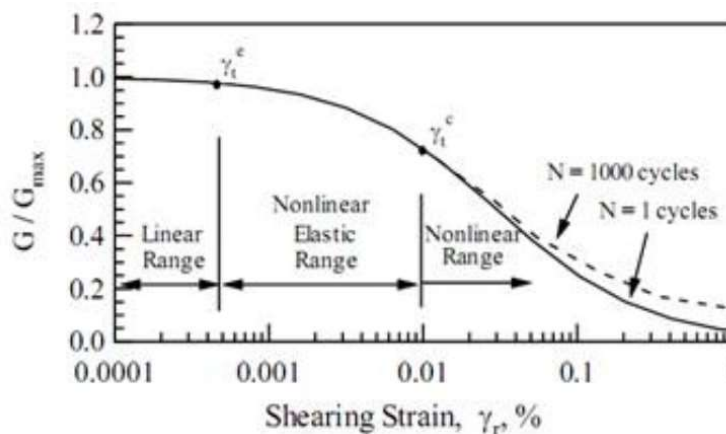


Figura 11.4 – Andamento tipico di riduzione del modulo di taglio normalizzato

Il confine tra lineare e non lineare elastico è caratterizzato dalla tensione di soglia elastica γ_{te} e il confine tra il non lineare elastico e il non lineare è caratterizzato dalla tensione di soglia ciclica γ_{tc} .

RELAZIONE GEOTECNICA

I valori di G_{max} possono essere considerati come moduli iniziali di taglio (G_0) da cui poi ricavare i valori dei moduli iniziali di Young (E_0) secondo la seguente espressione:

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu)$$

Una stima dei moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) è stata anche eseguita a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s , ottenute direttamente dalle prove geofisiche (MASW, Down Hole e HVSR), utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \text{ kPa}$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \text{ kPa}$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3 ;

ν = rapporto di Poisson del terreno;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec .

11.3.6.2 Moduli elastici non drenati E_u

I moduli elastici in condizioni non drenate (E_u) sono stati stimati con la correlazione di Duncan & Buchigani (1976) riportata in Figura 11.5.

$$E_u = k \cdot c_u$$

dove c_u è la resistenza al taglio non drenata e k è un parametro adimensionale funzione del grado di sovraconsolidazione e dell'indice di plasticità.

Stime rappresentative dei moduli elastici non drenati sono stati ricavati dalle tabelle sforzi-deformazioni relativi alle prove di laboratorio di tipo triassiale non consolidate-non drenate (TX-UU) e consolidate-non drenate (TX-CIU) eseguite con pressioni in cella maggiori di quelle verticali totali geostatiche. In questo caso sono stati ricavati i moduli secanti al 25% e al 50% della pressione di rottura (E_{u25} , E_{u50}).

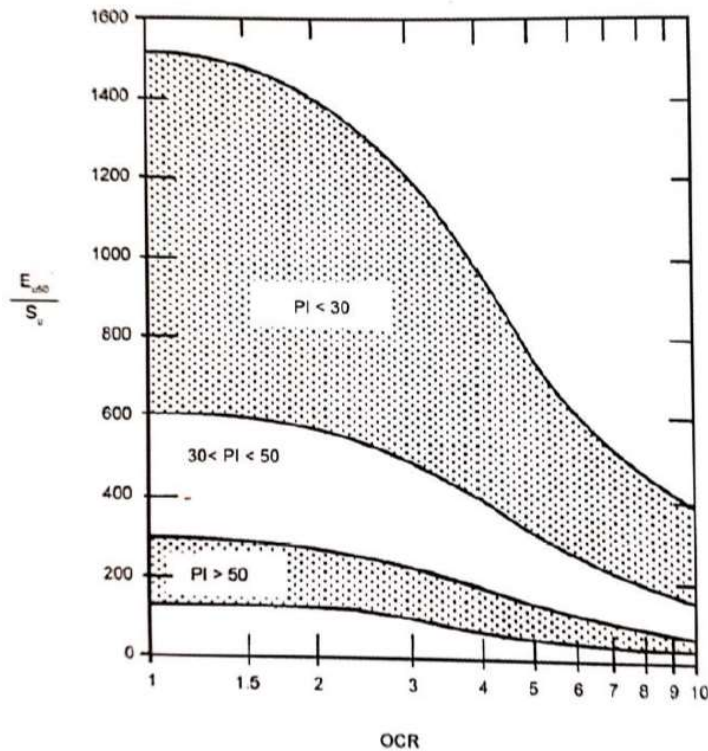


Figura 11.5 – Campi di validità E_u/c_u (Duncan & Buchigani, 1976)

11.3.6.3 Moduli elastici drenati

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; i moduli elastici risultano infatti funzione sia della pressione efficace media corrente sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio. Per cui la scelta dei moduli di deformazione da adottare nelle analisi dipende sostanzialmente dal metodo di calcolo adottato.

In questa sede sono utilizzati principalmente metodi di calcolo elastico-lineari e di conseguenza i moduli elastici drenati "operativi" E_{op} sono stati stimati secondo quanto segue:

- $E_{op(1,2,3)}$ pari a $1/4 \div 1/15$ di E_0 , con E_0 stimato a partire dalle prove geofisiche e di colonna risonante;
- a partire dai valori dei moduli edometrici E_d , secondo la seguente relazione:

$$E_{op2} = E_d \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

con $E_{op2} = E_d / 1.35$, assumendo $\nu = 0.3$;

RELAZIONE GEOTECNICA

I valori stimati non sempre sono attendibili a causa del disturbo dei provini dovuto in genere alle operazioni di campionamento e fustellamento.

- partire dai valori dei moduli non drenati E_u secondo la seguente relazione:

$$E_{op2} = \frac{2}{3} \cdot E_u \cdot (1 + \nu)$$

con $E_{op2} = E_u / 1.15$, assumendo $\nu = 0.3$.

Nel calcolo di opere di sostegno si possono utilizzare i moduli "operativi" E_{op1} . Nell'analisi di fondazioni profonde e dirette si possono utilizzare i moduli "operativi" E_{op2} , in considerazione del fatto che gli spostamenti totali e differenziali sono in genere molto contenuti e generalmente inferiori all'1% della dimensione minore dell'opera di fondazione. Nel calcolo di opere connesse al Microtunnel si utilizzano i moduli "operativi" E_{op3} .

Nel caso di opere con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera si è fatto riferimento anche ai risultati delle prove edometriche ad incremento di carico in termini di indici di compressione (C_c), di ricomprensione (C_r) e di rigonfiamento (C_s).

11.3.6.4 Coefficienti di reazione orizzontale

Nel caso del progetto di pali di fondazione Broms (1964) ha suggerito di correlare il coefficiente di reazione orizzontale k_h al modulo secante E_{u50} , determinato in prove di compressione non drenate (TX-UU e TX-CIU), mediante la seguente espressione:

$$k_h = 1.67 \cdot \frac{E_{u50}}{d}$$

essendo:

d = diametro del palo.

Altri autori suggeriscono relazioni più cautelative, in particolare Davisson (1970) propone di porre:

$$k_h = 67 \cdot \frac{c_U}{d}$$

11.3.7 *Coefficienti di permeabilità*

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si farà principalmente riferimento ai risultati:

- delle prove edometriche in corrispondenza di pressioni verticali efficaci pari a quelle geostatiche, ovvero in corrispondenza di indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_0 .
- delle prove di permeabilità tipo Lefranc in foro;

valori ricavabili dalle prove edometriche si riferiscono a direzioni di flusso verticali, ovvero a coefficienti di permeabilità in direzione verticale k_v . Inoltre, essi si riferiscono a volumi estremamente ridotti e quindi non completamente rappresentativi della permeabilità dei terreni in sito;

I valori ricavabili dalle prove in foro si riferiscono a direzioni di flusso verosimilmente più prossime a quelle orizzontali, ovvero a coefficienti di permeabilità in direzione orizzontale k_h .

11.3.8 *Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria*

I coefficienti di consolidazione primaria c_v utilizzabili nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali e a problemi di flusso principalmente nella direzione verticale, sono stati ricavati dalle prove edometriche.

Il coefficiente di consolidazione secondaria (c_α) è stato stimato con la correlazione proposta nel manuale NAVFAC-DM 7.1. (1971), che correla il coefficiente di consolidazione secondaria al contenuto naturale di acqua (W_n).

11.4 Terreni incoerenti

11.4.1 *Introduzione*

In questa sede si intendono a grana grossa quei materiali caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a circa il 50%.

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito (mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati in accordo ai criteri descritti nei paragrafi successivi.

RELAZIONE GEOTECNICA

Si rileva che le correlazioni empiriche riportate nei paragrafi seguenti sono rigorosamente applicabili ove è ragionevole ritenere che le prove interpretate siano avvenute in condizioni drenate, ovvero nei seguenti casi:

- Terreni sopra falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori al 50%.
- Terreni sotto falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori al 35÷40%.

11.4.2 *Stato tensionale iniziale del deposito*

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) ogni analisi geotecnica richiede la conoscenza dello stato iniziale del deposito in termini di:

- Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- Pressioni interstiziali;
- Macrostruttura;
- Indice dei vuoti iniziale e_0 e densità relativa D_r .

Le tensioni geostatiche e la storia tensionale possono essere ricavate con una certa approssimazione dagli studi di carattere geologico.

Le pressioni interstiziali possono essere ricavate sulla base della strumentazione (piezometri) messa in opera e dagli studi di carattere idrogeologico.

La macro struttura del deposito può essere ricavata dall'analisi delle cassette catalogatrici e da osservazioni in sito su fronti di scavo, cave, etc..

L'indice dei vuoti in sito (e_0) e la densità relativa (D_r) possono essere ricavate con una certa approssimazione dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche e dinamiche.

11.4.3 *Densità relativa*

11.4.3.1 Densità relativa dalle prove penetrometriche statiche CPT

I risultati delle numerose prove eseguite in camera di calibrazione hanno dimostrato che la resistenza alla punta è fondamentalmente influenzata dalla densità relativa D_r e dalla tensione orizzontale efficace σ'_h , mentre il tipo di sabbia ed il grado di saturazione hanno un'influenza trascurabile. Baldi (1986) et al. (Garizio, 1997; Jamiolkowski, 1988) ricavano la seguente correlazione:

$$D_R = \frac{1}{C_2} \cdot \ln \left[\frac{q_c}{C_0 \cdot (\sigma'_m)^{C_1}} \right]$$

$$\sigma'_m = \frac{1}{3} \cdot (\sigma'_v + 2\sigma'_h)$$

Dove i parametri in C sono coefficienti numerici del grado di sovraconsolidazione del terreno (vedi tabella seguente).

Terreno	C ₀	C ₁	C ₂
Normalconsolidato	157	0.55	2.41
Sovraconsolidato	205	0.51	2.93

Tabella 4 - Valori dei coefficienti numerici C

11.4.3.2 Densità relativa dalle prove penetrometriche dinamiche SPT

La densità relativa D_R di terreni incoerenti può essere valutata sulla base dei risultati forniti dalle prove SPT attraverso correlazioni empiriche diverse a seconda della tipologia di terreno. Di seguito si elencano le formulazioni utilizzate per la caratterizzazione geotecnica.

Terreni sabbiosi

In particolare, la densità relativa D_R di terreni costituiti principalmente da sabbia può essere valutata in base al valore (N_{SPT}) secondo la seguente espressione (Skempton, 1986):

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{A + B \cdot \sigma'_{v0}}}$$

A, B = costanti empiriche legate alle dimensioni delle particelle ed al grado di consolidazione, come mostrato in tabella seguente;

σ'_{v0} = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (espressa in kg/cm²).

RELAZIONE GEOTECNICA

Terreno	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27.5	27.5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43.3	21.7
Sabbie sovra consolidate	27,5÷43,3	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot k_0(OC)}{1 + 2 \cdot k_0(NC)}$

Tabella 5 – Costanti empiriche (Skempton, 1986)

$k_0(NC) = 1 - \sin\phi$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati;

$k_0(OC) = k_0(NC) \cdot (OCR)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovra consolidati;

OCR = grado di sovra consolidazione.

Terreni costituiti principalmente da sabbie e ghiaie

Per terreni costituiti principalmente da sabbie e ghiaie, la densità relativa D_R può essere valutata sulla base delle relazioni proposte da Cubrinowski e Ishihara (1999). Gli autori partendo dall'analisi di misurazioni dirette della densità relativa su campioni indisturbati, prelevati con la tecnica del congelamento in diverse località giapponesi, hanno sviluppato la seguente correlazione tra N_{SPT} e densità relativa D_R :

$$C_D = \frac{(N_1)_{78\%}}{D_R^2}$$

Dove $(N_1)_{78\%}$ è la resistenza alla penetrazione (numero di colpi) normalizzata per la pressione litostatica misurata in prove SPT eseguite con un rapporto di energia del 78%, tipico dei penetrometri giapponesi.

Il parametro adimensionale C_D è dato dall'espressione seguente:

$$C_D = \frac{9}{(e_{max} - e_{min})^{1.7}}$$

La differenza tra l'indice dei vuoti massimo e minimo è assunta variabile con il diametro medio dei grani D_{50} secondo la seguente espressione:

$$(e_{max} - e_{min}) = 0.23 + \frac{0.06}{D_{50}}$$

Rapportando l'energia trasferita alle aste dal 78% al 60% e introducendo un fattore correttivo C_{sg} per la granulometria del materiale (Tokimatsu e Yoshimi, 1983), l'espressione per la densità relativa è espressa come segue:

$$D_R = \left[\frac{[(N_{SPT})_{60\%} \cdot \frac{60}{78} \cdot C_{sg}] \cdot \left(0.23 + \frac{0.06}{D_{50}}\right)^{1.7}}{9} \cdot \sqrt{\left(\frac{98}{\sigma'_v}\right)} \right]^{0.5}$$

Altre Correlazioni

Oltre alle correlazioni sopra riportate si è tenuto conto anche dei seguenti formulazioni:

1. Gibbs e Holtz (1957)

$$D_r = \left\{ \left[1.5 \cdot \left(\frac{N}{F} \right)^{0.222} \right] - 0.6 \right\}$$

$$F = 0.0065 \cdot \sigma_{v0}^2 + 1.68 \cdot \sigma_{v0} + 14$$

σ_{v0} = tensione verticale totale espressa in t/m^3

2. Meyerhof (1957)

ha elaborato una correlazione valida per tutti i tipi di suolo per cui la densità relativa è:

$$D_R = 0,21 \cdot \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} + 0,7}} \quad (\text{Meyerhof, 1957})$$

P_a = pressione atmosferica 100kPa

3. Bazaraa (1967)

Questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo. La correlazione, a differenza delle precedenti che sono definite per mezzo di prove SPT eseguite in laboratorio su campioni ricostituiti, si basa su prove in sito SPT. La critica mossa dall'autore riportava che le prime potevano non essere rappresentative dei valori di N che a parità di densità relativa in laboratorio non tenevano conto di fattori importanti come la cementazione, l'invecchiamento (aging) e la storia

tensionale del deposito. Partendo da tali obiezioni Bazaraa è pervenuto alle seguenti correlazioni:

$$\text{per } \sigma'_{v0} \leq 0.732 \text{ kg/cm}^2 \quad D_r^2 = \frac{N}{20 \cdot (1 + 4.1 \cdot \sigma'_{v0})}$$

$$\text{per } \sigma'_{v0} > 0.732 \text{ kg/cm}^2 \quad D_r^2 = \frac{N}{20 \cdot (3.24 + 1.024 \cdot \sigma'_{v0})}$$

tensione verticale efficace $\sigma'v$ espressa in kg/cm²

4. Schultze e Mezambach (1961)

Il metodo di Schultze & Mezembach (1961) è valido per le sabbie da fini a ghiaiose, per qualunque valore di pressione efficace, in depositi normalmente consolidati. Nel caso di depositi ghiaiosi il valore di D_r (%) viene sovrastimato, nei depositi limosi viene sottostimato.

$$\ln(D_r\%) = 0,478 \ln(N_{spt}) - 0,262 \ln(\sigma) + 2,84$$

5. Terzaghi e Peck (1948)

Valida per valori di $D_r > 0.35$ in cui:

$$60 = \frac{(N_1)_{60}}{D_r^2}$$

11.4.3.3 Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

Per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio di picco sono stati considerati due differenti approcci. In un primo approccio si utilizzano le correlazioni tra N_{SPT} e φ'_p proposte da Shioi e Fukuni (1982):

$$\text{(Road Bridge Association)} \quad \varphi'_p = 15 + \sqrt{15 \cdot N_{SPT}}$$

$$\text{(Japanese National Railway)} \quad \varphi'_p = 0.3 \cdot N_{SPT} + 27$$

In un secondo approccio si fa riferimento a correlazioni che esprimono φ'_p come funzione di N_{SPT} e della tensione verticale efficace litostatica, come quella proposta da Hatanaka e Uchida (1996):

$$\varphi'_p = 20 \cdot + \sqrt{15.4 \cdot N_{1(SPT)}}$$

RELAZIONE GEOTECNICA

in cui $N_{1(SPT)}$ è il numero di colpi N_{SPT} normalizzato rispetto alla pressione atmosferica secondo la seguente espressione:

$$N_{1(SPT)} = C_N N_{SPT}$$

dove:

- C_N è il fattore di normalizzazione della profondità legato alla tensione verticale efficace e, quindi, alla profondità di esecuzione della prova per tenere conto del confinamento crescente con la profondità;
- $N_{1(SPT)}$ è il numero di colpi normalizzato e corretto.

Per la valutazione del fattore C_N si è utilizzata la formulazione di Liao and Whitman (1986):

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_v}}$$

dove:

- P_a è la pressione atmosferica, pari a 100 kPa;
- σ'_v è la tensione verticale efficace alla profondità considerata.

Si è assunto un limite massimo per C_N pari a 1,7.

L'ultimo approccio è quello proposto da Schmertmann (1975) in cui l'angolo d'attrito può essere determinato secondo la seguente espressione:

$$\phi = \tan^{-1} \left[\frac{N}{\left(12.2 + 20.3 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)} \right]^{0.34}$$

P_a =pressione atmosferica 100kPa

La stima dell'angolo di resistenza a taglio a volume costante è stata stimata partendo dal seguente legame:

$$\varphi'_{cv} = \varphi'_p - \Delta\varphi'$$

Per la stima di $\Delta\varphi'$ si è fatto riferimento alla correlazione di Fleming et al. (1992) funzione della densità relativa D_R .

$$\Delta\varphi' = \frac{D_R - 20}{8}$$

con D_R espresso in %.

11.4.3.4 Angolo di resistenza al taglio in funzione della densità relativa D_R

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ'_p verrà determinato facendo riferimento al metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

$$\varphi'_p = \varphi'_{cv} + m \cdot D_R \cdot [Q - \ln(1.4 \cdot \sigma'_{ff})] - 1$$

con:

- σ'_{ff} = tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa (Jamiokowski et al. 1988);
- φ'_p = angolo di resistenza al taglio di picco riferito a pressioni $\sigma'_{ff} = 272$ kPa
- Q = coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, pari a: 10 per sabbie quarzose; 8 per sabbie calcaree; 5 per sabbie calcarenitiche;
- m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura assunta pari a 3 (Bolton, 1986);
- φ'_{cv} = angolo di resistenza al taglio a volume costante o di stato critico;
- D_R = densità relativa.

I valori di D_R utilizzati per definire l'angolo di resistenza al taglio, sono quelli determinati dalle prove SPT.

I valori dell'angolo di resistenza al taglio φ'_{cv} sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella tabella seguente (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

RELAZIONE GEOTECNICA

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	$\varphi_{cv}' = 38^\circ$	$\varphi_{cv}' = 34^\circ$
Sabbie a spigoli arrotondati	$\varphi_{cv}' = 33^\circ$	$\varphi_{cv}' = 30^\circ$

Tabella 6 – Valori dell'angolo di resistenza al taglio σ'_{cv} per sabbie silicee Stroud (1988) e Youd (1972)

Nel caso delle ghiaie a spigoli arrotondati si può assumere mediamente $\varphi_{cv}' = 34^\circ - 36^\circ$.

In questa sede l'interpretazione delle prove è stata effettuata in accordo al metodo di Bolton (1986), assumendo cautelativamente, in considerazione di una certa frazione di contenuto di fine (limi e argille), i seguenti valori:

- $\varphi_{cv}' = 30^\circ$ per le sabbie;
- $\varphi_{cv}' = 35^\circ$ per le ghiaie con sabbia;
- $m = 3$.

Tali valori sono stati confrontati con i risultati delle prove di laboratorio laddove disponibili.

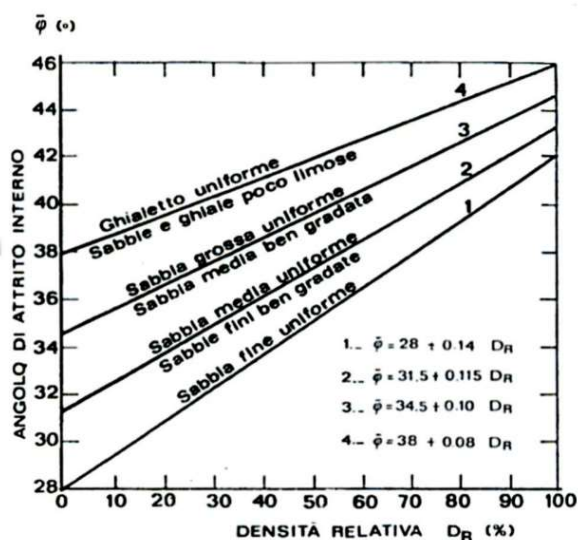
Un secondo approccio si fa riferimento alle correlazioni fornite da Schmertmann (1975) secondo 4 fusi granulometrici in cui:

$$\text{Sabbia fine uniforme} \Rightarrow \phi = 28 + 0,14D_r$$

$$\text{Sabbia media uniforme o fine ben gradata} \Rightarrow \phi = 31,5 + 0,10D_r$$

$$\text{Sabbia grossa uniforme o media ben gradata} \Rightarrow \phi = 34,5 + 0,10D_r$$

$$\text{Ghiaietto uniforme o sabbie e ghiaie poco limose} \Rightarrow \phi = 38 + 0,08D_r$$



RELAZIONE GEOTECNICA**11.4.4 Caratteristiche di deformabilità****11.4.4.1 Moduli elastici iniziali**

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s , ottenute direttamente dalle prove geofisiche (MASW, Down Hole e HVSR), utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \text{ kPa}$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \text{ kPa}$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3 ;

ν = rapporto di Poisson del terreno;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec .

11.4.4.2 Moduli elastici operativi

Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare; i moduli di deformazione risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le verifiche geotecniche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

In questa sede sono utilizzati principalmente metodi di calcolo elastico-lineari e di conseguenza i moduli elastici "operativi" E_{op} sono stati stimati secondo quanto segue:

- Nel calcolo delle opere di sostegno i moduli di Young "operativi" E_{op1} possono essere assunti pari a circa 1/4 di E_0 .
- Nell'analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young "operativi" E_{op2} possono essere assunti pari a circa 1/10 di E_0 .
- Nell'analisi di scavo di gallerie i moduli di Young "operativi" E_{op2} possono essere assunti pari a circa 1/15 di E_0 .

I valori così ricavati sono stati comunque confrontati ed eventualmente calibrati con i risultati ottenuti dalle prove pressiometriche (MPT) e dilatometriche (DMT).

RELAZIONE GEOTECNICAModuli elastici "operativi" E_{op2} da prove CPT in sabbia

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) una stima dei moduli elastici "operativi" può essere fatta, per terreni sabbiosi, utilizzando i risultati delle prove CPT mediante le seguenti espressioni:

$$E'_{25} = E_{op1} = (3 - D_R) \cdot q_c \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$E'_{25} = E_{op1} = (15 - 10 \cdot D_R) \cdot q_c \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

essendo:

- E'_{25} = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;
- D_R = densità relativa espressa come frazione dell'unità;
- q_c = resistenza di punta del penetrometro statico.

Moduli elastici "operativi" E_{op2} da prove SPT in sabbia

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) per la stima dei moduli elastici operativi da prove SPT valgono le seguenti espressioni:

$$(E_{25}) = E_{op1} = (10.5 - 3.5 \cdot D_R) \cdot N_{SPT} / 10 \text{ [MPa]} \quad \text{- nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$(E_{25}) = E_{op1} = (52.5 - 35 \cdot D_R) \cdot N_{SPT} / 10 \text{ [MPa]} \quad \text{- nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

Si rileva che nel caso di materiali ghiaioso-sabbiosi e per valori di densità relativa D_R inferiori a 50% le espressioni suddette conducono ad una sottostima dei valori di E'_{25} .

11.4.4.3 Moduli di reazione orizzontale

Nel progetto delle fondazioni profonde su pali i moduli di reazione orizzontale (E_s) necessari per definire l'andamento delle curve p-y, sono stati valutati in accordo alla seguente espressione:

$$E_s = k_h \cdot d \text{ [kPa]}$$

essendo:

k_h = coefficiente di reazione orizzontale;

d = diametro del palo.

RELAZIONE GEOTECNICA

Dal punto di vista applicativo per terreni incoerenti si assume k_h linearmente crescente con la profondità secondo l'espressione generalmente associata a Matlock & Reese (1956):

$$k_h = n_h \frac{z}{d}$$

z = profondità dal piano campagna originario.

con n_h che assume i valori orientativi riportati nella tabella seguente.

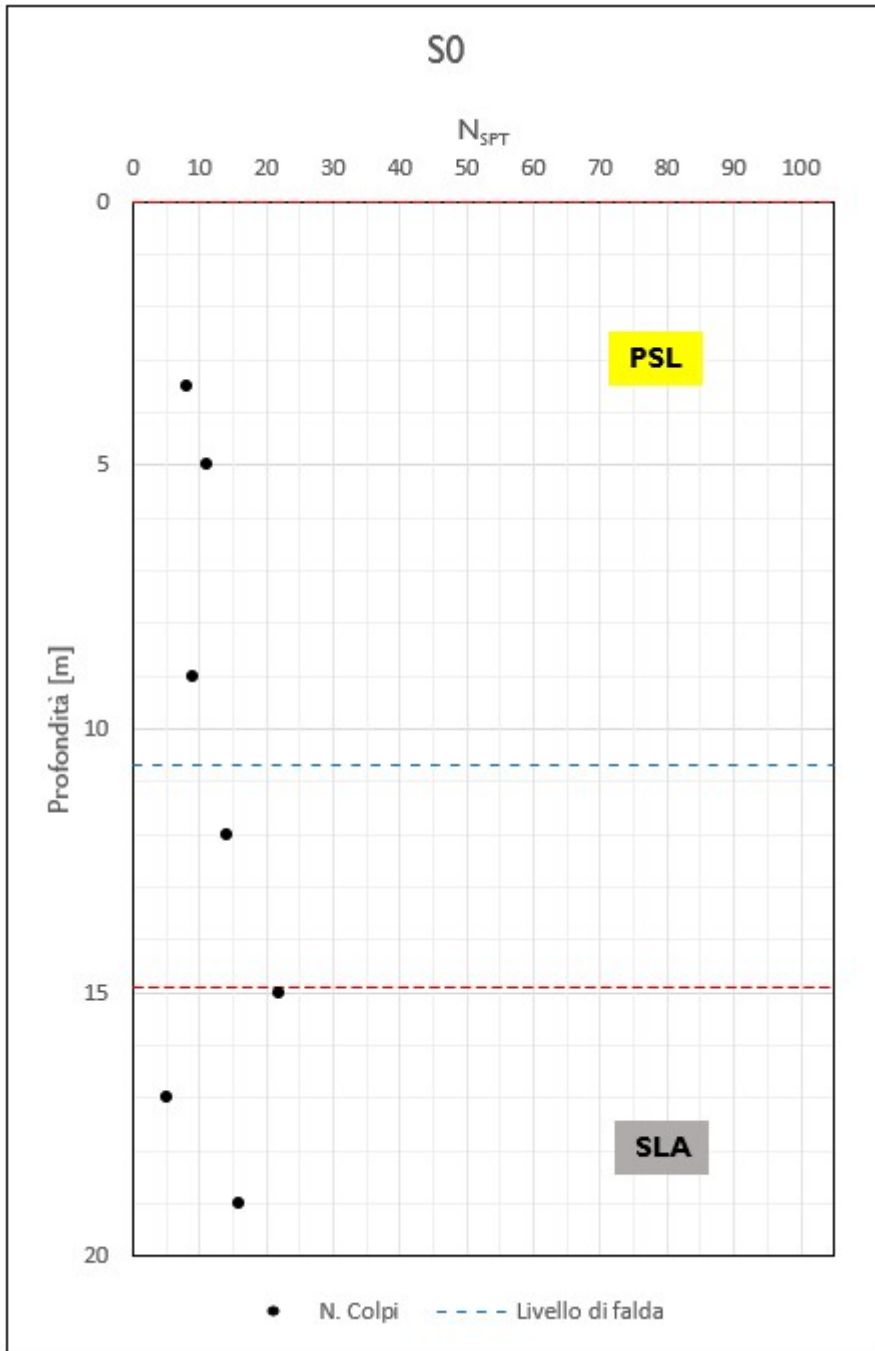
D_R (%) / stato di addensamento	n_h [kN/m ³] – sopra falda	n_h [kN/m ³] – sotto falda
35% / (sciolto)	2000 ÷ 5000	1000 ÷ 3000
50% / (medio)	5000 ÷ 10000	3000 ÷ 6000
70% / (denso)	10000 ÷ 25000	6000 ÷ 15000

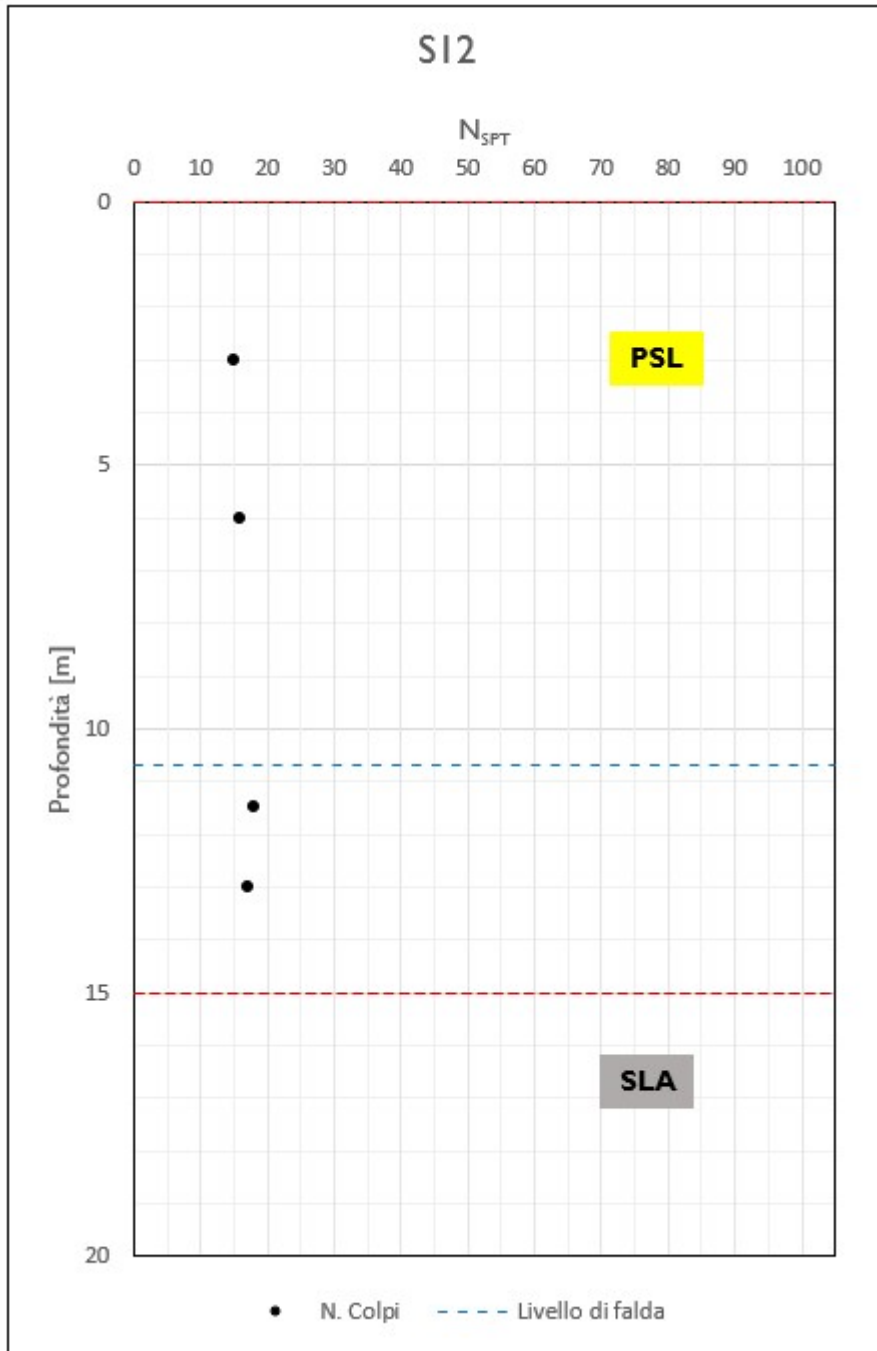
Tabella 7 – Valori orientativi di n_h (Viggiani, Fondazioni, 2000)

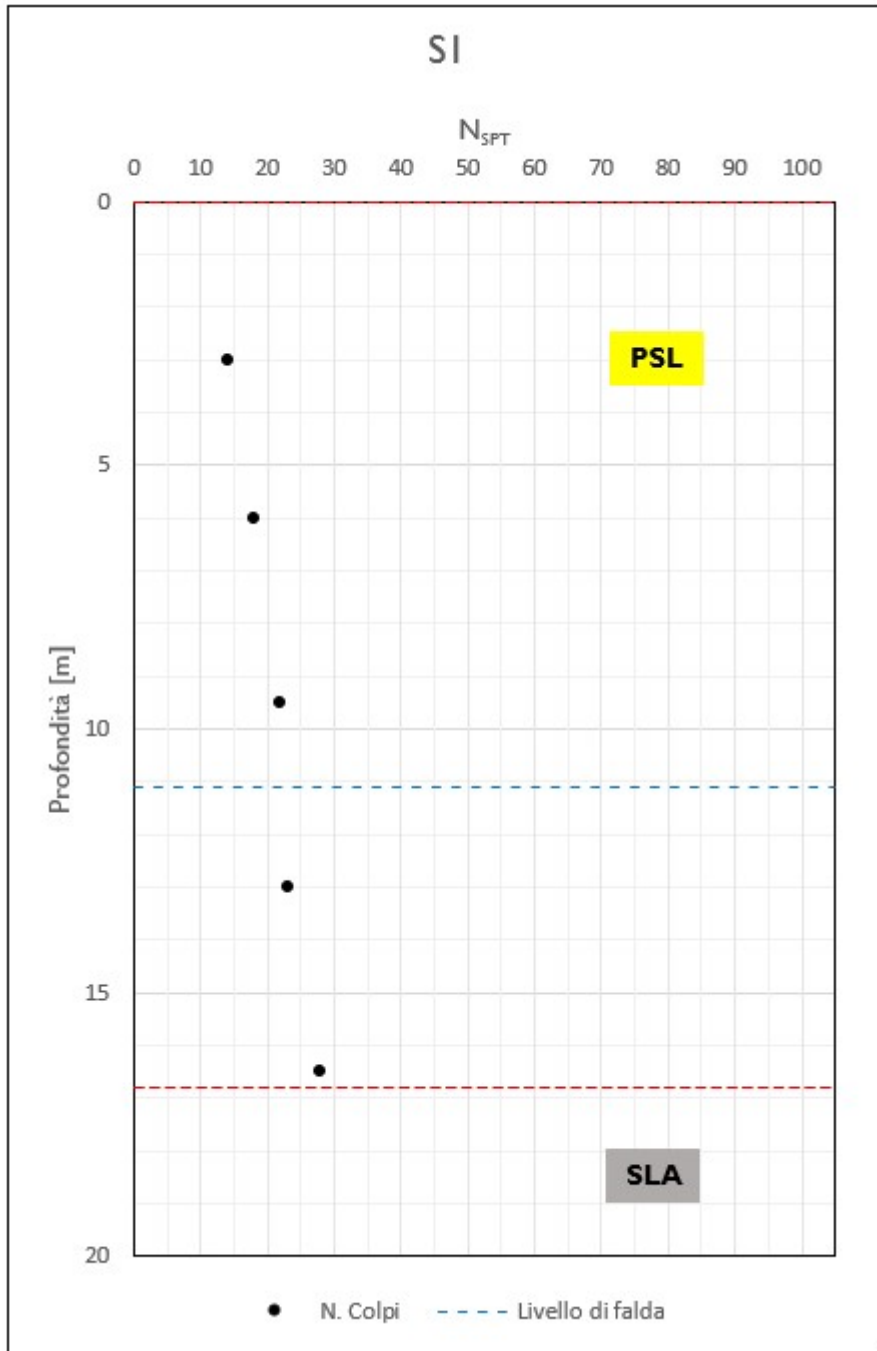
12 Caratterizzazione delle unità geotecniche

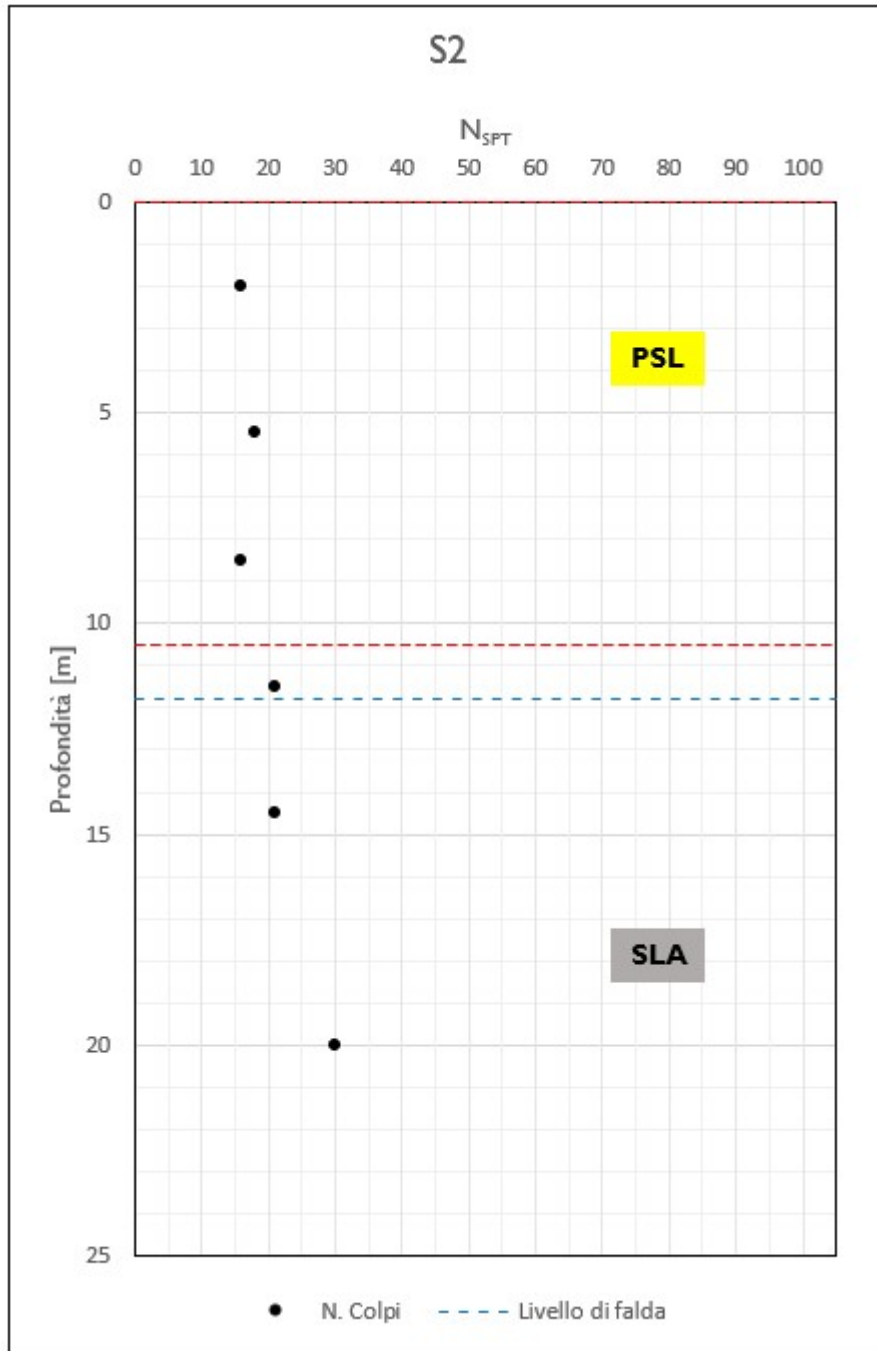
12.1 Stratigrafie e numero di colpi N_{SPT}

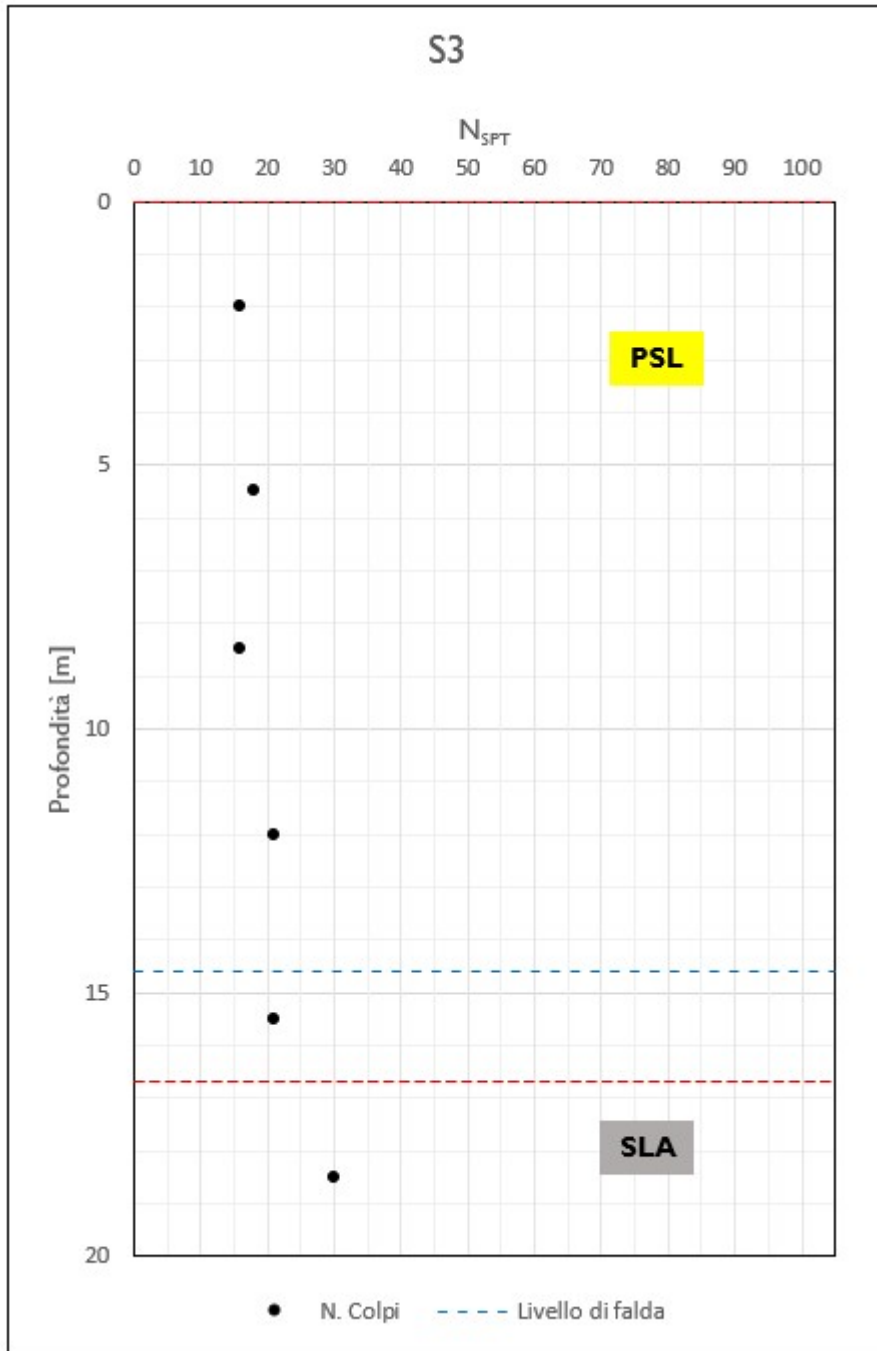
Nelle successive figure è riportato l'andamento del numero di colpi N_{SPT} in funzione della profondità per ogni singola verticale indagata. Nelle figure è inoltre riportata la stratigrafia di riferimento ottenuta sulla base delle informazioni ottenute dall'intera campagna di indagine. È stato assunto convenzionalmente un valore di $N_{SPT}=100$ in caso di rifiuto.

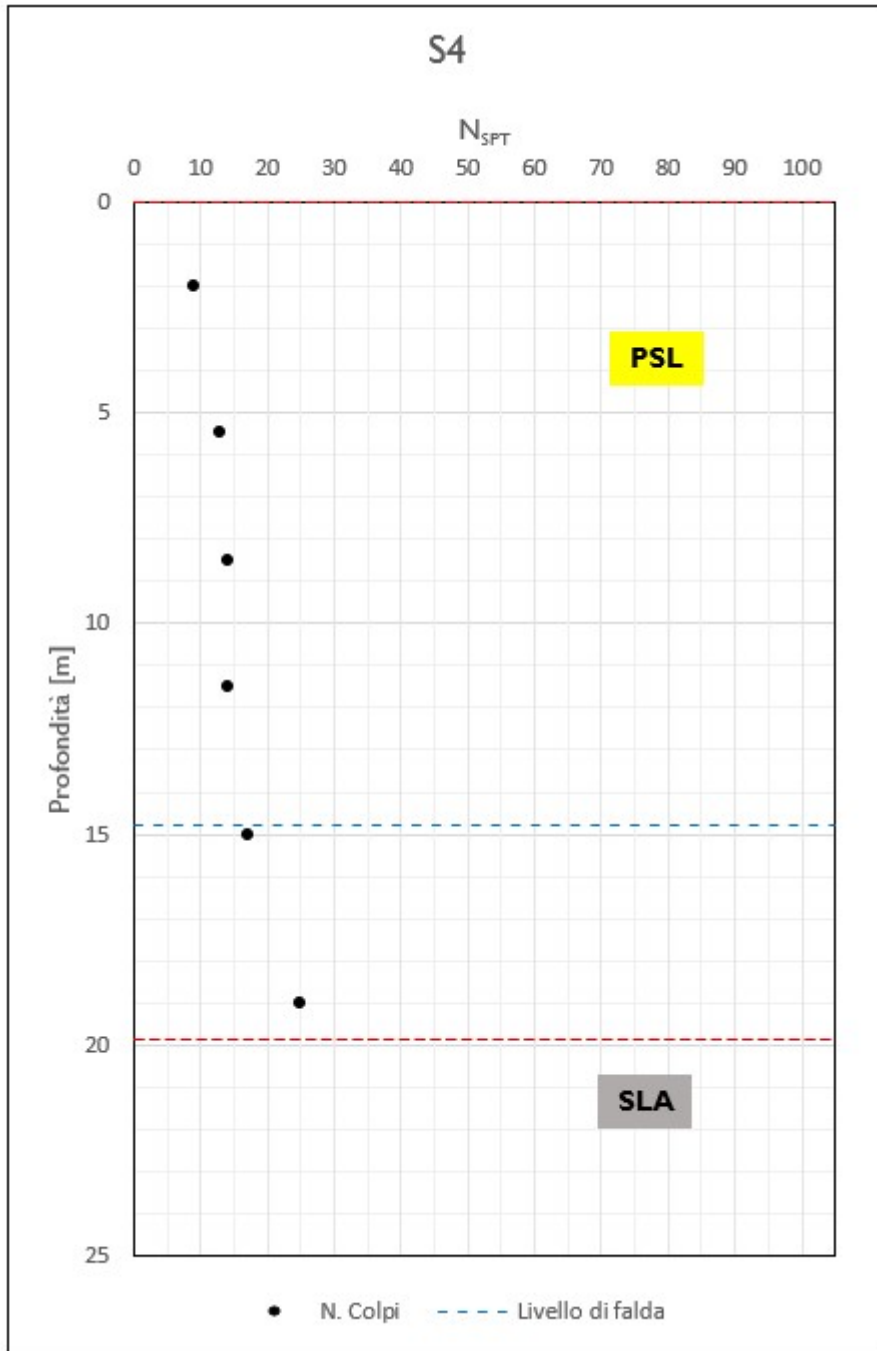


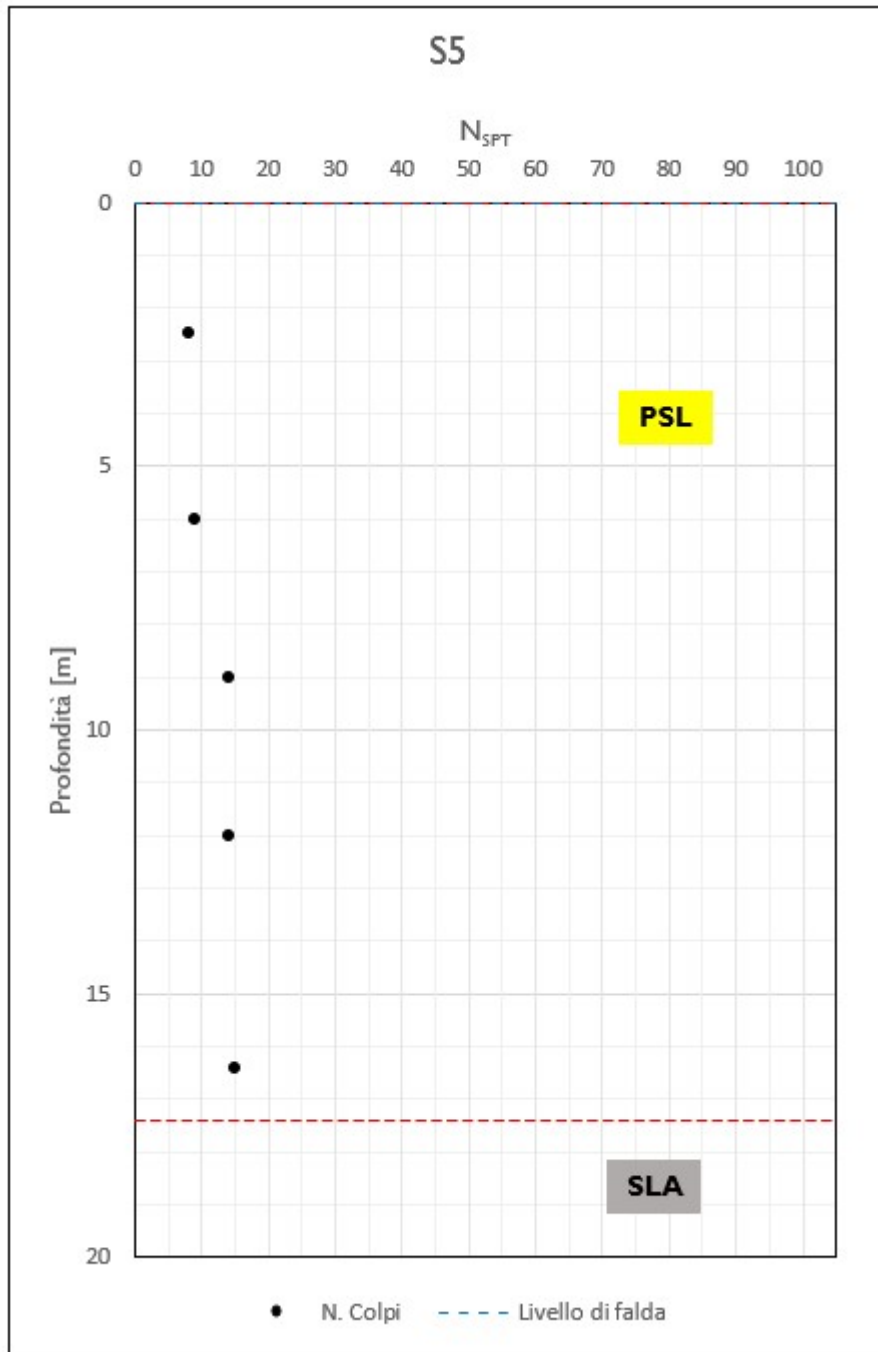


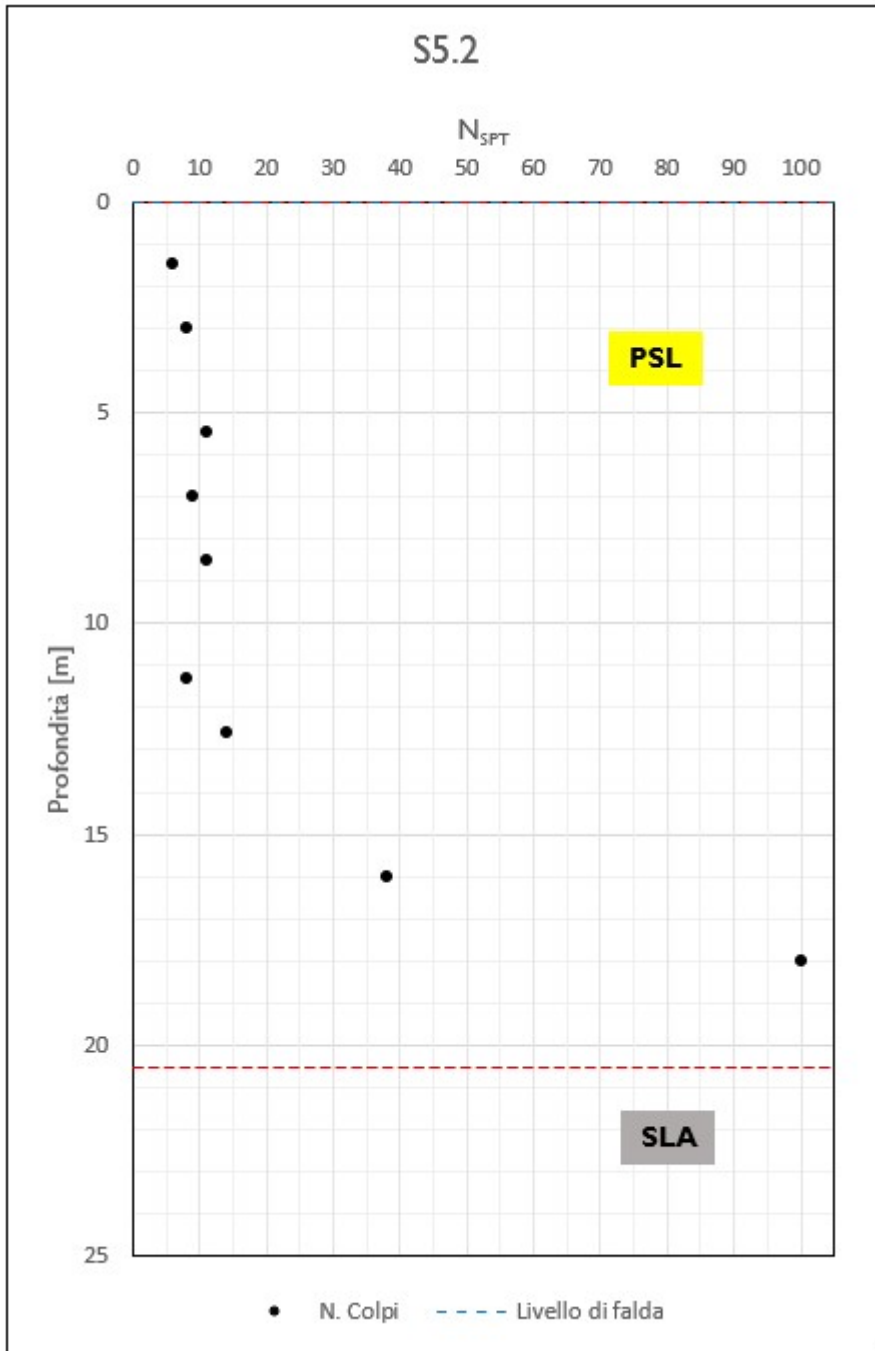


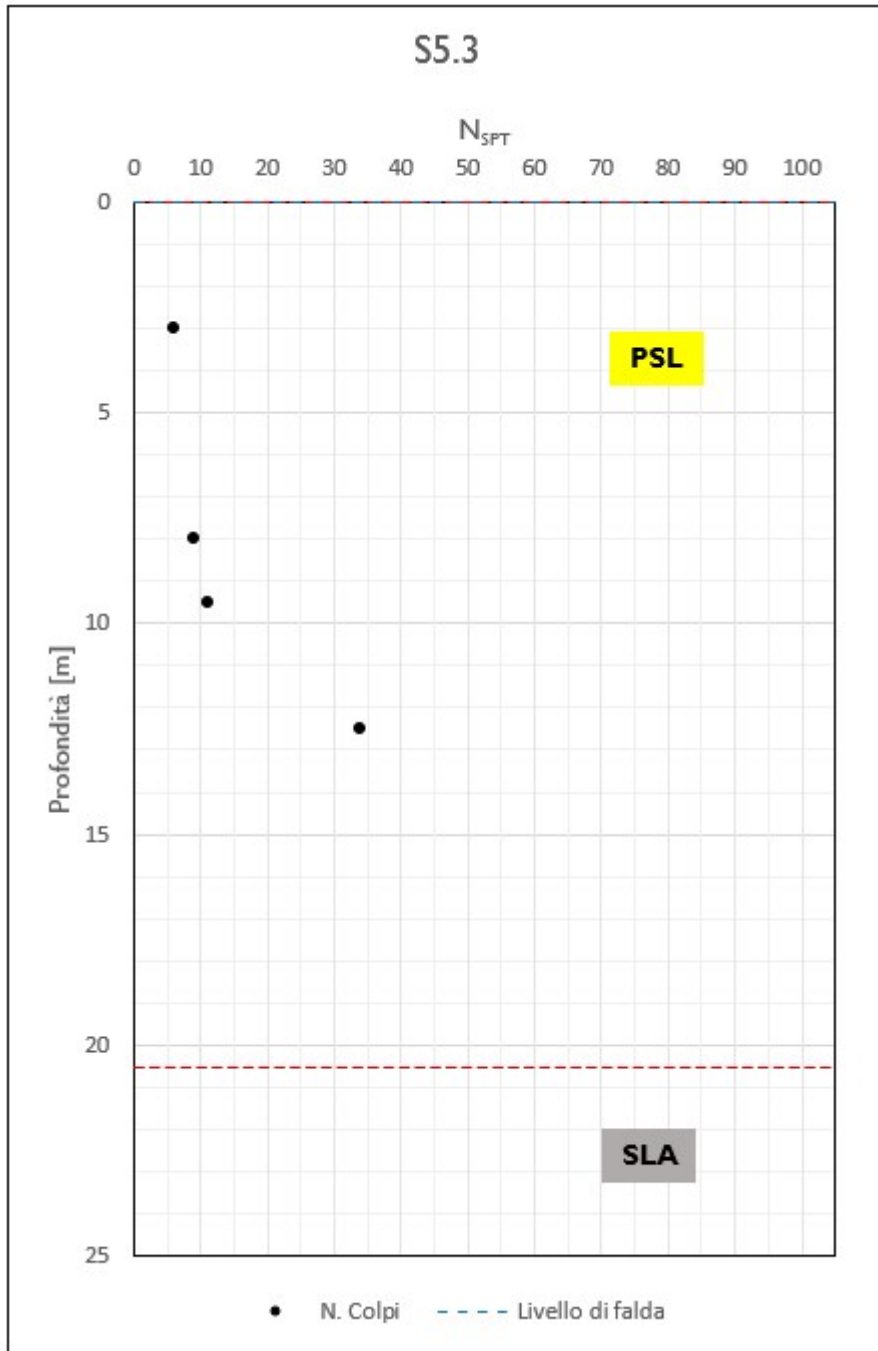


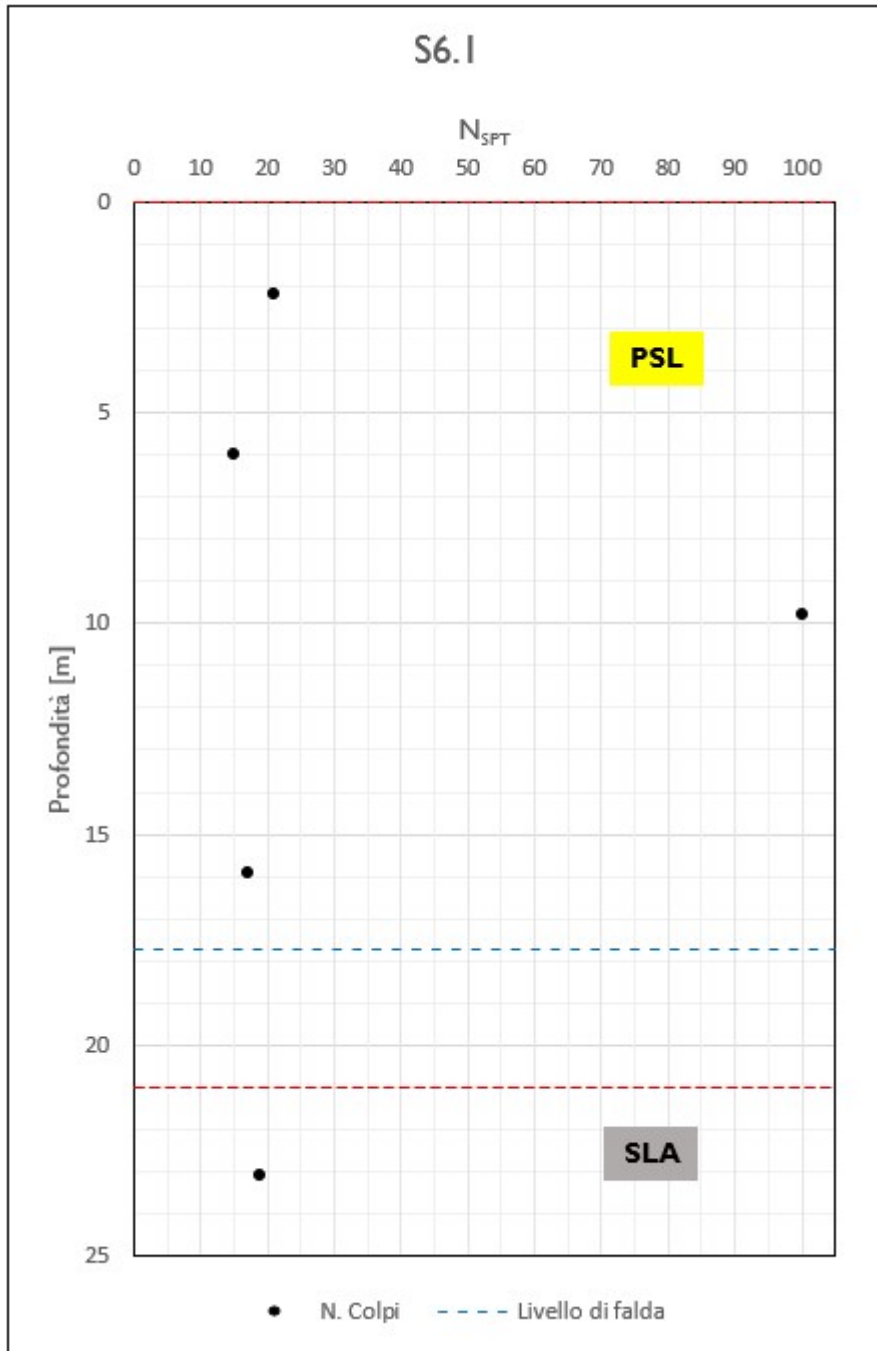


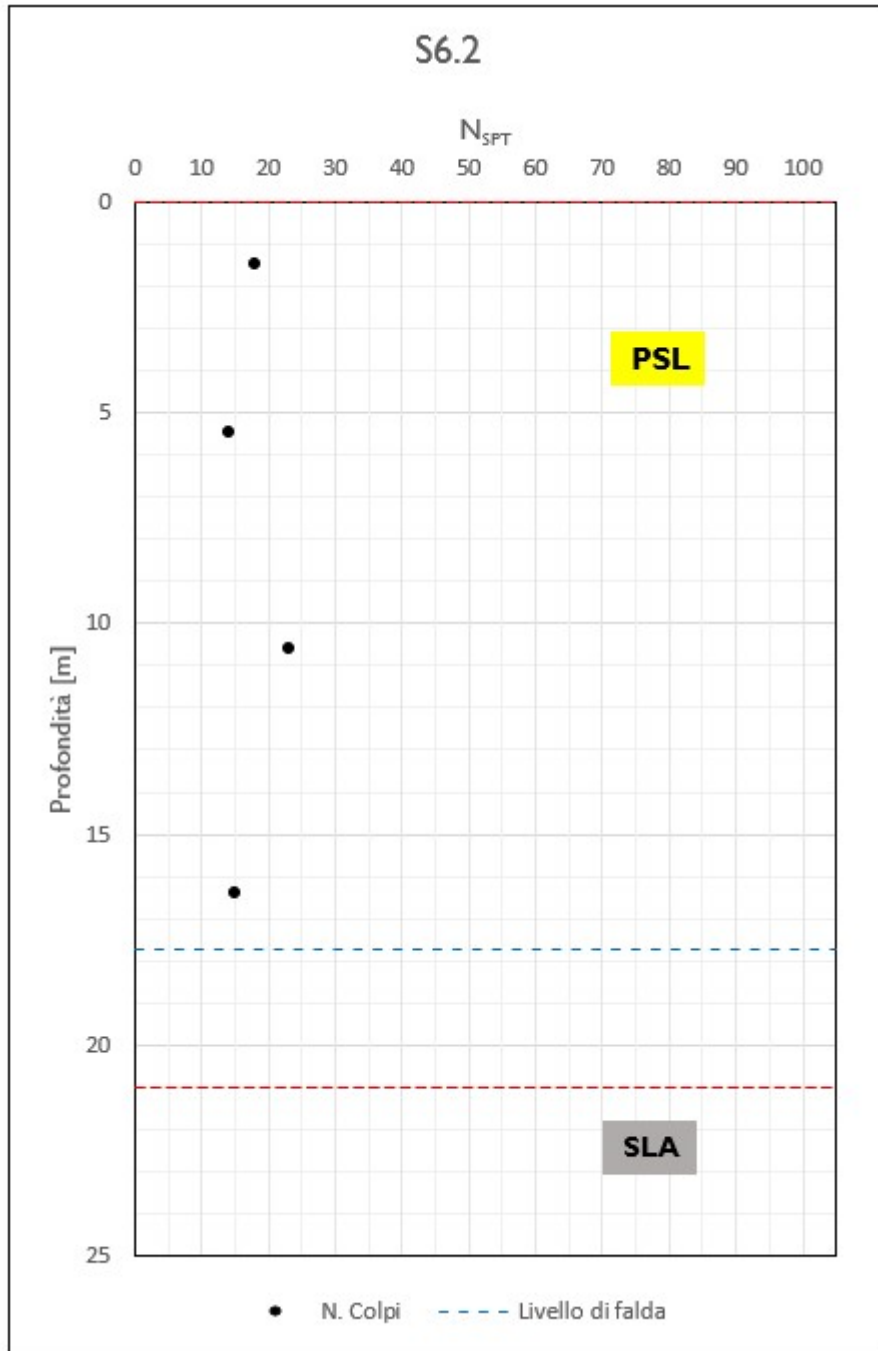




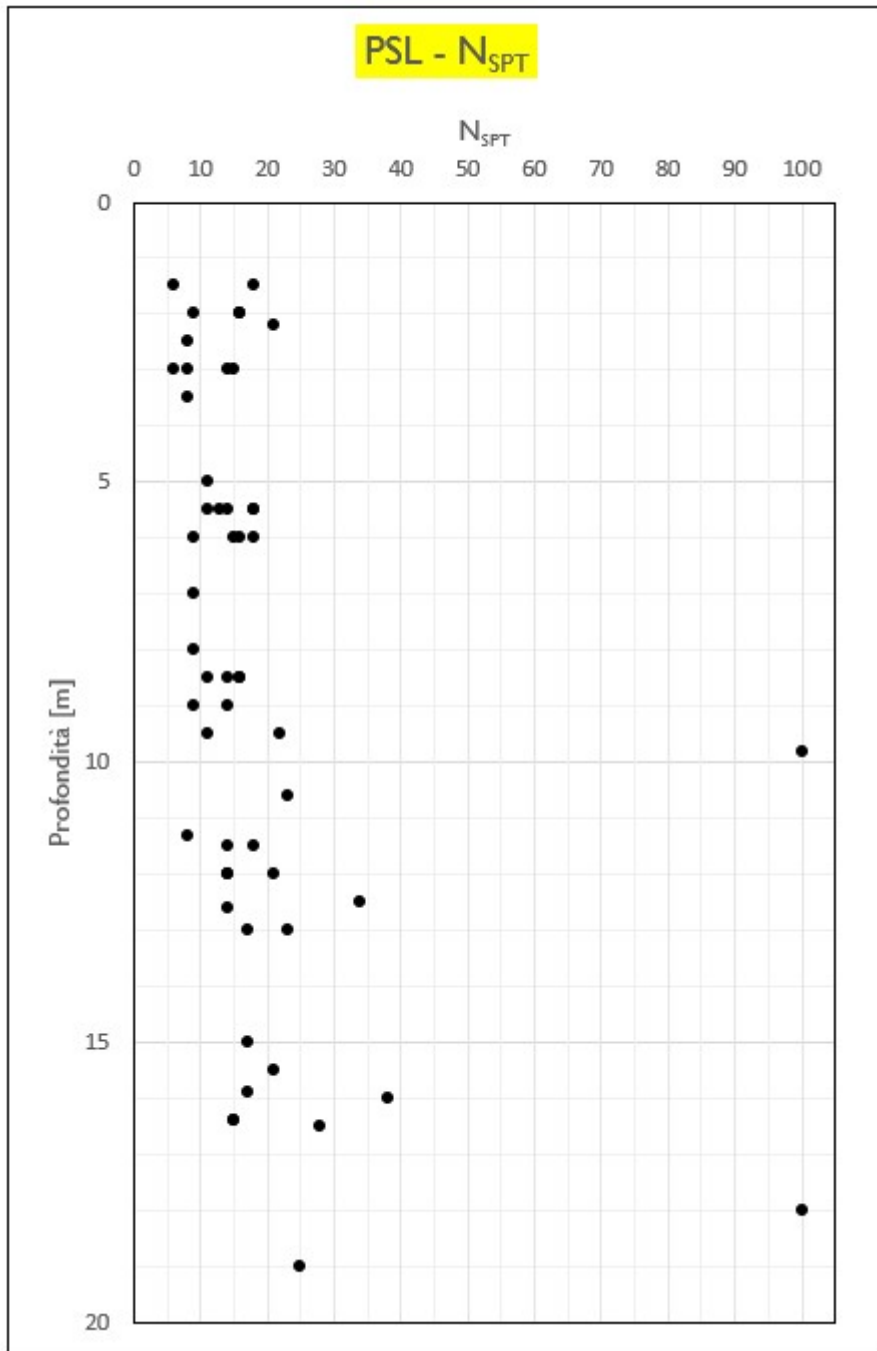


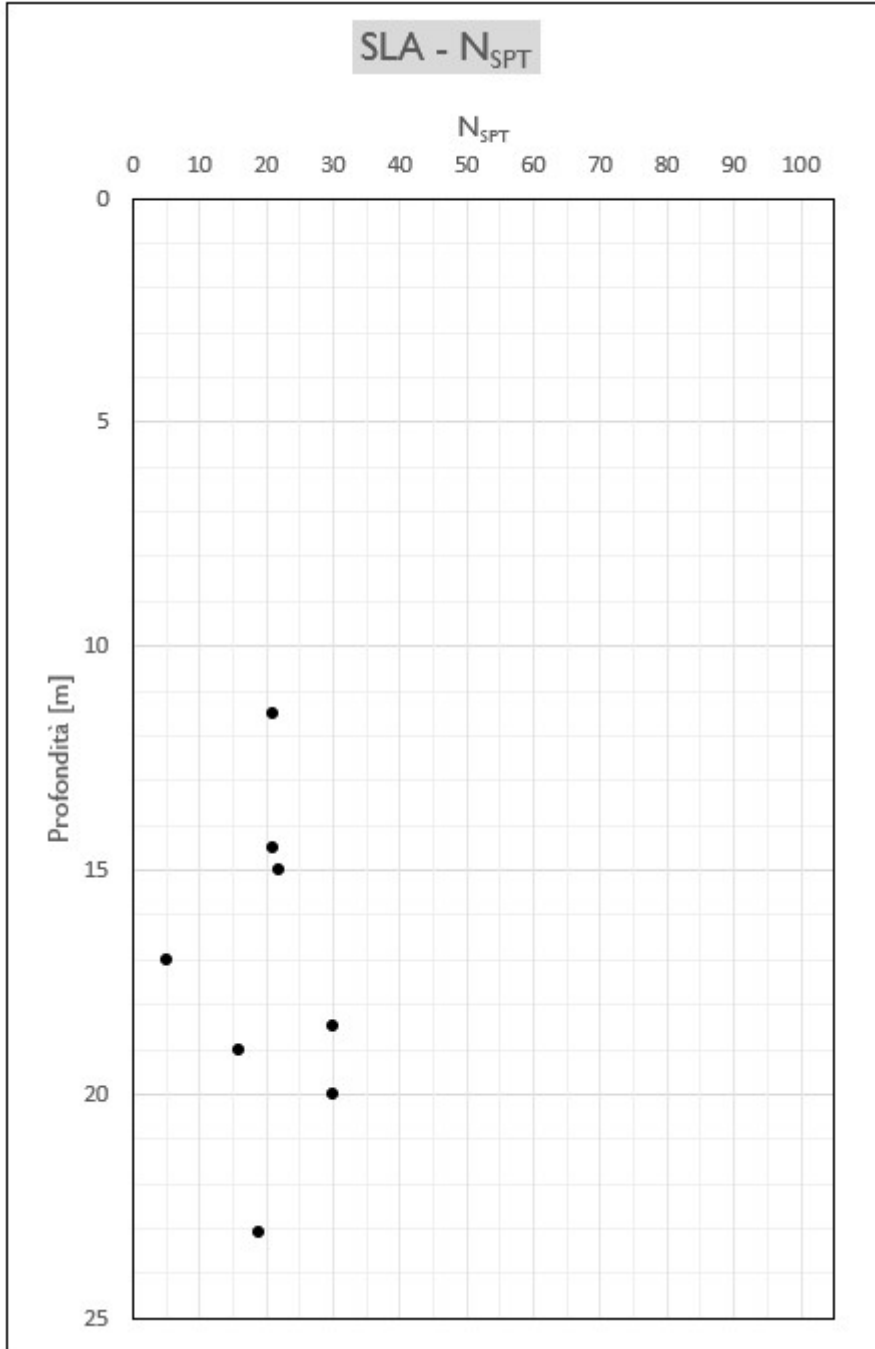




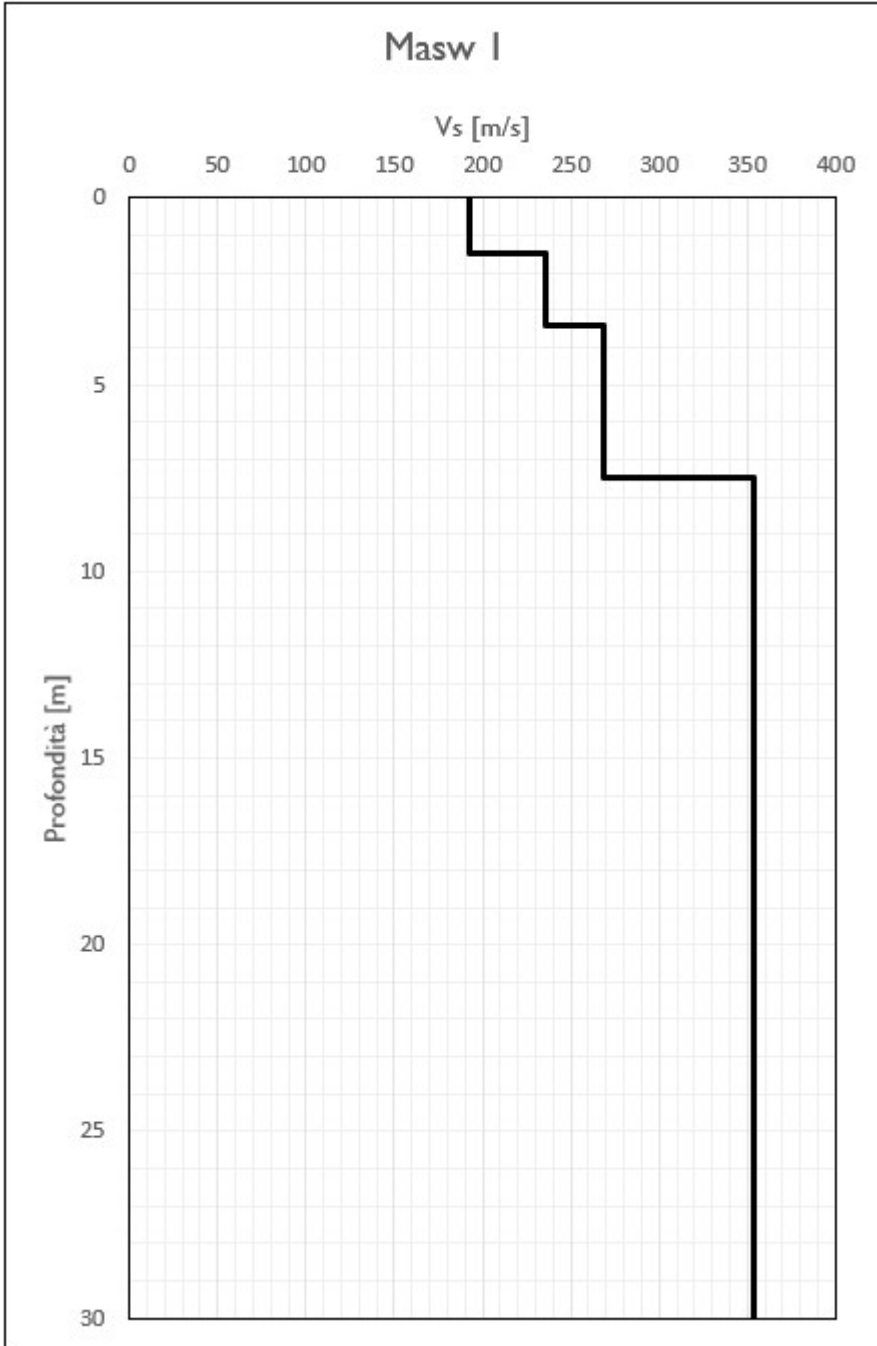


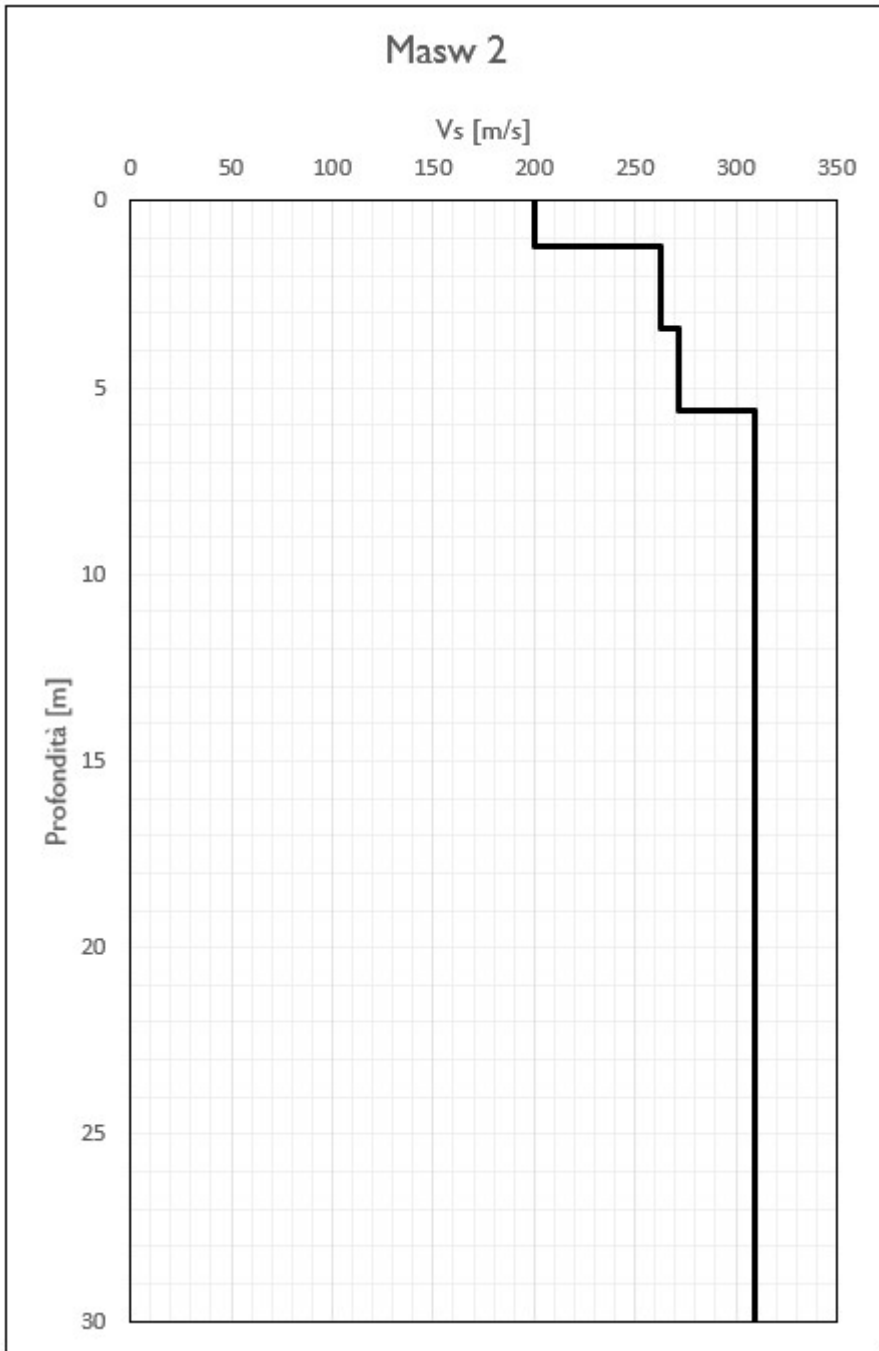
12.2 Numero di colpi N_{SPT} – Terreni incoerenti

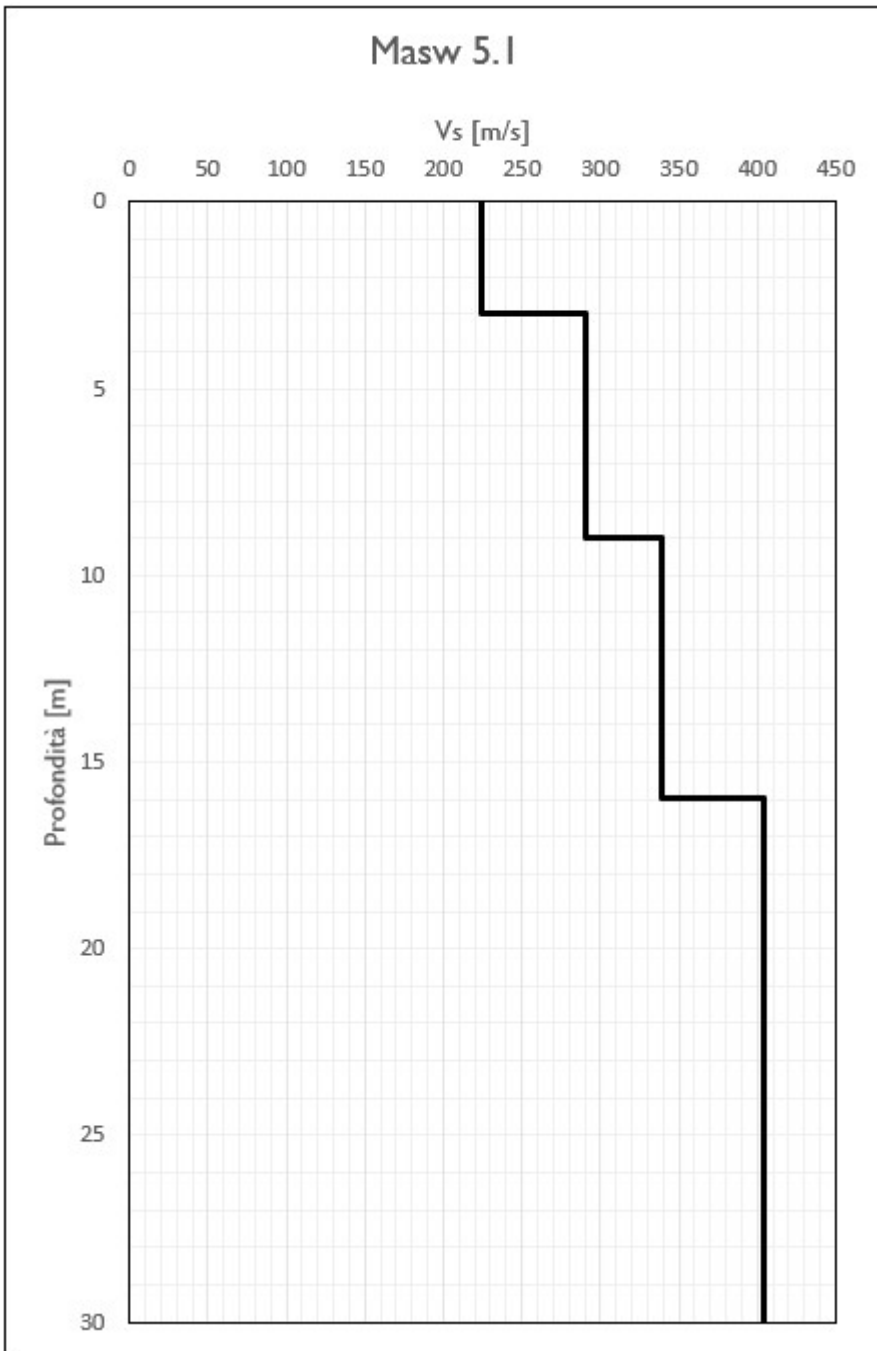


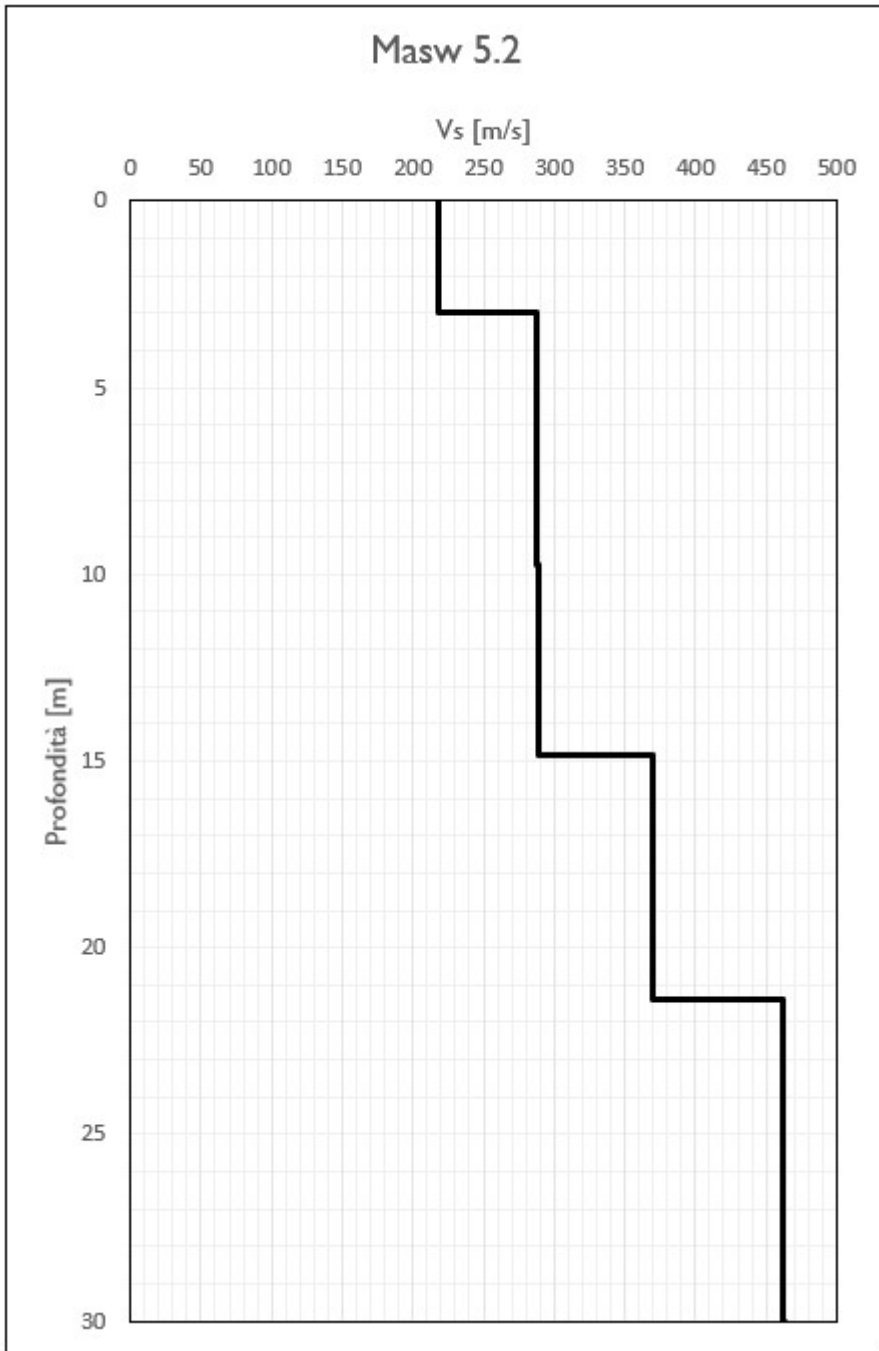


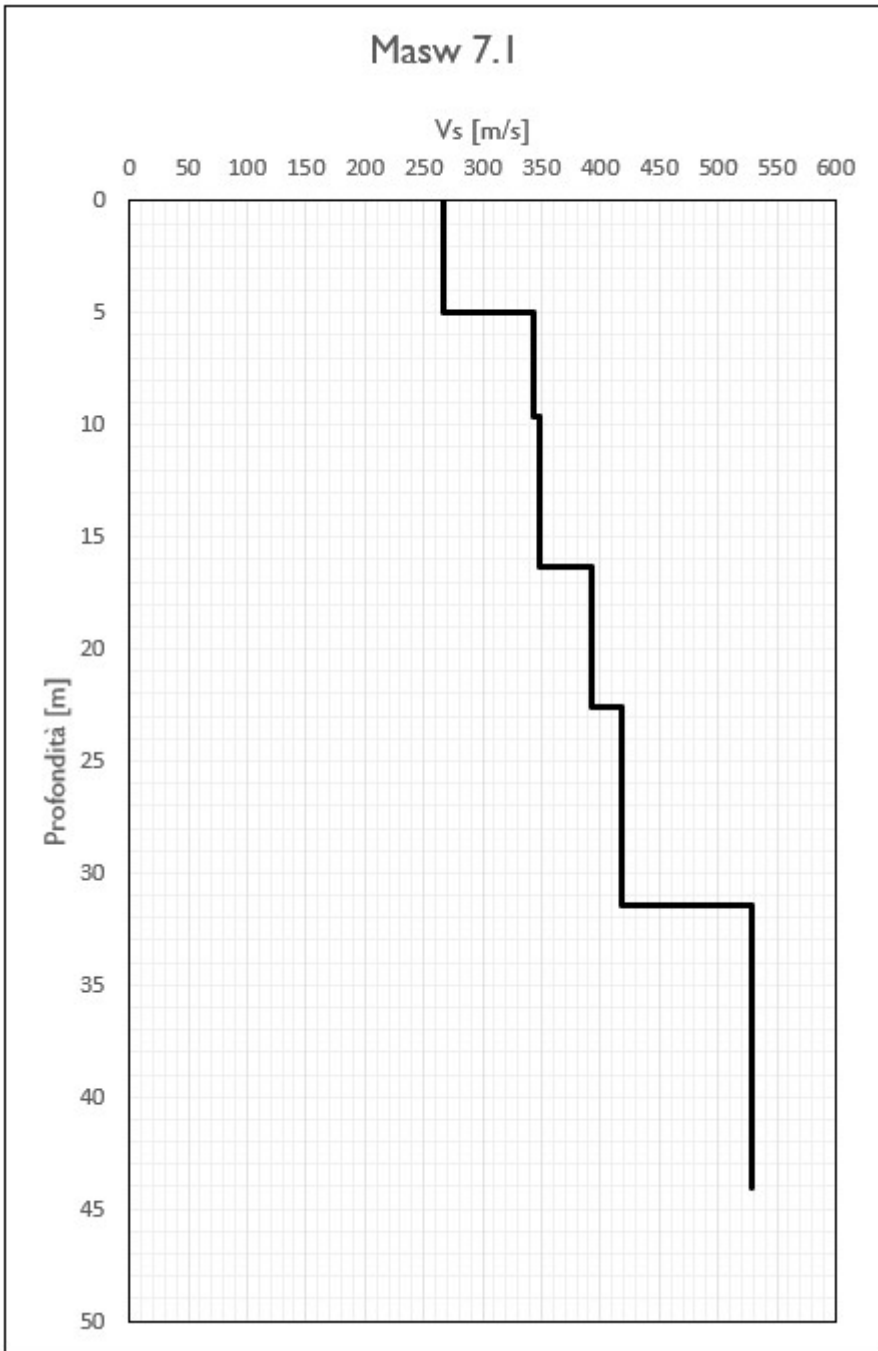
12.3 Velocità delle onde di taglio da MASW e DOWN-HOLE

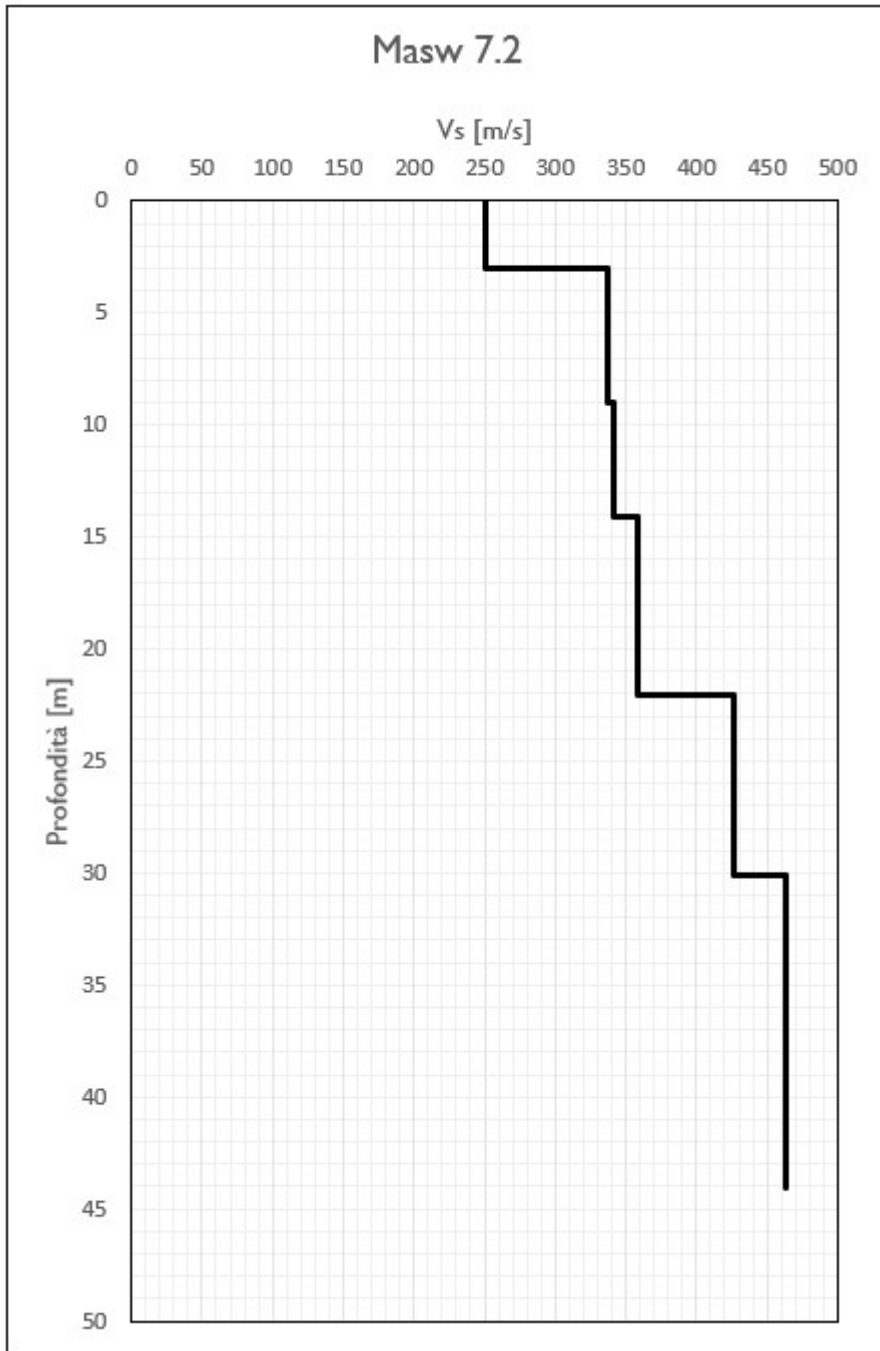


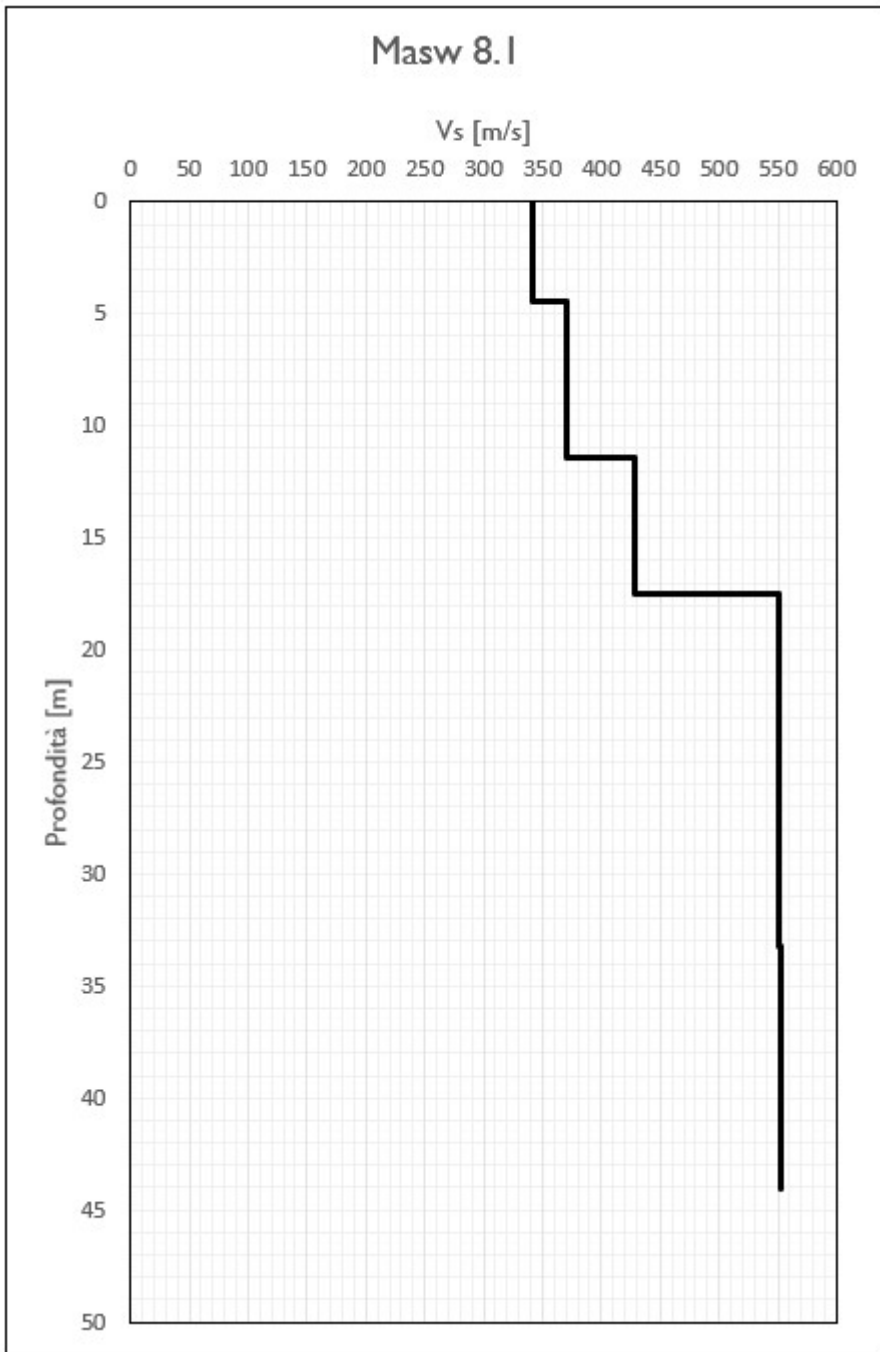


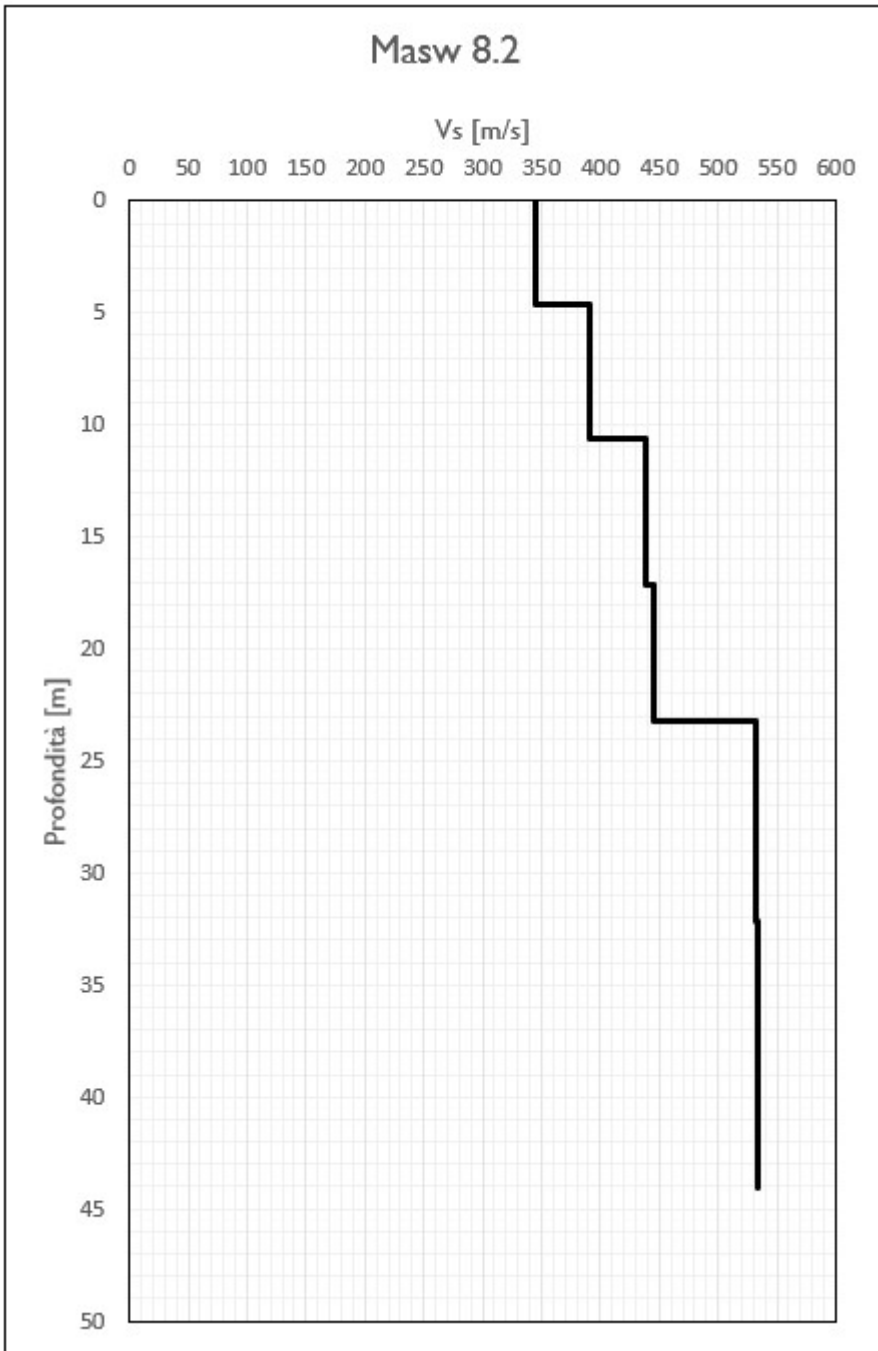


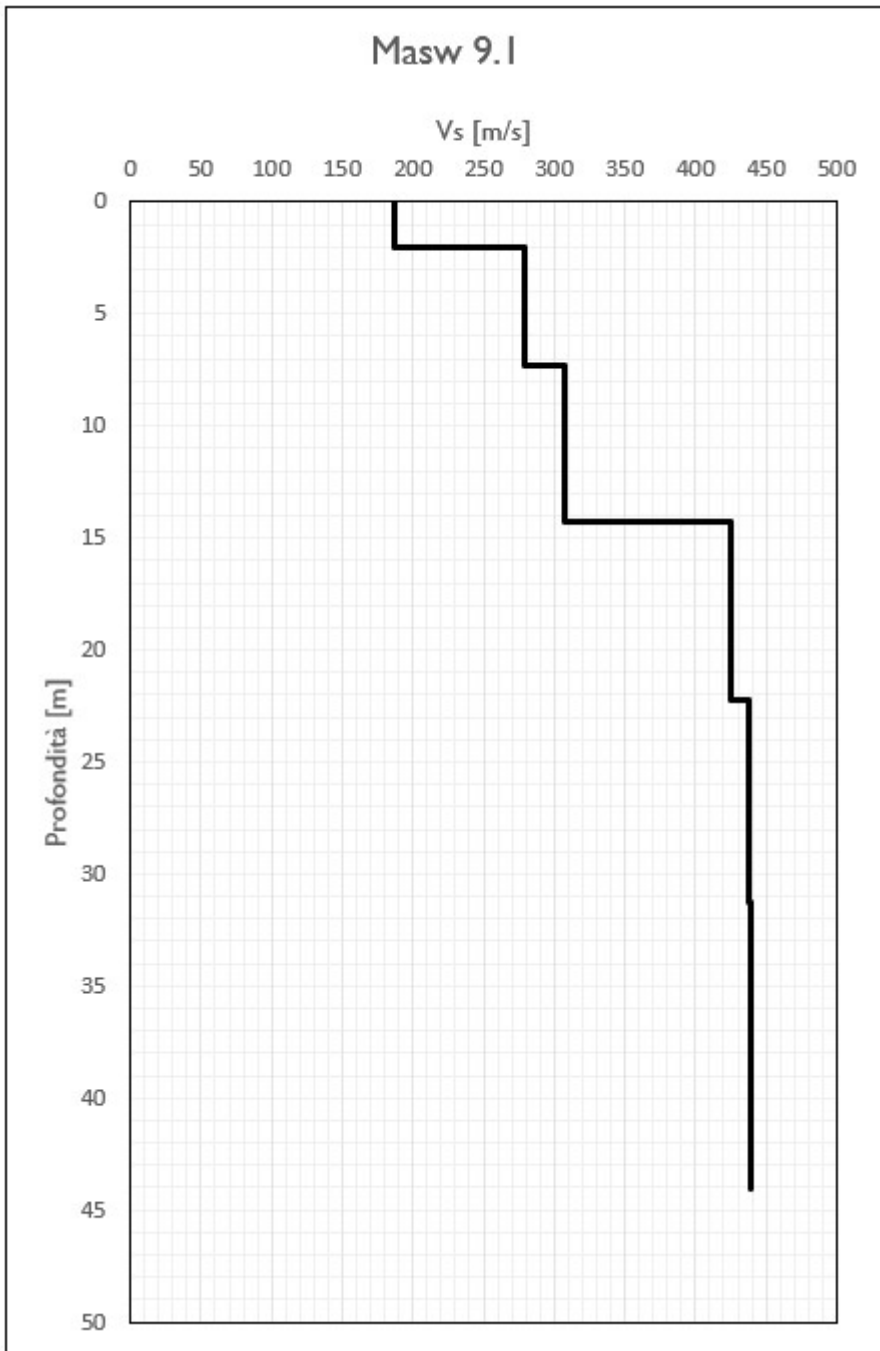


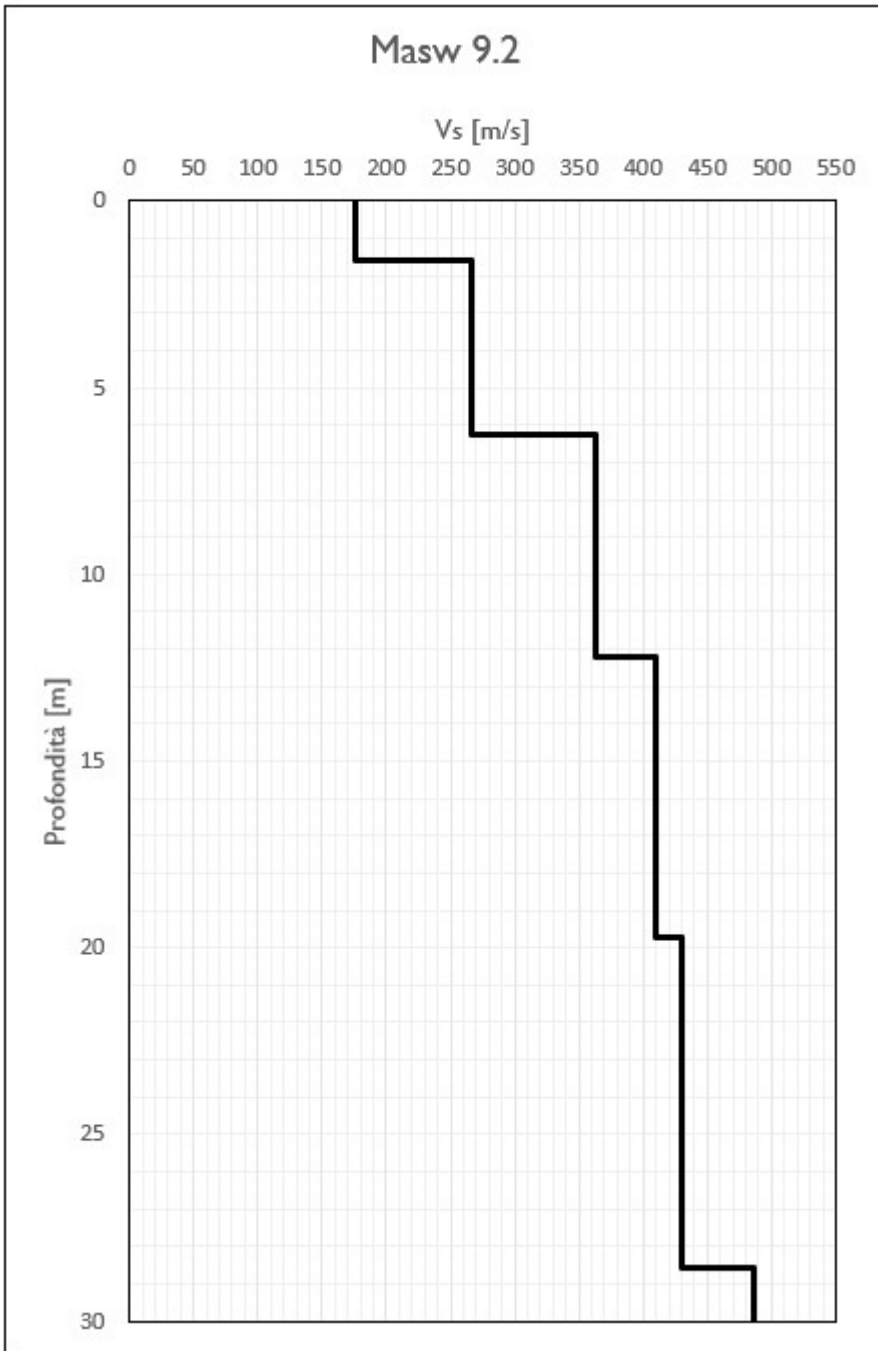


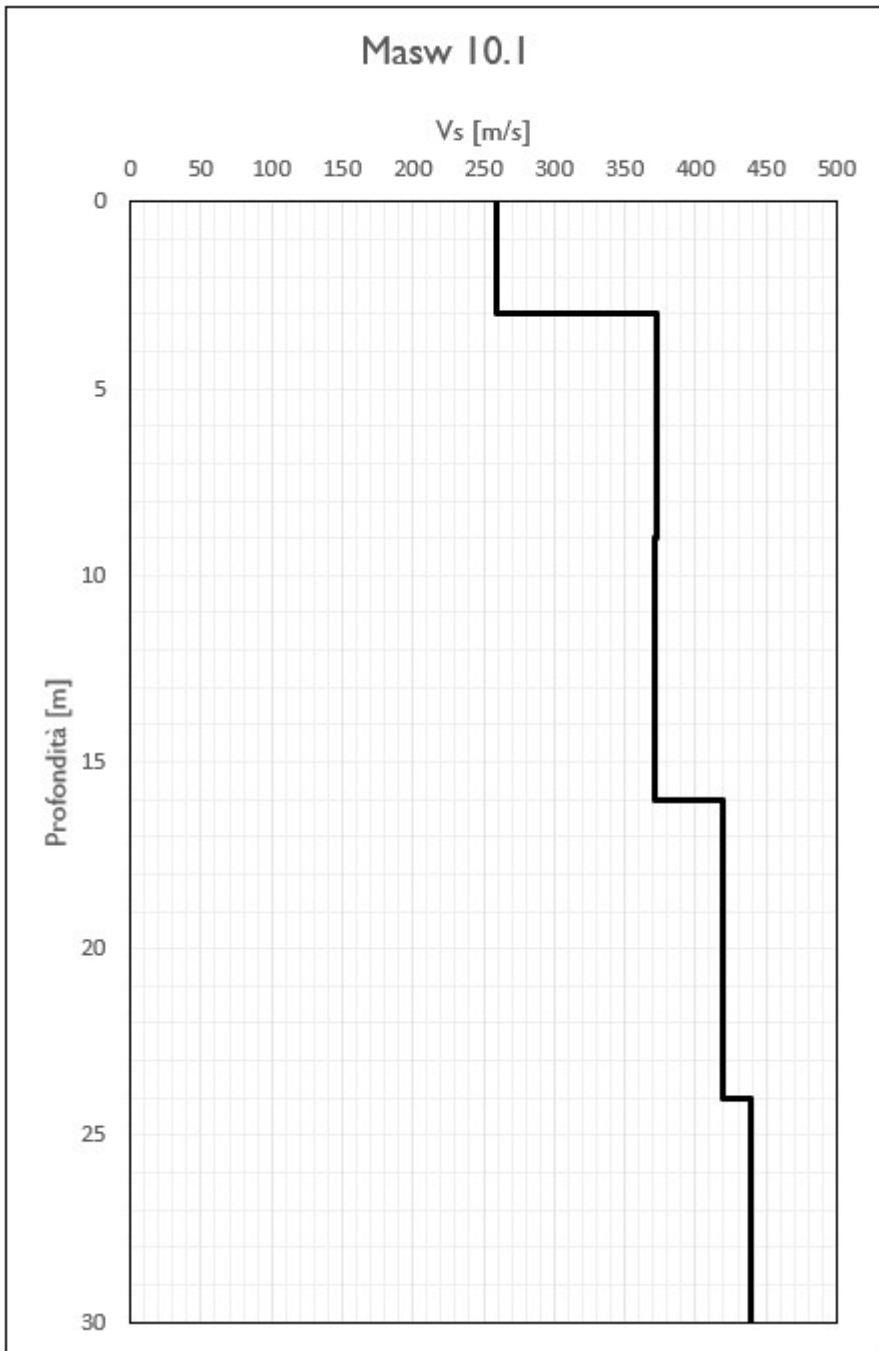


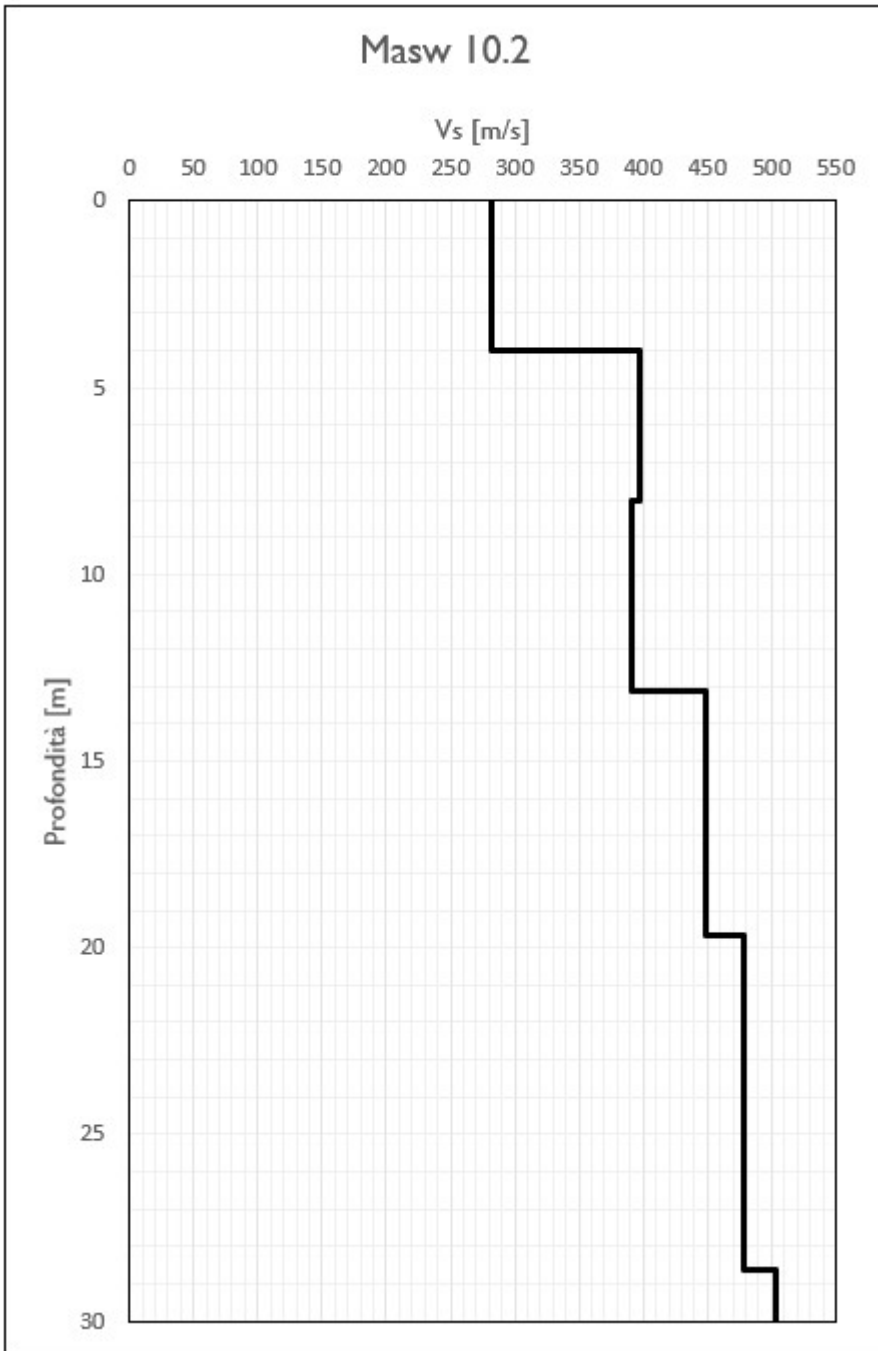


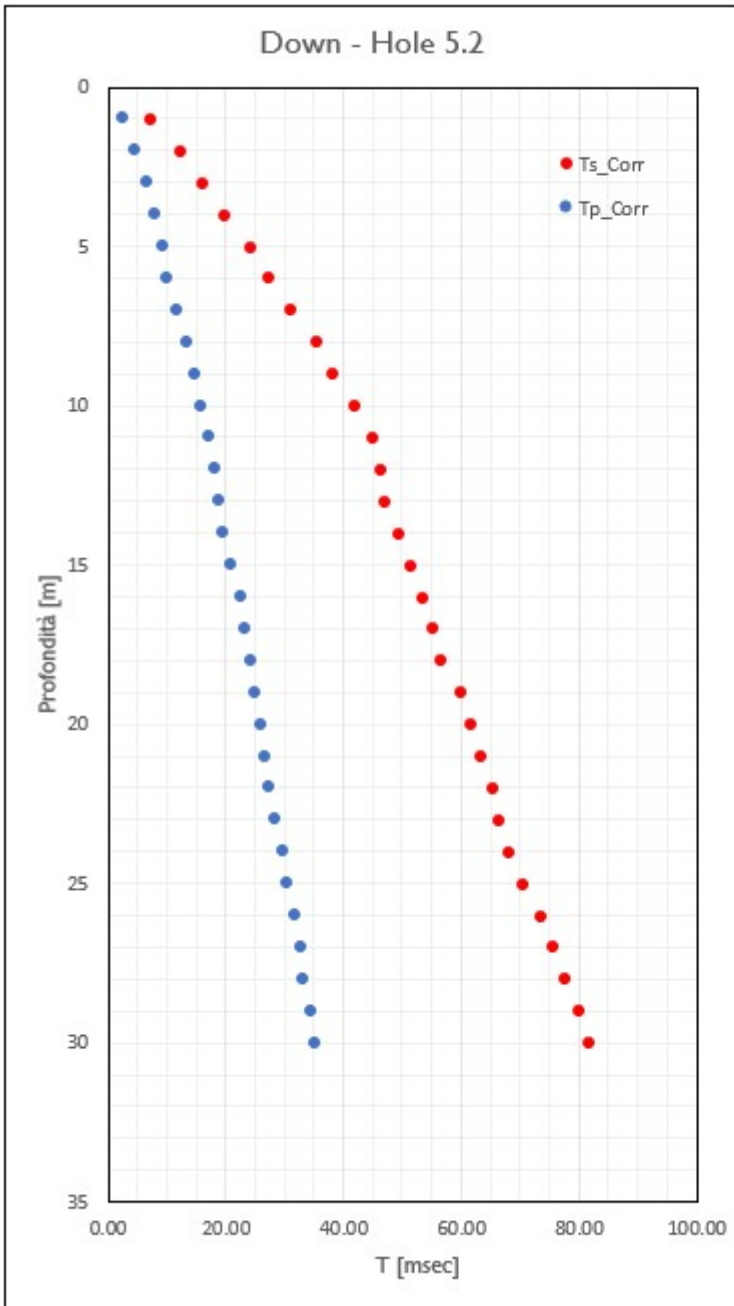




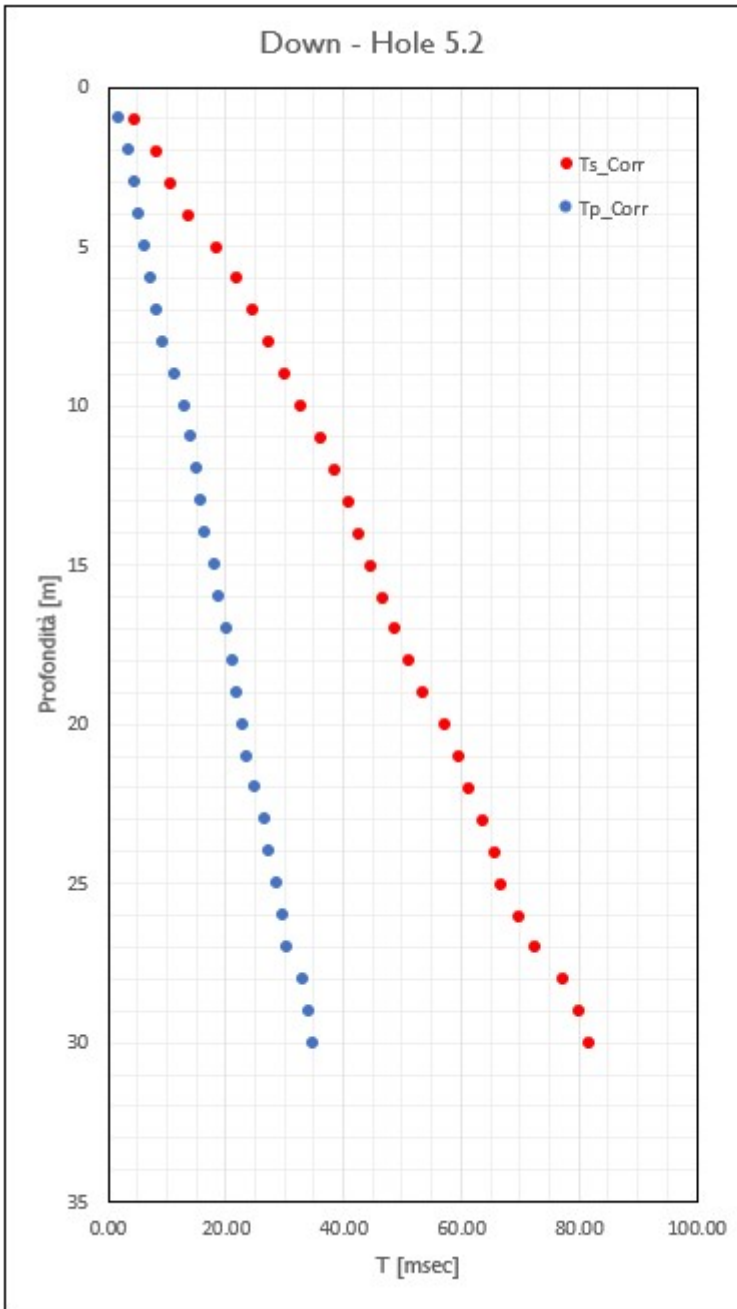




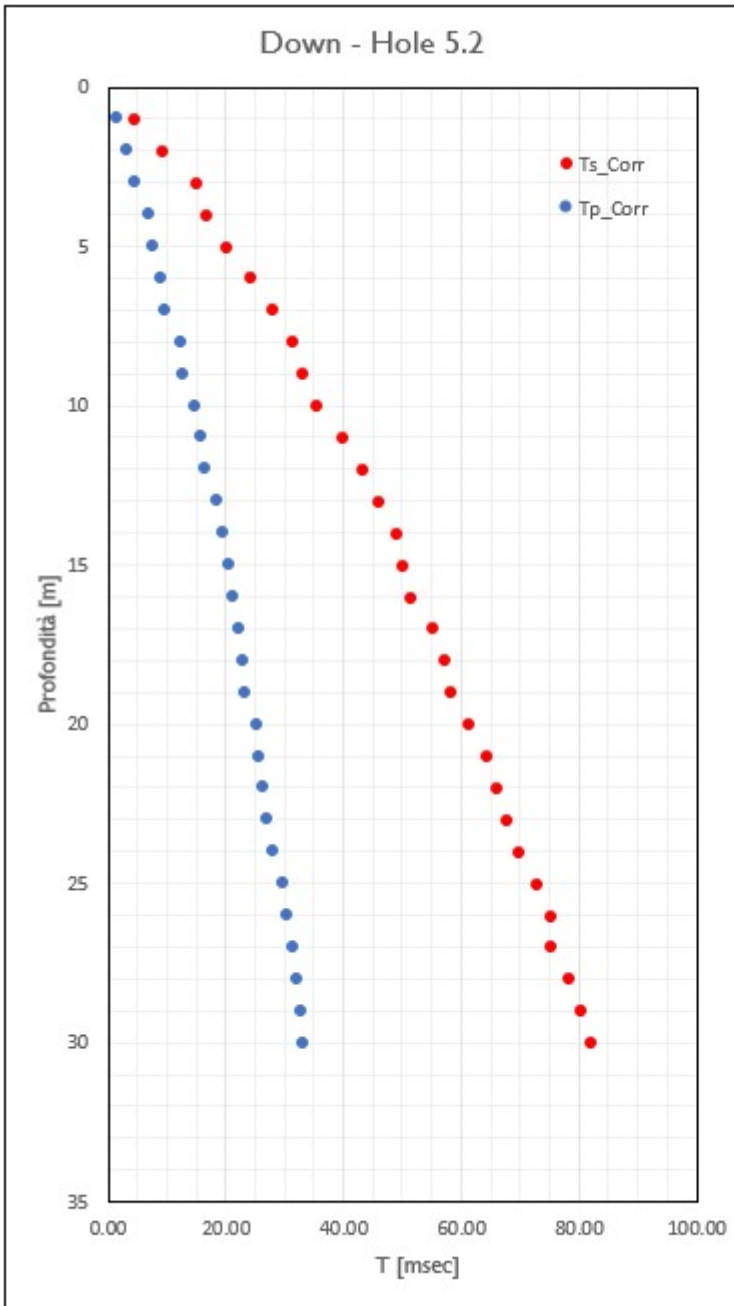




Z [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]
1	254	663
2	206	539
3	208	493
4	218	537
5	215	556
6	228	607
7	232	610
8	230	609
9	240	617
10	242	635
11	248	640
12	262	670
13	278	693
14	285	715
15	294	718
16	302	714
17	310	732
18	320	743
19	319	759
20	325	771
21	333	785
22	338	810
23	348	813
24	353	811
25	356	820
26	355	820
27	358	826
28	362	846
29	363	845
30	368	857



Z [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]
1	495	1190
2	342	769
3	339	802
4	329	833
5	294	879
6	291	855
7	297	891
8	302	867
9	307	800
10	311	788
11	310	795
12	317	811
13	323	827
14	333	866
15	341	839
16	345	855
17	351	845
18	356	848
19	358	869
20	352	871
21	355	890
22	360	887
23	362	868
24	367	876
25	377	868
26	374	875
27	374	887
28	363	848
29	363	847
30	368	858



Z [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]
1	422	1250
2	269	781
3	225	750
4	258	625
5	258	690
6	255	685
7	258	732
8	259	663
9	277	712
10	287	677
11	280	705
12	280	734
13	286	701
14	288	715
15	301	732
16	313	761
17	309	768
18	315	785
19	327	817
20	328	795
21	327	815
22	334	834
23	341	852
24	345	854
25	345	839
26	346	858
27	360	863
28	358	872
29	362	889
30	366	903

12.4 Granulometrie e caratteristiche fisiche

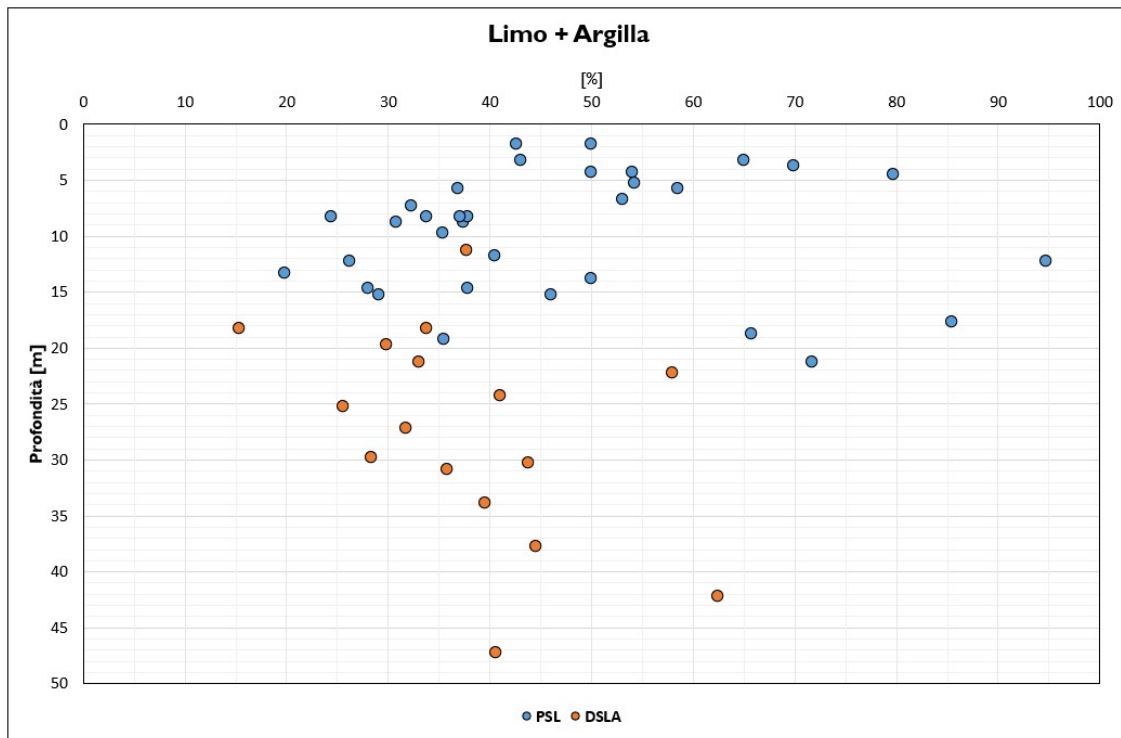


Figura 12.1 – Granulometria materiali coesivi

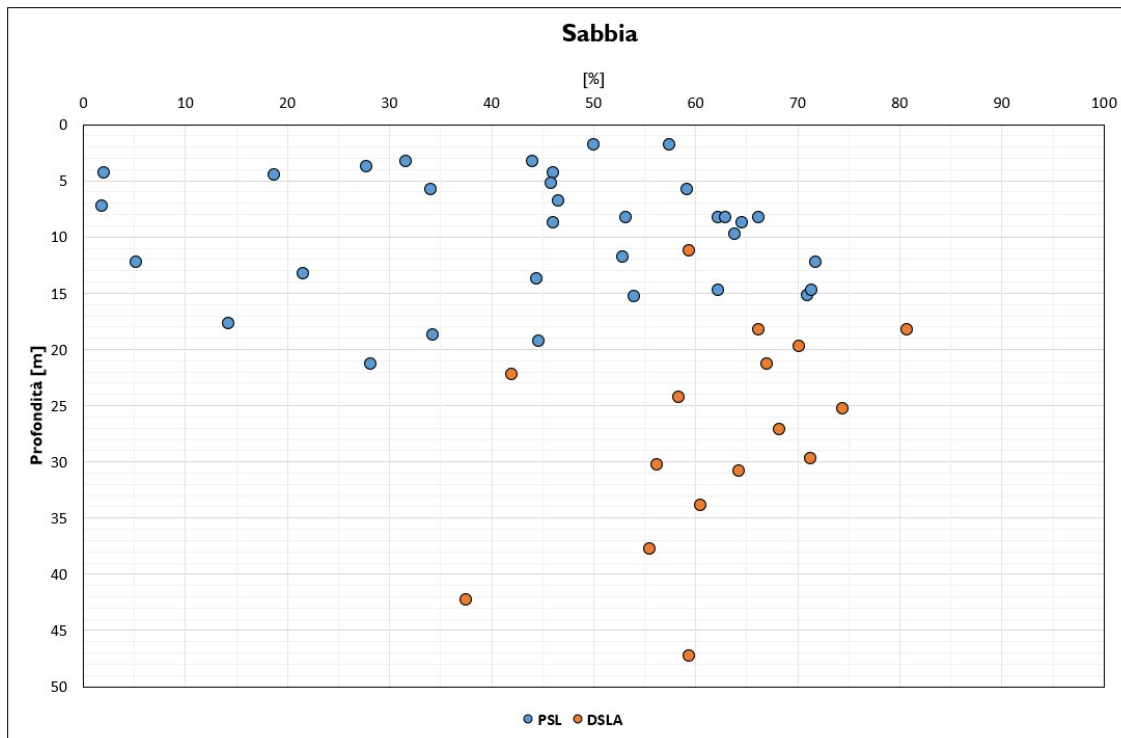


Figura 12.2 – Granulometria materiali granulari

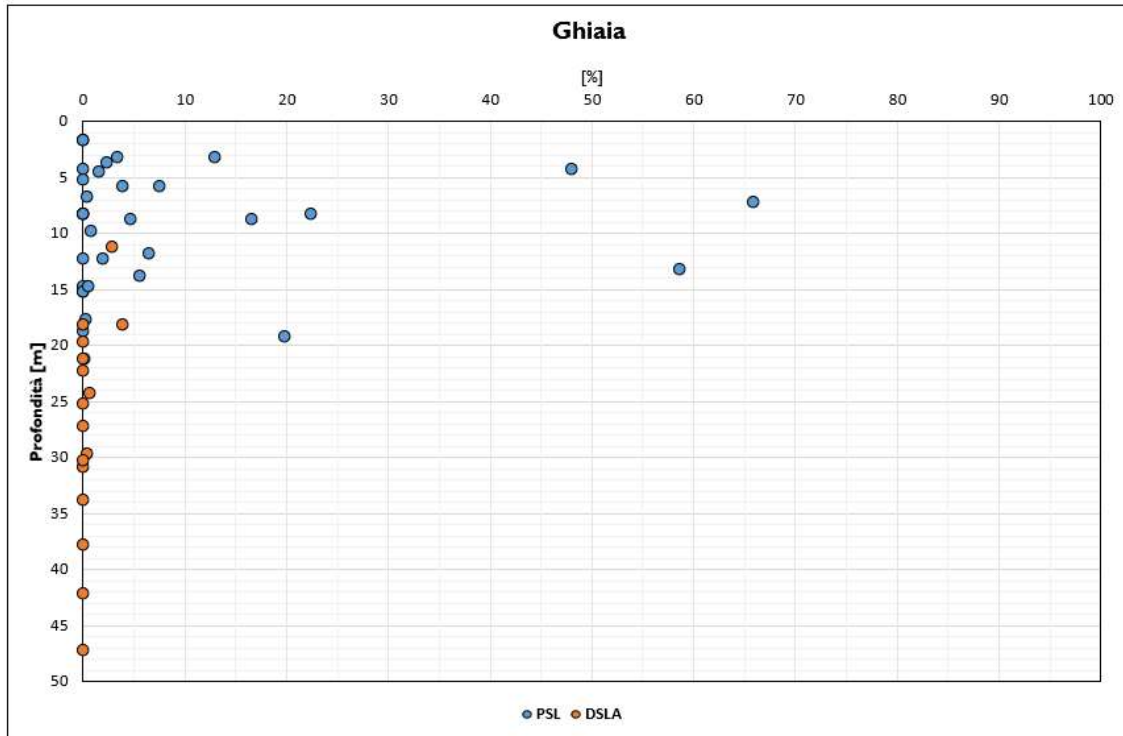


Figura 12.3 – Granulometria materiali granulari

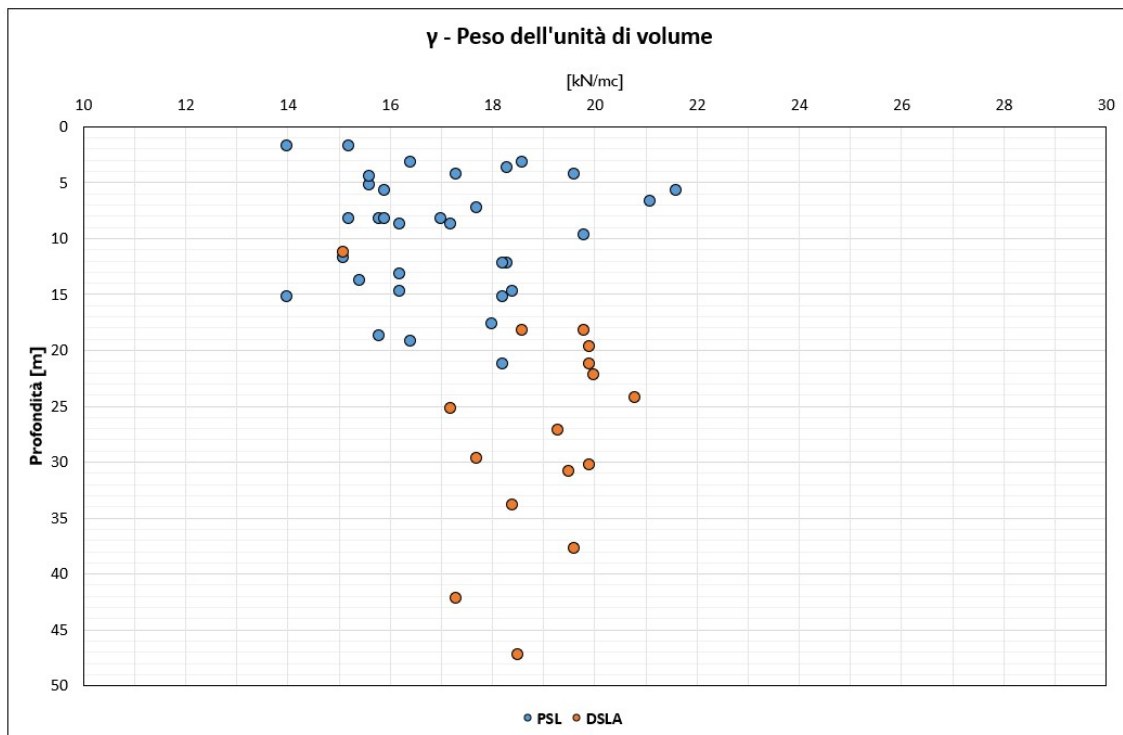


Figura 12.4 – Peso unità di volume

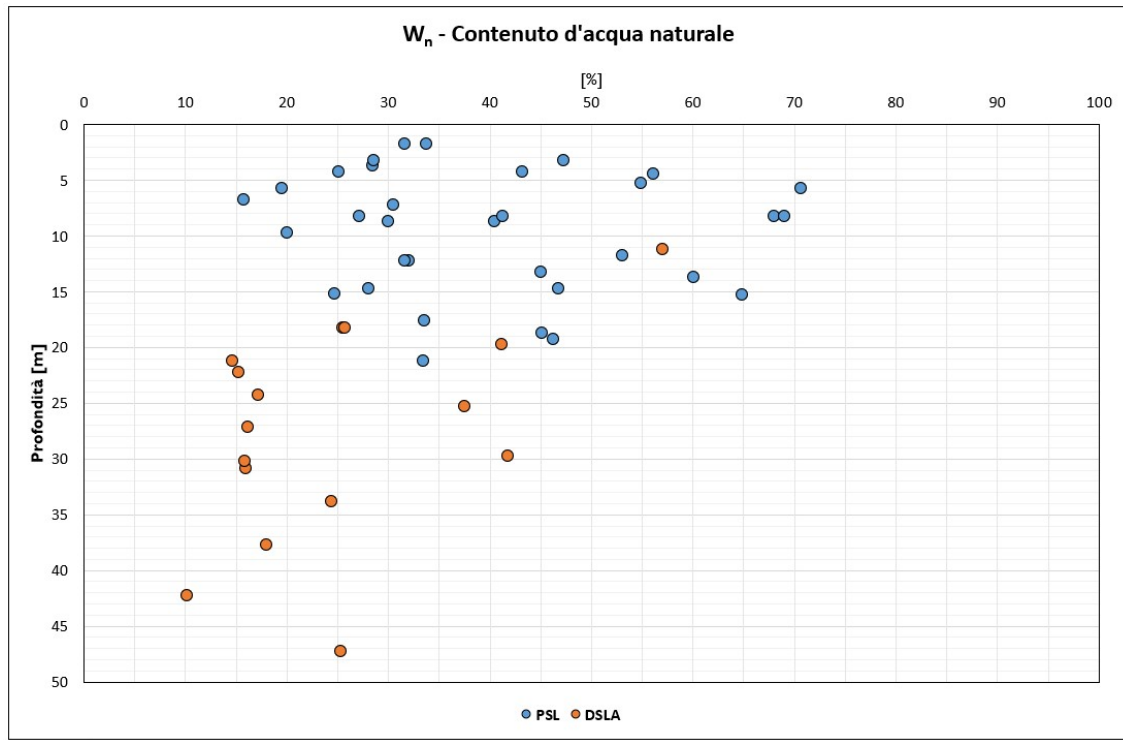
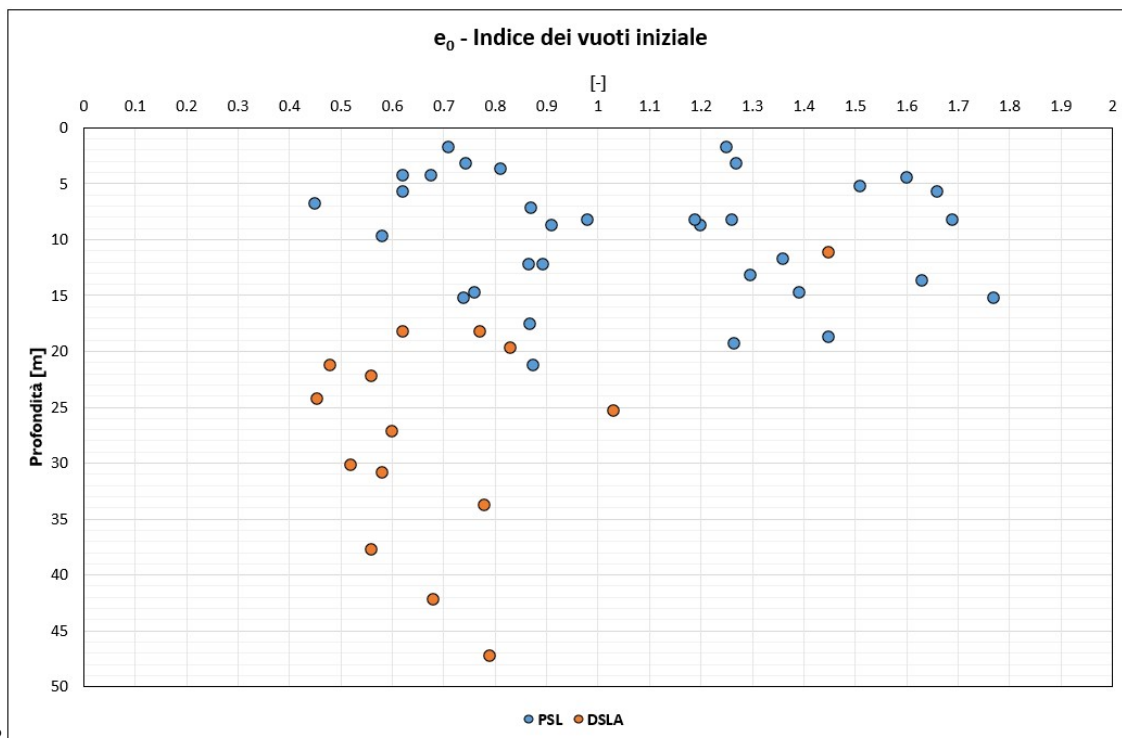


Figura 12.5 - Contenuto acqua naturale



3

Figura 12.6 - Indice dei vuoti iniziale

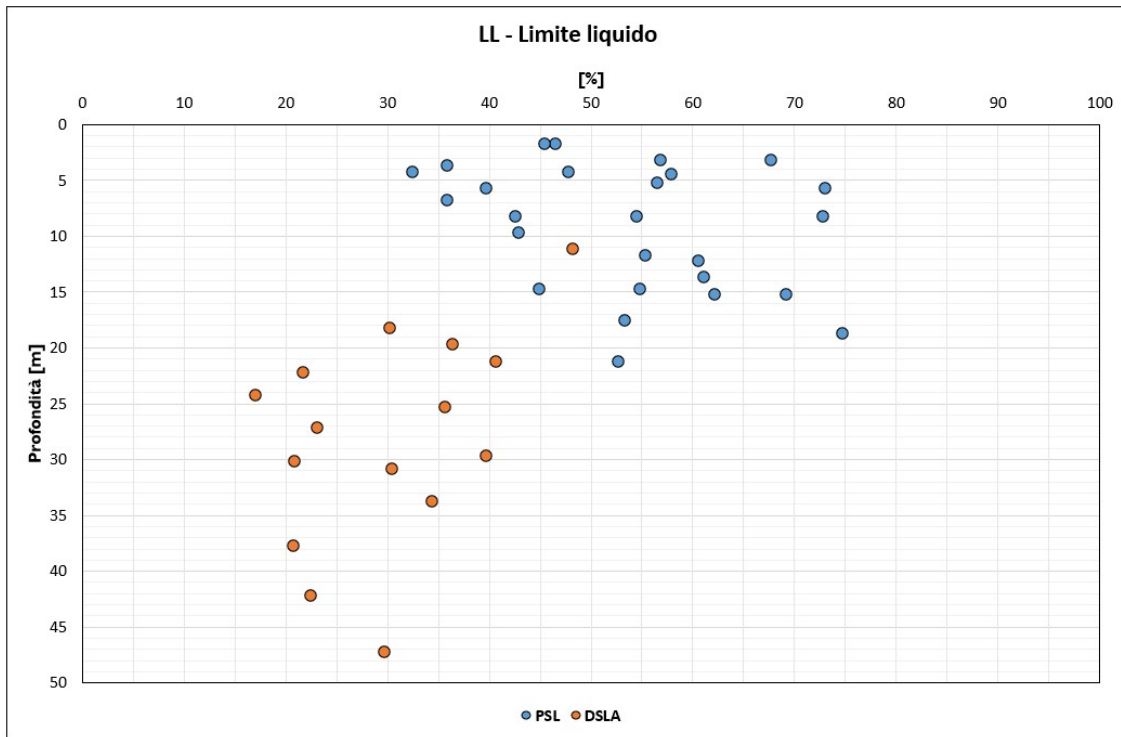


Figura 12.7 – Limite liquido

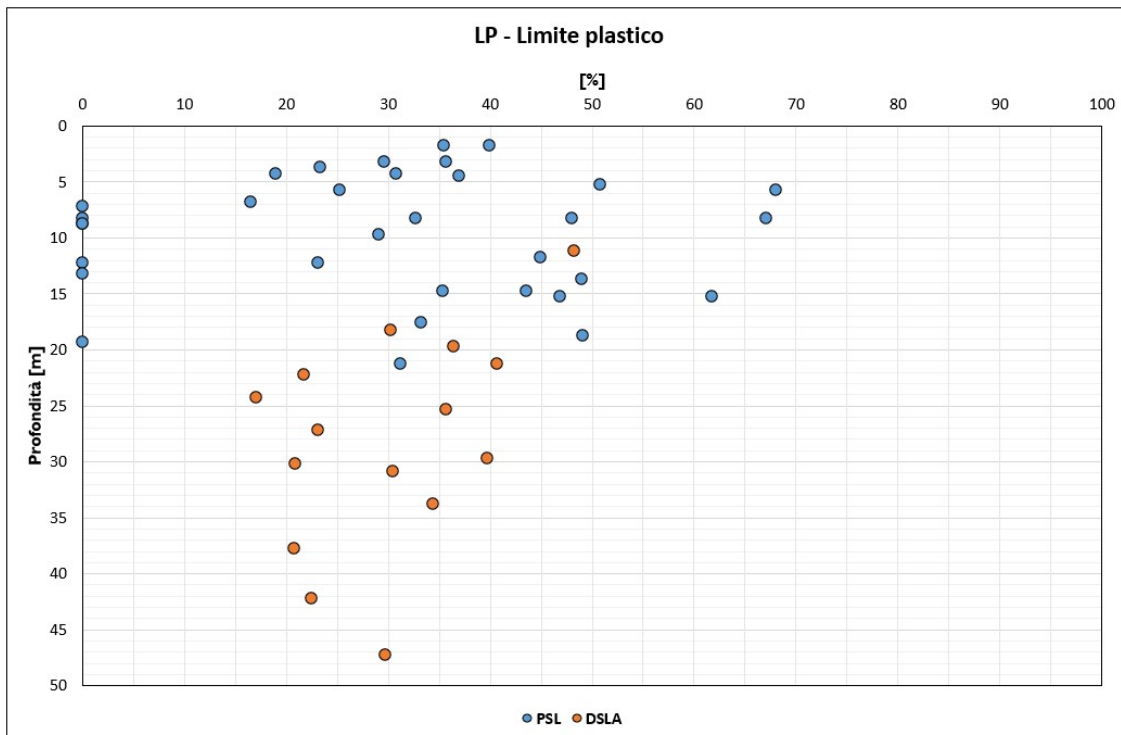


Figura 12.8 – Limite plastico

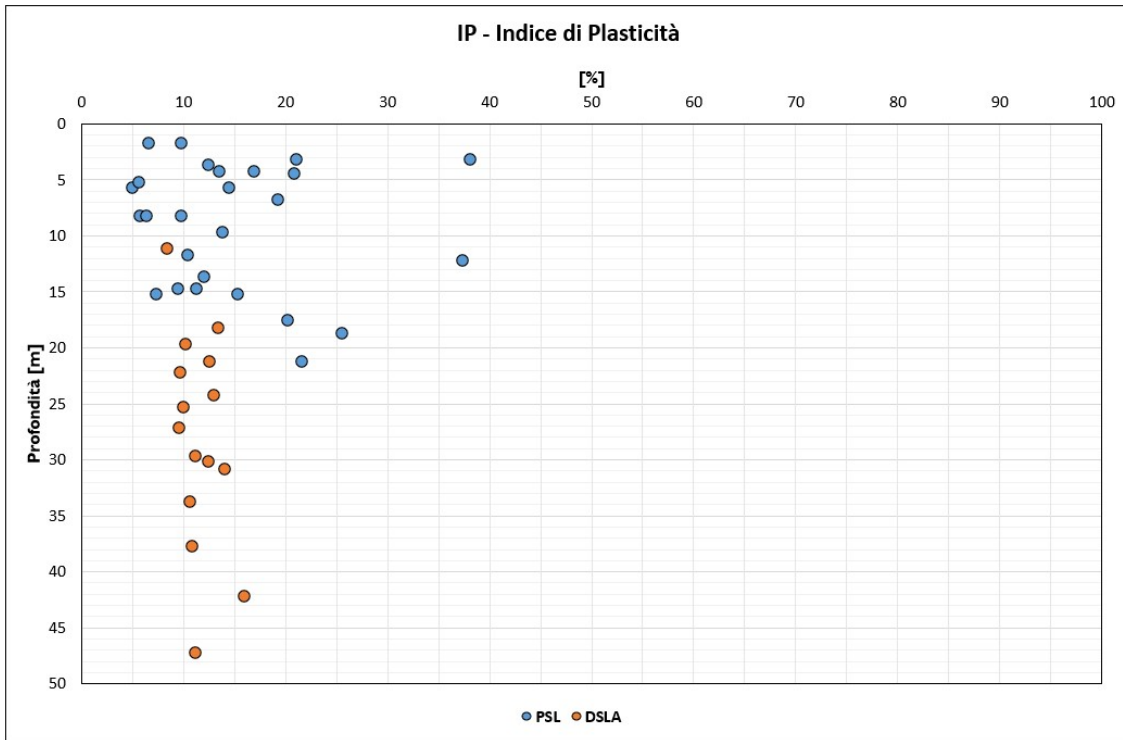


Figura 12.9 - Indice di plasticità

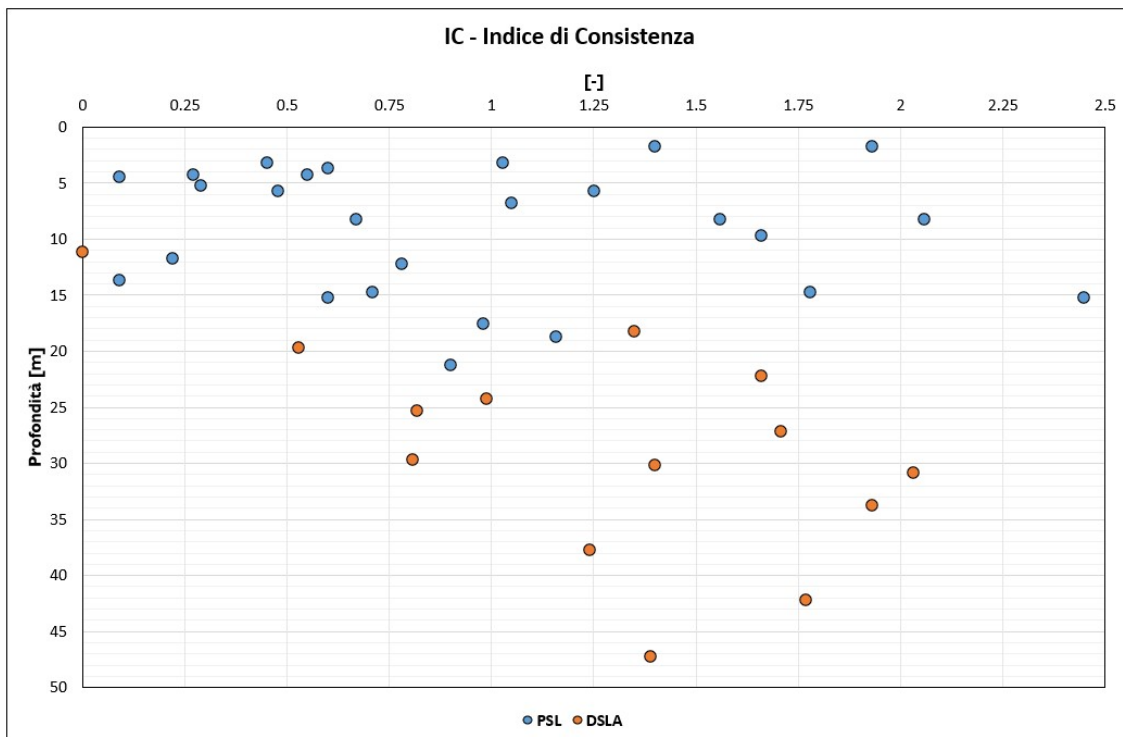


Figura 12.10 - Indice di consistenza

12.5 Stato tensionale iniziale

Il coefficiente di spinta a riposo $k_0(NC)$ è stato stimato a partire dall'indice di plasticità IP secondo la relazione proposta da Massarsch (1979):

$$k_0 = 0.44 + 0.42 \cdot (I_p/100)$$

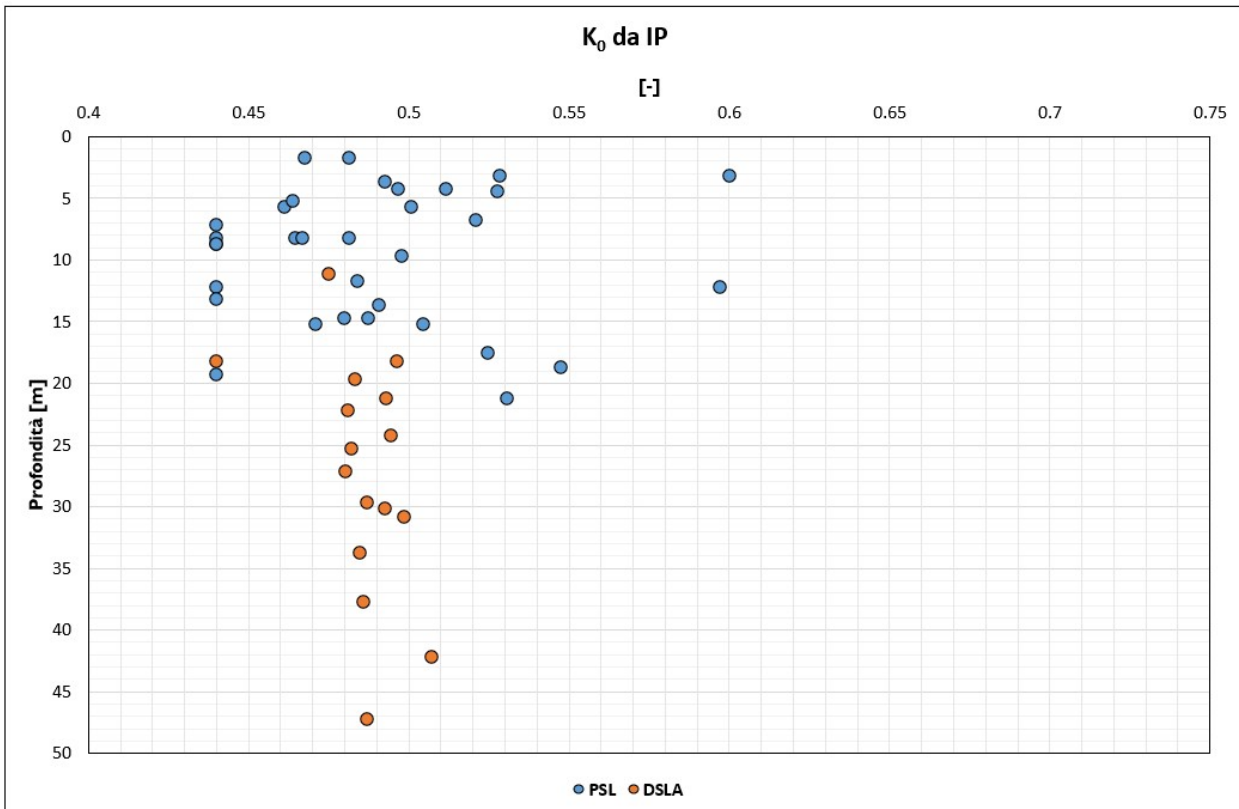


Figura 12.11 - Coefficiente di spinta a riposo in funzione dell'indice di plasticità

Il grado di sovraconsolidazione ($OCR = \sigma'_p / \sigma'_{vo}$), dato dal rapporto tra la pressione di preconsolidazione σ'_p è stato stimato dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande e la pressione verticale efficace geostatica σ'_{vo} (vedi tabella).

Caratteristiche sondaggio			Caratteristiche campione			OCR [-]
Codice	PZ/DH	Quota boccaforo [m.s.l.m]	Codice	Qualità	Prof. [m]	
S1	PZ	123	S1-C2	Indisturbato	4.25	1.1
			S1-C3	Indisturbato	8.25	1.48
			S1-C6	Indisturbato	18.25	1
S2	PZ	105	S2-C1	Indisturbato	1.75	2.31
			S2-C2	Indisturbato	5.75	1.23
			S2-C3	Indisturbato	8.25	1
			S2-C4	Indisturbato	11.25	1
			S2-C6	Indisturbato	19.75	1
			S2-C9	Indisturbato	29.75	1
S3	PZ	107	S3-C2	Indisturbato	5.25	1.97
			S3-C5	Indisturbato	15.25	1.17
			S3-C7	Indisturbato	21.25	1
			S3-C9	Indisturbato	27.15	1
			S3-C10	Indisturbato	30.85	1
			S3-C11	Indisturbato	33.85	1
			S3-C13	Indisturbato	42.25	1
S4	PZ	106	S4-C1	Indisturbato	1.75	2.87
			S4-C3	Indisturbato	8.25	1.09
			S4-C5	Indisturbato	14.75	1
			S4-C6	Indisturbato	18.75	1
			S4-C7	Indisturbato	22.25	1
			S4-C9	Indisturbato	30.25	1
			S4-C11	Indisturbato	37.75	1
			S4-C14	Indisturbato	47.25	1

I valori del grado di sovraconsolidazione non sono del tutto attendibili a causa probabilmente del disturbo dei campioni durante le operazioni campionamento e di fustellamento. Di conseguenza nel seguito saranno adottati i seguenti valori di OCR:

- PSL OCR=Variabile da 3 a 1
- DSLA OCR=1

A partire da tali valori di OCR e dai valori dei coefficienti di spinta a riposo $k_0(NC)$, precedentemente ottenuti, si sono stimati i coefficienti $k_0(OCR)$ secondo la seguente relazione:

$$k_0(\text{OCR}) = k_0(\text{NC}) \cdot \text{OCR}^\alpha$$

con $\alpha = 0.5$

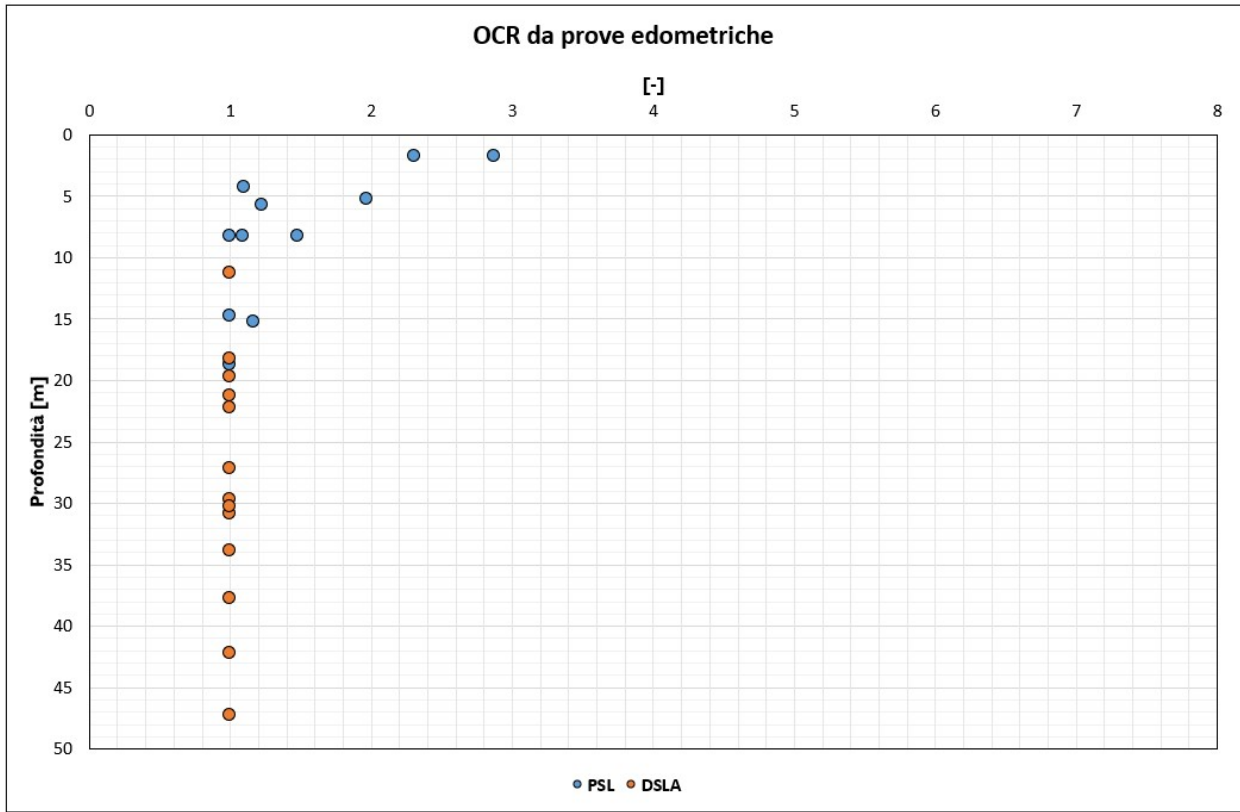


Figura 12.12 – Grado di sovraconsolidazione (OCR) da prove edometriche

12.6 Caratteristiche di resistenza in terreni incoerenti

12.6.1 Densità relativa

12.6.1.1 Unità PSL

Densità relativa da prove N_{SPT}

La densità relativa D_R di terreni costituiti principalmente da sabbia è stata valutata in base al valore (N_{SPT}) secondo le seguenti espressioni:

- Skempton (1948) $A=27.5$ $B=27.5$
- Gibbs e Holtz (1957)
- Bazaraa (1967)
- Meyerhof (1957)
- Schultze e Mezembach (1961)
- Cubrinowski & Ishihara (1998) e Ishihara et al. (2001) $D_{50}=0.15\text{mm}$ (Da risultanze dell'analisi granulometrica)
- Terzaghi e Peck (1948)

Nelle figure sono riportati i valori di densità relativa ottenuti lungo tutte le verticali indagate ed i valori medi ottenuti per profondità.



Figura 12.13 – Stima D_R da N_{SPT}

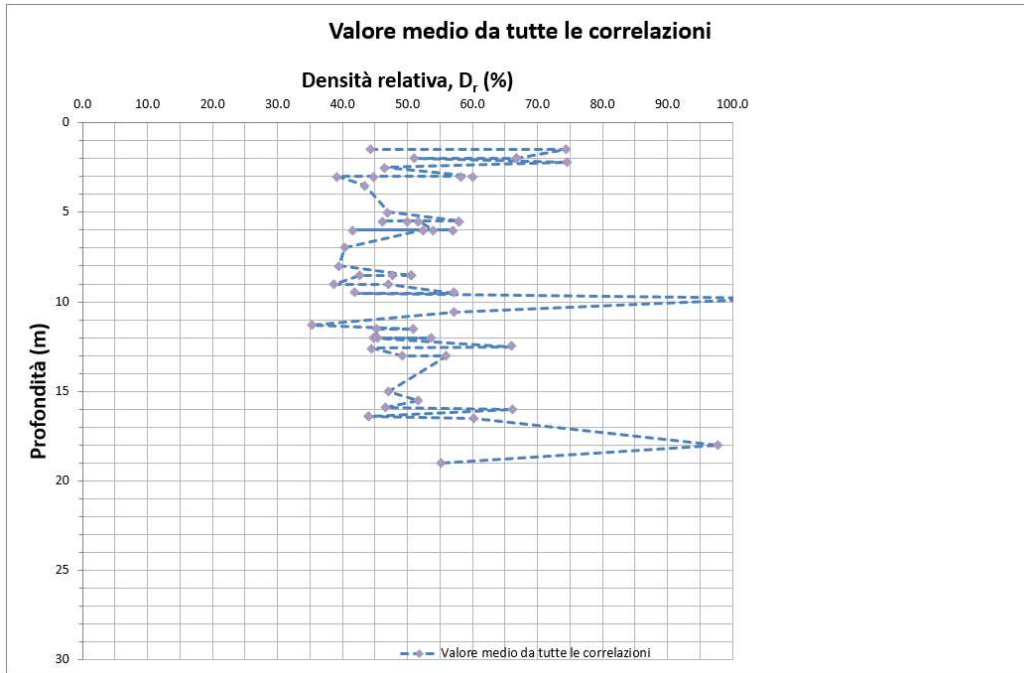


Figura 12.14 – Stima D_R medio da N_{SPT}

12.6.1.2 Unità DSLA

Densità relativa da prove N_{SPT}

La densità relativa D_R di terreni costituiti principalmente da sabbia è stata valutata in base al valore (N_{SPT}) secondo le seguenti espressioni:

- Skempton (1948) $A=27.5$ $B=27.5$
- Gibbs e Holtz (1957)
- Bazaraa (1967)
- Meyerhof (1957)
- Schultze e Mezambach (1961)
- Cubrinowski & Ishihara (1998) e Ishihara et al. (2001) $D_{50}=0.197\text{mm}$ (Da risultanze dell'analisi granulometrica)
- Terzaghi e Peck (1948)

Nelle figure sono riportati i valori di densità relativa ottenuti lungo tutte le verticali indagate ed i valori medi ottenuti per profondità.

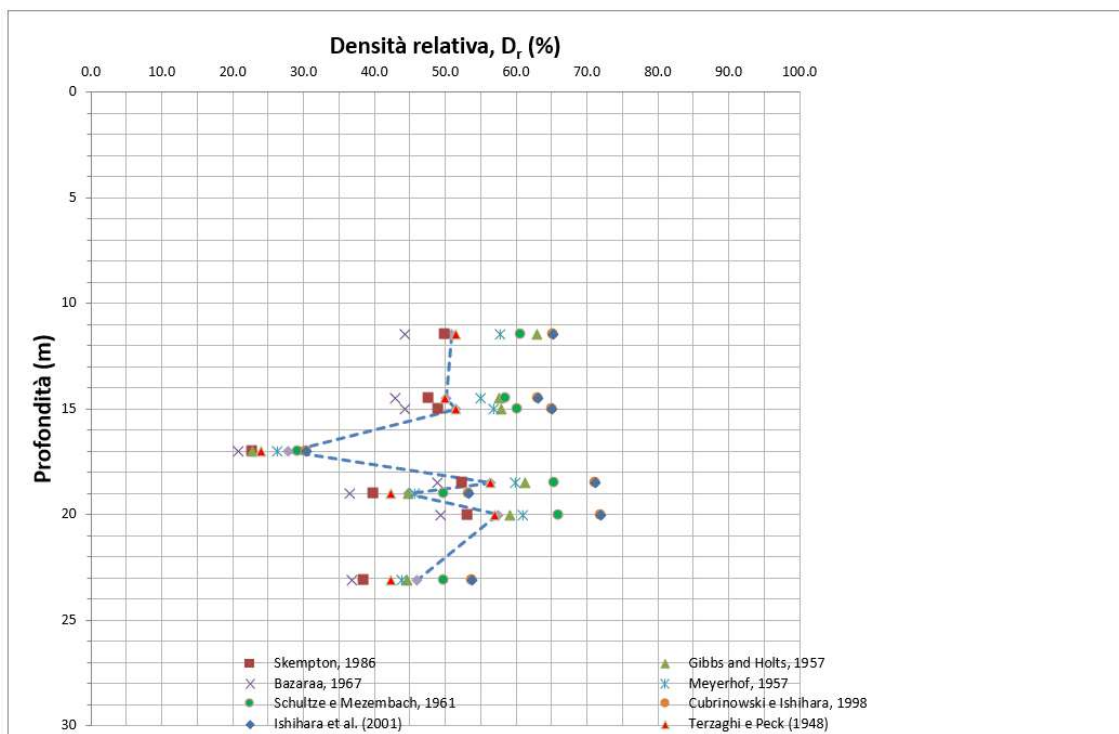


Figura 12.15 – Stima D_R da N_{SPT}

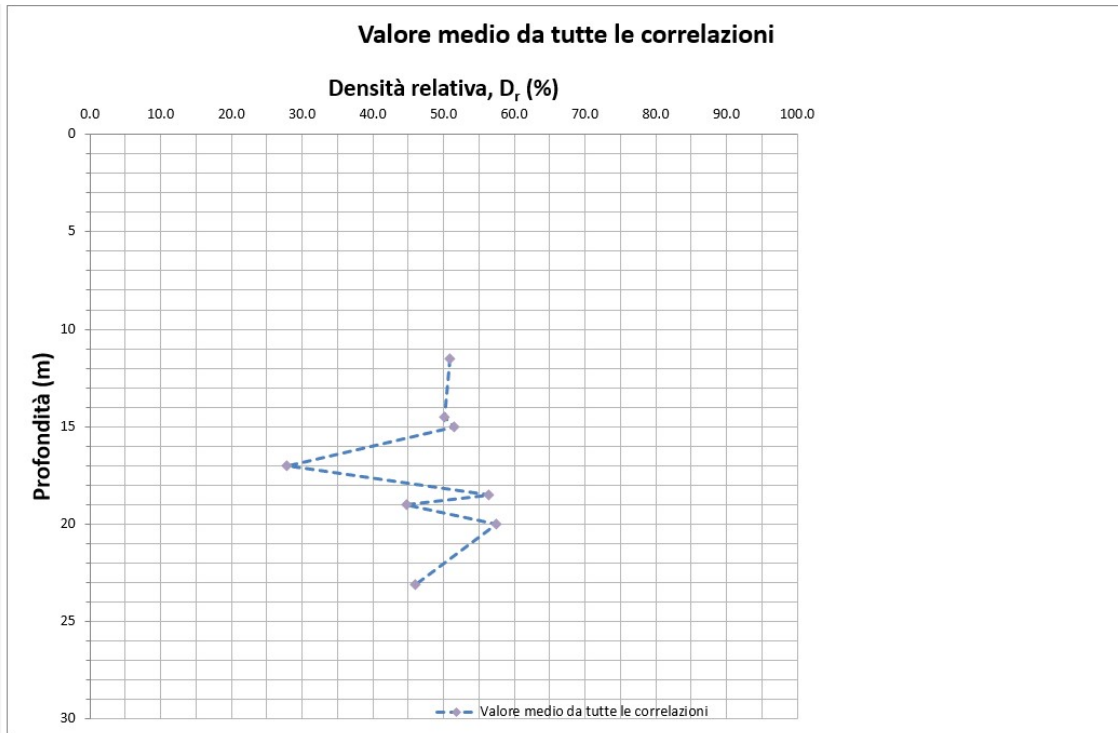


Figura 12.16 – Stima D_R medio da N_{SPT}

12.6.2 *Angolo di resistenza a taglio*

12.6.2.1 Unità PSL

Angolo di resistenza al taglio da prove di laboratorio

È stata eseguita una prova di taglio diretto (TD) sui campioni prelevati lungo i sondaggi a varie profondità. I risultati di laboratorio hanno restituito: angolo di attrito medio $\phi' = 29^\circ$ e coesione $c' = 8$ kPa.

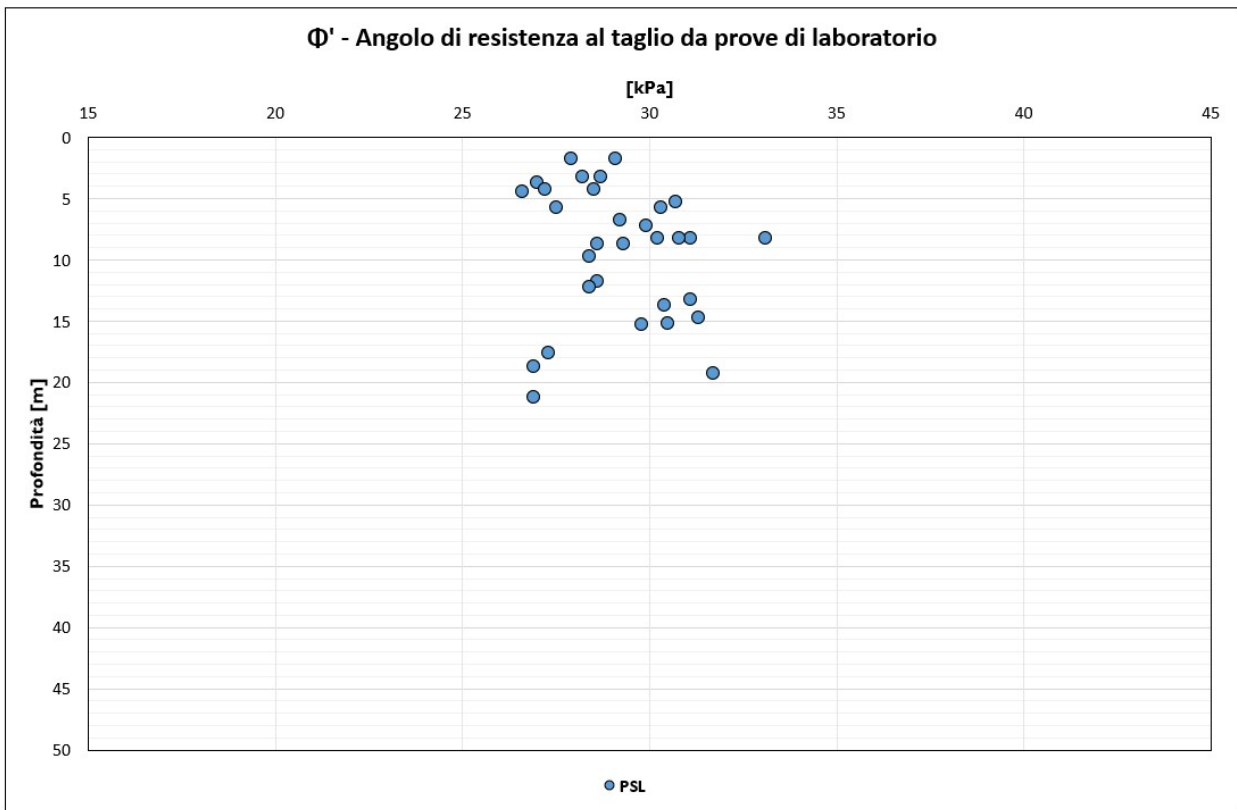


Figura 12.17 - Angolo di resistenza a taglio da prove di laboratorio

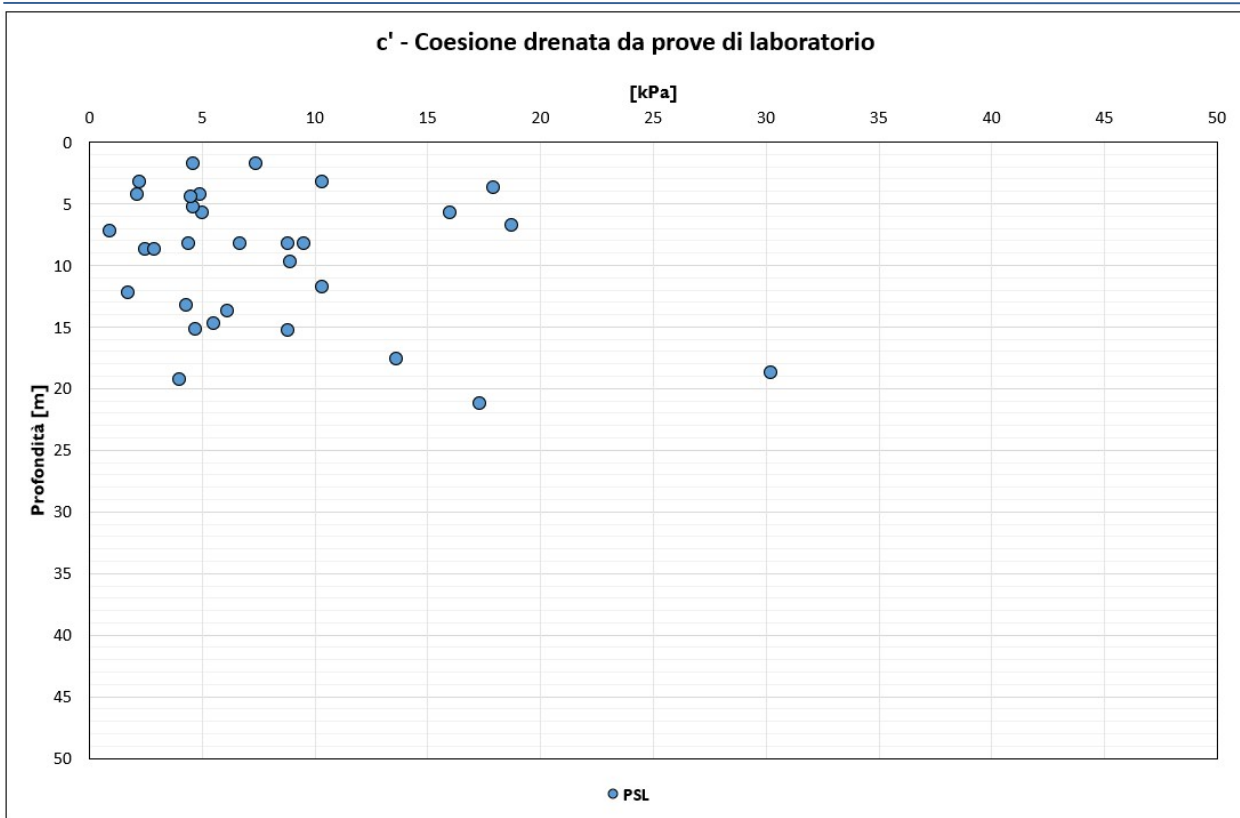


Figura 12.18 – coesione da prove di laboratorio

Angolo di resistenza al taglio da prove penetrometriche SPT

Per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio di picco sono stati considerati le seguenti formulazioni:

- Hatanaka e Uchida (1996)
- Schmertmann (1975)
- Bolton (1986) [D_R derivante da Skempton (1986)]
- Schmertmann (1975) - fuso 1 [D_R derivante da Bazaraa (1967)]
- Road bridge specification
- Japanese national railway

Nelle figure sono riportati i valori dell'angolo di resistenza a taglio ottenuti lungo tutte le verticali indagate ed i valori medi ottenuti per profondità.

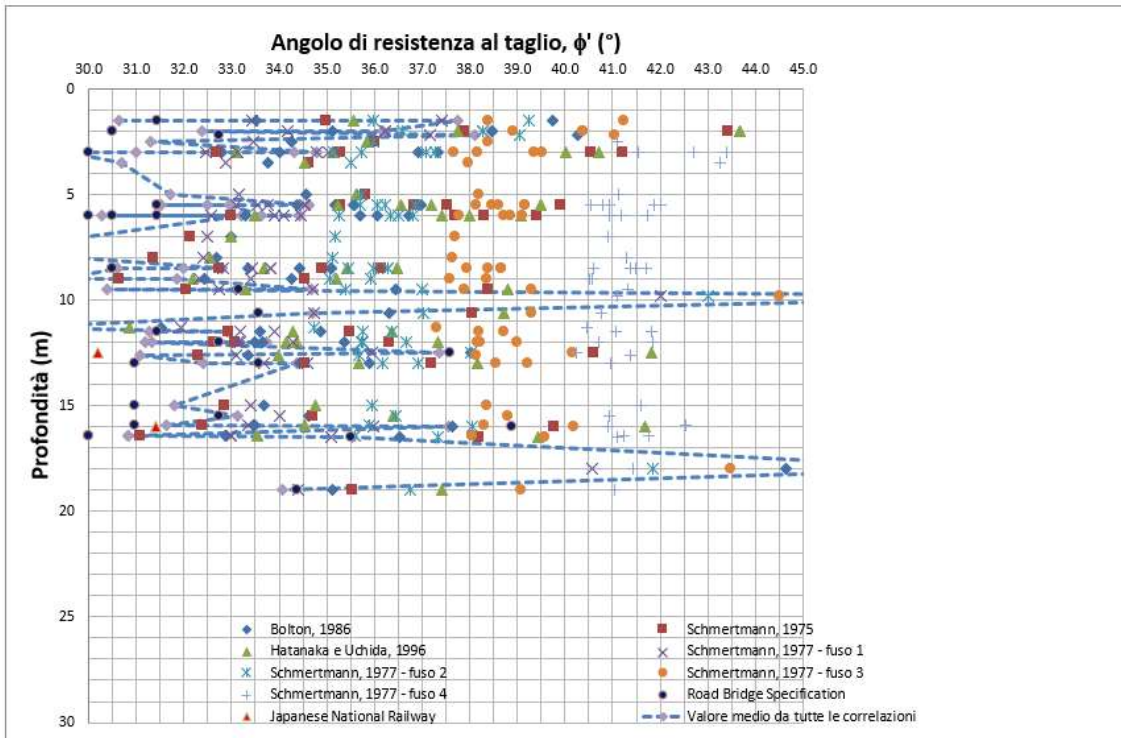


Figura 12.19 – Stima ϕ' da N_{SPT}

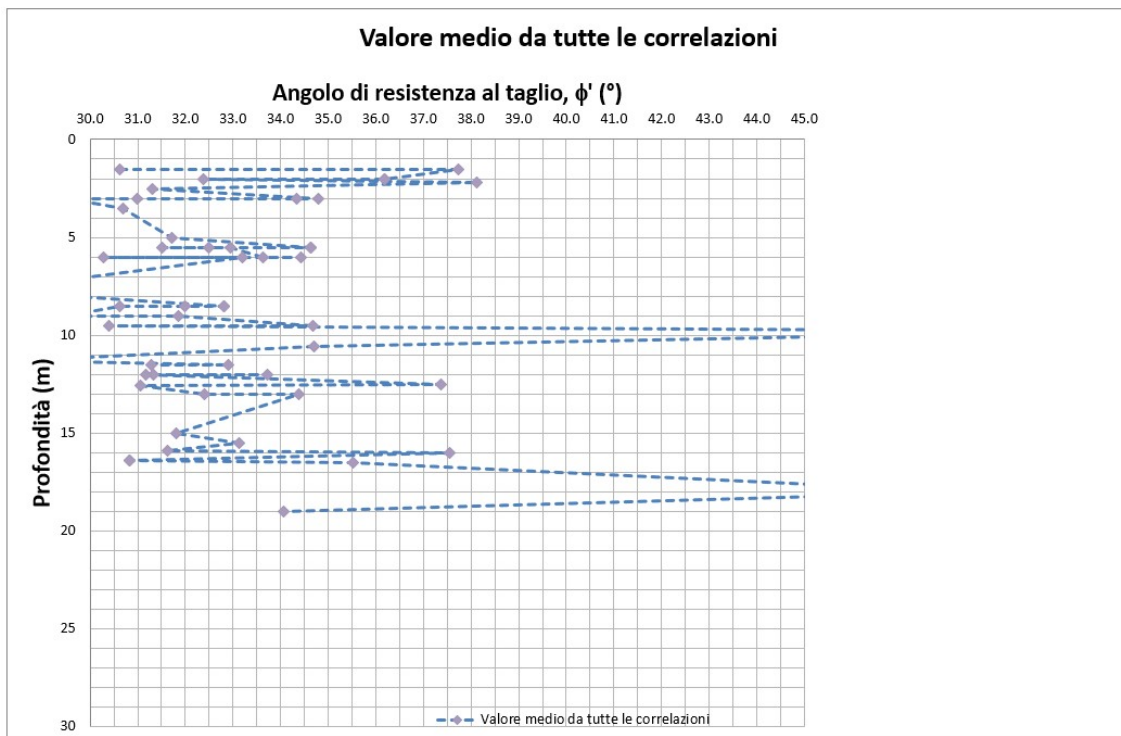


Figura 12.20 – Stima ϕ' medio da N_{SPT}

Nella figura seguente è riportato il valore dell'angolo di resistenza a taglio a volume costante ottenuto lungo tutte le verticali indagate secondo la relazione di *Fleming et al. (1992)* in cui DR è stato ricavato dalle relazioni di *Skempton (1986)* e *Bazaraa (1967)*.

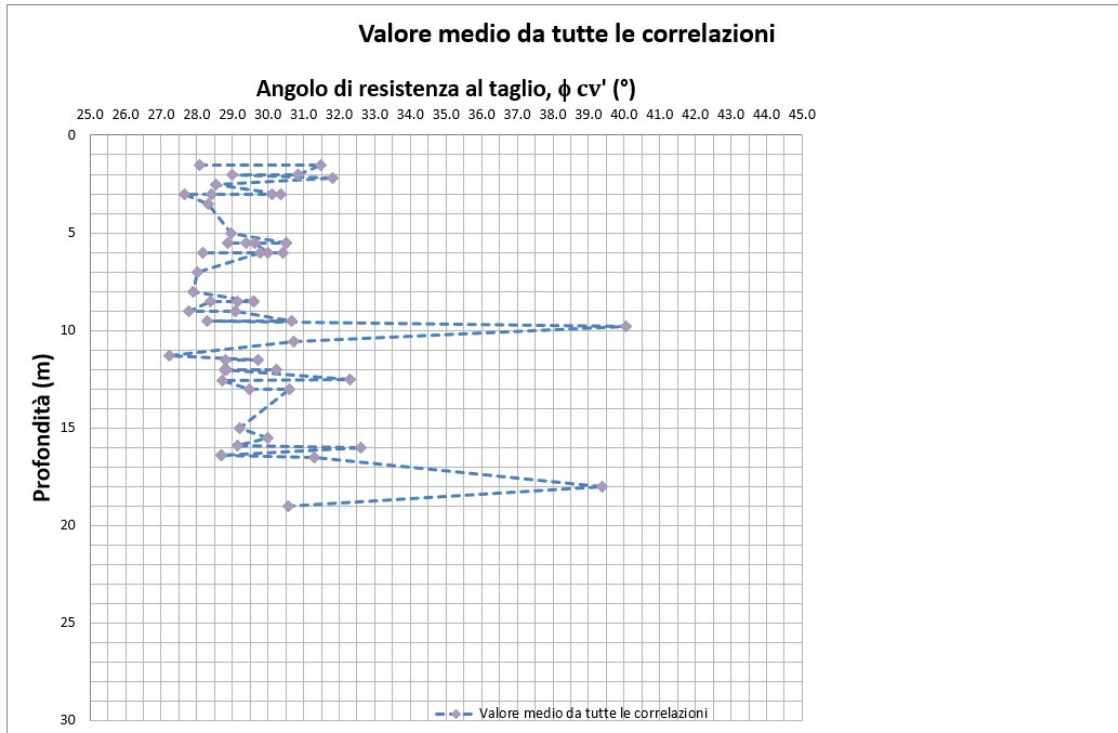


Figura 12.21 – Stima $\phi_{cv'}$ medio da N_{SPT}

12.6.2.2 Unità DSLA

Angolo di resistenza al taglio da prove di laboratorio

È stata eseguita una prova di taglio diretto (TD) sui campioni prelevati lungo i sondaggi a varie profondità. I risultati di laboratorio hanno restituito: angolo di attrito medio $\varphi' = 30^\circ$ e coesione $c' = 15$ kPa.

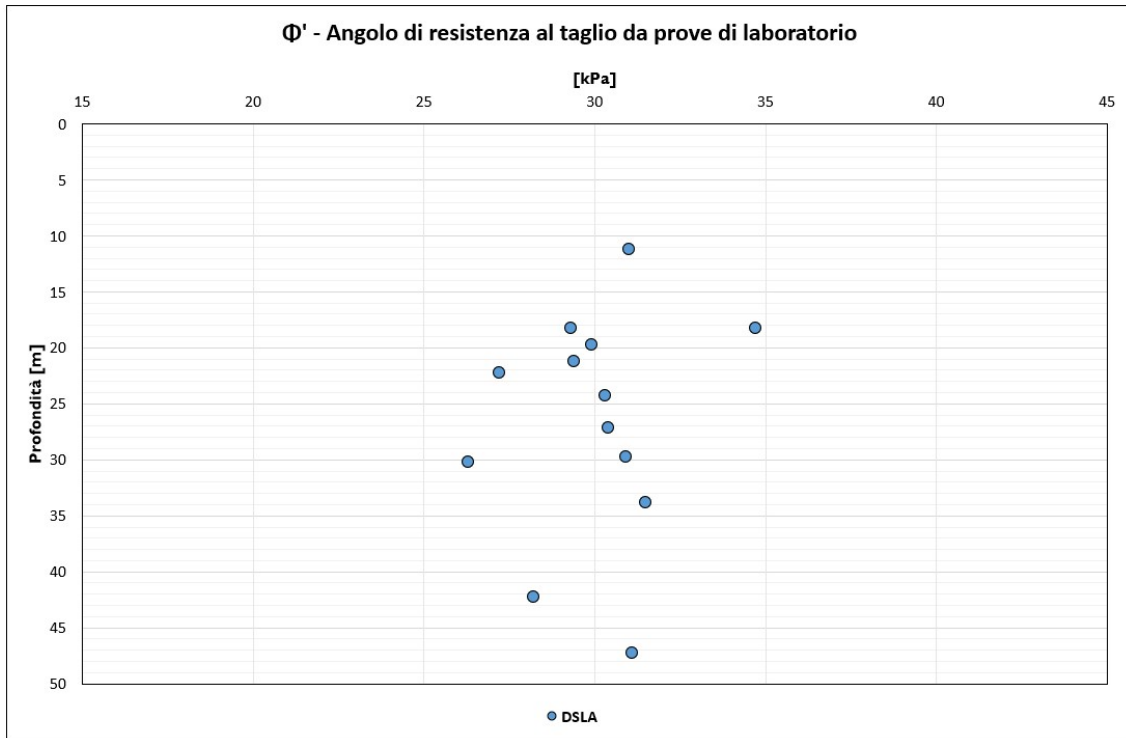


Figura 12.22 – Angolo di resistenza a taglio da prove di laboratorio

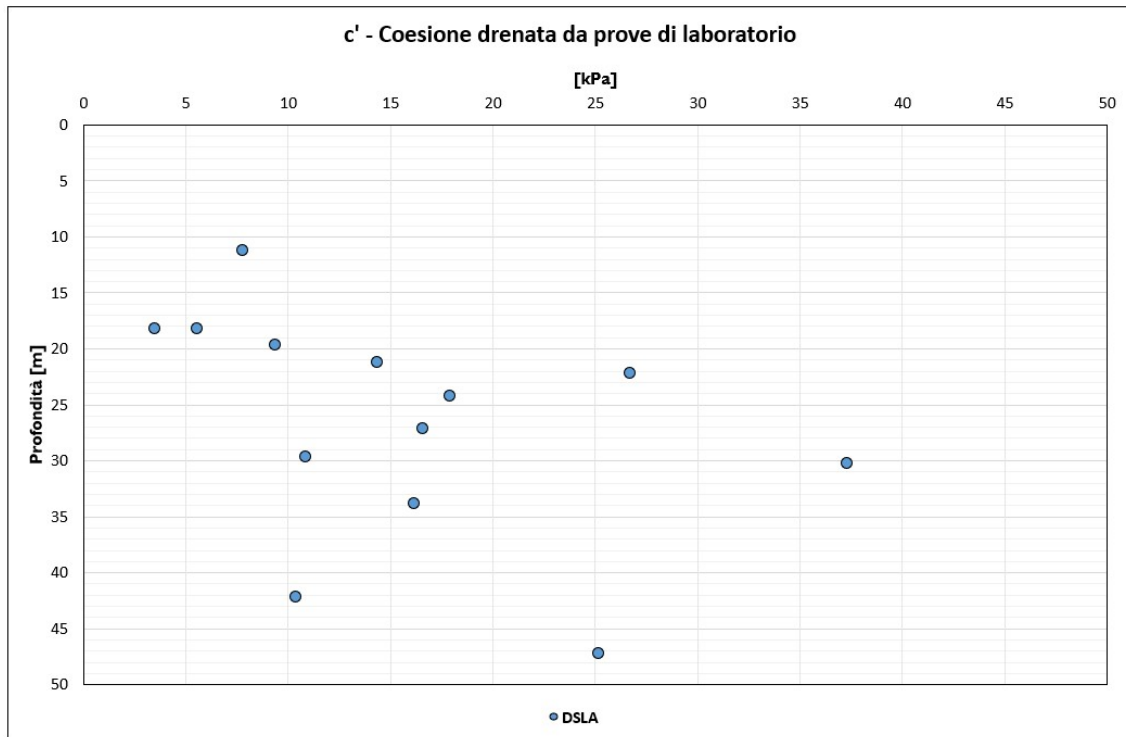


Figura 12.23 – coesione da prove di laboratorio

Angolo di resistenza al taglio da prove penetrometriche SPT

Per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio di picco sono stati considerati le seguenti formulazioni:

- Hatanaka e Uchida (1996)
- Schmertmann (1975)
- Bolton (1986) [D_R derivante da Skempton (1986)]
- Schmertmann (1975) - fuso 1 [D_R derivante da Bazaraa (1967)]
- Road bridge specification
- Japanese national railway

Nelle figure sono riportati i valori dell'angolo di resistenza a taglio ottenuti lungo tutte le verticali indagate ed i valori medi ottenuti per profondità.

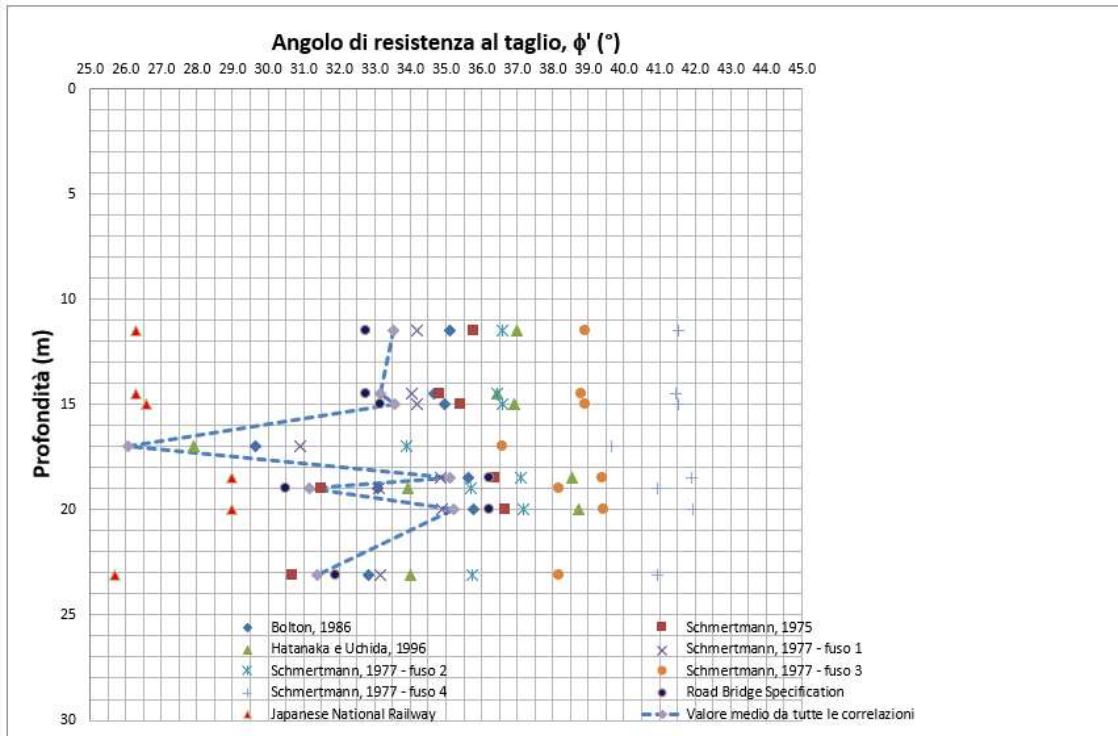


Figura 12.24 – Stima ϕ' da N_{SPT}

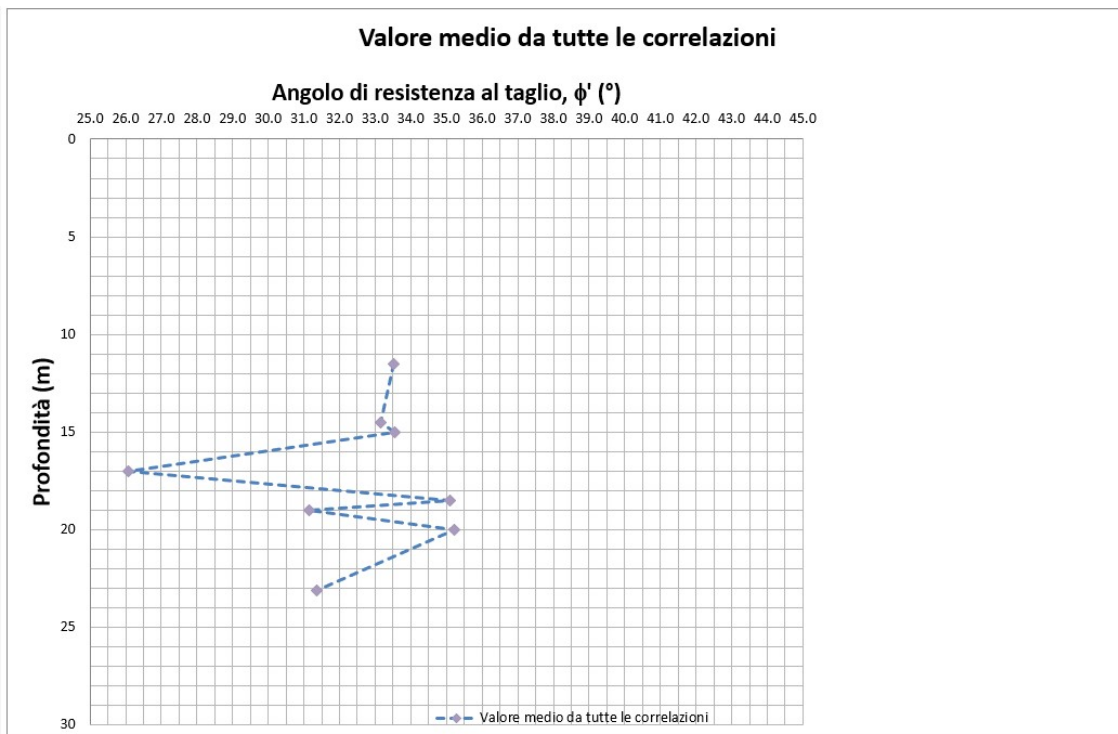


Figura 12.25 – Stima ϕ' medio da N_{SPT}

Nella figura seguente è riportato il valore dell'angolo di resistenza a taglio a volume costante ottenuto lungo tutte le verticali indagate secondo la relazione di *Fleming et al. (1992)* in cui DR è stato ricavato dalle relazioni di *Skempton (1986)* e *Bazaraa (1967)*.

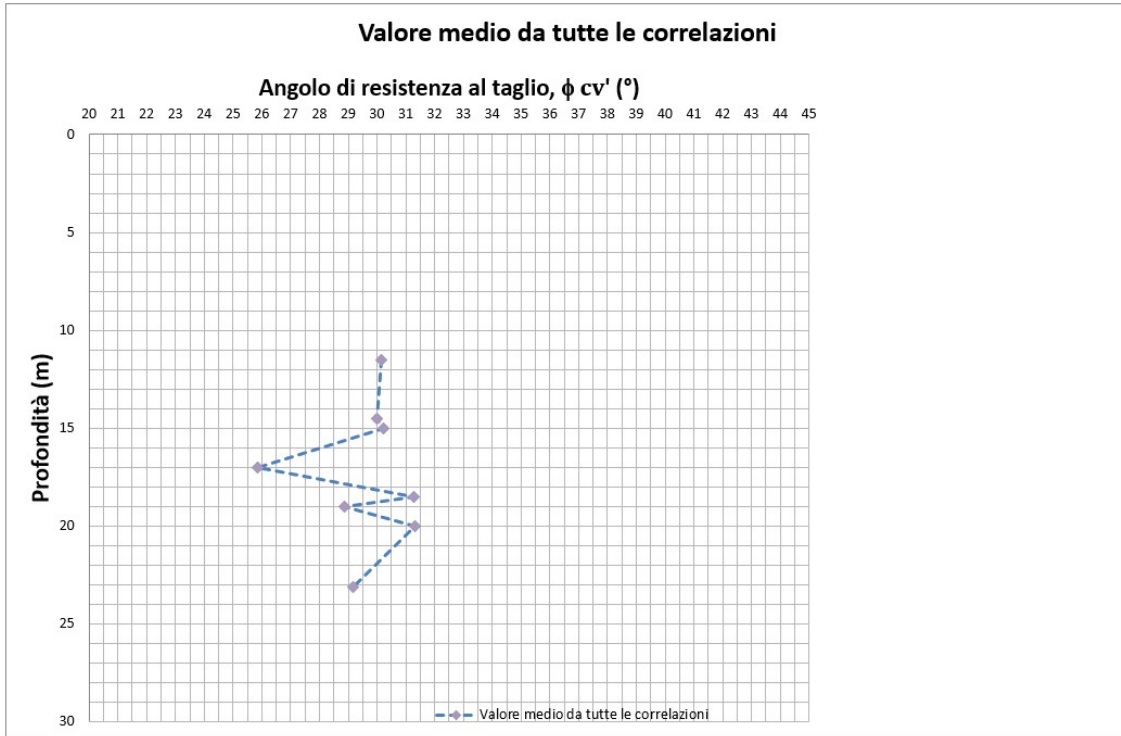


Figura 12.26 – Stima $\phi_{cv'}$ medio da N_{SPT}

12.7 Caratteristiche di deformabilità in terreni incoerenti

12.7.1 Modulo elastico drenato

12.7.1.1 Unità PSL

Modulo elastico iniziale

La stima dei moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) è stata eseguita a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s , ottenute direttamente dalle prove geofisiche (MASW e HVSR), utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \text{ kPa}$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \text{ kPa}$$

Con E_0 e G_0 rispettivamente modulo elastico iniziali di Young e di taglio.

Nella seguente tabella seguente sono riportati i valori ottenuti adottando un coefficiente di Poisson pari a $\nu=0.2$ e peso dell'unità di volume pari a $\gamma=17.0 \text{ kN/m}^3$.

RELAZIONE GEOTECNICA
DOWN-HOLE S0

Z [m]	G ₀ [MPa]	E ₀ [MPa]
1	109.6	263.0
2	71.9	172.5
3	73.8	177.1
4	81.0	194.4
5	78.9	189.3
6	88.8	213.0
7	91.3	219.0
8	90.0	215.9
9	97.6	234.3
10	99.8	239.5
11	104.5	250.7
12	116.3	279.1
13	131.3	315.1
14	138.6	332.6
15	147.1	353.1
16	154.7	371.4
17	163.2	391.6
18	174.3	418.4
19	173.2	415.6
20	179.5	430.7

DOWN-HOLE S5.2

Z [m]	G ₀ [MPa]	E ₀ [MPa]
1	465.6	1117.5
2	222.1	533.0
3	217.8	522.6
4	205.6	493.4
5	164.7	395.3
6	161.0	386.5
7	167.5	402.0
8	173.9	417.2
9	178.7	428.8
10	184.2	442.1
11	182.2	437.2
12	191.0	458.4
13	198.2	475.7
14	210.7	505.7
15	220.6	529.5
16	226.2	542.8
17	234.1	561.9
18	240.7	577.6
19	243.2	583.6
20	235.3	564.7

DOWN-HOLE S6.1

Z [m]	G ₀ [MPa]	E ₀ [MPa]
1	338.5	812.4
2	137.9	330.9
3	95.8	229.9
4	126.2	303.0
5	126.8	304.2
6	123.5	296.5
7	126.3	303.1
8	127.2	305.4
9	145.7	349.7
10	156.7	376.2
11	149.1	357.8
12	148.5	356.3
13	155.1	372.3
14	157.4	377.8
15	172.4	413.7
16	186.6	447.9
17	181.7	436.1
18	188.8	453.1
19	202.9	487.0
20	203.9	489.3
21	203.5	488.3

Da quanto riportato nelle tabelle si ottengono i seguenti valori medi:

G₀=152.9 MPa e E₀=367.1 Mpa

Modulo elastici operativi da modulo elastico iniziale

Sulla base di quanto riportato nel precedente paragrafo è stata eseguita una stima dei moduli elastici operativi E_{op1}, E_{op2} e E_{op3}. Nella tabella sono riportati i valori dei moduli ottenuti.

RELAZIONE GEOTECNICA

DOWN-HOLE S0						DOWN-HOLE S5.2						DOWN-HOLE S6.1					
Z [m]	G ₀ [MPa]	E ₀ [MPa]	E _{op1} [MPa]	E _{op2} [MPa]	E _{op3} [MPa]	Z [m]	G ₀ [MPa]	E ₀ [MPa]	E _{op1} [MPa]	E _{op2} [MPa]	E _{op3} [MPa]	Z [m]	G ₀ [MPa]	E ₀ [MPa]	E _{op1} [MPa]	E _{op2} [MPa]	E _{op3} [MPa]
1	109.6	263.0	65.8	26.3	17.5	1	465.6	1117.5	279.4	111.8	74.5	1	338.5	812.4	203.1	81.2	54.2
2	71.9	172.5	43.1	17.2	11.5	2	222.1	533.0	133.2	53.3	35.5	2	137.9	330.9	82.7	33.1	22.1
3	73.8	177.1	44.3	17.7	11.8	3	217.8	522.6	130.7	52.3	34.8	3	95.8	229.9	57.5	23.0	15.3
4	81.0	194.4	48.6	19.4	13.0	4	205.6	493.4	123.4	49.3	32.9	4	126.2	303.0	75.7	30.3	20.2
5	78.9	189.3	47.3	18.9	12.6	5	164.7	395.3	98.8	39.5	26.4	5	126.8	304.2	76.1	30.4	20.3
6	88.8	213.0	53.3	21.3	14.2	6	161.0	386.5	96.6	38.6	25.8	6	123.5	296.5	74.1	29.7	19.8
7	91.3	219.0	54.8	21.9	14.6	7	167.5	402.0	100.5	40.2	26.8	7	126.3	303.1	75.8	30.3	20.2
8	90.0	215.9	54.0	21.6	14.4	8	173.9	417.2	104.3	41.7	27.8	8	127.2	305.4	76.3	30.5	20.4
9	97.6	234.3	58.6	23.4	15.6	9	178.7	428.8	107.2	42.9	28.6	9	145.7	349.7	87.4	35.0	23.3
10	99.8	239.5	59.9	24.0	16.0	10	184.2	442.1	110.5	44.2	29.5	10	156.7	376.2	94.0	37.6	25.1
11	104.5	250.7	62.7	25.1	16.7	11	182.2	437.2	109.3	43.7	29.1	11	149.1	357.8	89.4	35.8	23.9
12	116.3	279.1	69.8	27.9	18.6	12	191.0	458.4	114.6	45.8	30.6	12	148.5	356.3	89.1	35.6	23.8
13	131.3	315.1	78.8	31.5	21.0	13	198.2	475.7	118.9	47.6	31.7	13	155.1	372.3	93.1	37.2	24.8
14	138.6	332.6	83.1	33.3	22.2	14	210.7	505.7	126.4	50.6	33.7	14	157.4	377.8	94.4	37.8	25.2
15	147.1	353.1	88.3	35.3	23.5	15	220.6	529.5	132.4	53.0	35.3	15	172.4	413.7	103.4	41.4	27.6
16	154.7	371.4	92.8	37.1	24.8	16	226.2	542.8	135.7	54.3	36.2	16	186.6	447.9	112.0	44.8	29.9
17	163.2	391.6	97.9	39.2	26.1	17	234.1	561.9	140.5	56.2	37.5	17	181.7	436.1	109.0	43.6	29.1
18	174.3	418.4	104.6	41.8	27.9	18	240.7	577.6	144.4	57.8	38.5	18	188.8	453.1	113.3	45.3	30.2
19	173.2	415.6	103.9	41.6	27.7	19	243.2	583.6	145.9	58.4	38.9	19	202.9	487.0	121.8	48.7	32.5
20	179.5	430.7	107.7	43.1	28.7	20	235.3	564.7	141.2	56.5	37.6	20	203.9	489.3	122.3	48.9	32.6
												21	203.5	488.3	122.1	48.8	32.6

f ₀₁	Opere di sostegno	-	Abbattimento per le deformazioni di progetto: Opere di sostegno Esp=114 ED
	0.25	-	
f ₀₂	Fondazioni Dirette e Profonde	-	Abbattimento per le deformazioni di progetto: Fondazioni Esp=110 ED
	0.10	-	
f ₀₃	Gallerie	-	Abbattimento per le deformazioni di progetto: Gallerie Esp=115 ED
	0.07	-	

Si ottengono i seguenti valori medi:

$$E_{op1} (0.25) = 91.8 \text{ Mpa}$$

$$E_{op2} (0.1) = 36.7 \text{ Mpa}$$

$$E_{op3} (0.07) = 24.5 \text{ Mpa}$$

Modulo elastici operativi E_{op2} da prove SPT

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) per la stima dei moduli elastici operativi da prove SPT valgono le seguenti espressioni:

$$(E_{25}) = E_{op2} = (10.5 - 3.5D_R)N_{SPT}/10 \text{ [MPa]} - \text{ nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$(E_{25}) = E_{op2} = (52.5 - 35D_R)N_{SPT}/10 \text{ [MPa]} - \text{ nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

In figura sono riportati i risultati ottenuti adottando l'espressione per terreni normalmente consolidati e i valori di densità relativa ottenuti nei precedenti paragrafi.

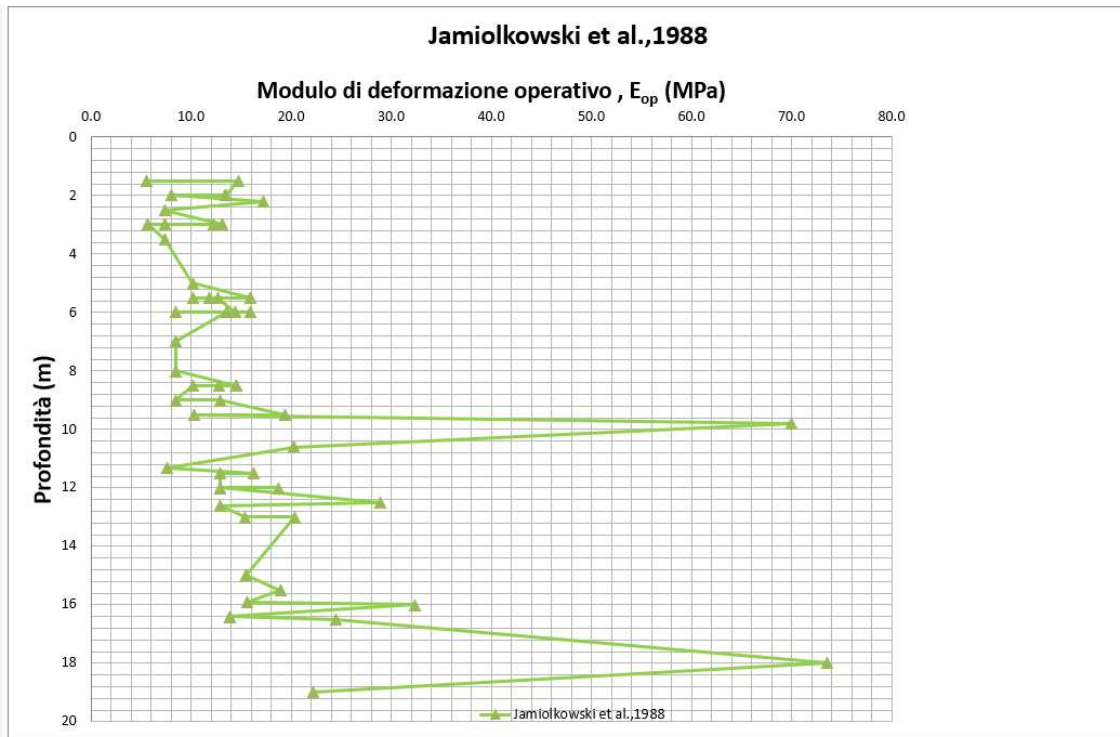


Figura 12.27 – Stima E_{op1} da Densità relativa e N_{SPT} (Jamiolkowski et al. 1988)

Il valor medio ottenuto risulta essere pari a:

$$E_{op2}(N_{SPT}) = 16.1 \text{ Mpa}$$

RELAZIONE GEOTECNICA
12.7.1.2 Unità DSLA
Modulo elastico iniziale

La stima dei moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) è stata eseguita a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s , ottenute direttamente dalle prove geofisiche (MASW e HVSR), utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \text{ kPa}$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \text{ kPa}$$

Con E_0 e G_0 rispettivamente modulo elastico iniziali di Young e di taglio.

Nella seguente tabella seguente sono riportati i valori ottenuti adottando un coefficiente di Poisson pari a $\nu=0.2$ e peso dell'unità di volume pari a $\gamma=19.0 \text{ kN/m}^3$.

Da quanto riportato nelle tabelle si ottengono i seguenti valori medi:

$G_0=147.2 \text{ MPa}$ e $E_0=353.2 \text{ Mpa}$

Modulo elastici operativi da modulo elastico iniziale

Sulla base di quanto riportato nel precedente paragrafo è stata eseguita una stima dei moduli elastici operativi E_{op1} , E_{op2} e E_{op3} . Nella tabella sono riportati i valori dei moduli ottenuti.

DOWN-HOLE S0						DOWN-HOLE S5.2						DOWN-HOLE S6.1					
Z [m]	G_0 [MPa]	E_0 [MPa]	E_{op1} [MPa]	E_{op2} [MPa]	E_{op3} [MPa]	Z [m]	G_0 [MPa]	E_0 [MPa]	E_{op1} [MPa]	E_{op2} [MPa]	E_{op3} [MPa]	Z [m]	G_0 [MPa]	E_0 [MPa]	E_{op1} [MPa]	E_{op2} [MPa]	E_{op3} [MPa]
21	211.3	507.0	126.8	50.7	33.8	21	239.4	574.5	143.6	57.5	38.3	22	211.8	508.3	127.1	50.8	33.9
22	217.0	520.8	130.2	52.1	34.7	22	246.4	591.3	147.8	59.1	39.4	23	221.2	530.8	132.7	53.1	35.4
23	230.6	553.5	138.4	55.3	36.9	23	249.1	597.9	149.5	59.8	39.9	24	225.7	541.8	135.4	54.2	36.1
24	237.1	569.1	142.3	56.9	37.9	24	255.5	613.2	153.3	61.3	40.9	25	225.7	541.6	135.4	54.2	36.1
25	241.3	579.2	144.8	57.9	38.6	25	269.5	646.9	161.7	64.7	43.1	26	228.0	547.3	136.8	54.7	36.5
26	239.3	574.4	143.6	57.4	38.3	26	266.0	638.4	159.6	63.8	42.6	27	245.8	589.9	147.5	59.0	39.3
27	243.2	583.7	145.9	58.4	38.9	27	266.4	639.4	159.8	63.9	42.6	28	243.7	585.0	146.2	58.5	39.0
28	249.4	598.6	149.7	59.9	39.9	28	250.5	601.3	150.3	60.1	40.1	29	249.1	597.9	149.5	59.8	39.9
29	249.8	599.4	149.9	59.9	40.0	29	250.8	601.9	150.5	60.2	40.1	30	255.0	611.9	153.0	61.2	40.8
30	256.8	616.4	154.1	61.6	41.1	30	257.8	618.8	154.7	61.9	41.3						

f_{e1}	Opere di sostegno	-	Abbattimento per le deformazioni di progetto: Opere di sostegno $E_{op}=1/4 \cdot E_0$
	0.25	-	
f_{e2}	Fondazioni Dirette e Profonde	-	Abbattimento per le deformazioni di progetto: Fondazioni $E_{op}=1/10 \cdot E_0$
	0.10	-	
f_{e3}	Gallerie	-	Abbattimento per le deformazioni di progetto: Gallerie $E_{op}=1/15 \cdot E_0$
	0.07	-	

Si ottengono i seguenti valori medi:

RELAZIONE GEOTECNICA

$$E_{op1}(0.25) = 145.3 \text{ Mpa}$$

$$E_{op2}(0.1) = 58.1 \text{ Mpa}$$

$$E_{op3}(0.07) = 38.8 \text{ Mpa}$$

Modulo elastici operativi E_{op2} da prove SPT

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) per la stima dei moduli elastici operativi da prove SPT valgono le seguenti espressioni:

$$(E_{25}) = E_{op2} = (10.5 - 3.5D_R)N_{SPT}/10 \text{ [MPa]} - \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$(E_{25}) = E_{op2} = (52.5 - 35D_R)N_{SPT}/10 \text{ [MPa]} - \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

In figura sono riportati i risultati ottenuti adottando l'espressione per terreni normalmente consolidati e i valori di densità relativa ottenuti nei precedenti paragrafi.

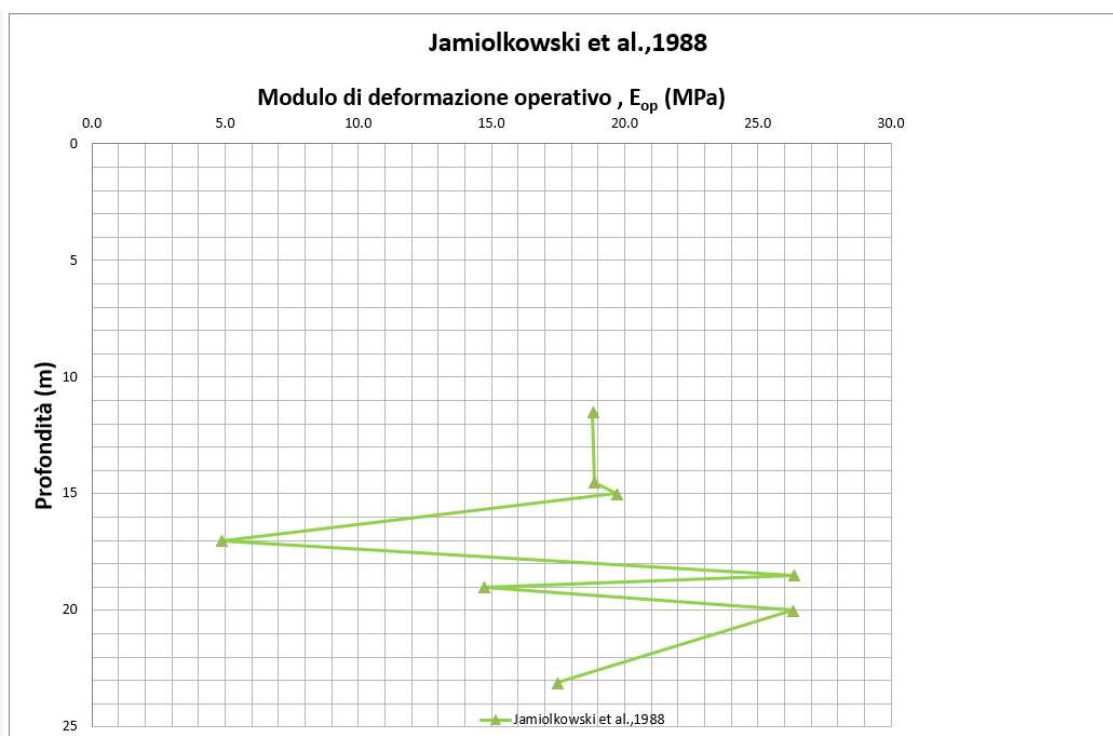


Figura 12.28 – Stima E_{op1} da Densità relativa e N_{SPT} (Jamiolkowski et al. 1988)

Il valor medio ottenuto risulta essere pari a:

$$E_{op2}(N_{SPT}) = 18.4 \text{ Mpa}$$

12.8 Caratteristiche di permeabilità

Nell'ambito della campagna d'indagine in sito sono state eseguite prove edometriche su campioni indisturbati in cui sono stati ottenuti valori di permeabilità molto bassi. Tale risultato è dovuto sia al fatto che le prove in situ restituiscono valori di permeabilità più rappresentativi del volume di terreno indagato rispetto alle prove edometriche.

Caratteristiche sondaggio			Caratteristiche campione			Edometrica
Codice	PZ/DH	Quota boccaforo [m.s.l.m]	Codice	Qualità	Prof. [m]	k [m/s]
S0	DH	131	S0-C1	Indisturbato	3.25	2E-10
			S0-C2	Indisturbato	8.75	1E-10
			S0-C3	Indisturbato	13.75	1E-10
			S0-C4	Indisturbato	18.25	2E-10
S1	PZ	123	S1-C2	Indisturbato	4.25	2E-10
			S1-C3	Indisturbato	8.25	1E-10
			S1-C6	Indisturbato	18.25	1E-10
S2	PZ	105	S2-C1	Indisturbato	1.75	5E-10
			S2-C2	Indisturbato	5.75	4E-10
			S2-C3	Indisturbato	8.25	2E-10
			S2-C4	Indisturbato	11.25	2E-10
			S2-C6	Indisturbato	19.75	5E-11
			S2-C9	Indisturbato	29.75	1E-10
S3	PZ	107	S3-C2	Indisturbato	5.25	2E-10
			S3-C5	Indisturbato	15.25	5E-11
			S3-C9	Indisturbato	27.15	1E-10
			S3-C10	Indisturbato	30.85	1E-10
			S3-C11	Indisturbato	33.85	7E-11
			S3-C13	Indisturbato	42.25	1E-10

Caratteristiche sondaggio			Caratteristiche campione			Edometrica
Codice	PZ/DH	Quota boccaforo [m.s.l.m]	Codice	Qualità	Prof. [m]	k [m/s]
S4	PZ	106	S4-C1	Indisturbato	1.75	3E-10
			S4-C3	Indisturbato	8.25	2E-10
			S4-C5	Indisturbato	14.75	2E-10
			S4-C6	Indisturbato	18.75	7E-11
			S4-C7	Indisturbato	22.25	1E-10
			S4-C9	Indisturbato	30.25	1E-10
			S4-C11	Indisturbato	37.75	7.6E-11
			S4-C14	Indisturbato	47.25	3E-11
S5	PZ	111	S5-C1	Indisturbato	3.7	1E-10
			S5-C2	Indisturbato	15.2	2.38E-10
S5.2	PZ	121	S5.2-C1	Indisturbato	4.45	1.71E-10
			S5.2-C2	Indisturbato	6.75	5E-11
			S5.2-C3	Indisturbato	9.75	1.68E-10
S5.3	DH	121	S5.3-C1	Indisturbato	5.75	1E-10
			S5.3-C2b	Indisturbato	12.25	1E-10
S6.1	DH	116	S6.1-C1	Indisturbato	4.25	2.14E-11
			S6.1-C4	Indisturbato	17.65	5.73E-11
			S6.1-C5	Indisturbato	21.25	5.13E-11
			S6.1-C6	Indisturbato	24.25	1.17E-10
S6.2	PZ	116	S6.2-C1	Indisturbato	3.25	2.42E-11
			S6.2-C2	Indisturbato	8.75	
			S6.2-C3	Indisturbato	14.75	1.43E-11
			S6.2-C4	Indisturbato	19.25	

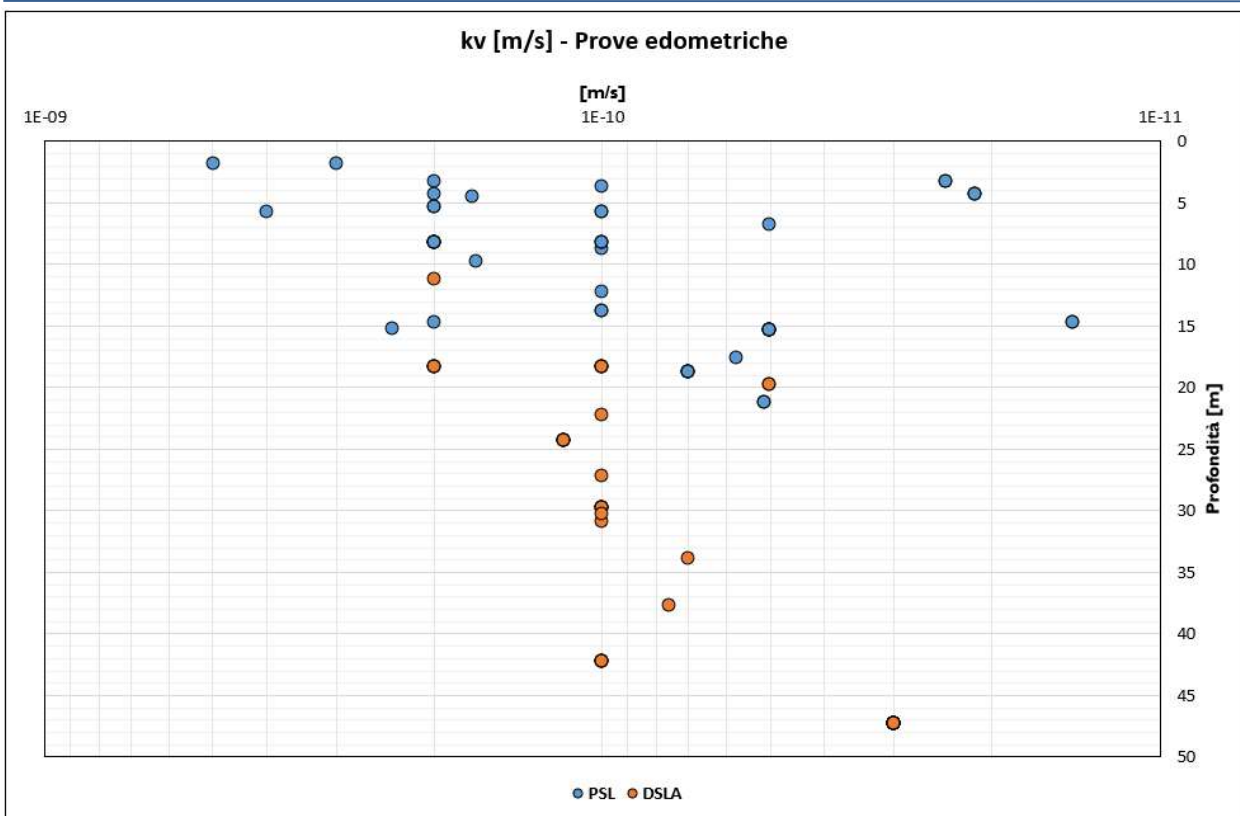


Figura 12.29 – Permeabilità verticale k_v da prove edometriche

RELAZIONE GEOTECNICA**12.8.1 Coefficienti di permeabilità di progetto**

I risultati ottenuti dalle prove edometriche poiché poco rappresentativi dell'intera unità geotecnica sono stati considerati solo dal punto di vista qualitativo. In alternativa sono stati presi come riferimento gli intervalli di valori basati sulla descrizione litologica (vedi tabella).

k (m/sec)	Grado di permeabilità	Tipo di terreno
$k > 1 \cdot 10^{-3}$	Alta	Ghiaie
$1 \cdot 10^{-3} > k > 1 \cdot 10^{-5}$	Media	Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose
$1 \cdot 10^{-5} > k > 1 \cdot 10^{-7}$	Bassa	Sabbie fini
$1 \cdot 10^{-7} > k > 1 \cdot 10^{-9}$	Molto bassa	Limi e sabbie argillose
$1 \cdot 10^{-9} > k$	Bassissima (impermeabile)	Argille

Nel seguito per i diversi materiali incontrati sono riportate le stime dei parametri di permeabilità da adottarsi poi ai fini geotecnici.

A valle delle analisi e considerazioni fatte si sono definiti i seguenti intervalli di valori da adottare per i coefficienti di permeabilità.

Unità PSL

La permeabilità della matrice limoso-sabbiosa e argilloso-sabbiosa per la tratta in esame è stata stimata sulla base della tabella sopra riportata. I valori medi di permeabilità sono stati assunti pari a $k = 1 \cdot 10^{-5} \div 1 \cdot 10^{-7}$ m/s.

Unità DSLA

La permeabilità della matrice limoso-sabbiosa e argilloso-sabbiosa per la tratta in esame è stata stimata sulla base della tabella sopra riportata. I valori medi di permeabilità sono stati assunti pari a $k = 1 \cdot 10^{-5} \div 1 \cdot 10^{-7}$ m/s.

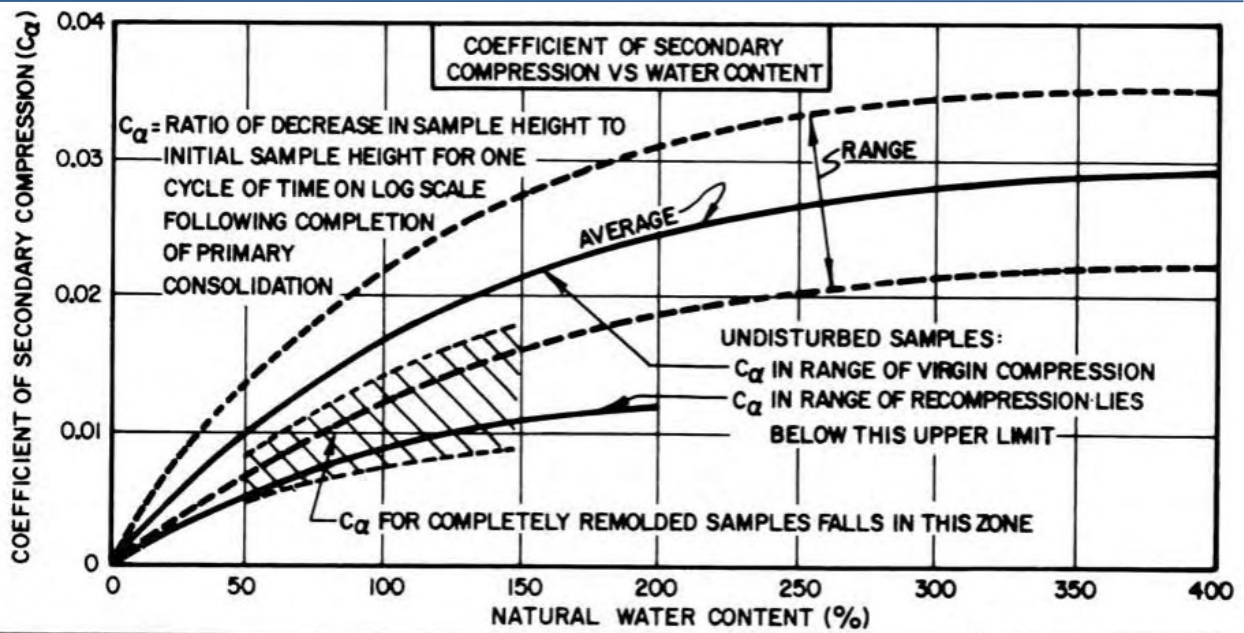
12.8.2 *Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria*

I coefficienti di consolidazione primaria c_v utilizzabili nell'ambito di teorie di consolidazione convenzionali e a problemi di flusso principalmente nella direzione verticale, sono stati ricavati dalle prove edometriche.

Caratteristiche sondaggio			Caratteristiche campione			Cv [m ² /s]
Codice	PZ/DH	Quota boccaforo [m.s.l.m]	Codice	Qualità	Prof. [m]	
S0	DH	131	S0-C1	Indisturbato	3.25	1.103E-07
			S0-C2	Indisturbato	8.75	1.18E-07
			S0-C3	Indisturbato	13.75	1.059E-07
			S0-C4	Indisturbato	18.25	1.134E-07
S1	PZ	123	S1-C2	Indisturbato	4.25	8.1E-08
			S1-C3	Indisturbato	8.25	7.4E-08
			S1-C4	Indisturbato	11.75	
			S1-C6	Indisturbato	18.25	1.256E-07
S2	PZ	105	S2-C1	Indisturbato	1.75	1.189E-07
			S2-C2	Indisturbato	5.75	1.72E-07
			S2-C3	Indisturbato	8.25	1.406E-07
			S2-C4	Indisturbato	11.25	1.257E-07
			S2-C6	Indisturbato	19.75	9.31E-08
			S2-C8	Indisturbato	25.25	
			S2-C9	Indisturbato	29.75	1.218E-07
S3	PZ	107	S3-C2	Indisturbato	5.25	1.16E-07
			S3-C3	Indisturbato	8.25	
			S3-C5	Indisturbato	15.25	7.61E-08
			S3-C7	Indisturbato	21.25	
			S3-C9	Indisturbato	27.15	1.036E-07
			S3-C10	Indisturbato	30.85	1.655E-07
			S3-C11	Indisturbato	33.85	9.74E-08
S3-C13	Indisturbato	42.25	1.302E-07			

Caratteristiche sondaggio			Caratteristiche campione			
Codice	PZ/DH	Quota boccaforo [m.s.l.m]	Codice	Qualità	Prof. [m]	Cv [m ² /s]
S4	PZ	106	S4-C1	Indisturbato	1.75	1.184E-07
			S4-C3	Indisturbato	8.25	1.584E-07
			S4-C5	Indisturbato	14.75	1.592E-07
			S4-C6	Indisturbato	18.75	4.38E-08
			S4-C7	Indisturbato	22.25	6.33E-08
			S4-C9	Indisturbato	30.25	1.821E-07
			S4-C11	Indisturbato	37.75	9.86E-08
			S4-C14	Indisturbato	47.25	7.13E-08
S5	PZ	111	S5-C1	Indisturbato	3.7	7.77E-08
			S5-C2	Indisturbato	15.2	1.986E-07
S5.2	PZ	121	S5.2-C1	Indisturbato	4.45	7.58E-08
			S5.2-C2	Indisturbato	6.75	6.95E-08
			S5.2-C3	Indisturbato	9.75	1.513E-07
S5.3	DH	121	S5.3-C1	Indisturbato	5.75	1.149E-07
			S5.3-C2a	Indisturbato	12.25	
			S5.3-C2b	Indisturbato	12.25	6.22E-08
S6.1	DH	116	S6.1-C1	Indisturbato	4.25	1.00E-08
			S6.1-C2	Indisturbato	7.25	
			S6.1-C3	Indisturbato	13.25	
			S6.1-C4	Indisturbato	17.65	5.43E-08
			S6.1-C5	Indisturbato	21.25	6.23E-08
			S6.1-C6	Indisturbato	24.25	2.481E-07
S6.2	PZ	116	S6.2-C1	Indisturbato	3.25	3.52E-08
			S6.2-C2	Indisturbato	8.75	
			S6.2-C3	Indisturbato	14.75	1.65E-08
			S6.2-C4	Indisturbato	19.25	

Il coefficiente di consolidazione secondaria (c_{α}) è stato stimato con la correlazione proposta nel manuale NAVFAC-DM 7.1. (1971), che correla il coefficiente di consolidazione secondaria al contenuto naturale di acqua (W_n).



$c_{\alpha} = 0.008$ per unità PSL ($W_n=40\%$)

$c_{\alpha} = 0.005$ per unità DSLA ($W_n=25\%$)

13 Definizione dei parametri geotecnici di progetto

Dall'analisi di tutti i risultati delle prove disponibili, condotte sia in sito che in laboratorio, e presentate ai paragrafi precedenti, si sono determinati i parametri geotecnici associati alle diverse unità stratigrafiche individuate.

In particolare, valgono le seguenti considerazioni:

- I risultati delle prove NSPT, insieme alle descrizioni dei sondaggi e alle fotografie delle cassette, hanno aiutato nell'individuazione dei passaggi stratigrafici tra le diverse unità e nella suddivisione degli stessi in funzione delle classi di resistenza.
- I pesi di volume naturale dei materiali sono stati determinati in base ai risultati delle prove di laboratorio.
- Per le unità incoerenti i parametri di resistenza drenati, in termini di angolo di attrito di picco e a volume costante, sono stati ottenuti dai risultati dall'interpretazione delle prove SPT. Per queste unità è stata assunta una coesione derivante dalle analisi di laboratorio. Per le unità coesive i parametri in tensioni efficaci sono stati definiti sulla base delle prove di taglio diretto (TD) e delle prove triassiali consolidate non drenate TX-CIU.
- I moduli di elasticità normale (o di Young) sono stati derivati dai valori stimati per i moduli iniziali ottenuti dalle prove geofisiche, dall'interpretazione delle prove di laboratorio e dalle prove in situ (SPT). In particolare, sono stati considerati tre livelli di operatività: E_{op2} caratteristico di livelli deformativi tipici di problemi di cedimento (problemi di carico), e come tali più bassi, E_{op1} da adottare nel caso di analisi di scavi o di opere di sostegno, quindi in presenza di problemi di scarico, dove si possono considerare valori più elevati, E_{op3} caratteristico di livelli deformativi tipici di problemi di scavi in galleria.
- I parametri di compressibilità in termini di indice di compressione e di ricomprensione sono stati stimati mediante l'elaborazione delle prove edometriche. L'indice di ricomprensione è stato assunto pari all'indice di rigonfiamento al fine di superare tutti i problemi di disturbo dovuti alle operazioni di campionamento e fustellamento del provino così come suggerito in letteratura (Schmertmann).
- Il coefficiente di Poisson è stato assunto per tutte le unità pari a 0.20.

RELAZIONE GEOTECNICA

13.1.1 *Parametri geotecnici associati alle unità geotecniche definite*

Sulla base delle considerazioni riportate nei paragrafi precedenti sono stati definiti i parametri per ciascuno strato individuato, da utilizzarsi per la progettazione, riportati nelle successive tabelle.

RELAZIONE GEOTECNICA

Unità	Materiale				Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità elastici						
		γ	k_0	OCR	φ'_p	φ'_{cv}	φ'_r	c'	c_u	G_0	E_0	E_{op1}	E_{op2}	E_{op3}	E_u	ν
[-]	[-]	kN/m^3	[-]	[-]	[°]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
PSL	SL; SA	17	0.5	1÷3	31	30	-	5	-	153	367	92	25	25	-	0.2
DSL A	S(L,A)	19	0.5	1	31	29	-	15	-	242	581	145	38	38	-	0.2

Unità	Materiale	Parametri di deformabilità e di permeabilità			
		C_c	$C_r = C_s$	C_v	K
[-]	[-]	[-]	[-]	$[\text{m}^2/\text{s}]$	$[\text{m}/\text{s}]$
PSL	SL; SA	-	-	9.00E-08	1.00E-06
DSL A	S(L,A)	-	-	1.20E-07	1.00E-06

Note

(1) Sebbene le prove di laboratorio di tipo ELL abbiano fornito valori della coesione non drenata C_u diversi da zero è stato trascurato il comportamento in condizioni non drenate in quanto come evidenziato dall'analisi granulometrica la percentuale di sabbia e ghiaia si attesta, per le unità geotecniche individuate, su valori di circa 55% - 65% rispetto al totale.

- (2) E_{op1} utilizzato per analisi di scavi o di opere di sostegno
 E_{op2} utilizzato per analisi di fondazioni dei manufatti
 E_{op3} utilizzato per analisi legate al Microtunnel

Con riferimento alle precedenti tabelle sono da considerarsi le seguenti ulteriori note:

- I valori del coefficiente di spinta a riposo variano in funzione della profondità e di conseguenza del grado di sovraconsolidazione OCR per il quale si assume una variazione da 3, in corrispondenza del p.c., a 1 alla profondità di circa 10.0 dal p.c.
- I parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci (con riferimento alla coesione drenata) relativi alle unità geotecniche leggermente ridotti rispetto ai valori medi ottenuti dalle prove di laboratorio TD. Tale scelta è stata dettata anche dalle modalità di prova che non consentono di ottenere resistenze del tutto attendibili in condizioni drenate a causa dei tempi di consolidazione e in particolare, per le prove di taglio diretto, della velocità deformazione imposta.
- Per i parametri di resistenza e deformabilità dell'unità si è ottenuto un intervallo di valori indipendente sia dalla posizione lungo il tracciato sia dalla profondità rispetto al piano campagna. Al tal riguardo è stato scelto un intervallo di valori sufficientemente cautelativo in modo da poter utilizzare nelle verifiche di progetto il corrispondente valore medio riportato in tabella.

14 Caratterizzazione geotecnica del tracciato

La caratterizzazione ha avuto come risultato finale la suddivisione dei depositi investigati dal punto di vista geotecnico, coerentemente con le indicazioni emerse dallo studio geologico ed idrogeologico della zona. Su questo supporto di base sono riportate le unità geotecniche - stratigrafiche, vale a dire le linee di separazione tra strati omogenei dal punto di vista geotecnico.

Nei paragrafi seguenti si riporta la caratterizzazione in corrispondenza della porzione di tracciato di pertinenza in termini di successione stratigrafica caratteristica. Per quanto riguarda invece i relativi parametri geotecnici rimangono valide le indicazioni riportate nel precedente capitolo.

14.1 Tratto da pk 0+000 a pk 4+846

In tale tratto le principali indagini di riferimento sono le seguenti:

Sondaggi a carotaggio continuo: S0, S1, S2, S3, S4, S5, S5.2, S5.3, S6.1, S6.2

Prove penetrometriche SPT: N_{SPT0}, N_{SPT1}, N_{SPT2}, N_{SPT3}, N_{SPT4}, N_{SPT5}, N_{SPT5.2}, N_{SPT5.3}, N_{SPT6.1}, N_{SPT6.2}

Prove geofisiche: MASW1, MASW12, MASW5.1, MASW5.2, Down-Hole S0, Down-Hole 5.2, Down Hole 6.1

Le principali opere previste in progetto consistono in 1 condotta in acciaio posata a cielo aperto dalla pk 0+000 alla pk 4+012 (DN2500) e dalla pk 4+613 alla pk 4+846 (DN2000), un manufatto denominato "Manufatto casal del Marmo" alla pk 1+404, 4 pozzi di spinta/arrivo alle pk 4+020 pk 4+208 pk 4+348 pk 4+613 e da una condotta in c.a.v. scavata con tecnica del Microtunneling dalla pk 4+012 alla pk 4+613.

La profondità della falda idrica regionale si attesta ad una quota assoluta compresa tra 40 e 50 m dal piano campagna (60 – 70 mslm). Le misure registrate dai piezometri installati lungo il percorso in progetto indicano la presenza di falde idriche superficiali con profondità minima di 10 metri rispetto al p.c. nel tratto iniziale del tracciato (da pk 0+000 a pk 1+011), da 14 metri a 16 metri dal p.c. (da px 1+011 a pk 3+392) e falda assente per il resto del tracciato.

La stratigrafia di sottosuolo prevede in linea generale uno strato superficiale costituito principalmente dall'unità PSL. Tale unità si presenta nel tratto iniziale con spessori massimi pari a circa 10 m che vanno man mano aumentando fino a circa 20 m in corrispondenza del centro idrico pineta sacchetti. Alla base dell'unità PSL si rinviene sistematicamente il livello sabbioso appartenente all'unità DSLA.

Nella tabella è riportata la stratigrafia di sottosuolo e i principali parametri geotecnici.

Unità	Materiale	Profondità dal P.C.	Parametri di resistenza						Parametri di deformabilità			
			γ	ϕ'_p	ϕ'_{cv}	ϕ'_r	c'	c_u	E_{op1}	E_{op2}	E_{op3}	E_u
[-]	[-]	[m]	kN/m ³	[°]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
PSL	SL; SA	10+20	17	31	30	-	5	-	92	25	25	-
DSLA	S(L,A)	>10+20	19	31	29	-	15	-	145	38	38	-

RELAZIONE GEOTECNICA

La falda si attesta:

- A 10m dal p.c. dalla pk 0+000 a pk 1+011
- 14m dal p.c. dalla pk 1+011 a pk 3+392
- Assente da pk 3+392 a pk 4+486

14.2 Centro idrico Pineta Sacchetti

In tale tratto le principali indagini di riferimento sono le seguenti:

Sondaggi a carotaggio continuo: S6.1, S6.2

Prove penetrometriche SPT: N_{SPT}6.1, N_{SPT}6.2

Prove geofisiche: Down Hole 6.1

Le principali opere previste in progetto consistono nella realizzazione del nuovo centro Pineta Sacchetti composto principalmente da un manufatto di arrivo e due serbatoi con piano interrato.

La stratigrafia di sottosuolo prevede per i primi 21m l'unità PSL al di sotto del quale si trova l'unità DSLA.

Nella tabella è riportata la stratigrafia di sottosuolo e i principali parametri geotecnici la cui determinazione è stata fatto considerando i soli sondaggi eseguiti nella zona del nuovo centro idrico.

Unità	Materiale	Profondità dal P.C.	Parametri di resistenza						Parametri di deformabilità			
			γ	φ'_p	φ'_{cv}	φ'_r	c'	c_u	E_{op1}	E_{op2}	E_{op3}	E_u
[-]	[-]	[m]	kN/m ³	[°]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
PSL	SL: SA	21	18	31	30	-	5	-	88	24	24	-
DSLA	S(L,A)	>21	21	30	29	-	15	-	140	37	37	-

La falda si attesta a 17.5m dal piano di campagna

15 Opere connesse al microtunnel

Dopo un'attenta analisi dei rischi si è optato per la tecnologia di scavo meccanizzato con MTBM che consente di:

- eseguire lo scavo a piena sezione mediante il movimento rotatorio della testa di scavo, opportunamente equipaggiata mediante utensili di scavo predisposti in base alla litologia da scavare;
- rimuovere il terreno dal fronte e trasportarlo automaticamente in continuo;
- mettere in opera il rivestimento definitivo della galleria realizzato attraverso tubazioni di cls prefabbricati.

Ulteriori vantaggi sono costituiti dai minori impatti e disturbi dello scavo rispetto all'ammasso in cui la galleria deve essere realizzata, maggiore durabilità delle opere e maggiore capacità di adattare lo scavo alle mutevoli caratteristiche del terreno o della roccia da scavare.

Nell'ambito del progetto le differenti combinazioni di diametri di scavo richiesti ha portato alla necessità di pensare a modalità di scavo differenti lungo tutto il percorso. Sono infatti previsti avanzamenti in alcuni tratti in Microtunnelling ed alcuni con scavo a cielo aperto.

Nel capitolo si intende fornire:

- Un'indicazione sulla scelta del tipo di macchine da utilizzare e del sistema di guida da adottare;
- La stima della forza di spinta totale da applicare in considerazione della geologia e della stratigrafia presente in sito, dando anche un'indicazione sul numero di stazioni di spinta intermedie necessarie per lo svolgimento dei lavori nel rispetto delle tensioni massime da applicare ai conci;
- La verifica strutturale della tubazione in senso longitudinale (durante la spinta);
- La verifica geotecnica di stabilità del fronte di scavo

Il progetto degli interventi per la realizzazione del Nuovo Acquedotto Marcio prevede, tra gli altri, la posa in opera di una galleria costituita da una tubazione del DN 2400 (De

RELAZIONE GEOTECNICA

= 3.00m) in calcestruzzo armato vibrato che segue uno sviluppo planimetrico di lunghezza pari a circa 600 m compreso tra il partitore Monte Mario e il Pozzo Trionfale 3.

Le singole tratte sono le seguenti:

- Spinta da Pozzo Trionfale 1 a Partitore Monte Mario per una lunghezza di circa 183 m;
- Spinta da Pozzo Trionfale 1 a Pozzo Trionfale 2 per una lunghezza di circa 149m;
- Spinta da Pozzo Trionfale 2 a Pozzo Trionfale 3 per una lunghezza di circa 261m;

L'opera di progetto attraversa prevalentemente la formazione dei Tufi Stratificati Varicolori di La Storta (LTT) e la formazione dei Tufi Stratificati Varicolori di Sacrofano (SKF). Queste due formazioni sono composte in prevalenza da depositi piroclastici con presenza di scorie, pomici da ricaduta e livelli vulcanoclastici rimaneggiati. Dove il tracciato intercetta il reticolo fluviale secondario, invece, vengono incontrati i Depositi Alluvionali (SFT) caratterizzati generalmente da livelli siltoso-sabbiosi e siltoso-argillosi, le litofacies argilloso-sabbiose della Formazione di Ponte Galeria (PGL_{3b} e PGL_b).

La falda risulta assente per la tratta in esame.

Il tracciato risulta essere composto prevalentemente da tratti rettilinei a meno del PT1/PT2 che è curvilineo planimetricamente con un raggio di curvatura di R di circa 1000m, mentre non sono presenti curvature sul piano verticale.

Il rivestimento del microtunnel sarà costituito da tubi in calcestruzzo armato prefabbricati in conci di lunghezza complessiva di 3.00 m, comprensiva del collare metallico del giunto, al fine di evitare l'onere ed i costi di impiegare un trasporto eccezionale per la consegna dei conci in cantiere. Il diametro interno è di 2.5 m, mentre il diametro esterno è di 3.00 m per uno spessore di 0.25 m. All'interno della tubazione fodera sarà alloggiata una condotta in acciaio DN2000. La condotta in acciaio consente pertanto la continuità interna della tubazione annullando di fatto la possibilità di infiltrazione ed exfiltrazione attraverso la condotta.

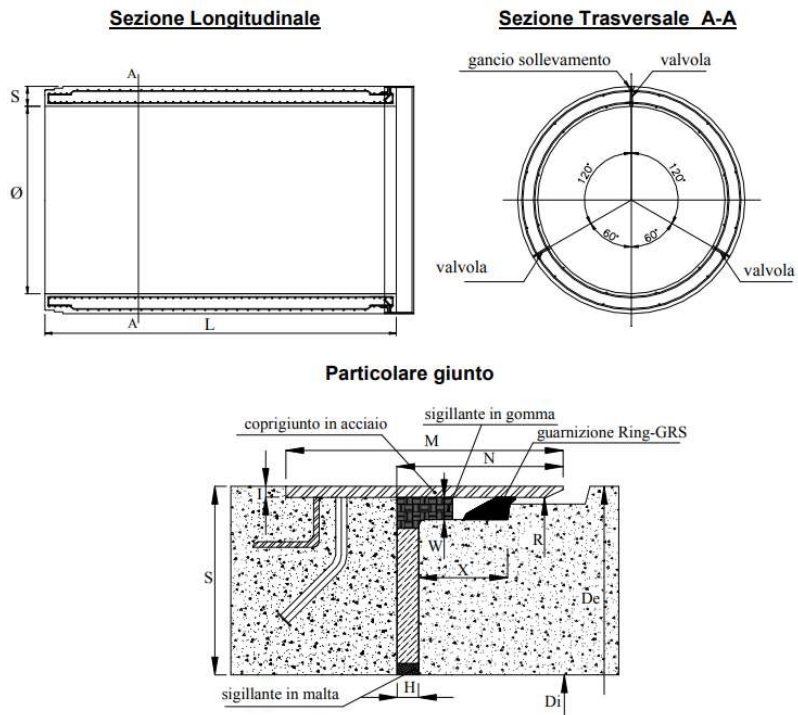


Figura 15.1 - Tipologico tubazione a spinta per MT e particolare del giunto di connessione

15.1 Descrizione del metodo di scavo

Il Microtunnelling, come definito dalla UNI/PdR 26.2:2017 è una metodologia di perforazione per mezzo della quale, con una macchina per scavo di gallerie senza operatore sul fronte di scavo, vengono posate in opera tubazioni a spinta, tra due pozzi, con un controllo da remoto eseguito attraverso una centrale di comando posta in superficie.

Il sistema è costituito da una testa fresante che disgrega il terreno e che attraverso il proprio movimento di rotazione lo indirizza verso la linea di smarino. La testa è munita di adeguati utensili di scavo, diversi a seconda dei terreni da affrontare ed è inoltre dotata di uno snodo orientabile che, attraverso opportuni pistoni idraulici azionati da remoto, consente di "guidare" la testa durante la perforazione.

Il secondo componente fondamentale del Microtunnelling è costituito dall'unità di spinta alloggiata nel pozzo (detto per questo di spinta) che consente l'inserimento delle tubazioni nella galleria scavata dalla testa fresante. L'inserimento dei tubi avviene grazie alla pressione esercitata su di essi dai pistoni principali che trovano contrasto sulla parete del pozzo di spinta che per questo motivo dovrà essere adeguatamente dimensionata. La spinta sulla testa fresante viene trasferita dalle tubazioni sulle quali agisce la forza esercitata dall'unità di spinta stessa.

Per il Microtunnelling oggetto della presente relazione si utilizzeranno macchine a smarino idraulico (slurry machines), dotate di un frantoio di forma conica, grazie al quale il materiale di scavo viene frantumato e convogliato in una camera posta alle spalle della testa fresante (camera di smarino), dalla quale viene pompato sotto forma di fluido (slurry) nell'impianto di separazione posto in superficie. La caratteristica della perforazione supportata dallo smarino idraulico rende possibile l'impiego del Microtunnelling in qualsiasi tipologia di terreno, dalle argille ai limi, dai terreni incoerenti alla roccia e soprattutto in presenza di falda la cui pressione (insieme a quella del terreno) viene bilanciata dalla pressione garantita all'interno della camera di smarino dal circuito di pompaggio appositamente installato.

Il sistema Microtunnelling prevede i seguenti componenti fondamentali:

- a) una testa fresante che esegue la perforazione;

- b) un treno di tubi interposti tra la testa fresante e la stazione di spinta;
- c) una stazione di spinta posizionata in un pozzo di spinta;
- d) un sistema di smarino idraulico;
- e) un sistema di controllo remoto della spinta/perforazione;
- f) Un impianto di separazione dello smarino.

La posizione della testa è rilevata in continuo mediante le informazioni inviate da un target fotosensibile, ad essa solidale, su cui viene puntato un raggio laser impostato secondo la direzione di progetto della perforazione.

Dalla cabina di comando (sistema di controllo remoto) si possono tenere sotto controllo e regolare numerosi parametri quali

- g) Forze di spinta;
- h) Avanzamento;
- i) Volumi di materiale smarinato;
- j) Rispetto dell'allineamento di progetto;
- k) Pressione e quantità dei fluidi di perforazione.

L'unità di spinta è costituita da un numero adeguato di pistoni idraulici, da un anello di spinta che trasferisce la forza dei pistoni alla tubazione ed una struttura di supporto, detta "slitta" entro la quale viene alloggiato il tubo e sulla quale "scorre" l'anello di spinta azionato dai pistoni oleodinamici.

La Figura 15.2 riporta uno schema del cantiere tipo in microtunneling, dove è possibile vedere le principali attrezzature che compongono il sistema:

- testa fresante microtunneling;
- container di comando;
- unità di spinta principale e pozzo di spinta;
- vascone di sedimentazione ed impianto di separazione;
- tubi in calcestruzzo;

- pompe per il sistema idraulico di scavo e di smarino;
- Unità di spinta intermedia.

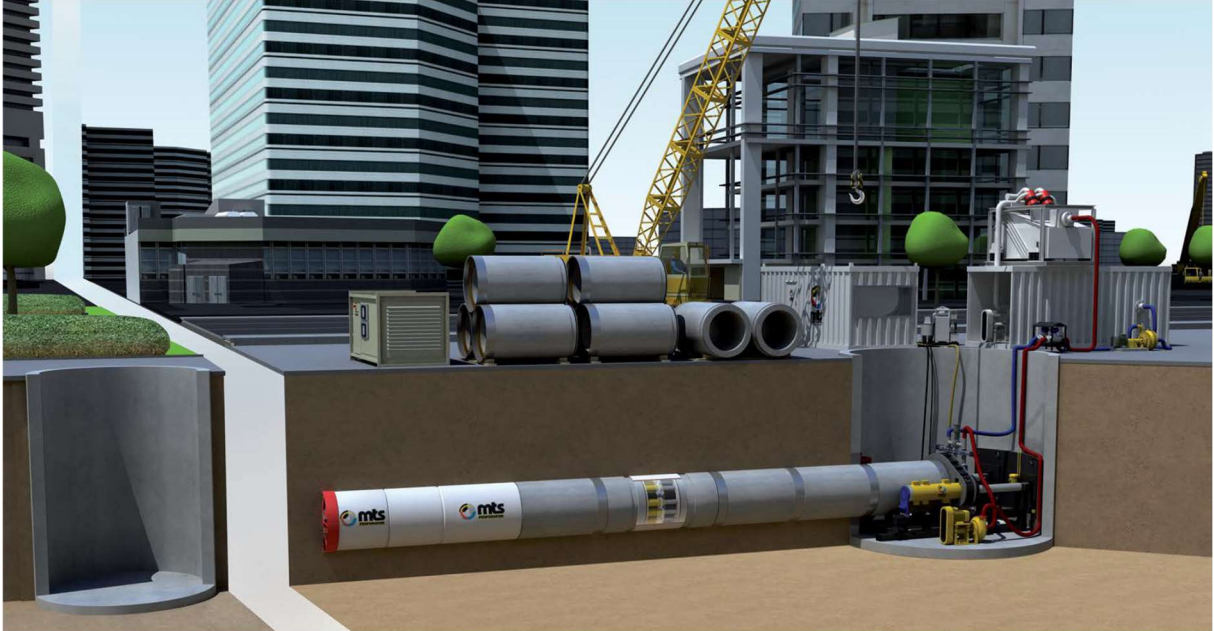


Figura 15.2 – Cantiere Microtunnelling (immagine ricavata da brochure MTS Perforator GMBH)

In presenza di falda, il muro di ingresso della macchina microtunnelling è dotato di una opportuna dima che è caratterizzata dalla presenza di un anello metallico con guarnizione di tenuta in gomma che, dopo l’inserimento della testa fresante e durante il successivo varo delle tubazioni, impedisce la fuoriuscita di acqua di falda all’interno del pozzo di spinta. Una dima con le medesime caratteristiche sarà opportunamente installata in corrispondenza del pozzo di arrivo favorendo l’estrazione della testa fresante del microtunnelling senza che il pozzo di arrivo possa essere inondato dall’acqua di falda.



Figura 15.3 – Immagine della guarnizione di ingresso (da Herreknecht website)

L'azione del sistema principale di spinta è coadiuvata dall'impiego di un numero adeguato di stazioni di spinta intermedie, che vengono inserite all'interno del tracciato tra un tubo e l'altro. Queste stazioni sono costituite da un anello metallico sul quale sono montati i martinetti di spinta, si veda Figura 15.4 che alla fine dello scavo vengono smontati per poter essere utilizzati in altri progetti.

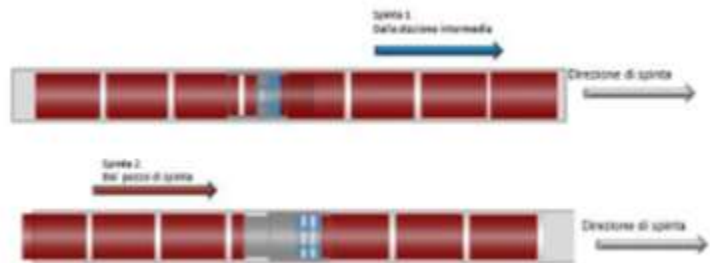


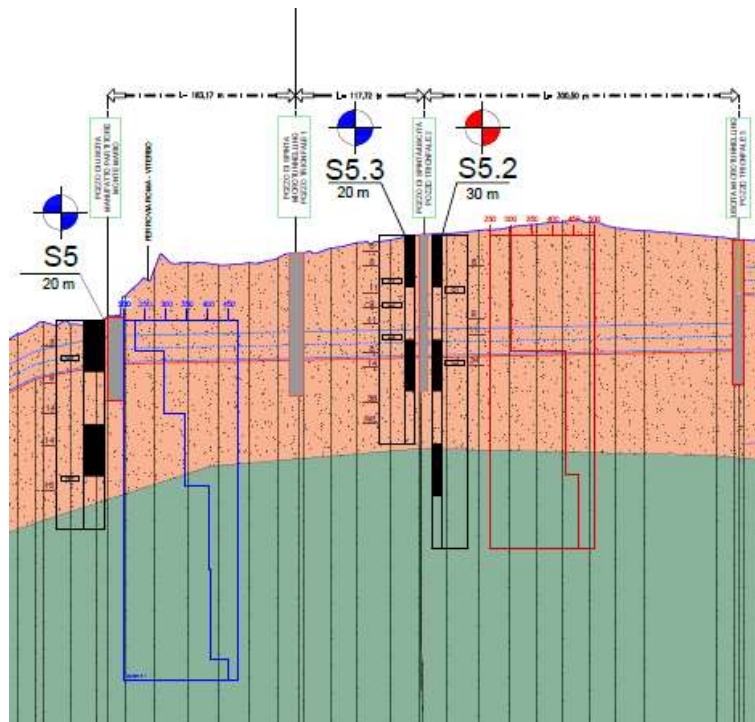
Figura 15.4 Immagine stazione di spinta intermedia (da UNI-PdR 26.02.2017)

15.2 Scelta del tipo di fresa

La scelta della tipologia di fresa da impiegare è determinata da diversi parametri, tra i quali riveste particolare importanza la natura dei terreni da attraversare.

15.2.1 Tipologia dei terreni da scavare

La natura dei terreni da scavare, nel tratto in esame è caratterizzata da una successione di depositi piroclastici formati prevalentemente da sabbie limose.



LEGENDA UNITÀ LITOTECNICHE

- PSL: Piroclastiti Sabbiose Limose (LTT, SKF)**
 Successione di depositi piroclastici lapillosi e cineritici in strati contenenti scorie e litici lavici di dimensioni centimetriche da ricaduta, intercalati a livelli vulcanoclastici rimaneggiati, con orizzonti pedogenizzati. La provenienza dei depositi è dal Distretto Vulcanico Sabatino. PLEISTOCENE MEDIO p.p.

- DSL: Depositi continentali Sabbioso Limosi Argillosi (PGL_{3b}, PGL_b)**
 Depositi continentali di ambiente da eolico a litorale costituite da alternanze irregolari di sabbie limose ossidate, limi sabbiosi e argille grigie. PLEISTOCENE MEDIO p.p. – INFERIORE p.p.

Figura 15.5 - Sezione stratigrafica di dettaglio del tratto principale in microtunnelling

15.2.2 *Scelta del tipo di macchina e del sistema di smarino da impiegare*

Sulla base delle caratteristiche dei terreni che si andranno a scavare e considerando lo stato dell'arte della tecnologia microtunneling, si ritiene idonea l'adozione di una macchina a scudo chiuso e smarino idraulico (tipo SM – V, vedi *Figura 15.6* e *Figura 15.7*). Il sistema a smarino idraulico noto anche come "Face with Slurry Support", oltre a rendere più efficiente la fase di trasporto a giorno del materiale scavato fornirà anche l'adeguato supporto al fronte di scavo anche in presenza della falda idrica. I principali componenti sono:

- disco fresante dotato degli utensili di scavo;
- scudo esterno;
- cilindri direzionali;
- erettore di conci (opzionale e solo dove si prevede di installare conci in luogo delle tubazioni)
- camera di smarino;
- linea acqua ad alta pressione;
- aria compressa (opzionale dove prevista)
- Linea di mandata del fluido di smarino;
- Linea di ritorno del fluido di smarino.

A supporto della idoneità del tipo di macchina da impiegare nel caso specifico si riporta la tabella sui campi di applicabilità della tecnologia adottata contenuta nelle linee guida del DAUB dalla quale si evince l'applicabilità nella tecnologia slurry in un ampio settore delle perforazioni, ma soprattutto con riferimento alla geologia del sito in esame (*Figura 15.8*). Tuttavia, sarà necessario svolgere i dovuti approfondimenti e le dovute verifiche nelle fasi successive di progettazione al fine di dimensionare la macchina scelta in base alle specifiche esigenze del progetto.

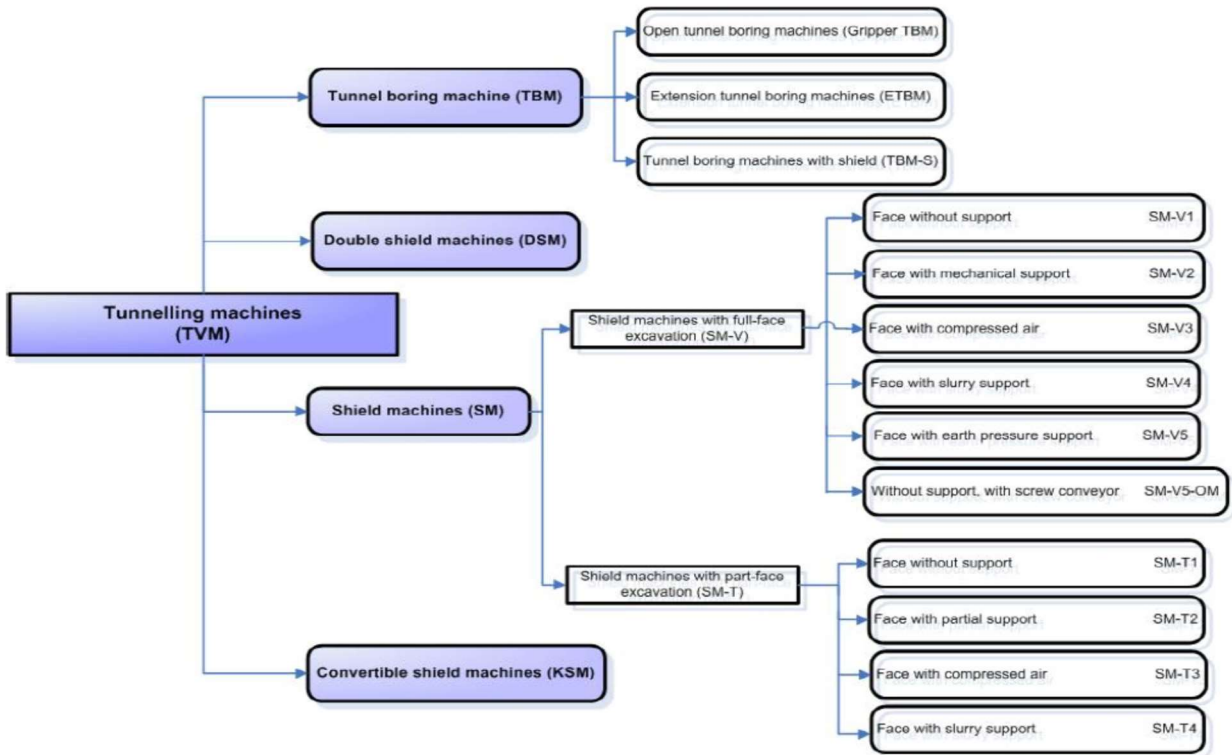


Figura 15.6 Categorie delle macchine da Tunnelling, DAUB 2010.

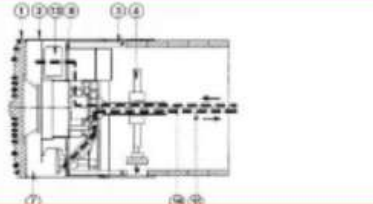

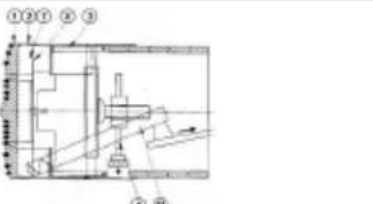

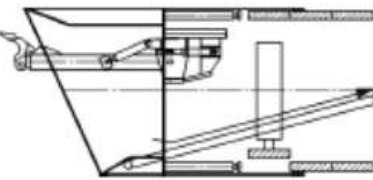

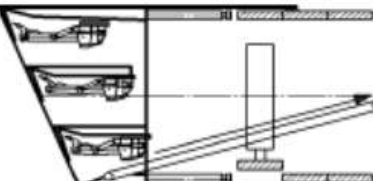

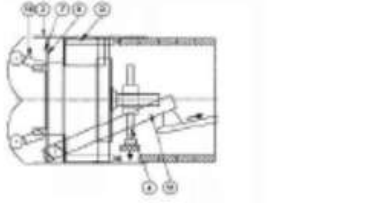

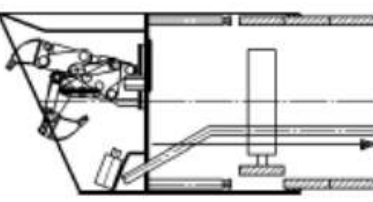

Brief description	Illustration (example)	
<p>SM-V4 Flüssigkeitsstützung Full-face and slurry support</p>		
<p>SM-V5 Erddruckstützung Full-face and earth pressure balance support</p>		
<p>SM-T1 ohne Stützung Partial excavation and without support</p>		
<p>SM-T2 Teilstützung Partial excavation and partial support</p>		
<p>SM-T3 Druckluftbeaufschlagung Partial excavation and compressed air application</p>		
<p>SM-T4 Flüssigkeitsstützung Partial excavation and slurry support</p>		

Figura 15.7 Schema funzionale macchina a smarino idraulico

Geotechnische Kennwerte Geotechnical values	SCHILDMASCHINE mit Vollschnittabbau und Flüssigkeitsstützung (SM-V4) Shield Machine with full-face and fluid support (SM-V4)					
Lockergestein (Soft soil)						
Feinkornanteil (< 0,06 mm) DIN 18196 Fine grain fraction (< 0,06 mm)	<5 %	5 – 15 %	15 – 40 %	>40 %		
	+	+	+	o		
Durchlässigkeit k nach DIN 18130 [m/s] Permeability k [m/s]	sehr stark durchlässig very highly permeable > 10 ⁻²	stark durchlässig strongly permeable 10 ⁻² – 10 ⁻⁴	durchlässig permeable 10 ⁻⁴ – 10 ⁻⁶	schwach durchlässig slightly permeable < 10 ⁻⁶		
	-	o	+	o		
Konsistenz (Ic) nach DIN 18122 Consistency (Ic)	breiig pasty 0 – 0,5	weich soft 0,5 – 0,75	steif stiff 0,75 – 1,0	halbfest semi-solid 1,0 – 1,25	fest hard 1,25 – 1,5	
	-	o	o	o	o	
Lagerungsdichte nach DIN 18126 Storage density	dicht dense	mitteldicht fairly dense	locker loose			
	+	+	o			
Stützdruck [bar] Supporting pressure [bar]	0	0 – 1	1 – 2	2 – 3	3 – 4	
	o	+	+	+	+	
Quellverhalten Swelling behaviour	kein none	gering little	mittel fair	hoch high		
	+	+	o	-		
Abrasivität LCPC-Index ABR [g/t] Abrasive ness LCPC-index ABR [g/t]	sehr schwach abrasiv very low abrasive 0 – 500	schwach abrasiv low abrasive 500 – 1000	mittel abrasiv medium abrasive 1000 – 1500	stark abrasiv high abrasive 1500 – 2000	sehr stark abrasiv very high abrasive > 2000	
	+	+	+	o	o	
Brechbarkeit LCPC-Index BR [%] Breakability LCPC-index BR [%]	sehr schwach very low 0 – 25	schwach low 25 – 50	mittel medium 50 – 75	stark high 75 – 100	sehr stark very high > 100	
	o	+	+	+	o	
Festgestein (Hard rock)						
Gesteinsfestigkeit [MPa] Rock compressive strength [MPa]	0 – 5	5 – 25	25 – 50	50 – 100	100 – 250	> 250
	o	o	o	o	o	o
Bohrkern- Gebirgsqualität [RQD] Core sample - rock quality designation [RQD]	sehr gering very poor 0 – 25	gering poor 25 – 50	mittel fair 50 – 75	gut good 75 – 90	ausgezeichnet excellent 90 – 100	
	o	o	o	o	o	
Rock Mass Ratio [RMR] Rock Mass Ratio [RMR]	sehr schlecht very poor < 20	schlecht poor 21 – 40	mäßig fair 41 – 60	gut good 61 – 80	sehr gut very good 81 – 100	
	o	o	o	o	o	
Wasserzufluss je 10 m Tunnel [l/min] Waterinflow per 10 m tunnel [l/min]	0	0 – 10	10 – 25	25 – 125	> 125	
	o	o	o	o	o	
Abrasivität (CAI) Abrasive ness (CAI)	kaum abrasiv not very abrasive 0,3 – 0,5	schwach abrasiv slightly abrasive 0,5 – 1	abrasiv abrasive 1 – 2	stark abrasiv very abrasive 2 – 4	extrem abrasiv extremely abrasive 4 – 6	
	+	+	o	o	o	
Quellverhalten Swelling behaviour	kein none	gering poor	mittel fair	hoch high		
	+	+	o	-		
Stützdruck [bar] Supporting pressure [bar]	0	0 – 1	1 – 2	2 – 3	3 – 4	
	o	+	+	+	+	

+ Haupteinsatzbereich / Main field of application
 o Einsatz möglich / Application possible
 - Einsatz kritisch / Application critical

Figura 15.8 Campi di applicazione delle macchine da Microtunnelling a smarino idraulico

Analoghe considerazioni circa l' idoneità del sistema di perforazione scelto scaturiscono dall' analisi dei contenuti della UNI/PdR 26.2:2017 che individua tra le diverse tecnologie a spinta il microtunneling come la tecnologia dotata di maggiore

flessibilità e sicurezza per lavorazioni che prevedono la posa di tubazioni a spinta specialmente in presenza di falda.

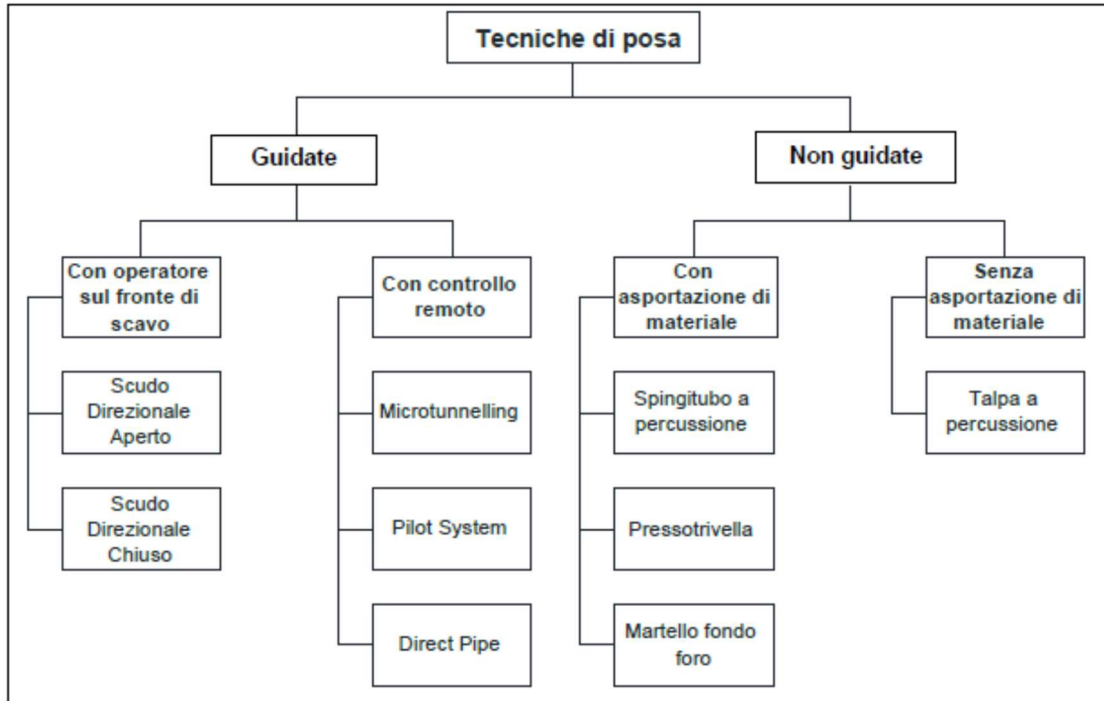


Figura 15.9 Suddivisione delle tecniche di posa a spinta secondo la UNI/PdR 26.02.2017

Tabella 4.b - Applicabilità in funzione delle caratteristiche geologiche dei terreni in sito

Parametro di riferimento	Spingitubo a percussione pneumatica	Presso-trivella	Talpa a percussione	Martello fondo foro	Scudo direzionale aperto	Scudo direzionale chiuso	Micro-tunnelling	Pilot Sistem	Direct Pipe
Roccia	NO	NO	NO	SI	SI	SI	SI	NO	SI
Argilla consistente	Possibile	SI	SI	NO	SI	SI	SI	Possibile	SI
Argille Medie e soffici	SI	SI	SI	NO	SI	SI	SI	SI	SI
Sabbie	SI	SI	SI	NO	SI	SI	SI	SI	SI
Ghiaie	SI	Possibile	SI	SI	Possibile	SI	SI	NO	SI
Sotto Falda	NO	NO	NO	NO	NO	Possibile	SI	Possibile	SI

Figura 15.10 - Applicabilità delle tecnologie a spinta in funzione delle caratteristiche geologiche dei terreni in sito.

15.2.3 Scelta della testa di scavo

La configurazione della testa di scavo è in stretta correlazione con la natura dei terreni da attraversare, nel caso specifico si tratta di terreni sciolti prevalentemente sabbioso-limosi.

In questa fase ed in relazione ai dati disponibili si ipotizza l'impiego di una testa in grado di scavare in terreni misti e cioè in grado di operare sia in terreni sciolti sia in materiali cementati. Ciò è possibile installando, sul disco, diversi utensili di scavo che vanno dagli scalpelli per rimuovere il terreno sciolto ai dischi da taglio idonei a frantumare anche gli strati più resistenti e/o eventuali trovanti che si dovessero incontrare durante il tracciato. Inoltre, particolare cura dovrà essere posta nel dimensionare le aperture presenti nella testa compatibilmente con le dimensioni del circuito idraulico di smarino. A titolo esemplificativo si riporta un esempio di testa di scavo per terreni misti.



Figura 15.11 – Esempio di testa fresante per scavo di materiali misti.

15.2.4 *Sovrascavo*

La finalità principale è quella di permettere una migliore distribuzione del fluido bentonitico di lubrificazione, che è iniettato a tergo dei conci, ottenendo una più efficace azione di confinamento del terreno al contorno dello scavo con conseguente riduzione degli attriti e quindi delle forze di spinta necessarie per completare il tunnel.

L'entità del sovrascavo deve essere generalmente compresa tra i 10 ed i 25mm, è comunque funzione di diversi parametri tra i quali i principali sono la tipologia di terreni attraversati e l'andamento del tracciato. Nel caso di tracciati in curva ed in presenza di materiali cementati può essere utile aumentare il sovrascavo, al fine di avere a disposizione uno spazio maggiore che faciliti la posa delle tubazioni. In questo caso il sovrascavo è generalmente compreso tra 40 – 50 mm.

15.2.5 *Tubi di spinta*

Saranno utilizzate tubazioni di L=3.00m di spessore 25 cm e diametro interno 2500mm. I tubi di spinta, impiegati nelle applicazioni con microtunneling, differiscono da quelli utilizzati nelle applicazioni con scavo di trincea, in quanto sono realizzati in modo da sopportare le spinte delle fasi di interrimento oltre ai carichi idrostatici, del terreno di copertura ed esterni applicati in superficie.

La scelta del tipo di tubazione dipende dall'utilizzo a cui è destinata, dalla presenza della condotta interna in acciaio, dalle resistenze richieste (meccanica, all'abrasione, all'azione chimica, ai possibili gradienti termici o alle alte temperature), dal costo iniziale e dal costo di manutenzione. La progettazione dei tubi tiene conto della possibile eccentricità delle forze di spinte agenti; il carico massimo adottabile sui singoli elementi viene ricavato da prove di compressione monoassiale non confinate. I conci sono rettilinei e di spessore costante, i giunti sono progettati in modo da garantire la tenuta stagna dell'intera tubazione e consentire l'eventuale deviazione angolare del microtunnel.

I tubi presentano anche un anello di ripartizione dei carichi in legno, i chiodi di sollevamento (che permettono di effettuare la movimentazione e la posa in totale sicurezza, utilizzati con appositi maniglioni) ed eventualmente gli ugelli per l'iniezione di lubrificante nel sovrascavo.

15.2.6 *Calcolo della forza totale di spinta*

15.2.6.1 Fattori che definiscono la forza di spinta totale

Si riporta di seguito la valutazione della forza totale di spinta P_{tot} necessaria per l'avanzamento delle tubazioni e della MTBM, eseguita secondo quanto riportato nelle linee guida del Progetto Nazionale Francese sul Microtunneling FSTT "Microtunneling & Horizontal Drilling", definite sulla base dell'analisi di numerosi casi reali.

La spinta totale, necessaria per interrare una nuova tubazione mediante la tecnologia del microtunnelling, dipende principalmente dalle forze d'attrito dinamico che agiscono lungo la superficie della tubazione e aumentano all'avanzare dello scavo. Gli altri parametri che determinano la spinta totale sono: la resistenza del terreno al fronte di scavo e l'eventuale attrito addizionale legato all'interruzione dei lavori. L'entità della spinta totale risulta essenziale: per scegliere la tipologia e la potenza dei martinetti o del gruppo idraulico (da utilizzare nel pozzo di partenza); per dimensionare il muro di controspinta e il rivestimento dei pozzi; per capire se è necessario l'uso di intermediate jacking stations e/o di pozzi intermedi di spinta; per dimensionare la condotta da interrare.

L'immagine riportata illustra schematicamente le forze in gioco durante l'avanzamento, indicando che la forza di spinta totale è costituita da due componenti principali

$$P_{tot} = F_{lat} + R_p + F_{st}$$

Con:

- P_{tot} : forza totale di spinta
- F : forza di attrito tra le tubazioni ed il terreno circostante
- R_p : resistenza alla penetrazione della testa della MTBM

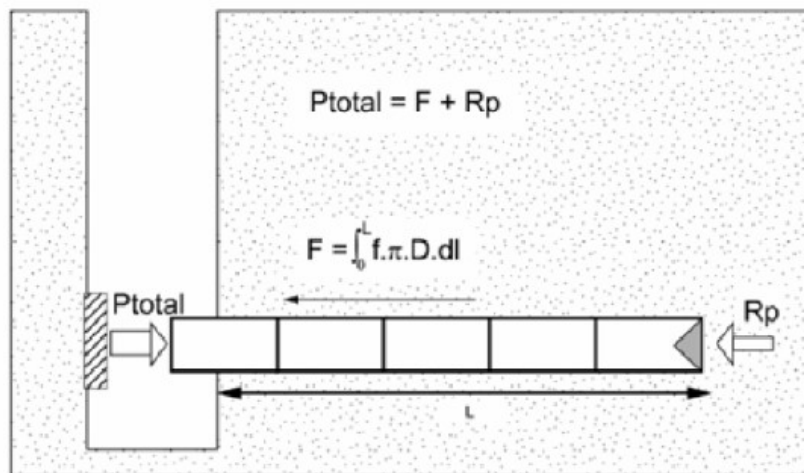


Figura 15.12 – Schematizzazione delle azioni e resistenze del problema

Il valore di P_{tot} è fondamentale in quanto è il punto di partenza per capire in rapporto alla resistenza delle tubazioni il valore di spinta reale da adottare durante l'esecuzione dei lavori per evitare di danneggiarle, inoltre sulla base di P_{tot} si dovrà dimensionare il muro reggi spinta.

Il valore di F dipende dalla resistenza d'attrito unitaria f che si viene a formare tra la superficie esterna delle tubazioni ed il terreno circostante. Il parametro f dipende da molteplici fattori quali:

- granulometria del terreno;
- stabilità del cavo;
- presenza o meno del lubrificante;
- volume di lubrificante iniettato;
- iniezione continua o discontinua;
- durata dei fermi lavoro.

La granulometria del terreno è di fatto un fattore di rugosità, mentre la stabilità del cavo implica se il terreno si chiude sulle tubazioni, trasferendo quindi un carico che aumenta f , oppure no.

Gli altri fattori, ad eccezione dell'ultimo, sono tutti in funzione delle modalità di iniezione del lubrificante all'interno del sovrascavo. Tale parametro infatti è risultato di fondamentale importanza per la corretta definizione del valore di f , fino a

raggiungere un valore limite inferiore costante, indipendente dal terreno, quando l'iniezione è condotta in continuo e con volumi elevati di miscela.

Il fattore tempo, collegato alla durata dei fermi di lavoro, è un altro elemento di rilievo per la definizione di F , in quanto introduce il concetto di resistenza dinamica e di resistenza statica.

In particolare, si ha che durante la spinta il parametro f assume un valore legato ad una resistenza dinamica, dovuta allo scorrimento delle tubazioni rispetto al terreno circostante, mentre a seguito di un fermo cantiere (posizionamento nuovo tubo, manutenzione, festività) il parametro f assume un valore superiore associato ad una resistenza statica, che è causata dal creep del terreno attorno alle tubazioni e dall'inerzia necessaria per rimettere in moto l'intero sistema.

Questo fenomeno può essere schematizzato considerando un valore di picco di resistenza alla ripresa della spinta ed un valore residuo durante lo scorrimento.

RELAZIONE GEOTECNICA**15.2.6.2 Effetti di convergenza del cavo**

Il sovrascavo rappresenta la differenza geometrica tra lo scavo effettuato dalla testa fresante e la condotta. Le convergenze del cavo possono essere superiori o inferiori al sovrascavo: ciò incide in maniera fondamentale nel calcolo della forza di attrito al contatto mantello tubazione e terreno.

Il metodo proposto per valutare le convergenze fonda le basi su un calcolo di tipo elastico secondo le correlazioni:

$\Delta v = ((1-v^2)/E) D (3\sigma_v - \sigma_h)$ spostamento radiale sul piano verticale

$\Delta h = ((1-v^2)/E) D (3\sigma_h - \sigma_v)$ spostamento radiale sul piano orizzontale

con

- E: modulo elastico terreno
- v: coefficiente di Poisson del terreno
- D: diametro di scavo
- σ_v : tensione totale verticale
- σ_h : tensione totale orizzontale

Il valore della tensione totale verticale σ_v è pari a

$$\sigma_v = \sigma_{v0} + q_0$$

con σ_{v0} la tensione totale verticale geostatica e con q_0 l'aliquota alla profondità della galleria di un carico q_s superficiale.

Il valore di σ_{v0} è calcolato considerando il fenomeno dell'effetto arco, che riduce i carichi trasmessi dal terreno, tramite il coefficiente k_M che è inferiore a 1 e pari a

$$k_M = (1 - e^{-2k \tan\phi H/D}) / (2k \tan\phi H/D)$$

In cui k è il coefficiente di spinta orizzontale, che è posto pari all'unità, visti i valori sperimentalmente misurati e consigliati dalle linee guida prese a riferimento. La grandezza D rappresenta l'ampiezza della colonna di terreno influenzata dal meccanismo in esame ed è posta pari a

$$b = D_e \cdot \tan \left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4} \right)$$

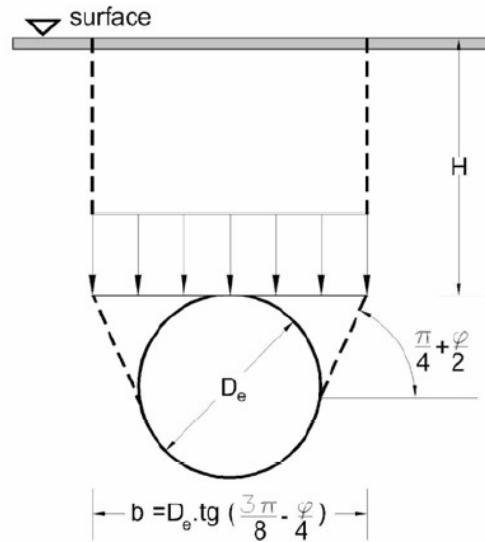


Figura 15.13 – Volume di terreno in gioco nel meccanismo– Modello di Terzaghi

Qualora fosse presente un livello di falda superiore a quello della condotta, il valore della tensione totale è del tipo:

$$\sigma_{EV} = k_1 \cdot \gamma \cdot (H - h_w) + k_2 \cdot \gamma' \cdot h_w + \gamma_w \cdot h_w$$

In cui k_1 e k_2 è calcolabile secondo le seguenti formulazioni:

$$k_1 = \frac{1 - e^{-\frac{2K \tan \varphi \cdot (H - h_w)}{b}}}{2 \cdot K \cdot \tan \varphi \cdot \frac{H - h_w}{b}} \quad k_2 = \frac{1 - e^{-\frac{2K \tan \varphi \cdot h_w}{b}}}{2 \cdot K \cdot \tan \varphi \cdot \frac{h_w}{b}}$$

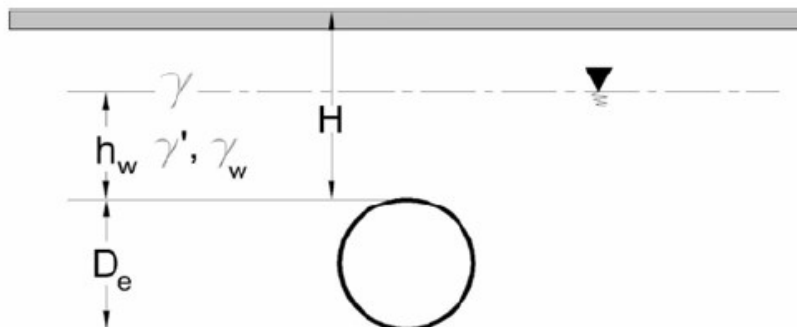


Figura 15.14 – Presenza della falda

RELAZIONE GEOTECNICA

15.2.6.3 Calcolo della forza di attrito

Forza di attrito dinamica per cavo stabile

Qualora la convergenza risulti inferiore del sovrascavo, che per tracciati rettilinei è in generale pari a 10 - 25 mm e 40-50 mm per tratti in curva, allora il terreno non poggia direttamente sulla tubazione, la forza di attrito dinamica è data da:

$$F_{lat} = \mu L W$$

Con

- μ coefficiente di attrito;
- L lunghezza del tratto in microtunneling
- W peso della tubazione a metro lineare.

Il valore del coefficiente d'attrito dipende dall'effettiva lubrificazione del cavo in fase d'avanzamento. In generale si possono considerare i seguenti valori:

- Per materiali granulari si è fatto riferimento alla tabella proposta da Staheli 2006:
 - μ_{int} se il cavo non è lubrificato;

Residual Friction Angles	Interface Friction Coefficient between Soil and Pipe					
	Hobas	Polycrrete	Permalok Steel	Wet Cast Concrete	Vitrified Clay Pipe	Packerhead Concrete
25	0.37	0.40	0.38	0.43	0.42	0.49
26	0.39	0.41	0.40	0.45	0.44	0.50
27	0.41	0.42		0.47	0.46	0.52
27.9 Ottawa 20/30	0.43	0.43	0.44	0.48	0.48	0.53
28	0.43	0.43	0.44	0.48	0.48	0.53
29	0.45	0.44	0.46	0.50	0.50	0.55
30	0.47	0.45	0.48	0.51	0.52	0.56
31	0.49	0.46	0.51	0.53	0.54	0.57
32	0.51	0.47	0.53	0.55	0.56	0.59
33	0.53	0.48	0.54	0.56	0.58	0.60
34	0.55	0.49	0.57	0.58	0.60	0.61
34.6 Atlanta Blasting	0.56	0.49	0.58	0.59	0.61	0.62
35	0.57	0.49	0.59	0.60	0.62	0.63
36	0.59	0.50	0.61	0.61	0.64	0.64
37	0.61	0.51	0.63	0.63	0.66	0.65
38	0.62	0.52	0.65	0.65	0.68	0.67
39	0.64	0.53	0.67	0.66	0.70	0.68
40	0.66	0.54	0.69	0.68	0.72	0.69

- $\mu = 0.2 \cdot \mu_{int}$ per cavo lubrificato.
- Per materiali coesivi:
 - $\mu = 0.2$ se il cavo è stabile e non lubrificato;
 - $\mu = 0.1$ se il cavo è stabile e lubrificato.

RELAZIONE GEOTECNICA

Se la tubazione si trova sottofalda e risulta meno pesante della spinta di Archimede, allora il contatto avviene sulla generatrice superiore del cavo e la formulazione per il calcolo della forza d'attrito dinamica è:

$$F_{lat} = \mu L |W - \gamma_w \pi D_e^2/4|$$

In presenza di miscela bentonitica sembra che la natura del terreno non abbia molta importanza, in quanto i valori registrati di tensione tangenziale risultano molto simili in tutte le tipologie di terreno.

Forza di attrito dinamica per cavo instabile

Quando la convergenza è superiore al sovrascavo il terreno risulta a contatto lungo tutto il mantello della tubazione. La forza di attrito dinamica vale:

- Per materiali granulari

$$F_{lat} = \int_0^L \mu \vec{n} \, dl$$

con:

$$n = D_{ext} \cdot \frac{\pi}{2} \left\{ \left(\sigma_{EV} + \frac{\gamma \cdot D_e}{2} \right) + K_2 \cdot \left(\sigma_{EV} + \frac{\gamma \cdot D_e}{2} \right) \right\}$$

K_2 è posto pari a 0.3 [Stein,1989], D_e è il diametro di scavo e D_{ext} è il diametro di esterno della tubazione.

- Per materiali coesivi

$$F = \beta \cdot c_{ur} \cdot \pi \cdot D_{ext} \cdot L$$

con:

$\beta=0.6$ coefficiente d'attrito all'interfaccia tra condotta e terreno

c_{ur} Coesione non drenata del terreno disturbato calcolabile secondo *Lerouiel et al.* (1989) in funzione dell'indice di liquidità I_L

Calcolo della forza di attrito statica

La forza di attrito statica è stata ampiamente misurata dopo ogni fermo cantiere, ottenendo i seguenti valori (rif. FSTT "Microtunneling and Horizontal Drilling"):

- $f = 2.4$ (KPa) per fermo cantiere di 1 fine settimana;
- $f = 1 - 2$ (KPa) per fermo cantiere di 1 notte;
- $f = 0.6 - 0.8$ (KPa) per fermo cantiere di 2 - 3 ore.

A seconda della tratta da realizzare, si considera in funzione della lunghezza tra il pozzo di spinta e di arrivo il valore del fermo cantiere più ragionevole.

15.2.6.4 Calcolo della resistenza della testa della MTBM alla penetrazione

La resistenza alla penetrazione R_p della testa della MTBM è definita come

$$R_p = r_p \pi D^2/4$$

con r_p la resistenza apparente in testa, che dipende sia dagli sforzi in testa che dalla pressione del fluido di smarino.

Il valore massimo di r_p viene espresso in funzione della granulometria dei terreni (rif. FSTT "Microtunneling and Horizontal Drilling"):

- Argilla $r_p = 800$ KPa con valore medio di 600 KPa;
- Sabbia $r_p = 1800$ KPa con valore medio di 1000 KPa;
- Ghiaia e sabbia $r_p = 2300$ KPa con valore medio di 1700 KPa.

I valori riportati dalle seguenti linee guida appaiono in realtà cautelativi; la JSTT working group no. 3 [1994], invece, stima la spinta in testa partendo dal valore iniziale della spinta totale erogata al microtunneler. Gli autori hanno evidenziato una relazione lineare tra diametro esterno dello scudo e spinta al fronte, considerando insieme tutte le tipologie di terreno:

$$F_p [kPa] = 650 - 0,3D [mm]$$

mostrando una relazione che evidenzia un decremento della pressione unitaria al fronte al crescere del diametro scavato. Tuttavia, tale formulazione appare

inapplicabile per il diametro di scavo in progetto, anche se la FSTT [2010] ha osservato come i valori di spinta al fronte ricavati con le due metodologie corrispondano complessivamente come ordine di grandezza.

Un'altra metodologia utilizzata per la stima della resistenza alla punta deriva dal considerare che la testa fresante durante l'avanzamento porti a rottura il terreno per spinta passiva. Pertanto, la resistenza unitaria alla punta è pari al valore del coefficiente di spinta passiva moltiplicato per il valore della tensione verticale efficace agente a quota di avanzamento.

Per il progetto in esame, vista l'eterogeneità dei terreni attraversati, per ciascun tratto è stato stimato un valore medio di resistenza alla punta che tenga in considerazione delle varie modalità di calcolo.

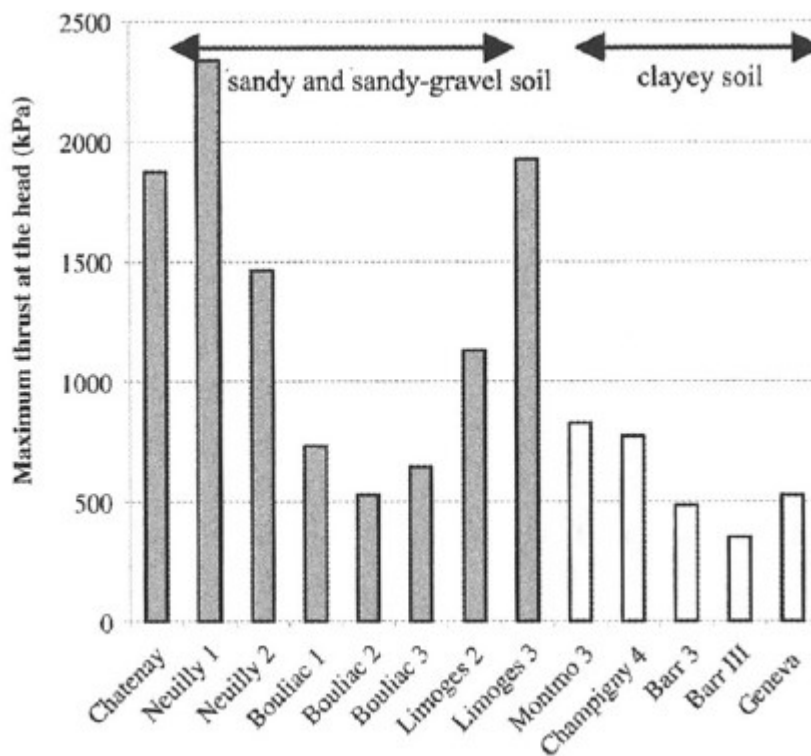


Figura 15.15 – Valori di r_p registrati nei diversi progetti di microtunnelling [FSTT, 2010]

15.2.7 *Verifica statica longitudinale della tubazione*

Le tubazioni per micro o minitunnel devono essere verificate, oltre che per i carichi esterni del terreno sovrastante e di eventuali sovraccarichi, anche per la spinta assiale cui sono soggette durante la fase di installazione a spinta. La forza di spinta viene applicata mediante i martinetti di spinta tramite una piastra di distribuzione del carico. Gli sforzi di compressione si trasferiscono normalmente da un tubo all'altro mediante anelli in legno per la distribuzione del carico. Solo nella situazione ideale gli assi di due tubi adiacenti sono perfettamente allineati e le tensioni sono uniformemente distribuite.

Nella realtà, anche per tratti rettilinei, sia per le continue correzioni di guida che per la non perfetta ortogonalità delle facce, si genera una eccentricità della forza assiale che riduce la massima forza di spinta trasmissibile. Il metodo di calcolo della forza di spinta utile viene calcolata in seguendo il procedimento di calcolo fornito al paragrafo 10 della DWA-A 161 in analogia con quanto previsto dalla EN1916; tale metodo di calcolo è applicabile ai tubi spinta in calcestruzzo armato, sia con fibre che con barre di armatura.

Per questo scopo viene impiegato un diagramma sforzi deformazioni non lineare che consente di determinare la distribuzione delle deformazioni e degli sforzi in modo accurato. In sostanza, il calcolo prevede tre valori massimi di spinta, il primo dei quali considera solo le proprietà geometriche ed i materiali costituenti la tubazione ("Closed Joint"); il secondo considera anche gli anelli di ripartizione interposti tra i vari conci costituenti la tubazione e le imperfezioni geometriche legate alle tolleranze di produzione ("Closed Joint" con tolleranze), mentre il terzo valore considera anche il minimo raggio di curvatura previsto dal tracciato della tubazione ("Open Joint").

Le tre metodologie di calcolo vengono di seguito illustrate facendo riferimento al procedimento di calcolo previsto dalla DWA-A 161.

Situazione di "Closed Joint"

La massima forza di spinta teorica è determinata nell'ipotesi di tensione uniforme (assenza di deviazione angolare, facce delle tubazioni ortogonali all'asse) e assumendo un valore di calcolo della tensione di compressione del calcestruzzo pari a circa $0.3 \cdot f_{ck}$. In questo caso non c'è apertura del giunto, ogni deviazione angolare

RELAZIONE GEOTECNICA

è assorbita dall'anello in legno; il giunto non è aperto e gli sforzi di compressione sono trasmessi attraverso tutta la superficie del giunto. La massima forza di spinta, per giunti non aperti, viene calcolata come segue:

$$F_j = 0.5 \cdot 0.6 \cdot \sigma_{cal} \cdot A_{DUR}$$

dove:

- A_{DUR} = Area dell'anello di trasferimento della pressione
- σ_{cal} = Tensione di calcolo.

In particolare, l'area dell'anello di trasferimento viene calcolata tramite la seguente espressione:

$$A_{DUR} = (d_{e,DUR}^2 - d_{i,DUR}^2) \pi / 4$$

dove:

- $d_{e,DUR}$ = diametro esterno anello in legno
- $d_{i,DUR}$ = diametro interno anello in legno

La tensione di calcolo viene calcolata tramite la seguente espressione:

$$\sigma_{cal} = \alpha_{D,T} \cdot k_t \cdot f_d$$

dove:

- $\alpha_{D,T} = f_{tm} / (f_k \cdot k_R) < 1$ coefficiente stress ammissibile
- f_{tm} = resistenza media a trazione calcestruzzo
- f_k = resistenza caratteristica cilindrica a compressione calcestruzzo
- $f_d = f_k / \gamma_{M,ax}$ resistenza di calcolo a compressione calcestruzzo
- $\gamma_{M,ax}$ = coefficiente di sicurezza calcestruzzo (tabelle 6 e 12 DWA-A 161)
- $k_R = \text{Max} (k_{R1i}, k_{R1e}, k_{R2})$ coefficiente di tensione
- k_{R1i} = coefficiente di tensione funzione del rapporto tra la distanza tra i diametri interi dell'anello in legno e condotta (a_i) e spessore delle pareti della condotta (vedi immagini sottostanti)
- k_{R1e} = coefficiente di tensione funzione del rapporto tra la distanza tra i diametri esterni dell'anello in legno e condotta (a_e) e spessore delle pareti della condotta (vedi immagini sottostanti)

- k_{R2} = coefficiente di tensione funzione del rapporto tra le distanze medie tra i diametri esterni ed interni dell’anello di legno e condotta (a_m) e spessore delle pareti della condotta (vedi immagini sottostanti)
- $k_t = t_{r,min}/t_{DUR}$ rapporto di trasmissione
- $t_{r,min}$ = spessore minima parete condotta
- t_{DUR} = larghezza minima anelli di ripartizione in legno.

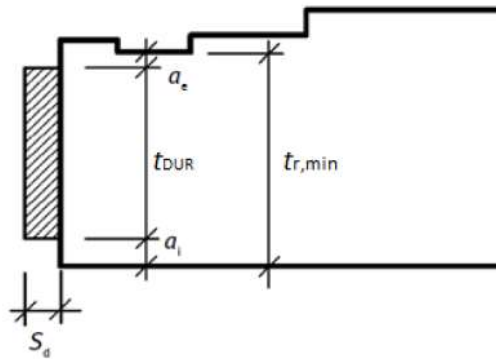


Figura 15.16 – Definizioni dimensioni del giunto

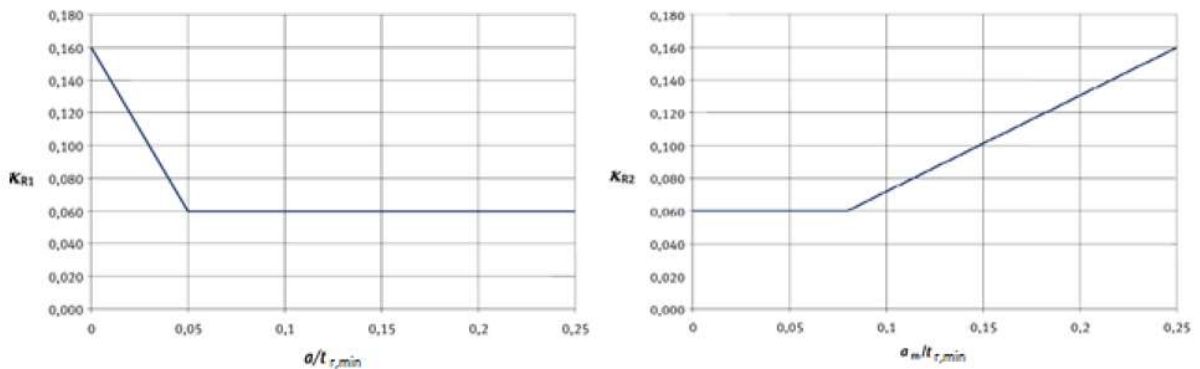


Figura 15.17 – Diagramma dei coefficienti di tensione

Situazione di “Closed Joint” con tolleranze e di “Open joint”

La massima forza di spinta ottenibile realmente in cantiere viene determinata tenendo in considerazione anche gli effetti delle imperfezioni geometriche legate alla produzione industriale dei conci stessi (“Closed Joint” con tolleranze) e al minimo raggio di curvatura altimetrico e planimetrico previsto dal progetto della condotta (“Open Joint”).

La massima forza di spinta, per giunti aperti, viene calcolata come segue:

$$F_j = A \sigma_{max} / [\gamma_F \cdot (\sigma_{Max} / \sigma_0)]$$

RELAZIONE GEOTECNICA

dove:

- A = Area minima trasversale tubazione
- σ_{\max} = Tensione massima
- σ_{\max} / σ_0 = Rapporto tensione massima locale su tensione uniforme (Closed Joint)
- γ_F = coefficiente di sicurezza per azioni longitudinali (tabelle 12 DWA-A 161)

In particolare, l'area minima trasversale della tubazione viene calcolata tramite la seguente espressione:

$$A = (d_{e,\min}^2 - d_{i,\max}^2) \pi / 4$$

dove:

- $d_{e,\min}$ = diametro esterno minimo condotta
- $d_{i,\max}$ = diametro interno massimo condotta

La massima tensione di calcolo viene calcolata tramite la seguente espressione:

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\text{cal}} \cdot (t_{\text{DUR}} / t_{r,\min})$$

dove:

- σ_{cal} = tensione di calcolo (si veda paragrafo precedente)
- $t_{r,\min}$ = spessore minimo parete condotta
- t_{DUR} = larghezza minima anelli di ripartizione in legno

Il rapporto della tensione massima locale sulla tensione uniforme viene ricavato tramite il grafico sottostante, in funzione del rapporto tra il massimo diametro interno e il minimo diametro esterno ($d_{i,\max} / d_{e,\min}$) e del rapporto tra l'eccentricità della spinta e il minimo diametro esterno ($z_k / d_{e,\min}$):

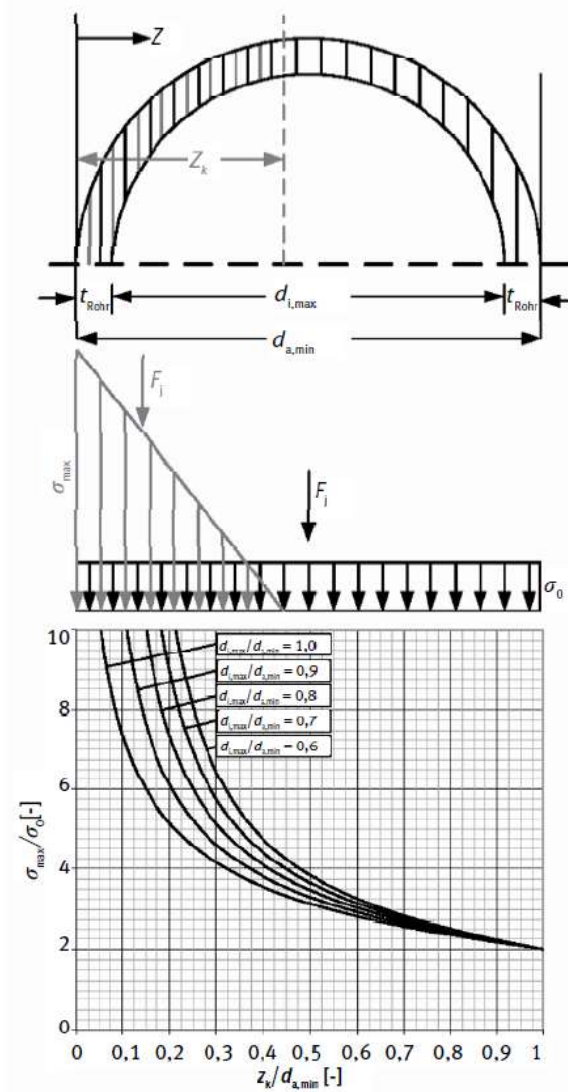


Figura 15.18 – Diagramma della tensione massima locale

Il rapporto tra l'eccentricità della spinta e il minimo diametro esterno viene ricavato tramite la seguente espressione:

$$z_k / d_{e,min} = (\Delta_{s,DUR} + \Delta_{s,R}) / [\tan(\phi_{ges}) d_{e,DUR}]$$

dove:

- $\Delta_{s,DUR}$ = deformazione anelli di ripartizione in legno
- $\Delta_{s,R}$ = deformazione longitudinale tubazione in calcestruzzo
- Φ_{ges} = angolo di deviazione angolare complessivo
- $d_{e,DUR}$ = diametro esterno anelli di ripartizione in legno

La deformazione del singolo anello di ripartizione in legno viene calcolato tramite la seguente espressione:

$$\Delta_{s,DUR} = s_d (\sigma_{cal} / E_{cal})^{0.5} d_{e,min} / d_{e,DUR}]$$

dove:

- s_d = spessore singolo strato anello di ripartizione in legno
- σ_{cal} = tensione di calcolo (si veda paragrafo precedente)
- E_{cal} = rigidezza singolo strato anello di ripartizione in legno, funzione della tensione di precarico (σ_I) e della tensione di calcolo (si veda paragrafo 10.3 della DWA-A 161 per individuare le espressioni da utilizzare in funzione del tipo di pannello in legno utilizzato)
- $\sigma_I = 2 \sigma_0 < 0.3 \sigma_{cal}$ tensione di precarico
- σ_0 = tensione uniforme (Closed Joint)
- $d_{e,min}$ = diametro minimo esterno tubazione
- $d_{e,DUR}$ = diametro esterno anelli di ripartizione in legno

La deformazione longitudinale della tubazione in calcestruzzo viene calcolato tramite la seguente espressione:

$$\Delta_{sR} = \sigma_{max} \cdot k_{ab} \cdot L_R / E_{r,ax}$$

dove:

- σ_{max} = tensione massima (si veda paragrafo precedente)
- $k_{ab} = \alpha_b - (\alpha_b - 0.5) (1 - \alpha_\phi)$ fattore di deformazione del tubo
- $\alpha_b = 0.008x^2 - 0.099x + 0.891$ coefficiente di deformazione del tubo
- $x = L_R/d_a$ rapporto di forma
- L_R = lunghezza singolo concio tubazione
- d_a = diametro esterno massimo tubazione
- $\alpha_\phi = \Phi_R - 0.05$ coefficiente angolare (per tracciati rettilinei e "Closed Joint" è pari a 0)
- $\Phi_R = \arctan (L_R/R_{plan})$ deviazione angolare dovuta al raggio di curvatura (per tracciati rettilinei e "Closed Joint" è pari a 0)
- R_{plan} = raggio di curvatura previsto dall'andamento della condotta
- $E_{r,ax}$ = modulo elastico calcestruzzo condotta

L'angolo di deviazione angolare complessivo viene ricavato tramite la seguente espressione:

$$\Phi_{ges} = \Phi_R + \Psi (\Phi_{st} + \Phi_{\Delta a,cat})$$

dove:

- $\Phi_R = \arctan (L_R/R_{plan})$ deviazione angolare dovuta al raggio di curvatura (per trac-ciati rettilinei e "Closed Joint" è pari a 0)
- $\Psi =$ coefficiente di combinazione
- $\Phi_{st} = [1 - (100/R_{plan})] \Phi_{str}$ deviazione angolare determinata
- $\Phi_{str} = (\Phi_{st,0} / L_R) L_R + 0.0625$ deviazione angolare determinata rettilinea
- $(\Phi_{st,0} / L_R) =$ deviazione angolare determinata base (si veda grafico sottostante)
- $\Phi_{\Delta a,cat} = \arctan (\Delta a_{,cat}/d_{e,min})$ deviazione angolare dovuta alla deviazione dalla rettangolarità
- $\Phi_{\Delta a,cat} =$ massima deviazione dal parallelismo delle facce (si veda tabella 23 DWA-A 161)
- $d_{e,min} =$ diametro minimo esterno tubazione

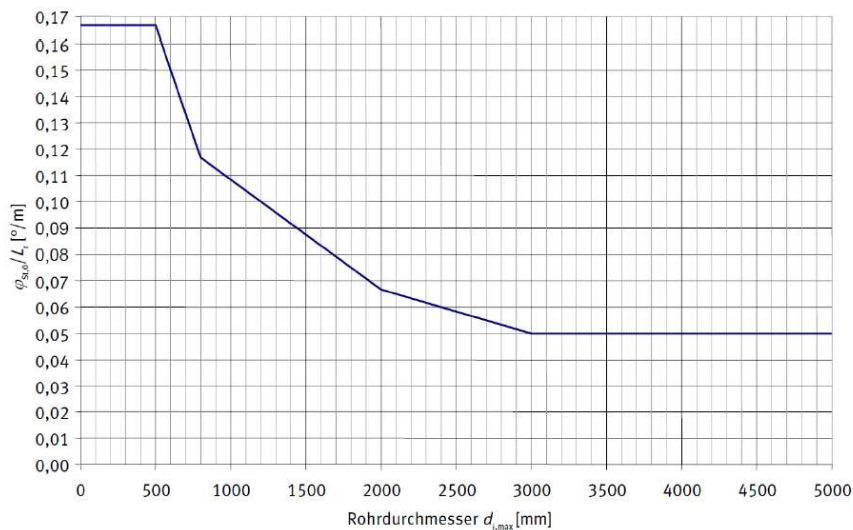


Figura 15.19 – Deviazione angolare base

Nel caso di "Open Joint" la spinta massima ammissibile diminuisce in funzione di $z_k/d_{e,min}$. Quindi, nel caso di elevate correzioni di guida, si hanno bassi valori di z/d_e , elevate deviazioni angolari e ridotte spinte massime ammissibili.

Elevate eccentricità del carico di spinta possono essere dovute a stretti raggi di curvatura di progetto o a correzioni di guida indesiderate (possibili anche per tracciati

RELAZIONE GEOTECNICA

rettilinei). Sarà cura dell'impresa specializzata di posa delle tubazioni determinare la distanza tra le stazioni intermedie in funzione sia degli attriti che delle massime deviazioni angolari previste.

Quale deviazione angolare corrisponde alla situazione di giunto chiuso, o quale raggio di guida può essere considerato ammissibile, dipende essenzialmente dalla rigidità e dallo spessore dell'anello di ripartizione della spinta.

Conformemente a quanto richiesto nella nota al termine del punto B.4.2. della Norma UNI EN 1916:2004, il carico di spinta massimo applicato dall'apparecchiatura utilizzata in cantiere (si veda paragrafo successivo) dovrà essere inferiore a quello determinato ai paragrafi seguenti (come valore SLU), pari a quello massimo esercitabile sulla tubazione.

15.3 Calcolo della forza di spinta necessaria all'avanzamento e numero di sottostazioni intermedie di spinta

Come evidenziato nei paragrafi precedenti la natura dei terreni da scavare è caratterizzata da terreni prevalentemente sabbioso limosi.

Il tratto di calcolo cui ci si è riferiti è quello tra il PT2 e il PT3 di lunghezza pari a circa 261m; è stata considerata una copertura media di 10.5m con falda assente.

Di seguito un quadro sinottico delle verifiche svolte secondo quanto già descritto nei precedenti paragrafi per la tratta in esame più lunga (Tratto tra PZ2 e PZ3 con lunghezza di circa 261m).

RELAZIONE GEOTECNICA
ANALISI LONGITUDINALE

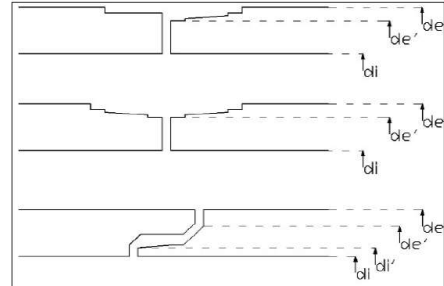
Riferimento: DWA-A-161

Microtunnel Ottavia Trionfale PZ2-PZ3

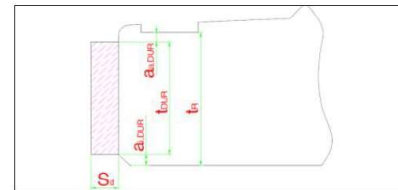
 Input
 Calcolo
 Risultati

DATI

Anello	Si	-	Presenza Anello di riparazione in legno
d_e	3	m	Diametro esterno tubazione
d_i	2.5	m	Diametro interno tubazione
d'_e	2.94	m	Diametro esterno zona giunto
d'_i	2.5	m	Diametro interno zona giunto
$d_{e,DUR}$	2.92	m	Diametro esterno anello in legno
$d_{i,DUR}$	2.54	m	Diametro interno anello in legno
R_{inf}	10000000	m	Raggio di curvatura
L_R	3	m	Lunghezza del singolo conio di tubazione
S_d	25	mm	Spessore anello in legno (Truciolato P5-P7 spessori da 10mm-25mm)
n	2	-	Numero anelli in legno
R_{ck}	60	MPa	Resistenza cubica caratteristica CLS
f_{ck}	49.8	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica CLS
$\gamma_{M,sk}$	1.3	-	Tabella 6 e 12 Paragrafo 4.7.2 DWA 161
$\gamma_{F,sk}$	1.15	-	Tabella 12 Paragrafo 4.7.2 DWA 162
E_d	500	MPa	Modulo elastico legno
E_t	37239	MPa	Modulo elastico tubazione
φ_{STP}/L_R	0.06	°/m	Deviazione angolare parallelismo (Grafico 15 par. 10.3 DWA A-161)
Δ_{cal}	8	mm	Massima deviazione del parallelismo (Tabella 23 par. 10.3 DWA A-161)
ψ	0.8	-	Coefficiente combinazione angolare (Formula 93 par. 10.3 DWA A-161)


CLOSED JOINT

$a_{e,DUR}$	11	mm	Distanza tra legno e diametro minimo esterno
$a_{i,DUR}$	20	mm	Distanza tra legno e diametro max esterno
$t_{R,min}$	221	mm	Spessore minimo del tubo
t_{DUR}	190	mm	Spessore dell'anello in legno
k_c	1.163	-	Rapporto di trasmissione del carico
$a_{m,DUR}$	15.5	mm	Distanza tra legno e diametro del tubo media
$a_{i,DUR}/t_{R,min}$	0.0905	-	Rapporto di tensione interno
K_{R1}	0.06	-	Grafico 16 DWA A-161
$a_{e,DUR}/t_{R,min}$	0.0498	-	Rapporto di tensione esterno
K_{R2}	0.060	-	Grafico 16 DWA A-161
$a_{m,DUR}/t_{R,min}$	0.0701	-	Rapporto di tensione medio
K_{R3}	0.0600	-	Grafico 17 DWA A-161
K_R	0.0605	-	Coefficiente di tensione di calcolo
f_d	38.31	MPa	Tensione di calcolo a compressione CLS
f_{tm}	4.061	MPa	Tensione di calcolo a trazione CLS
α_{EDT}	1.000	-	Coefficiente stress ammissibile
σ_{CAL}	44.6	MPa	Tensione massima ammissibile di calcolo
A_{DUR}	1.63	m ²	Area anello in legno
A	1.89	m ²	Area zona giunto
F_{CJ}	21.8	MN	SPINTA MASSIMA SENZA TOLLERANZE


CLOSED JOINT CON TOLLERANZE

σ_0	13.37	MPa	Tensione agente sull'anello di legno
σ_1	26.73	MPa	Tensione di precarico
E_{cal}	1781.26	MPa	Rigidezza strato pannello in Truciolato P5-P7 (Equazione 109 DWA A-161)
ΔS_{PTR}	8.0	mm	Deformazione totale dei strati di anelli
σ_{HAX}	38.31	MPa	Tensione massima
φ_R	0	°	Deviazione angolare da raggio di curvatura
φ_{STP}/L_R	0.058	°/m	Grafico 15 DWA A-161
φ_{ST}	0.2365	°	Deviazione parallelismo
$\varphi_{L,CAL}$	0.1833	°	Deviazione angolare deviazione rettangolarità
φ_{GES}	0.3359	°	Deviazione angolare totale
α_ψ	0	-	Coefficiente angolare
α_s	0.8000	-	Coefficiente deformazione del tubo
k_{sb}	0.5	-	Fattore di deformazione del tubo
ΔS_R	1.5	mm	Deformazione longitudinale del tubo
$z_0/d_{i,min}$	0.5556	-	Rapporto di apertura (Diagramma 22 o 23)
$d_{i,max}/d_{i,min}$	0.8498	-	Rapporto diametri di riferimento (Diagramma 22 o 23)
σ_{max}/σ_0	4.375	-	Diagramma 22 (Se anello legno presente) e 23 (Se anello legno non presente) Par. 10.3 DWA 161
F_{OJ}	14.4	MN	SPINTA MASSIMA CON TOLLERANZE

CALCOLO FORZA TOTALE DI SPINTA

Riferimento: FSTT (Microtunnel & Horizontal Drilling: Recommendation)

Microtunnel Ottavia Trionfale PZ2-PZ3

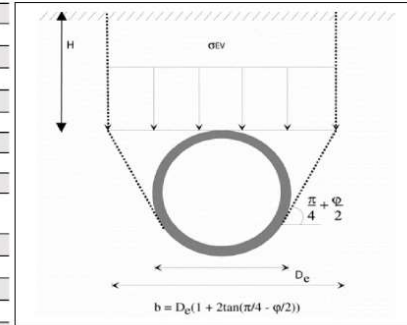
■ Input
■ Input C.J./O.J.
■ Calcolo
■ Risultati

DATI TERRENO

Terreno	Granulare	-	Tipo di terreno
γ_t	17	kN/m ³	Peso specifico terreno
γ_w	10	kN/m ³	Peso specifico acqua
c_u	-	kPa	Coesione non drenata (mettere "-" se il terreno è Granulare)
l_L	-	-	Indice di liquidità (mettere "-" se il terreno è Granulare)
c'	5	kPa	Coesione drenata (mettere "-" se il terreno è Coesivo)
φ'	31	°	Angolo di resistenza a taglio (mettere "-" se il terreno è Coesivo)
E	25	MPa	Modulo elastico del terreno
ν	0.2	-	Coefficiente di Poisson

DATI GEOMETRIA E TUBAZIONE

d_e	3	m	Diametro esterno di scavo
H_r	10.50	m	Altezza ricoprimento
H_w	1000	m	Profondità falda dal P.C. (Mettere 1000 se non presente)
S_t	0.25	m	Spessore tubazione
R_e	1.5	m	Raggio di scavo esterno
R_i	1.25	m	Raggio di scavo interno
d	0	m	Distanza Fronte scavo - sostegno calotta
γ_{tub}	25	kN/m ³	Peso specifico condotta
q_b	20	kPa	Pressione al piano campagna
Oil	Si	-	Lubrificazione Cavo
Tratto	Rettilineo	-	Specificare se in curva o rettilineo
L	260	m	Lunghezza della condotta
W	54.0	KN/m	Peso condotta al metro



ANALISI DI STABILITA' (Terreni coesivi)

d/d_e	0	-	Rapporto Lunghezza non sostenuta/Diametro di scavo
H/d_e	3.5	-	Rapporto Profondità scavo/Diametro di scavo
T_C	9	-	Fattore capacità portante per terreni Coesivi (mettere "-" se il terreno è Granulare)
σ_T	-	kPa	Pressione al fronte per mantenere il cavo stabile
Stato	-	-	

ANALISI DI STABILITA' (Terreni coesivi)

d/d_e	0	-	Rapporto Lunghezza non sostenuta/Diametro di scavo
H/d_e	3.5	-	Rapporto Profondità scavo/Diametro di scavo
T_C	9	-	Fattore capacità portante per terreni Coesivi (mettere "-" se il terreno è Granulare)
σ_T	-	kPa	Pressione al fronte per mantenere il cavo stabile
Stato	-	-	

CONVERGENZA DEL CAVO

k	1.000	-	Coefficiente di spinta orizzontale terreno
b	5.1	m	Larghezza del cuneo di terreno disturbato
q_b	0.3	kPa	Tensione risultante alla profondità di scavo dovuta al sovraccarico
k_1	0.373	-	Coefficiente che tiene conto dell'effetto arco
σ_{Ev}	178.8		Tensione totale verticale a quota estradosso tubo
σ_{Evi}	66.8		Tensione totale verticale a quota estradosso tubo con effetto arco
σ_v	204.3	kPa	Tensione totale verticale a quota baricentro tubo
σ_{vi}	92.3	kPa	Tensione totale verticale a quota baricentro tubo con effetto arco
EA	Si	-	Effetto arco presente se $H_r > b$
$\sigma_{v,CAL}$	92.3	kPa	Tensione totale verticale di calcolo
$\sigma_{h,CAL}$	92.3	kPa	Tensione totale orizzontale di calcolo
Δu_{el}	21.3	mm	Convergenza del cavo in calotta caso elastico
Δu_{pl}	21.3	mm	Convergenza del cavo alle reni caso elastico
Δu_{pl}	125.8	mm	Convergenza del cavo metodo convergenza confinamento
Mezzo	Elasto-Plastico	-	Tipo di comportamento del terreno
Δu	125.8	mm	Convergenza del cavo
Δu_{max}	20	mm	Sovrascavo

RELAZIONE GEOTECNICA
CALCOLO FORZA D'ATTRITO DINAMICA

Adesione	Completa	-	Se $\Delta u < \Delta u_{max}$ adesione completa del terreno sullo scudo della macchina Se $\Delta u > \Delta u_{max}$ adesione parziale del terreno sullo scudo della macchina
μ_{GR}	0.1	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Granulari)
μ_{Co}	0.1	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Coesivi e cavo stabile)
β	0.6	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Coesivi e cavo instabile)
n	565.5	kN/m	Sforzo normale agente al metro di condotta (Stein, 1989)
c_{ur}	-	kPa	Coesione non drenata rimaneggiata (Leuriet et al. 1983)
Up-Lipt	No	-	Verifica a galleggiamento durante la spinta (solo in caso di cavo stabile)
F_{LAT}	15.6	MN	Forza d'attrito dinamica per tutto lo sviluppo della condotta

CALCOLO RESISTENZA AL FRONTE

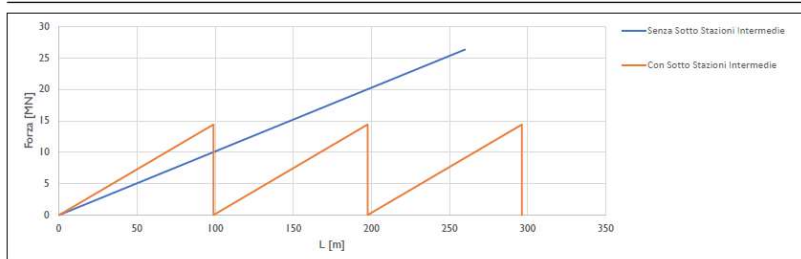
Terreno	Sabbia	-	Tipo terreno
Valore	Medio	-	
r_p	1000	kPa	Resistenza apparente in testa (FSTT)
R_p	7.07	MN	Resistenza al fronte

CALCOLO FORZA D'ATTRITO STATICA

Stop	Per una notte		
f	1.5	kPa	Resistenza da fermo cantiere
R	3.7	MN	Forza d'attrito statica

CALCOLO NUMERO DI SOTTO STAZIONI INTERMEDIE

F_i	14.4	MN	Spinta massima Closed Joint/Open Joint
F_{max}	26.3	MN	Forza massima lungo l'intera tratta
L_{int}	98.8	m	Distanza tra stazioni intermedie di spinta
n	2.0	-	Numero di sottostazioni intermedie



15.4 Analisi di stabilità del fronte

Per il calcolo della stabilità del fronte di scavo si utilizza il metodo di Tamez (1985); il metodo si basa sulla teoria dell'effetto arco in ambito elastico, nell'ipotesi cioè che al di sopra della volta dello scavo (da una determinata altezza), l'ammasso non insista più sulla zona circostante la galleria e si formi un "effetto cupola".

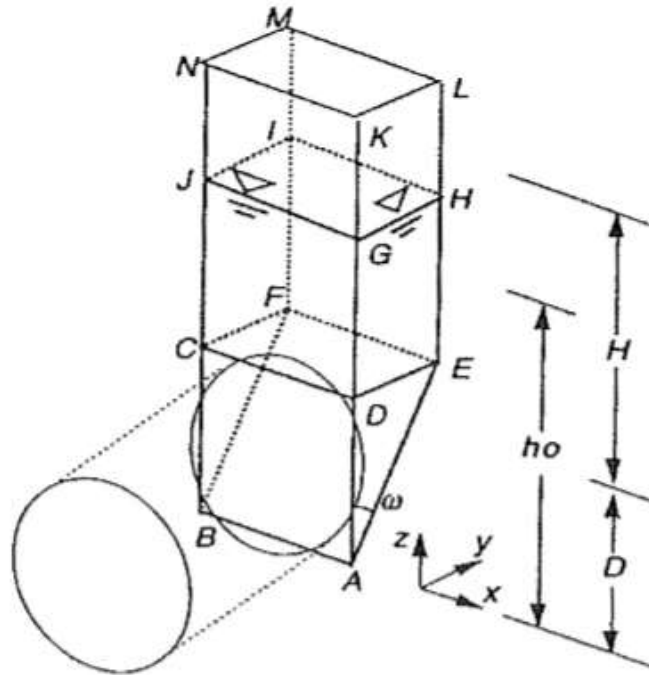
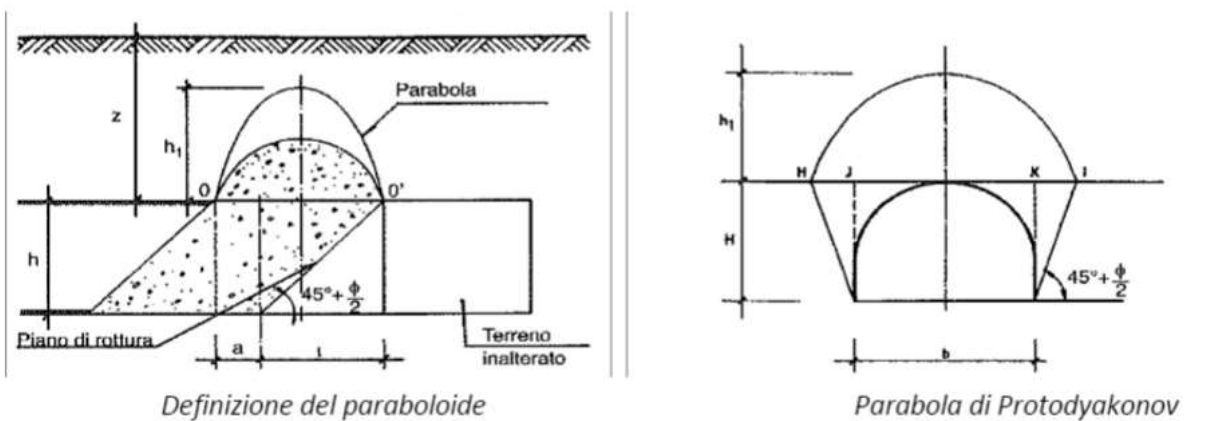
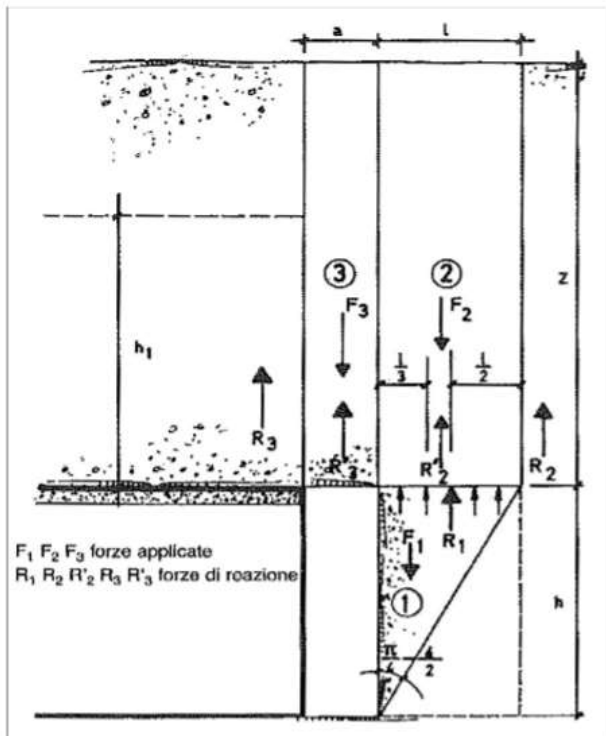


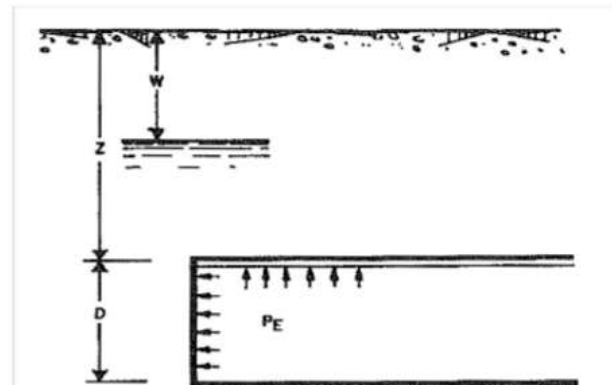
Figura 15.20 - Meccanismo di collasso.

Con riferimento alle figure seguenti, in accordo alla teoria di Protodyakonov, il volume dell'ammasso che insiste in corrispondenza della volta della galleria avrà la forma di un paraboloide.



RELAZIONE GEOTECNICA


Sistema di forze agenti secondo Tamez



Galleria sotto falda soggetta a una pr. di stabilizzazione p_E

Secondo il metodo di Tamez si effettua il calcolo delle forze agenti su un volume prismatico come indicato nelle figure sopra riportate.

Il coefficiente di sicurezza nei confronti della stabilità del fronte è quindi definito dal rapporto tra i momenti delle forze stabilizzanti e quelli delle forze applicate ottenendo la seguente equazione generale per un mezzo dotato di coesione e attrito.

$$F_s = \frac{\left[\frac{2 \times (\tau_{m2} - \tau_{m3})}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} + 2 \times \tau_{m3} \right] \times \frac{h_1}{b} + \frac{2 \times \tau_{m3}}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2 \times k_a} \times \frac{h_1}{h} + \frac{3.4 \times c}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2 \times \sqrt{k_a}}}{\left[1 + \frac{2 \times h}{3 \times Z \times \left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} \right] \times [\gamma \times Z - P_E]}$$

Siccome è possibile che la stabilità del prisma 3 possa risultare più critica, il coeff. di sicurezza da assumere risulta il minore tra quello precedente e quello ricavabile dalla seguente espressione:

$$F_{s3} = \frac{2 \times \tau_{m3}}{\gamma \times Z - p_E} \times \left[\frac{h_1}{b} \right] \times \left[1 + \frac{b}{a} \right]$$

Per la determinazione degli sforzi di taglio da inserire nelle precedenti espressioni, occorre distinguere tra gallerie profonde ($Z/D \geq 3$) e gallerie superficiali ($Z/D < 3$):

Gallerie profonde ($Z/D \geq 3$)

$$\tau_{m3} = c + \{0.25 \times [W \times \gamma + (Z - h_1 - W) \times (\gamma - \gamma_w)] - u\} \times \tan \phi$$

$$\tau_{m2} = c + \frac{k_0}{2} \times \left[W \times \gamma + (Z - h_1 - W) \times (\gamma - \gamma_w) + \frac{3.4 \times c}{\sqrt{k_a}} - \frac{(\gamma - \gamma_w) \times h}{2} \right]$$

$$k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad \text{compreso tra 0,5 e 1}$$

per gallerie molto profonde $h_1 = 1,7 \times b$

Gallerie superficiali ($Z/D < 3$)

$$\tau_{m3} = c$$

$$\tau_{m2} = c + \frac{k_0}{2} \times \left[\frac{3.4 \times c}{\sqrt{k_a}} - \frac{(\gamma - \gamma_w) \times h}{2} \right]$$

$$h_1 = Z$$

$$k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

compreso tra 0 e 0,4

I parametri τ_{m2} e τ_{m3} rappresentano i valori medi dello sforzo di taglio agente rispettivamente sulle facce dei prismi 2 e 3. Per gallerie sopra falda sarà $W=Z$, $\gamma_w=0$ e $u=0$.

Di seguito è riportata l'analisi di stabilità al fronte nei due casi di:

- Copertura Media
- Attraversamento della ferrovia

Per il carico ferroviario si è fatto riferimento al 5.2.2.2 delle NTC2018 in cui si è assunto un carico uniformemente distribuito di 150kPa.

15.4.1 Analisi di stabilità: Copertura media

METODO DI TAMEZ E CORNEJO

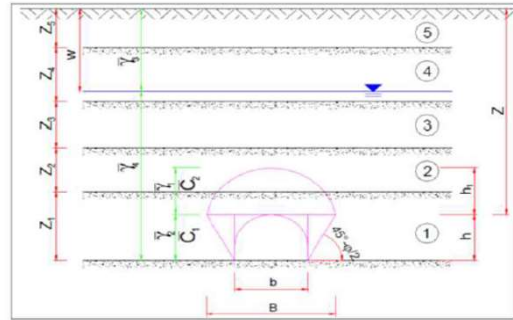
SEZ: Cop. Media

TIPO DI GALLERIA

Galleria Profonda 3D>Z

DATI GEOMETRICI

Z [m]	10.5	Copertura sulla calotta
W [m]	1000	Profondità sup. Piezometrica
h [m]	2.66	Altezza galleria
b [m]	2.66	Larghezza galleria
a [m]	0.01	Distanza fronte scavo rivestimento
S [m ²]	7.0756	Area galleria al fronte
D _{eq} [m]	3.00	Diametro equivalente
S _{N5} [m ²]	0.0	Fascia di galleria non sostenuta

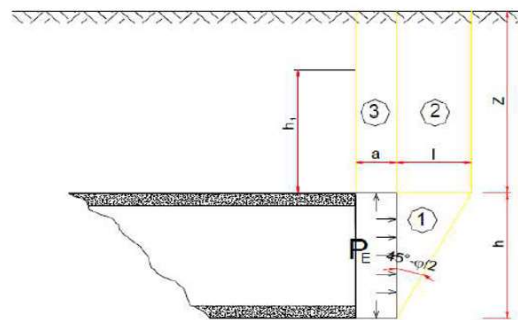


DATI GEOTECNICI CARATTERISTICI

γ ₁ [kN/m ³]	17	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra la calotta (su h ₁)
γ ₂ [kN/m ³]	17	Peso medio dell'unità di volume del terreno da scavare (su h)
γ ₃ [kN/m ³]	17	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra falda
γ ₄ [kN/m ³]	17	Peso medio dell'unità di volume del terreno sotto falda
γ _w [kN/m ³]	10	Peso dell'unità di volume d'acqua
C ₁ [kPa]	5	Valore medio della coesione al fronte (su h)
C ₂ [kPa]	5	Valore medio della coesione dalla calotta ad h ₁
C _{2m} [kPa]	5	Valore medio della coesione dalla calotta a piano campagna
φ _m [°]	31	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna
φ [°]	31	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h ₁

DATI GEOTECNICI DI PROGETTO

γ _H [-]	1	Coefficiente parziale di riduzione del materiale
φ _{m,d} [°]	31	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna di progetto
φ _d [°]	31	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h ₁ di progetto
C _{1,d} [kPa]	5	Valore medio della coesione al fronte (su h) di progetto
C _{2,d} [kPa]	5	Valore medio della coesione dalla calotta ad h ₁ di progetto
k ₀ [-]	0.75	Coefficiente di spinta a riposo (0.75 per gallerie profonde)
k _a [-]	0.32	Coefficiente di spinta attiva (compreso tra 0.5 e 1)
k _p [-]	3.12	Coefficiente di spinta passiva (secondo Rankine)
P _w [kPa]	0	Pressioni interstiziali in calotta



DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE

σ _c [kPa]	17.67	Resistenza compressione monoassiale
f	0.884	
l [m]	1.50	
B [m]	5.67	
h ₁ [m]	3.21	
τ _{m2} [kPa]	1314.99	Tensione media tangenziale per il cono 2
τ _{m3} [kPa]	5	Tensione media tangenziale per il cono 3

VERIFICA SENZA INTERVENTI DI CONTENIMENTO

FSF [-]	15.27	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cono 1,2,3
FSF ₃ [-]	18.04	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cono 3
FSF _{min} [-]	15.27	Fattore di sicurezza al fronte minimo

Verifica Soddisfatta

RELAZIONE GEOTECNICA

15.4.2 Analisi di stabilità: Sottoattraversamento Ferroviario

METODO DI TAMEZ E CORNEJO

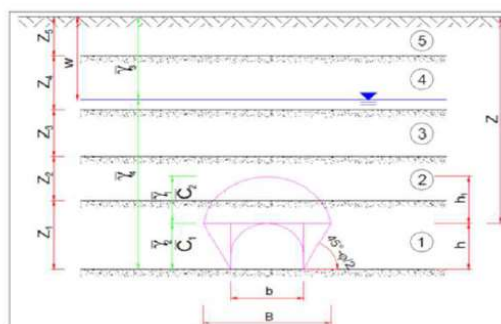
SEZ. Sotto Attraversamento

TIPO DI GALLERIA

Galleria Superficiale 3D-Z

DATI GEOMETRICI

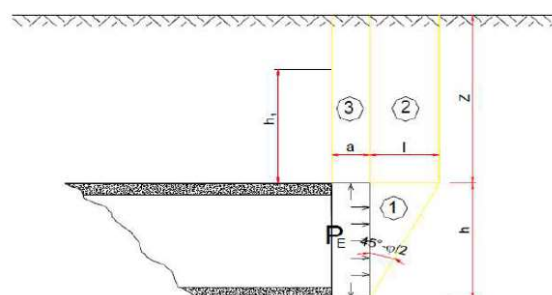
Z [m]	7	Copertura sulla calotta
W [m]	1000	Profondità sup. Piezometrica
h [m]	2.66	Altezza galleria
b [m]	2.66	Larghezza galleria
a [m]	0.01	Distanza fronte scavo rivestimento
S [m ²]	7.0756	Area galleria al fronte
D _{eq} [m]	3.00	Diametro equivalente
S _{NS} [m ²]	0.0	Fascia di galleria non sostenuta
q [kPa]	150	Sovraccarico al p.c.


DATI GEOTECNICI CARATTERISTICI

V ₁ [kN/m ³]	17	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra la calotta (su h ₁)
V ₂ [kN/m ³]	17	Peso medio dell'unità di volume del terreno da scavare (su h)
V ₃ [kN/m ³]	17	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra falda
V ₄ [kN/m ³]	17	Peso medio dell'unità di volume del terreno sotto falda
V _w [kN/m ³]	10	Peso dell'unità di volume d'acqua
C ₁ [kPa]	5	Valore medio della coesione al fronte (su h)
C ₂ [kPa]	5	Valore medio della coesione dalla calotta ad h ₁
C _{2m} [kPa]	5	Valore medio della coesione dalla calotta a piano campagna
φ _m [°]	31	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna
φ [°]	31	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h ₁

DATI GEOTECNICI DI PROGETTO

γ _{RH} [-]	1	Coefficiente parziale di riduzione del materiale
φ _{m,d} [°]	31	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna di progetto
φ _d [°]	31	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h ₁ di progetto
C _{1,d} [kPa]	5	Valore medio della coesione al fronte (su h) di progetto
C _{2,d} [kPa]	5	Valore medio della coesione dalla calotta ad h ₁ di progetto
k ₀ [-]	0.48	Coefficiente di spinta a riposo (0.75 per gallerie profonde)
k _s [-]	0.32	Coefficiente di spinta attiva (compreso tra 0.5 e 1)
k _p [-]	3.12	Coefficiente di spinta passiva (secondo Rankine)
P _w [kPa]	0	Pressioni interstiziali in calotta


DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE

σ _c [kPa]	17.67	Resistenza compressione monoassiale
f	0.884	
l [m]	1.50	
B [m]	5.67	
h ₁ [m]	3.21	
τ _{m2} [kPa]	855.03	Tensione media tangenziale per il cuneo 2
τ _{m3} [kPa]	5	Tensione media tangenziale per il cuneo 3

VERIFICA SENZA INTERVENTI DI CONTENIMENTO

FSF [-]	6.98	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
FSF ₃ [-]	11.97	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
FSF _{min} [-]	6.98	Fattore di sicurezza al fronte minimo

Verifica Soddisfatta

Come si evince dai precedenti calcoli la stabilità del fronte, sia nel caso standard che nel caso di sottoattraversamento, è comunque assicurata.

15.5 Analisi delle subsidenze

15.5.1 Cenni teorici

15.5.1.1 Spostamenti verticali

La definizione del bacino di subsidenza indotto dallo scavo di una galleria si basa sullo studio condotto inizialmente da Peck [1969], basato sulle seguenti ipotesi:

- superficie "greenfield" ovvero orizzontale ed in assenza di edifici;
- terreno omogeneo ed isotropo;
- cedimento calcolato per una sezione distante dal fronte in condizione 2D ovvero con detensionamento completato fino al 100%;
- deformazioni del terreno a volume costante.

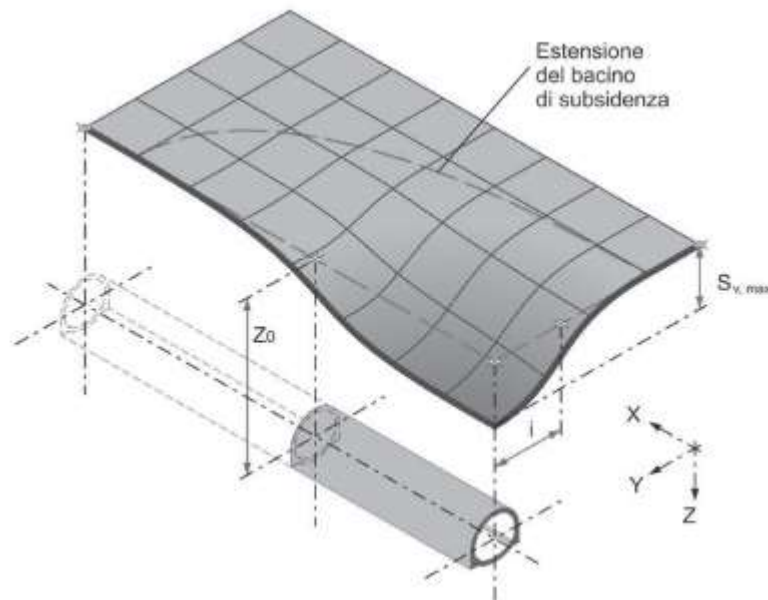


Figura 15.21 - Bacino di subsidenza indotto dall'avanzamento dello scavo di una galleria.

Ne deriva che la distribuzione dei cedimenti verticali alla superficie in una sezione trasversale all'asse della galleria è di tipo gaussiano, con il massimo cedimento verticale $S_{v,max}$ in asse galleria ed assume la seguente formulazione:

$$S_V(x) = S_{V,max} e^{\frac{-x^2}{2i^2}}$$

Dove:

- $S_V(x)$ è il cedimento di un generico punto al piano campagna posto a distanza x dall'asse della galleria;

- $S_{v,max}$ è lo spostamento verticale massimo che si verifica in corrispondenza dell'asse della galleria;
- x è la distanza orizzontale dall'asse della galleria;
- i è la deviazione standard della curva gaussiana, ossia la distanza tra l'asse della galleria e il punto di flesso della distribuzione gaussiana.

Il cedimento in corrispondenza del punto di flesso vale circa $0,6S_{v,max}$ e risulta trascurabile per $x=2,5 i$.

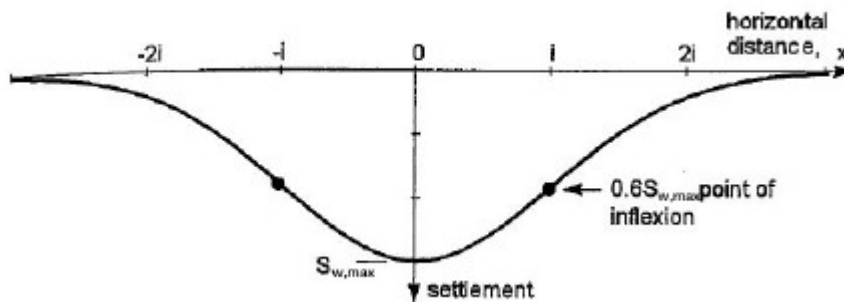


Figura 15.22 - Cedimenti in superficie di una sezione trasversale all'asse della galleria

Il punto di flesso i rappresenta la separazione tra la porzione concava centrale del bacino detta di "sagging" dalle due laterali convesse dette di "hogging". La porzione centrale è caratterizzata da deformazioni essenzialmente di compressione, mentre quelle laterali da deformazioni di trazione.

Tale formulazione è stata scelta fra le numerose proposte presenti in letteratura sia analitiche sia semiempiriche [si veda per esempio Sagaseta e Oteo, 1974; Sagaseta, 1987; Verruijt-Booker, 1996] per la semplicità della formulazione, dipendente da due soli parametri, e dal buon accordo ai dati acquisiti dal monitoraggio di casi reali.

Al fine di prevedere le caratteristiche geometriche del bacino di subsidenza, sono state assunte le seguenti ipotesi:

- il volume del bacino di subsidenza è eguale alla perdita di volume durante lo scavo della galleria, ottenendo la seguente relazione:

$$S_{v,max} = \frac{V_p A_g}{\sqrt{2\pi} i}$$

Dove V_p è la percentuale di perdita di volume durante lo scavo della galleria e A_g è l'area della sezione della galleria;

- la distanza del punto di inflessione dall'asse della galleria può essere stimata avvalendosi di varie formulazioni empiriche e semi-empiriche fornite da vari autori:
 - per [O'Reilly e New, 1982] varia linearmente con la profondità dell'asse della galleria z_0 :

$$i = k z_0$$

In cui $K=0,5$ per scavi in argilla e $K=0,25$ in sabbia. La validità della formulazione è stata confermata da diversi autori tra cui [Rankine, 1988] che propone un intervallo di variabilità del parametro K per argille tra 0,4 e 0,6, con valor medio $K=0,5$, e per sabbie tra 0,25 e 0,45, con valor medio $K=0,35$. I dati in sabbia si riferiscono a gallerie superficiali con $z_0 \cong 6-10\text{m}$. [Mair e Taylor, 1997] propongono valori di K compresi 0,2 e 0,45 per sabbie e ghiaie, tra 0,4 e 0,6 per argille consistenti e tra 0,6 e 0,75 per argille tenere.

- [Peck, 1969] suggerisce una correlazione con la profondità dell'asse della galleria z_0 , in forma adimensionale rispetto al diametro della galleria D , proponendo relazioni diverse in base al tipo di terreno.

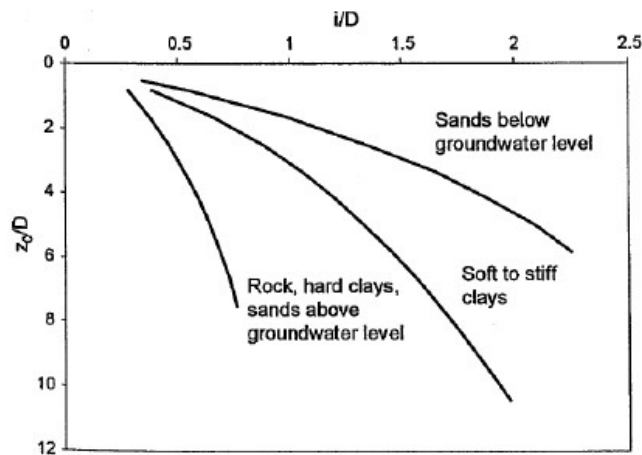


Figura 15.23 - Relazione tra il parametro di deviazione standard i e la profondità della galleria z_0 per diversi tipi di terreno [Peck, 1969]

La relazione che ben interpola le curve in figura è stata proposta successivamente da [Schmidt, 1974] ed è la seguente:

$$\frac{2i}{D} = \left(\frac{z_0}{D}\right)^{0.8+1}$$

I soli parametri da stimare per definire la curva di subsidenza sono pertanto rappresentati da V_p , che dipende sia dalle caratteristiche geotecniche del terreno attraversato, sia dal metodo di scavo, e k , parametro che dipende principalmente dalle caratteristiche geotecniche dei terreni.

Si osservi che, sulla base di tale formulazione, si può affermare che per $y > 3i$ il rapporto s/s_{max} risulta trascurabile (inferiore all'1%); pertanto, si può convenzionalmente assumere quale ampiezza del bacino di subsidenza una fascia di larghezza pari a $6i$ ($3i$ per lato rispetto all'asse galleria). La maggior parte del cedimento (95% di $S_{v,max}$) si sviluppa peraltro all'interno di una fascia di ampiezza $5i$ ($2.5i$ per lato rispetto all'asse galleria) [Mair & Taylor, 1997].

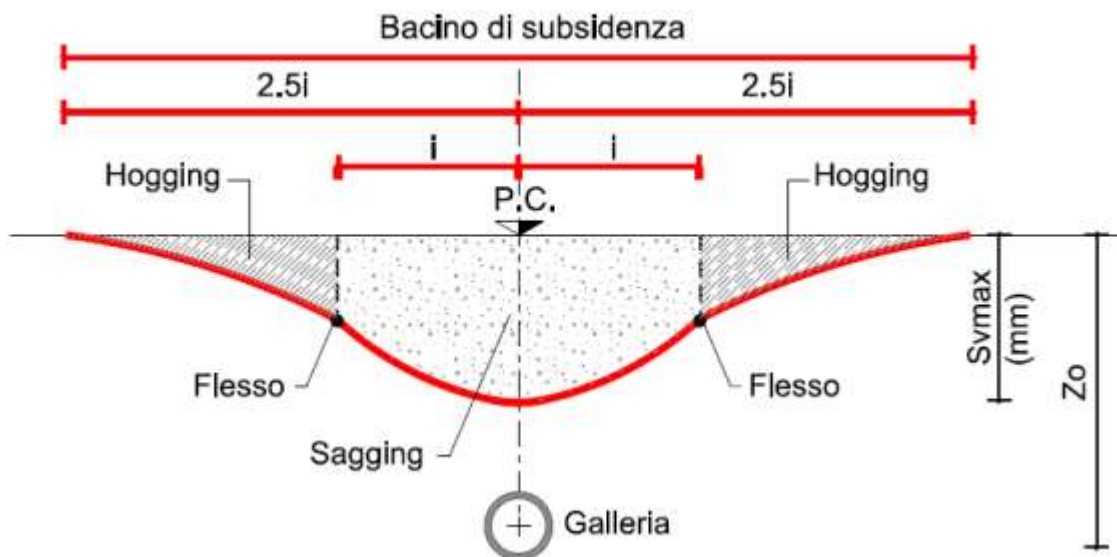


Figura 15.24 - Bacino di subsidenza bidimensionale

RELAZIONE GEOTECNICA
15.5.1.2 Spostamenti orizzontali

Dai risultati di numerose prove in centrifuga, [Attewell, 1978] e [O'Reilly e New, 1982] propongono per gallerie scavate in argilla che in un piano trasversale all'asse della galleria, per ciascun punto al piano campagna, il vettore degli spostamenti sia diretto verso il centro della galleria, assunto il parametro K costante con la profondità.

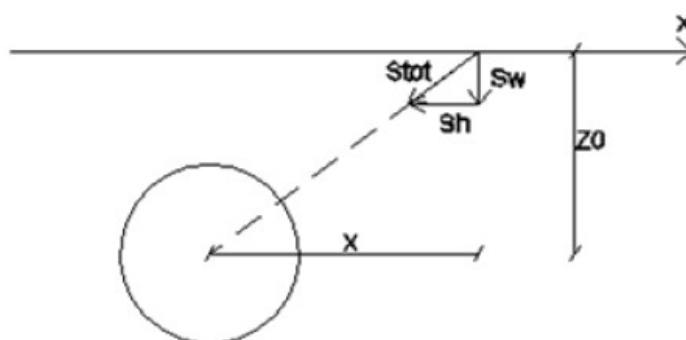


Figura 15.25 - Direzione del vettore spostamento

Detti:

- S_{tot} il vettore spostamento;
- S_v la componente verticale del vettore spostamento;
- S_h la componente orizzontale del vettore spostamento;

dall'ipotesi che lo spostamento totale di un generico punto al piano campagna sia diretto lungo la congiungente col centro della galleria, ricorrendo ad una semplice proporzione ($S_v/z_0=S_h/x$), si ricava la componente orizzontale dello spostamento in direzione trasversale all'asse della galleria:

$$S_h(x) = -\frac{x}{z_0} S_v(x)$$

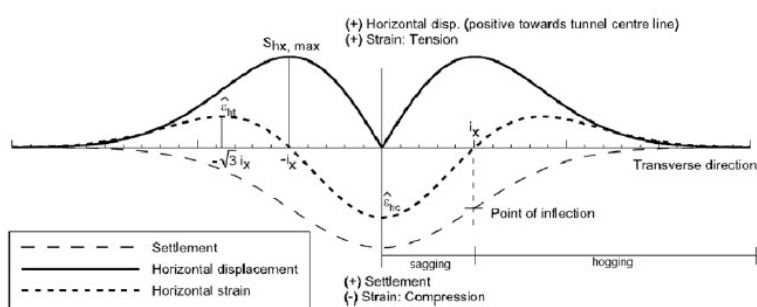


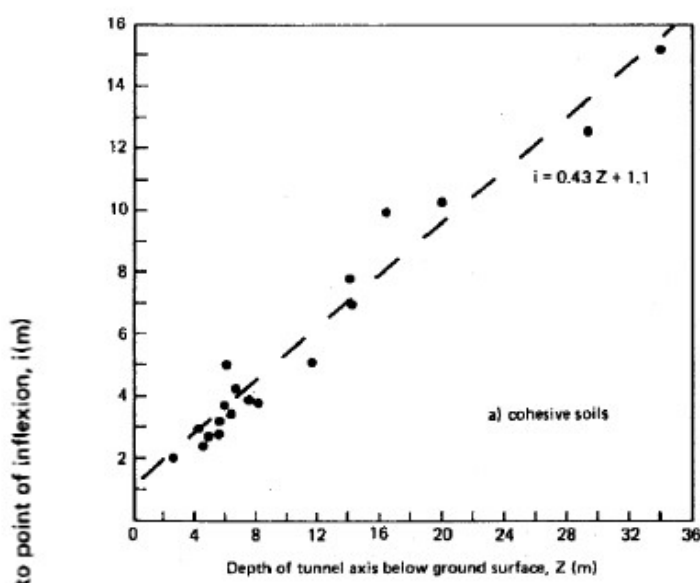
Figura 15.26 - Andamento degli spostamenti e delle deformazioni orizzontali in superficie in direzione trasversale alla galleria [Burland, 1997]

RELAZIONE GEOTECNICA**15.5.1.3 Movimenti in profondità**

Anche i cedimenti in profondità, al di sopra dell'asse della galleria, seguono l'andamento di una distribuzione di probabilità gaussiana con asse di simmetria nel centro dello scavo, per la quale però la deviazione standard vale $i=i_z$ (il pedice -z indica che la gaussiana si riferisce agli spostamenti in profondità). Analisi di regressione lineare sono state condotte sulla base di scavi di gallerie in diversi terreni (21 casi di terreni coesivi e 16 di terreni granulari) da [O'Reilly e New, 1982] ed hanno portato ad individuare una dipendenza lineare con la profondità della deviazione standard della gaussiana i_z :

$$i_z=0,43 z_0+1,1 \text{ per terreni coesivi}$$

$$i_z=0,28 z_0+0,12 \text{ per terreni granulari}$$



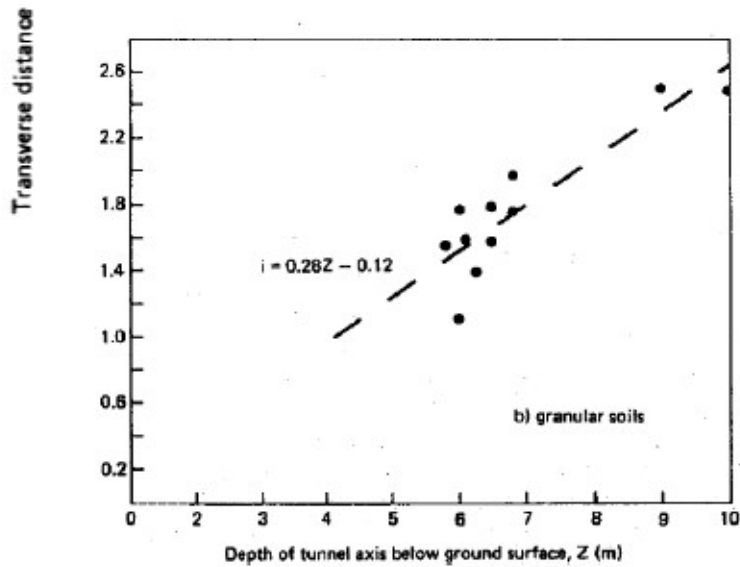


Figura 15.27 -Dipendenza lineare con la profondità della deviazione standard della gaussiana $i=i_z$ [O'Reilly & New, 1982]

15.5.1.4 Interazione terreno-struttura

Il metodo, sviluppato da Potts e Addenbrooke (1997), considera la rigidità assiale e flessionale dell'edificio, assunto di lunghezza infinita in direzione parallela all'asse galleria ovvero in condizione 2D.

La rigidità degli edifici riduce i cedimenti verticali e orizzontali calcolati in condizioni "greenfield", pertanto porta ad una riduzione della categoria di rischio.

Si procede quindi a valutare per ciascuna parte dell'edificio in "hogging"/"sagging" la rigidità assiale α^* e la rigidità flessionale ρ^* secondo le correlazioni.

$$\alpha^* = \frac{EA}{E_s \left(\frac{B}{2}\right)}$$

$$\rho^* = \frac{EI}{E_s \left(\frac{B}{2}\right)^4}$$

- B: estensione edificio zona "hogging"/"sagging"
- E_s : modulo di deformazione del terreno (corrispondente ad una deformazione assiale pari a 0.01% in una prova triassiale)
- EA: rigidità assiale degli elementi strutturali che compongono l'edificio
- EI: rigidità flessionale degli elementi strutturali che compongono l'edificio

La rigidezza dell'edificio dipende se è in muratura o in cemento armato e di quanti piani si compone. I valori proposti dagli Autori sono illustrati nella figura seguente.

Building	Bending stiffness, EI : kNm^2/m	Axial stiffness, EA : kN/m
Slab	6.47×10^3	3.45×10^6
One-storey	2.00×10^7	6.90×10^6
Three-storey	2.00×10^8	1.38×10^7
Five-storey	6.96×10^8	2.07×10^7
Ten-storey	4.39×10^9	3.80×10^7

Poisson's ratio $\nu = 0.15$.

Table 2. Stiffness of buildings (per unit length). An m -storey building consists of $m + 1$ slabs

Figura 15.28 - Microtunnel: analisi delle interferenze – Rigidezze assiali e flessionali degli edifici in funzione del numero di piani (da Potts e Addenbrooke,1997)

Una volta definiti i valori della rigidezza assiale α^* e di quella flessionale ρ^* , si fa uso di appositi grafici che permettono di valutare i fattori di riduzione M del rapporto di inflessione D/R e della deformazione orizzontale massima ϵ_h con i quali si andrà a ridefinire la categoria di rischio di danno degli edifici.

I fattori di riduzione sono per le parti di "hogging"/"sagging" espressi nel modo seguente:

$$M_{hog}^{DR} = \frac{DR_{hog}(\text{edificio})}{DR_{hog}(\text{greenfield})}$$

$$M_{sag}^{DR} = \frac{DR_{sag}(\text{edificio})}{DR_{sag}(\text{greenfield})}$$

$$M_{cx}^{shmax} = \frac{\epsilon_{hmaxcx}(\text{edificio})}{\epsilon_{hmaxcx}(\text{greenfield})}$$

$$M_{tx}^{shmax} = \frac{\epsilon_{hmaxtx}(\text{edificio})}{\epsilon_{hmaxtx}(\text{greenfield})}$$

Il metodo è stato di recente ulteriormente migliorato da Franzius (2006) che propone una modifica al calcolo di α^* e di ρ^* per tenere conto della tridimensionalità degli edifici:

$$\rho^{*mod} = \frac{EI}{E_s z_0 B^2 L}$$

$$\alpha^{*mod} = \frac{EA}{E_s BL}$$

con L la lunghezza dell'edificio lungo l'asse della galleria.

I nuovi valori di α^* e di ρ^* sono quindi utilizzati per entrare negli abachi al fine di stabilire i valori dei fattori di riduzione M del rapporto di inflessione e della deformazione orizzontale.

Le categorie di rischio, indicate da Burland (1977), sono quindi ridefinite con i nuovi valori della deformazione massima ϵ_{lim} che tiene conto dei valori corretti del rapporto di inflessione e della deformazione orizzontale.

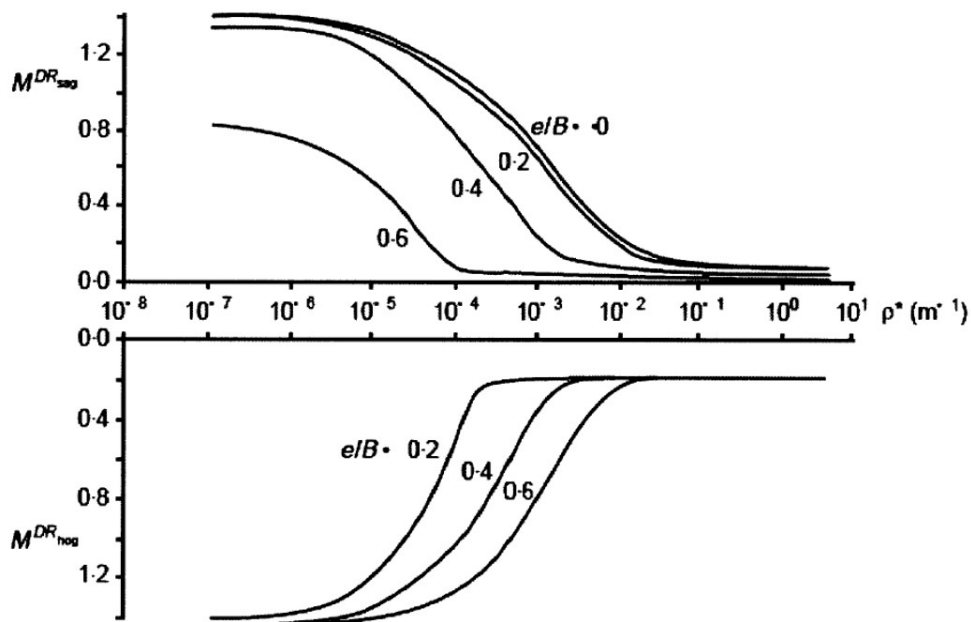


Figura 15.29 - Abaco per calcolo del fattore di riduzione M^{DR} (Franzius, 2006)

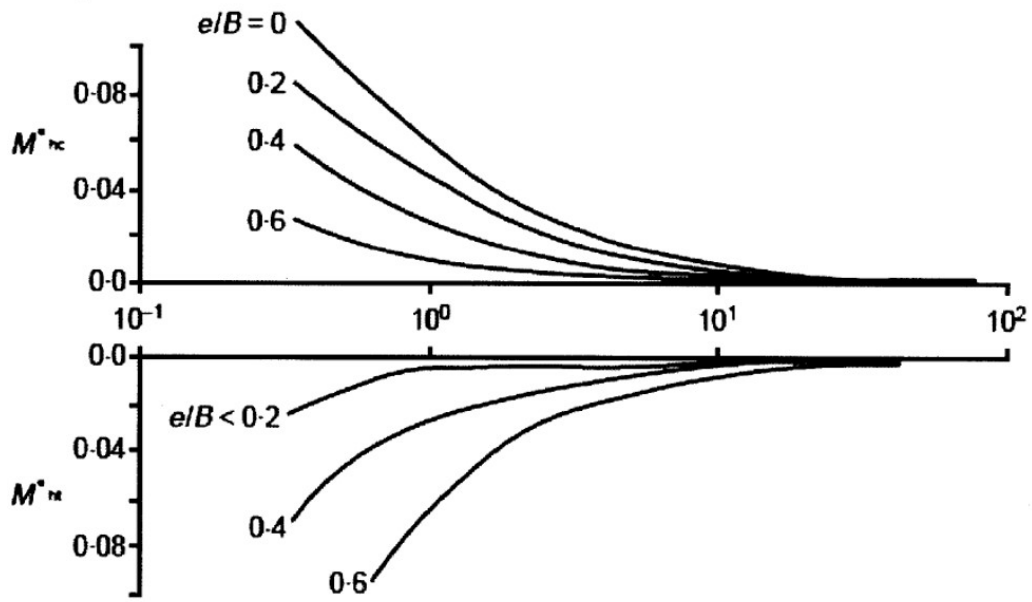


Figura 15.30 - Abaco per calcolo del fattore di riduzione M^{sh} (Franzius, 2006)

15.5.1.5 Valutazione della classe di danno degli edifici

Il metodo risulta essere conservativo in quanto fa riferimento ai cedimenti "greenfield" ovvero si trascura la riduzione degli spostamenti del terreno e quindi delle deformazioni associate dell'edificio a causa della rigidità degli edifici stessi.

Ne deriva che si assume che gli edifici si adeguino alla deformata del terreno in condizioni "greenfield", come schematizzato in figura.

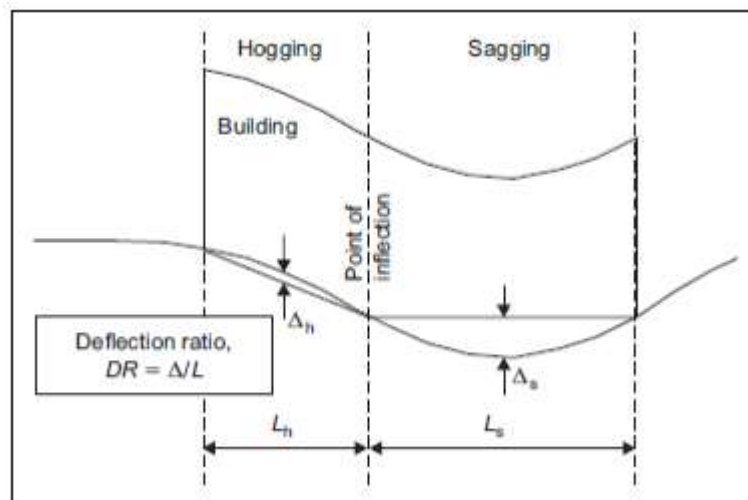


Figura 15.31 - Definizione del rapporto di inflessione

I fabbricati sono schematizzati come semplici travi elastiche alla Timoshenko prive di peso, di profondità unitaria, altezza H e lunghezza L (che rappresentano le dimensioni totali dell'edificio), con comportamento elastico-lineare e isotropo, caratterizzate da un punto di vista geometrico dalla loro altezza ed estensione nel bacino di subsidenza lungo una sezione trasversale all'asse della galleria.

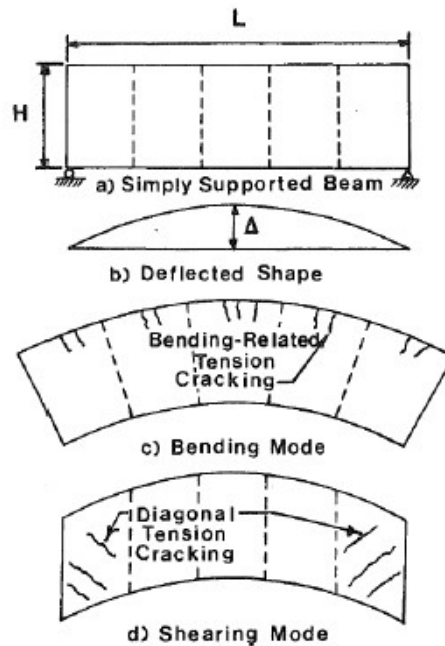


Figura 15.32 - Modello trave equivalente [Boscarding e Cording, 1989]

Un edificio viene suddiviso nelle sue parti ricadenti all'interno della zona di "sagging" e di "hogging" del bacino di subsidenza, che vengono analizzate in modo indipendente.

Ciascuna porzione di edificio è quindi schematizzata come una trave di lunghezza L che si deforma nel punto centrale per la massima inflessione del terreno Δ. Il rapporto Δ/L è noto come rapporto di inflessione e viene utilizzato per calcolare le deformazioni flessionali ε_b e di taglio ε_d degli edifici in funzione delle caratteristiche geometriche e di rigidità degli stessi.

La deformazione flessionali ε_b è data da:

$$\varepsilon_b = \frac{\Delta}{L} \frac{1}{1 + \frac{3I}{2tLH} \frac{G}{E}}$$

mentre la deformazione di taglio ε_d è data da

$$\varepsilon_d = \frac{\Delta}{L} \frac{1}{1 + \frac{HL^2}{18I} \frac{G}{E}}$$

- Δ/L: rapporto di inflessione;
- L: estensione edificio area "sagging"/"hogging";

RELAZIONE GEOTECNICA

- H: altezza edificio;
- I: inerzia edificio;
- E: modulo elastico edificio;
- G: modulo di taglio edificio.

Il rapporto E/G vale 2.6 per edifici in muratura e 12.5 per edifici in cemento armato.

Le suddette deformazioni sono associate agli spostamenti verticali del terreno, pertanto è necessario definire anche le deformazioni dovute agli spostamenti orizzontali del terreno.

È quindi definito un valore medio della deformazione orizzontale, per ciascuna porzione in cui è stato suddiviso l'edificio, pari a

$$\bar{\varepsilon}_h = \frac{S_{h1} - S_{h2}}{L_t}$$

Infine, si combinano le deformazioni ε_b e ε_d con $\bar{\varepsilon}_h$ al fine di ottenere le deformazioni totali, derivanti sia dai cedimenti verticali che da quelli orizzontali, nel seguente modo

$$\varepsilon_{bt} = \bar{\varepsilon}_h + \varepsilon_b \quad \text{deformazione totale flessionale}$$

$$\varepsilon_{dt} = \frac{(1-\nu)}{2} \bar{\varepsilon}_h + \left[\left(\frac{(1-\nu)}{2} \bar{\varepsilon}_h \right)^2 + \varepsilon_d^2 \right] \quad \text{deformazione totale di taglio}$$

L'analisi prevede quindi di definire la classe di danno in funzione del massimo valore tra ε_{bt} e ε_{dt} che è chiamato ε_{lim} .

La distribuzione delle deformazioni nel bacino di subsidenza è la seguente: la zona di sagging è caratterizzata da deformazioni di compressione e di trazione, la zona di hogging invece presenta solo deformazioni di trazione, che generalmente risultano essere superiori a quelle della zona di sagging, definendo la zona di hogging come la più critica in rapporto ai danni prodotti agli edifici.

Queste considerazioni sono dovute al fatto che le deformazioni indotte dagli spostamenti verticali risultano essere di compressione e di trazione per la zona di sagging e solo di trazione per la zona di hogging, mentre le deformazioni dovute agli spostamenti orizzontali sono solo di trazione per entrambi i settori.

Ne deriva che componendo le due aliquote si ha che le deformazioni di trazione sono superiori nella zona di hogging rispetto a quella di sagging.

Una volta stabilito il valore ϵ_{lim} è possibile definire la classe di danno degli edifici.

È importante sottolineare che la classe di danno in realtà è una categoria di rischio ovvero rappresenta un possibile livello di danno in quanto quello reale sarà certamente inferiore a causa della rigidità degli edifici, che riduce gli spostamenti orizzontali del terreno, diminuendo così le deformazioni indotte alle strutture.

Le categorie di rischio sono cinque e sono state definite non in funzione dell'apertura delle fessure quanto in rapporto alla facilità ed all'entità dei lavori necessari per un loro recupero.

Categoria di rischio	Grado di danneggiamento	ϵ_{lim} (%)
0	trascurabile	0 + 0.05
1	molto leggero	0.05 + 0.075
2	leggero	0.075 + 0.15
3	moderato	0.15 + 0.3
4 - 5	da grave a molto grave	> 0.3

Categoria di rischio	Grado di danneggiamento	Descrizione del danno
0	trascurabile	Fessure "capello d'angelo" di apertura dell'ordine di un decimo di millimetro.
1	molto leggero	Sottili fessure facilmente nascondibili con lavori di rifinitura. Danni generalmente ristretti alle finiture dei tramezzi. Fessure ampie fino ad 1 mm, visibili nei blocchi delle murature esterne ad attento esame ravvicinato.
2	leggero	Fessure facilmente riempibili. Probabile richiesta re - intonacatura o verniciatura, o rivestimento di piastrelle ex - novo. Le fessure sono visibili anche nelle pareti esterne, potendo essere anche necessario riempirne qualcuna per mantenere la protezione dagli agenti atmosferici. Porte e finestre possono leggermente incastrarsi. Lo spessore delle fessure può arrivare a 5 mm.
3	moderato	Le fessurazioni richiedono l'intervento di un muratore, per rattoppare le brecce create. Una parte di fessure possono essere riempite con malta, in alcuni casi occorre sostituire alcuni elementi della muratura. Porte e finestre si incastrano, si possono avere rotture delle tubature di servizio e spesso viene indebolita la tenuta atmosferica. Valori delle fessure da 5 a 15 mm, o un numero maggiore di ampiezza minore (≈ 3 mm).
4	grave	Interi sezioni di muratura deve essere demolita e sostituita, con lavori estesi specialmente a porte e finestre. Si fa sentire l'inclinazione del pavimento, stipiti ed architravi di porte e finestre sono visibilmente (con differenze di pendenza maggiori di 1/100) distorti; si notano anche inclinazione e rigonfiamenti delle pareti, perdite di carico delle travi. Tubazioni distrutte. L'ampiezza delle fessure giunge a 15 - 25 mm, dipendendo dalla frequenza.
5	molto grave	A questo livello occorrono parziali o totali ricostruzioni del fabbricato. Le travi non portano più il loro carico, l'inclinazione delle pareti è tale da rendere necessario il puntellamento, le finestre si rompono con la distorsione: c'è pericolo di instabilità. La distribuzione delle fessure può portare ad ampiezze delle stesse superiori a 25 mm.

Figura 15.33 - Categoria di rischio danno [Burland 1977, Boscardin M.D., Cording E.J. 1989]

In particolare, le categorie comprese tra 0 e 2 sono associate a danni estetici facilmente riparabili, mentre le categorie 3 e 4 indicano danni strutturali con ingenti lavori di risanamento. La classe 5 rappresenta lesioni strutturali profonde con problemi di stabilità degli edifici, che necessitano la parziale o totale ricostruzione degli stessi.

Ne deriva che è di particolare importanza il passaggio dalla categoria 2 alla 3, infatti i danni associati alle categorie dalla 0 alla 2 sono presenti in molti edifici a causa di fenomeni di ritiro, effetti termici, normali cedimenti del terreno, pertanto sono considerati come accettabili. Se l'analisi che non considera l'interazione terreno - struttura indica una categoria di danno compresa tra 0 - 2 allora si considera che gli edifici non subiranno danni a causa delle assunzioni conservative del metodo.

Invece nel caso in cui l'analisi definisca una classe di danno pari o superiore a 3, si dovrà procedere a considerare l'interazione terreno - struttura. In questo caso se la classe di danno, sarà al massimo pari a 2 si terminerà l'analisi, mentre se risulterà essere ancora pari o superiore a 3 si dovranno applicare delle misure di prevenzione a protezione degli edifici.

I risultati della suddetta analisi possono essere verificati tramite il confronto con grafici semplificati, proposti da Burland (1995), che definiscono la classe di danno in funzione dei valori del rapporto di inflessione Δ/L e del valore medio della deformazione orizzontale $\bar{\epsilon}_h$. Tali diagrammi, validi solo per il settore di hogging della gaussiana, sono stati specificati in funzione di diversi valori del rapporto L/H con L lunghezza dell'edificio e H altezza dell'edificio.

La Figura seguente riporta un esempio di grafico per il rapporto L/H pari a 1.

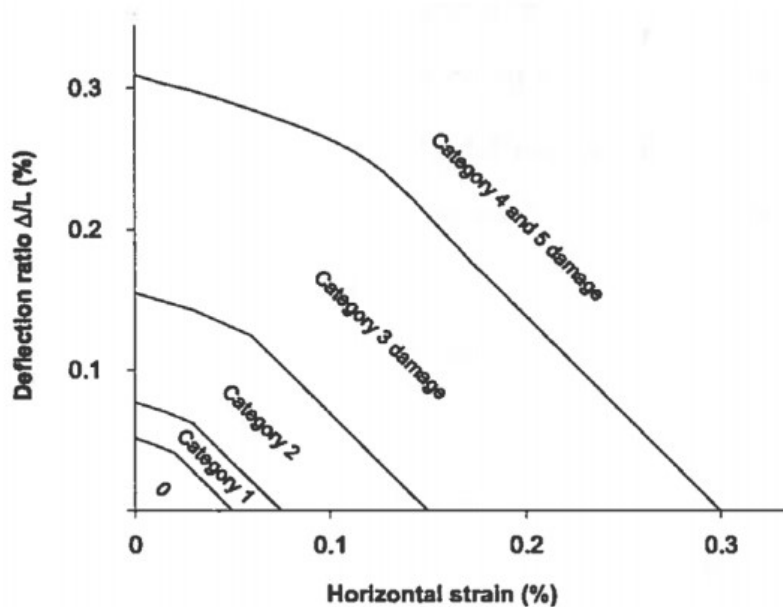


Figura 15.34 - Categoria di rischio danno con grafici semplificati [Burland, 1995]

RELAZIONE GEOTECNICA
15.5.2 Stima del Volume perso V_L

Il volume perso in galleria V_L a seguito del detensionamento del terreno attorno al cavo è il parametro di riferimento per il calcolo dei cedimenti alla superficie.

Si è deciso di calcolare V_L in funzione dello spostamento radiale u_r atteso al contorno di scavo, utilizzando il programma GV4, fornito dalla Sial.tec Engineering, che fa uso del metodo convergenza – confinamento.

Il calcolo è stato eseguito considerando la completa assenza di rivestimento del cavo e di sostegno del fronte, al fine di valutare la capacità autoportante delle diverse unità stratigrafiche e quindi di verificare se ricadono all'interno di un comportamento elastico o elasto-plastico.

L'analisi è stata eseguita in sforzi totali considerando una copertura di 10.5 m, assumendo un comportamento dello scavo in condizioni drenate (c' , ϕ').

La seguente tabella riporta la parametrizzazione geotecnica dell'unità stratigrafica interessata dalle operazioni di scavo:

Unità	Materiale	Parametri di resistenza								Parametri di deformabilità elastici						
		γ	k_0	OCR	ϕ'_p	ϕ'_{cv}	ϕ'_r	c'	c_u	G_0	E_0	E_{cp1}	E_{cp2}	E_{cp3}	E_u	ν
(-)	(-)	kN/m ³	(-)	(-)	(°)	(°)	(°)	[kPa]	[kPa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	(-)
PSL	SL; SA	17	0.5	1+3	31	30	-	5	-	153	367	92	25	25	-	0.2
DSL	S(LA)	19	0.5	1	31	29	-	15	-	242	581	145	38	38	-	0.2

La seguente tabella illustra i risultati del calcolo in termini di spostamento radiale u_r e di raggio plastico R_{PL} al cavo ed al fronte, riportando anche il detensionamento al fronte λ .

Unità	Cavo (non sostenuto)		Fronte (non sostenuto)		λ fronte (%)
	u_r [cm]	R_{PL} [m]	u_r [cm]	R_{PL} [m]	
PSL	12.5	4.9	4.0	2.6	90.0

Il valore dello spostamento radiale al cavo è stato utilizzato anche per l'analisi per la valutazione del numero di sottostazioni intermedie.

Sulla base degli spostamenti radiali attesi al cavo, riportati in tabella, è possibile stimare il volume perso in galleria a seguito dello scavo, infatti si ha che:

$$V_L = V_s/A_{\text{scavo}} = (\pi D u_r)/(\pi D^2/4) = 4 u_r/D$$

$$V_s = \pi D u_r$$

$$A_{\text{scavo}} = \pi D^2/4$$

Se si assume un sovrascavo di 2 cm, dovuto allo scavo in rettilineo che necessita di un maggior spazio per l'allineamento dei conci rispetto ad uno scavo rettilineo, si ha che il diametro di scavo è $D = 3.04$ (m).

L'unità stratigrafica è caratterizzata dal seguente valore di V_L :

- Unità PSL con $V_L=16.4\%$

Essendo che lo spazio a disposizione per la deformazione del terreno attorno al profilo di scavo è dato dal sovrascavo, pari a 0.02 m, allora se ne deduce che nel caso dell'unità PSL il massimo valore di V_L è dato da uno spostamento radiale $u_r = 0.02$ m.

Ne deriva che il calcolo della distribuzione gaussiana dei cedimenti alla superficie, correlati allo scavo del microtunnel, sarà realizzato assumendo i seguenti valori di V_L :

- Unità PSL con $V_L=2.6\%$

Il fatto di aver calcolato i valori di V_L per un cavo ed un fronte non sostenuti rappresenta una ipotesi conservativa, in quanto la microfresa applica una pressione al fronte di scavo che riduce gli spostamenti radiali, limitando i valori di V_L tra 0.5 – 1.0%.

Ne deriva che il calcolo dei cedimenti attesi con i suddetti valori di V_L è una stima conservativa, che viene fatta per verificare i possibili danni arrecati agli edifici nel caso di possibili ed improvvisi malfunzionamenti della fresa o di perdite del fluido di scavo al fronte.

Si riporta di seguito un breve commento in merito ai risultati dell'analisi effettuata con il programma GV4, con le relative immagini rappresentanti le curve caratteristiche del cavo e del fronte, del detensionamento, degli spostamenti radiali e dei raggi plastici al cavo ed al fronte.

RELAZIONE GEOTECNICA

L'unità PSL è caratterizzata da un comportamento elasto-plastico, come è possibile vedere dall'andamento curvilineo delle linee caratteristiche del cavo e del fronte all'aumentare del detensionamento.

Lo sviluppo del detensionamento all'aumentare della distanza dal fronte di scavo è illustrato secondo le correlazioni di Panet-Guenot e di Trasformazione Omotetica per cavo non sostenuto. A causa del comportamento elasto-plastico dell'unità il detensionamento al fronte è già del 90% e raggiunge il 100% in corrispondenza dei 6-7 m dal fronte, che corrispondono alla lunghezza dello scudo della fresa.

L'ultima immagine riporta la schematizzazione degli spostamenti radiali u_r e del raggio plastico R_{PL} al cavo ed al fronte. La tensione tangenziale ha il picco in corrispondenza del passaggio tra campo elastico e campo elasto-plastico con progressiva riduzione fino al suo valore minimo al contorno di scavo, dove la tensione radiale si annulla.

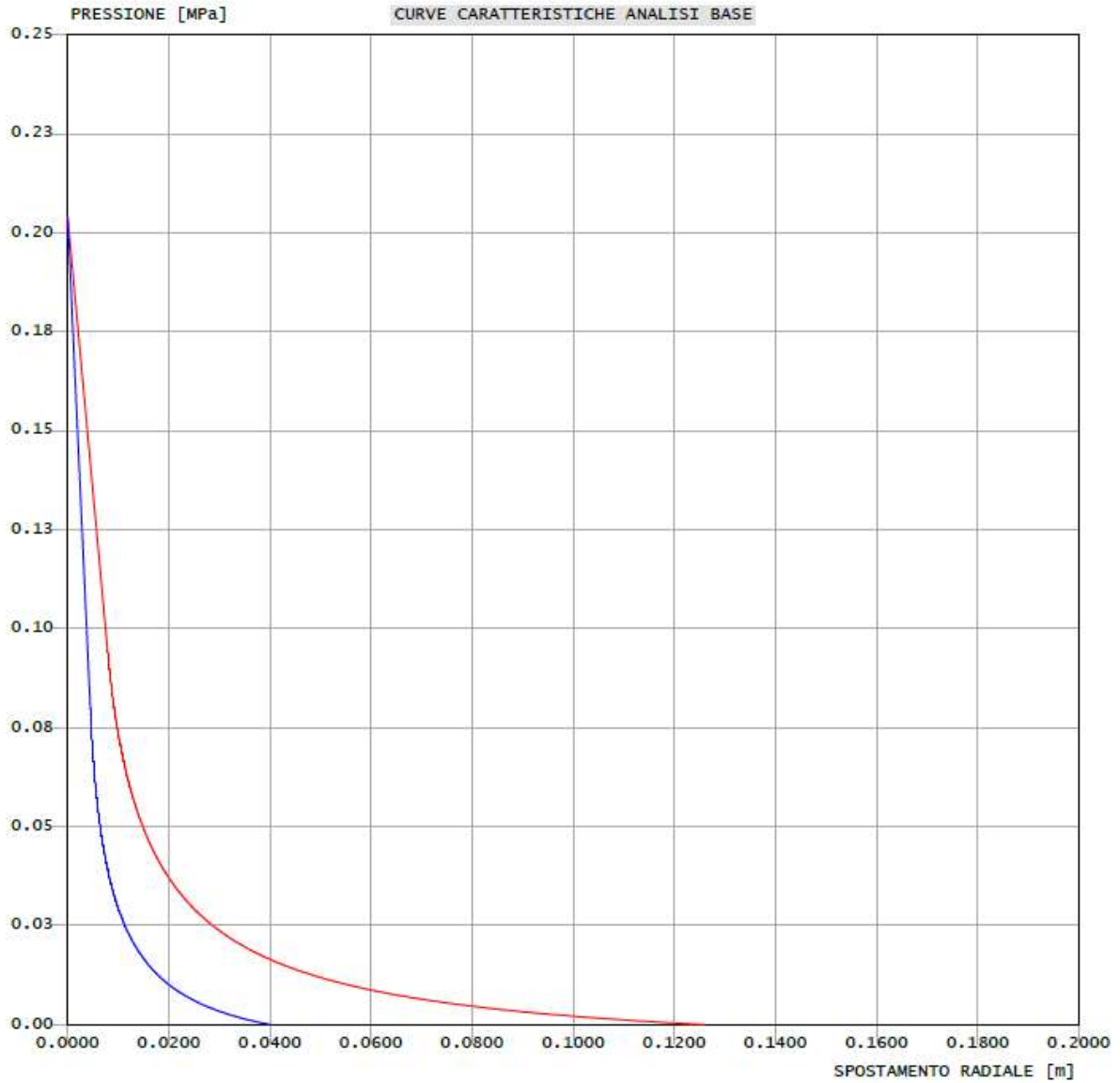
RELAZIONE GEOTECNICA

criterio di resistenza: MOHR COULOMB

Pressione Prerivestimento [MPa]: 0.00

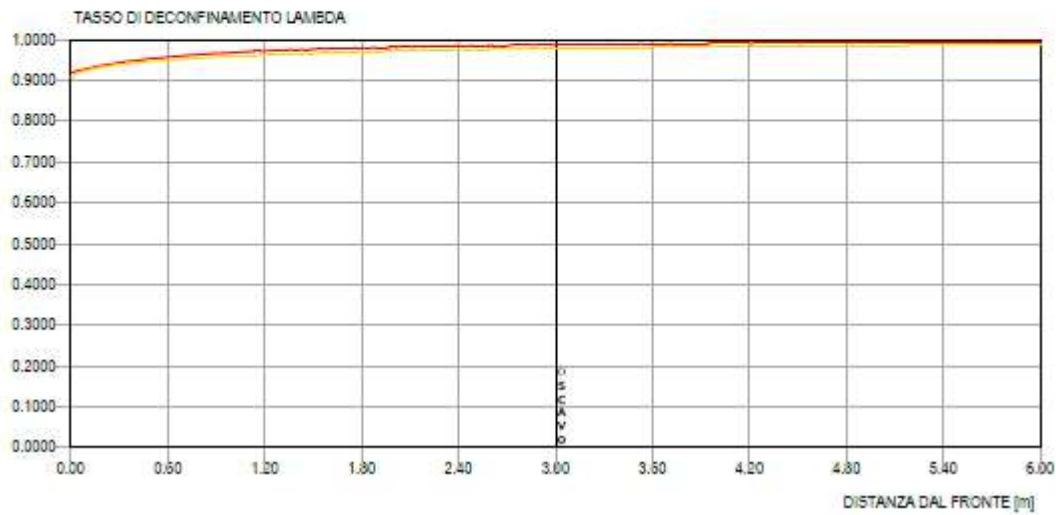
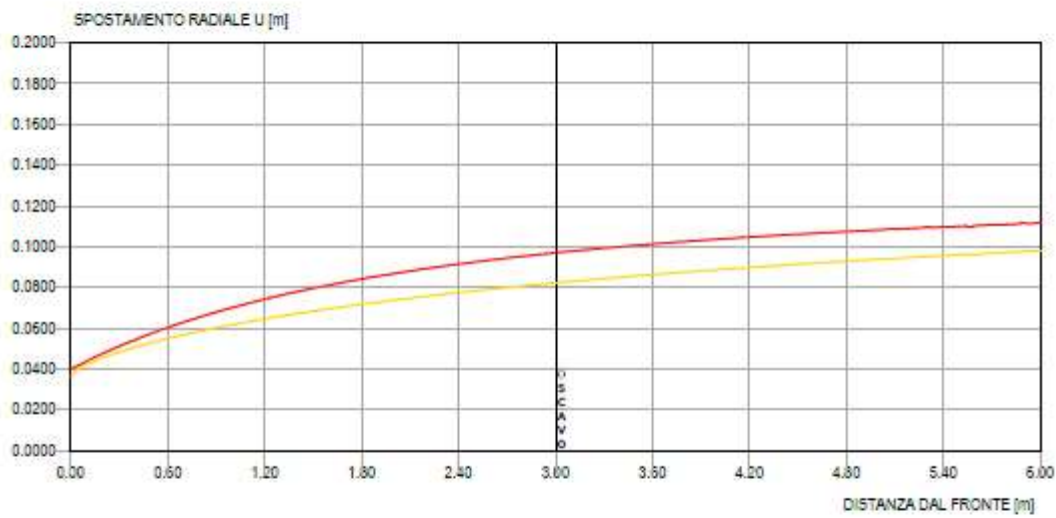
Pressione Rivestimento [MPa]: 0.00

- GALLERIA B.T.
- GALLERIA L.T.
- FRONTE SFERICO
- PRERIVESTIMENTO
- RIVESTIMENTO

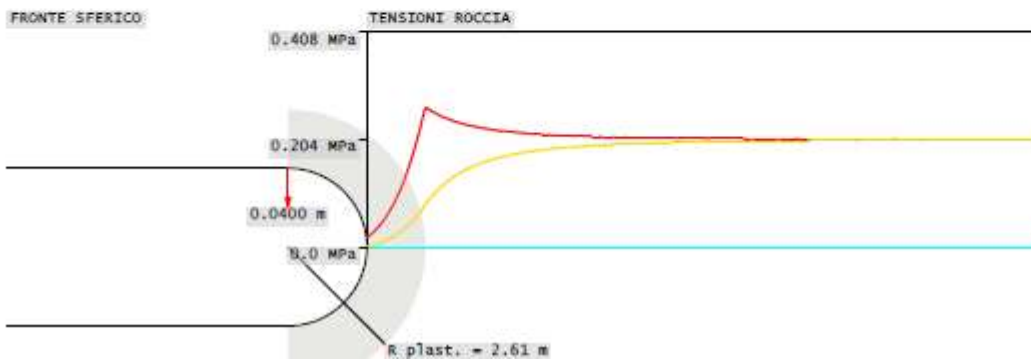
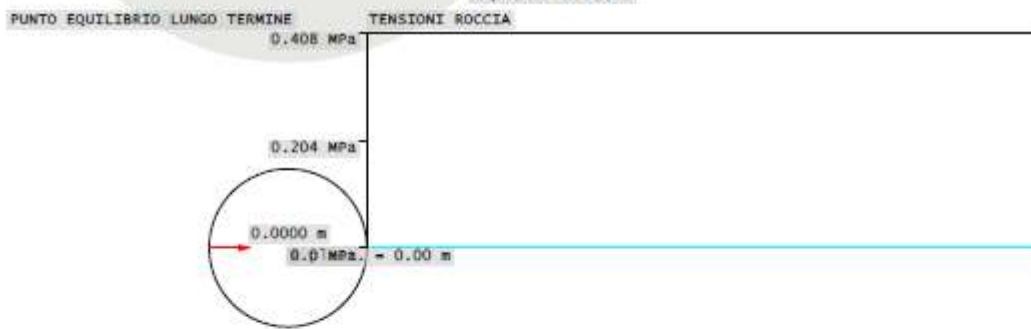
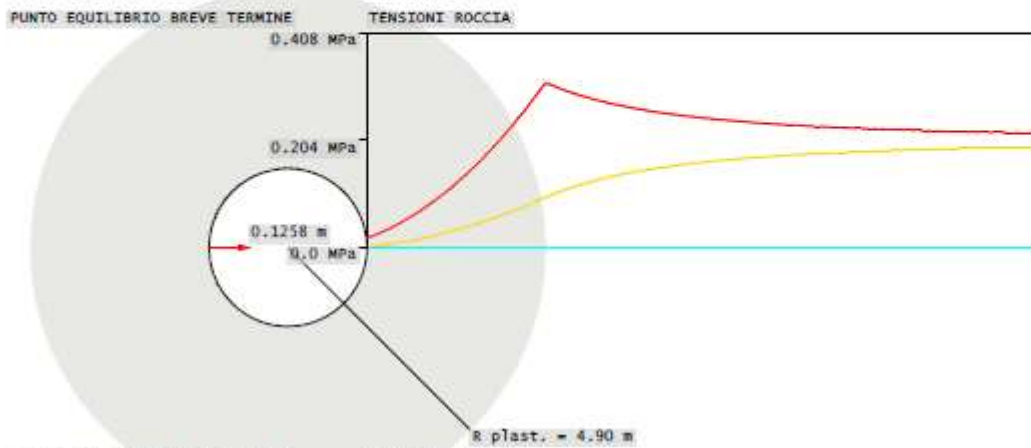
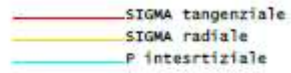


Volume Perso
Strato PSL
Analisi base

METODO PANET-GUENOT	TRASF. OMOGENEA	N.N.I. UF VUOTO SFER.	N.N.I. UF CORREL. NS	N.N.I. UF TRASF. OMOG.
PRERIVESTIMENTO x [m] 0.00 u [m] 0.0400 p [MPa] 0.02 lambda 0.9191 RIVESTIMENTO x [m] 0.00 u [m] 0.0400 p [MPa] 0.02 lambda 0.9191 CHIODI RADIALI x [m] 0.00 u [m] 0.0000 p [MPa] 0.00 lambda 0.0000	PRERIVESTIMENTO x [m] 0.00 u [m] 0.0365 p [MPa] 0.02 lambda 0.9086 RIVESTIMENTO x [m] 0.00 u [m] 0.0365 p [MPa] 0.02 lambda 0.9086 CHIODI RADIALI x [m] 0.00 u [m] 0.0000 p [MPa] 0.00 lambda 0.0000	PRERIVESTIMENTO x [m] 0.00 u [m] 0.0400 p [MPa] 0.02 lambda 0.9191 RIVESTIMENTO x [m] 0.00 u [m] 0.0400 p [MPa] 0.02 lambda 0.9191 CHIODI RADIALI x [m] 0.00 u [m] 0.0000 p [MPa] 0.00 lambda 0.0000	PRERIVESTIMENTO x [m] 0.00 u [m] 0.0400 p [MPa] 0.02 lambda 0.9191 RIVESTIMENTO x [m] 0.00 u [m] 0.0400 p [MPa] 0.02 lambda 0.9191 CHIODI RADIALI x [m] 0.00 u [m] 0.0000 p [MPa] 0.00 lambda 0.0000	PRERIVESTIMENTO x [m] 0.00 u [m] 0.0365 p [MPa] 0.02 lambda 0.9086 RIVESTIMENTO x [m] 0.00 u [m] 0.0365 p [MPa] 0.02 lambda 0.9086 CHIODI RADIALI x [m] 0.00 u [m] 0.0000 p [MPa] 0.00 lambda 0.0000



Volume Perso
Strato PSL
Analisi base



15.5.3 Individuazione degli edifici interferiti

Il calcolo della estensione del bacino è avvenuto considerando in terreni di scavo a comportamento granulare (assumendo $k=0.35$) ed assumendo che la quota di imposta z delle fondazioni degli edifici sia ad una profondità di circa 1.5 m dal piano campagna. Per la scuola "Enrico Fermi" e per l'edificio posto in via Trionfale Altezza Civico 8382-8416 sono state eseguite delle analisi considerando il piano di posa a 4.5m dal p.c.; l'edificio sito in Via Franco Basaglia non presenta piano interrato mentre quello sito in Via Enrico Pestalozzi l'eventuale piano interrato porterebbe il piano di posa delle fondazioni al di sotto della quota dell'asse della galleria.

Il calcolo della estensione del bacino di subsidenza è stato effettuato per 4 edifici più prossimi all'asse del tracciato.

Per ogni edificio è stata effettuata la valutazione del danno nelle condizioni di *greenfield*; nel caso in cui il danno associato sia di tipo "Moderato" o superiore, si è effettuata un'analisi di interazione terreno struttura (Per la scuola "Enrico Fermi" vista l'importanza dell'edificio tale valutazione è stata fatta per danni di tipo "Leggero" o superiore).

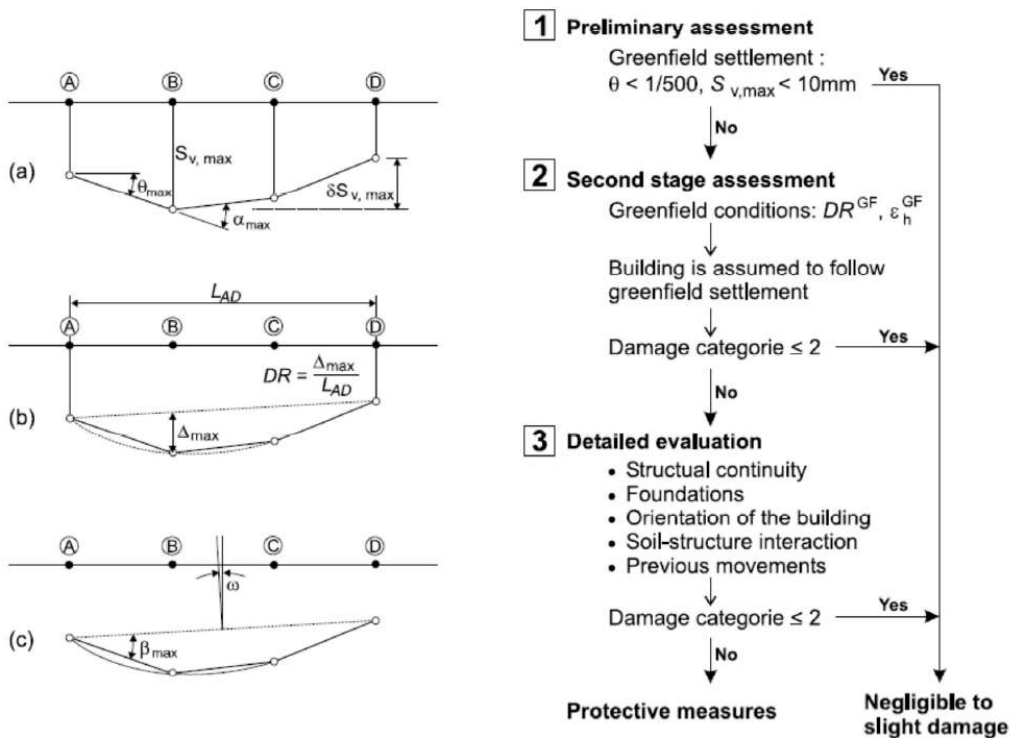


Figura 15.35 – Albero logico per la valutazione del danno

La seguente tabella riporta per ciascuna sezione il valore massimo del cedimento verticale in funzione del volume perso e la classe di danno associata.

Edificio	Allineamento	V _L	S _{vMAX} [mm]	Danno
Via Franco Basaglia Altezza Civico 6	1 - Green Field	0.50%	2.2	Trascurabile
		1.50%	6.6	Trascurabile
		2.60%	11.5	Trascurabile
	2 - Green Field	0.50%	2.2	Trascurabile
		1.50%	6.6	Leggero
		2.60%	11.5	Moderato
	2 - Int. T/S	0.50%	1.1	Trascurabile
		1.50%	3.3	Trascurabile
		2.60%	5.7	Trascurabile
Scuola Enrico Fermi	1 - Green Field	0.50%	0.4	Trascurabile
		1.50%	1.3	Trascurabile
		2.60%	2.3	Trascurabile
	2 - Green Field	0.50%	0.4	Trascurabile
		1.50%	1.3	Molto Leggero
		2.60%	2.4	Leggero
	2 - Int. T/S	0.50%	0.4	Trascurabile
		1.50%	1.12	Trascurabile
		2.60%	2.00	Trascurabile
Via Trionfale Altezza Civico 8382-8416	1 - Green Field	0.50%	0.4	Trascurabile
		1.50%	1.3	Trascurabile
		2.60%	2.3	Trascurabile
	2 - Green Field	0.50%	0.4	Trascurabile
		1.50%	1.3	Molto Leggero
		2.60%	2.3	Leggero
Via Enrico Pestalozzi Altezza Civico 2	1 - Green Field	0.50%	0	Trascurabile
		1.50%	0	Trascurabile
		2.60%	0	Trascurabile
	2 - Green Field	0.50%	0	Trascurabile
		1.50%	0	Trascurabile
		2.60%	0	Trascurabile

Figura 15.36 – Quadro sinottico livelli di danno attesi (Piano di posa delle fondazioni degli edifici a 1.5m dal p.c.)

RELAZIONE GEOTECNICA

Edificio	Allineamento	V_L	S_{vMAX} [mm]	Danno
Scuola Enrico Fermi	1 - Green Field	0.50%	0	Trascurabile
		1.50%	0.1	Trascurabile
		2.60%	0.1	Trascurabile
	2 - Green Field	0.50%	0	Trascurabile
		1.50%	0.1	Trascurabile
		2.60%	0.1	Trascurabile
Via Trionfale Altezza Civico 8382-8416	1 - Green Field	0.50%	0	Trascurabile
		1.50%	0.1	Trascurabile
		2.60%	0.1	Trascurabile
	2 - Green Field	0.50%	0.1	Trascurabile
		1.50%	0.2	Trascurabile
		2.60%	0.3	Molto Leggero

Figura 15.37 – Quadro sinottico livelli di danno attesi (Piano di posa delle fondazioni degli edifici a 4.5m dal p.c.)

Per le due strutture in cui si è dovuta effettuare un'analisi che tenesse conto dell'interazione terreno/struttura, di seguito si riporta un quadro sinottico dei valori di α^* , ρ^* , e/B , $M^{Sag/Hog}$ e $M^{ehc/eht}$ e dei dati di input utilizzati.

Edificio Via Franco Basaglia Altezza Civico 6

ρ^*	α^*	e/B	M	M^{ech}	M^{eth}
2.15E-01	3.43E-01	0.6	0.5	0.0125	0.1625

n° Piani	5	Numero piani edificio
L [m]	46	Lunghezza edificio proiettata sull'asse della galleria
B [m]	26.5	Larghezza edificio proiettata sull'asse ortogonale a quello della galleria
e [m]	16.75	Eccentricità asse galleria e centro edificio
E_s [MPa]	183.5	Modulo elastico terreno

Scuola "Enrico Fermi"

ρ^*	α^*	e/B	M	M^{ech}	M^{eth}
2.83E-02	1.79E-01	0.8	0.9	0.025	0.5

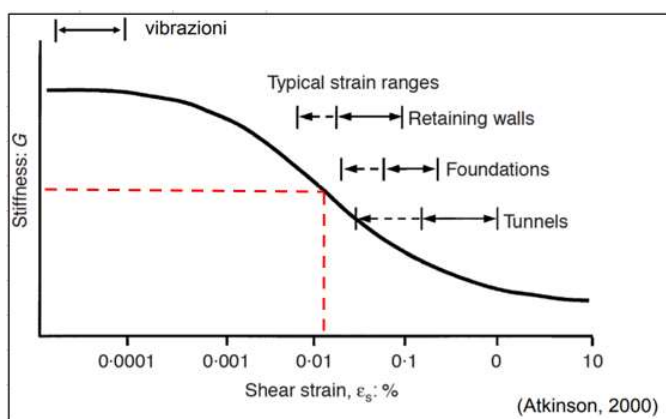
n° Piani	3	Numero piani edificio
L [m]	39	Lunghezza edificio proiettata sull'asse della galleria
B [m]	25	Larghezza edificio proiettata sull'asse ortogonale a quello della galleria
e [m]	19	Eccentricità asse galleria e centro edificio
E_s [MPa]	183.5	Modulo elastico terreno

RELAZIONE GEOTECNICA

Il valore del modulo elastico del terreno è stato calcolato per una deformazione assiale pari a 0.01% in una prova triassiale che corrisponde ad un valore della distorsione angolare pari a:

$$\gamma = (\epsilon_a + \nu \cdot \epsilon_a) = 0.01\% + 0.2 \cdot 0.01\% = 0.012\%$$

a cui corrisponde un decadimento del modulo a piccole deformazioni E_0 di circa il 50%.



$$E = E_0 \cdot 0.5 = 367 \cdot 0.5 = 183 \text{ Mpa}$$

15.5.4 Conclusioni

Come riportato nella tabella al paragrafo precedente i danni attesi per gli edifici interferiti dalla posa della condotta in progetto con tecnologia del Microtunneling producono effetti, nelle condizioni di *Green Field* e nell'ipotesi cautelativa di fronte non sostenuto ($V_L=2.6\%$), moderati per l'edificio sito in via Franco Basaglia e Leggeri/Trascurabili per gli altri.

È stata condotta per gli edifici che mostravano maggior criticità (Edificio in Via Franco Basaglia e Scuola Enrico Fermi) un'apposita analisi di interazione terreno-struttura che ha restituito risultati che indicano effetti indotti di tipo trascurabile.

In generale si può quindi affermare che non sussistono particolari criticità per gli edifici che si trovano nelle immediate vicinanze dell'infrastruttura; sarà comunque previsto un apposito piano di monitoraggio atto alla valutazione degli spostamenti indotti dallo scavo sugli edifici esistenti per segnalare eventuali scostamenti dalle previsioni progettuali.

RELAZIONE GEOTECNICA

 15.5.4.1 Schede per la valutazione del danno
Via Franco Basaglia Altezza Civico 6 Allineamento 1 – Green Field

 Progetto: 0 CALCOLO DELLE CURVE DI SUBSIDENZA - caso a doppia canna pag. 1/2
Dati Edificio

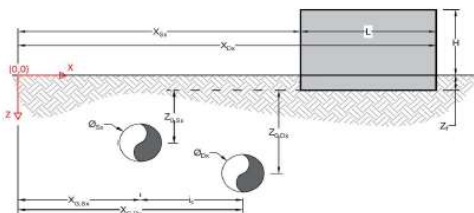
L [m]	46.8	Lunghezza Fabbricato
H [m]	21.5	Altezza Fabbricato
Z _f [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z _{0,Sx} [m]	7.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z _{0,Dx} [m]	7.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X _{Sx} [m]	53.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X _{Dx} [m]	72.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y _{Sx} [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y _{Dx} [m]	63.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato		Tipo di Struttura
Residenziale		Destinazione D'uso

Dati sulle condotte

Ø _{Sx} [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø _{Dx} [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k _{Sx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k _{Dx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x _{G,Sx} [m]	10.0	Posizione asse Galleria Sx
x _{G,Dx} [m]	50.0	Posizione asse Galleria Dx
i _g [m]	40.0	Interasse Gallerie

Dati di Calcolo

V _{p1} [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V _{p2} [%]	1.5%	Volume perso Caso 2
V _{p3} [%]	2.6%	Volume perso Caso 3
i _{fl,Sx} [m]	2.625	Punto di flesso Galleria Sx
i _{fl,Dx} [m]	2.625	Punto di flesso Galleria Dx


Risultati
Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]

	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	2.2	6.6	11.5
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	2.2	6.6	11.5

Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]

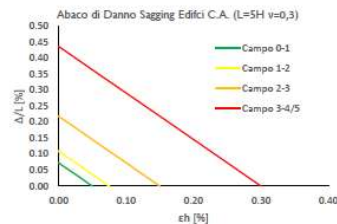
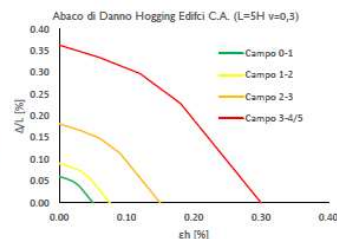
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	2.2	6.6	11.5
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	2.2	6.6	11.5

Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]

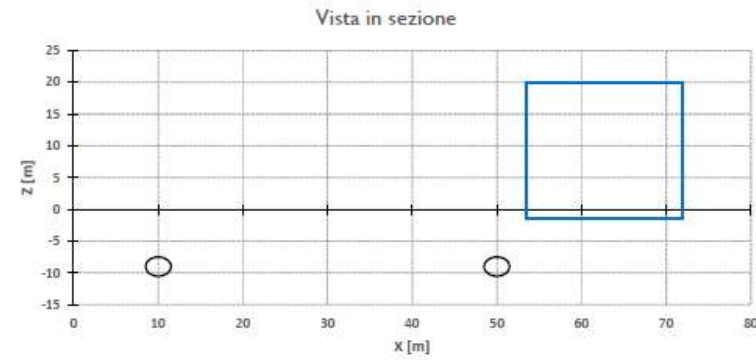
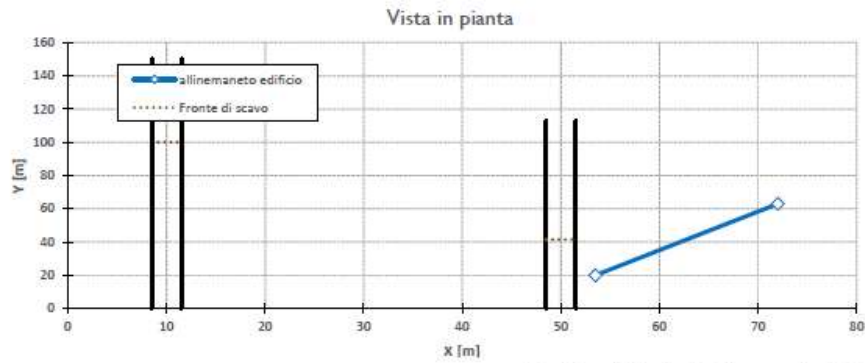
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

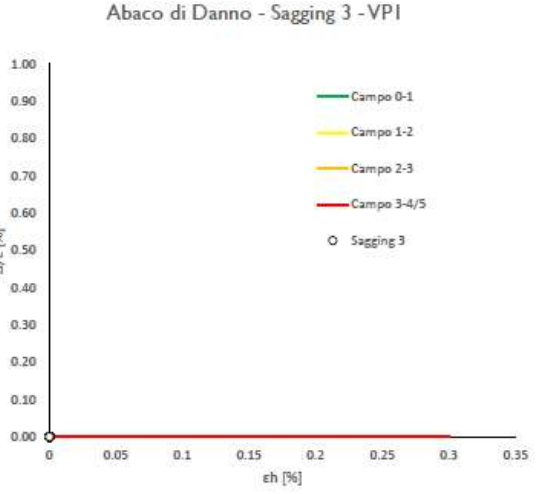
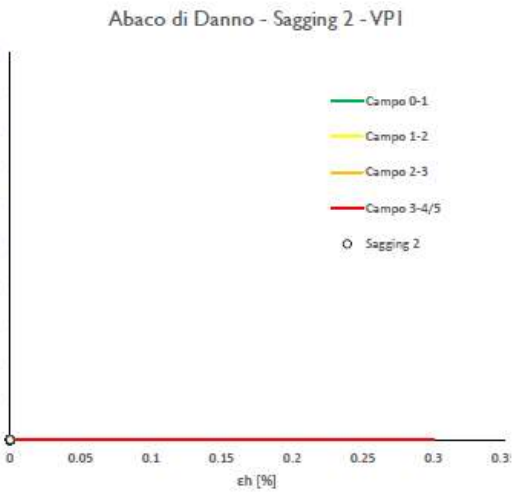
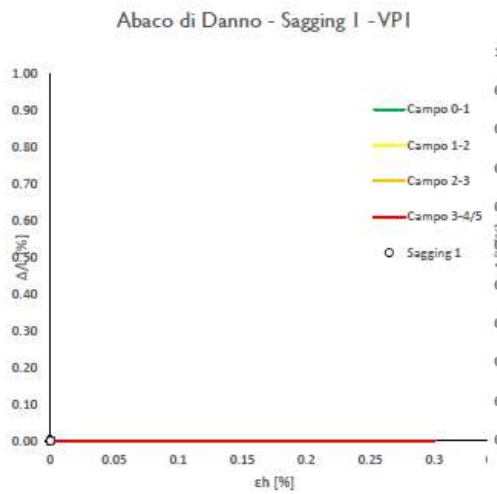
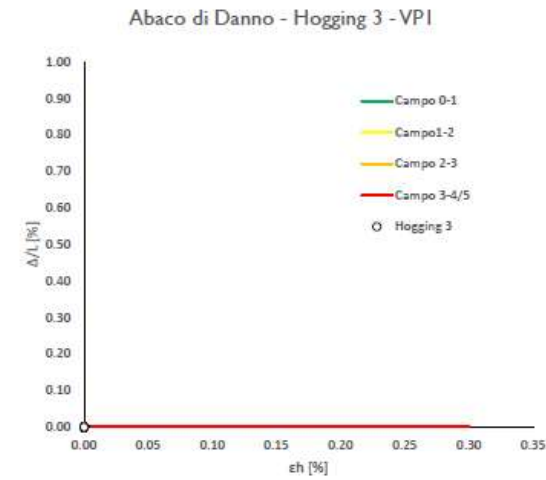
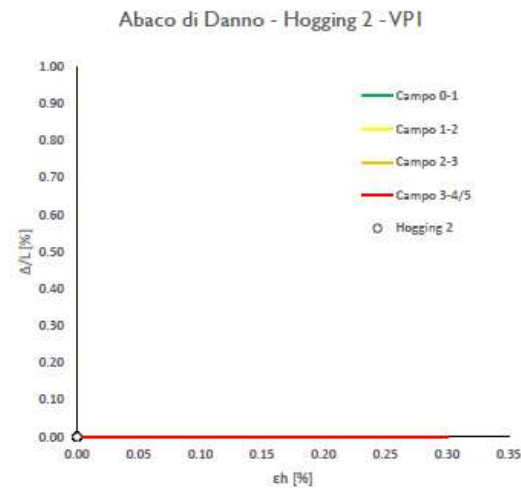
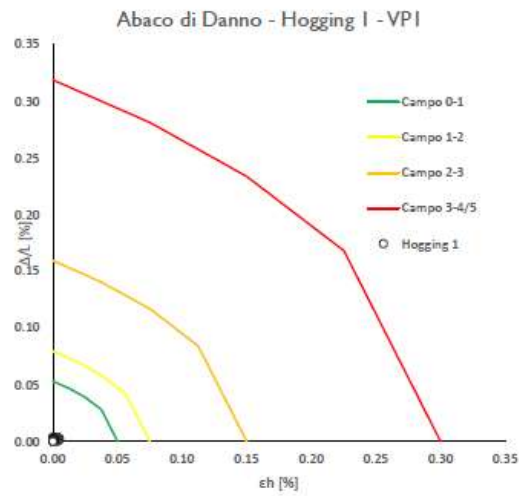
Tipo di Danno	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

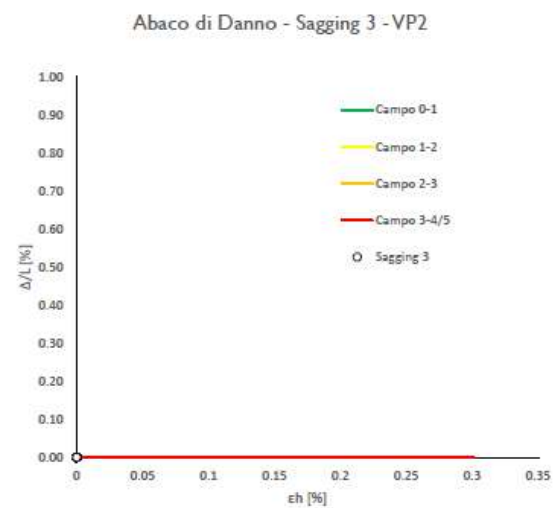
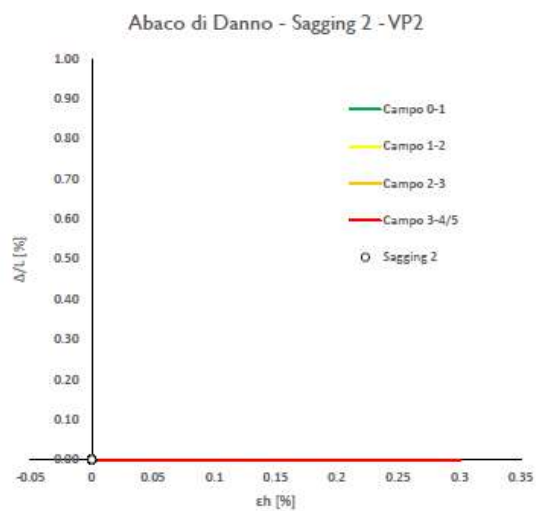
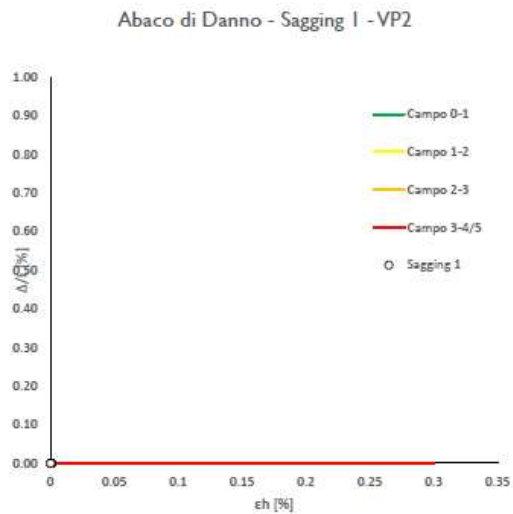
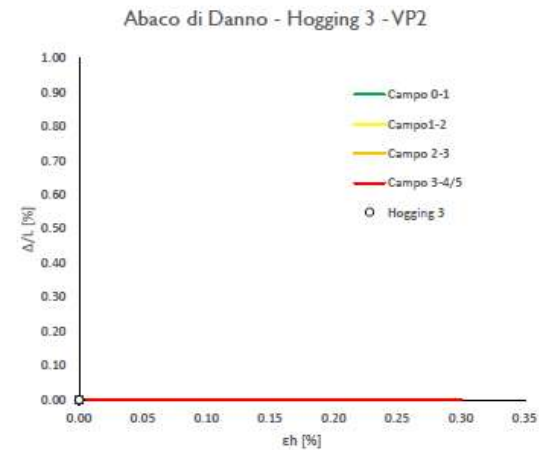
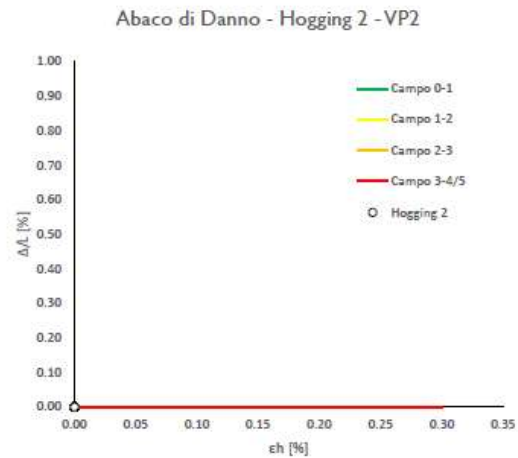
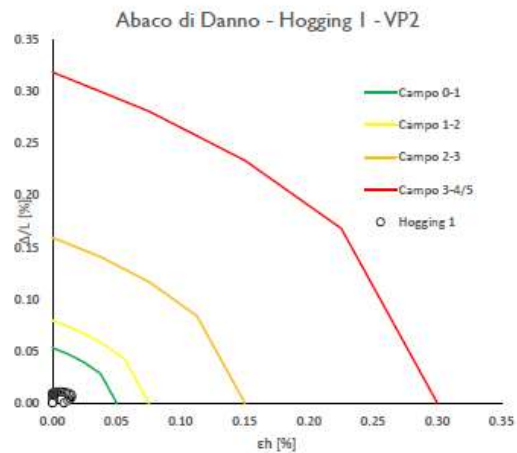
Lunghezze calcolo [m]	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	46.8	46.8	46.8
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0

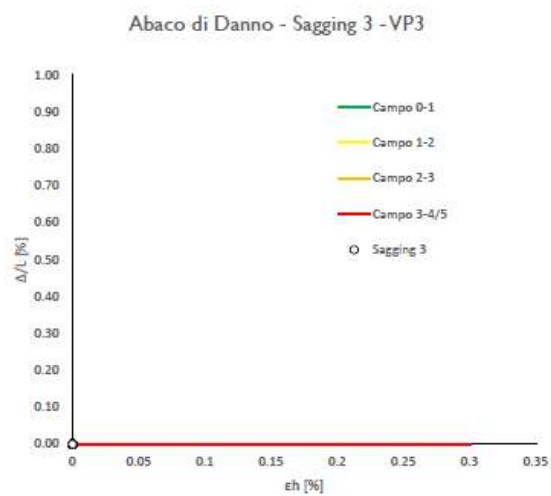
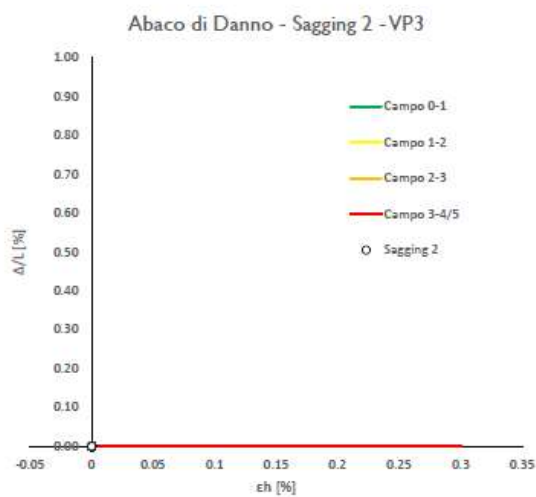
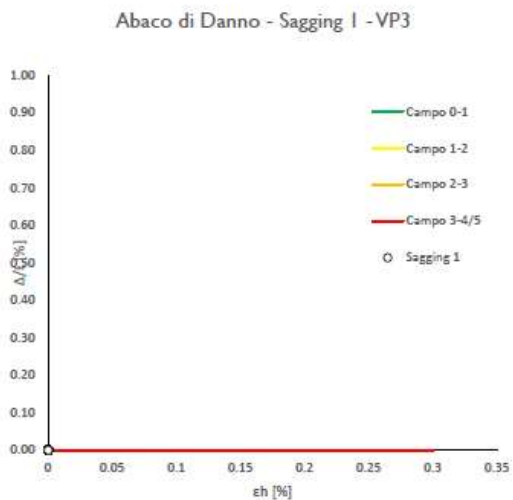
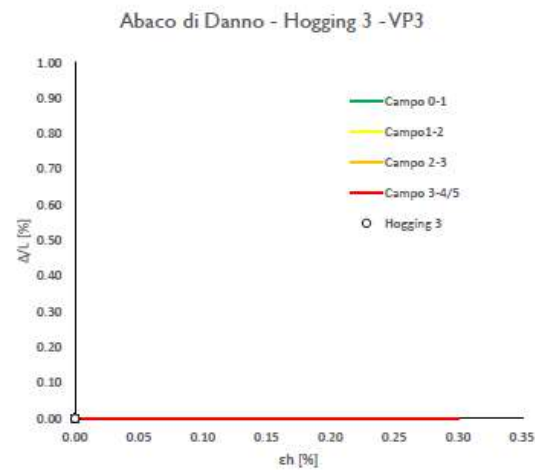
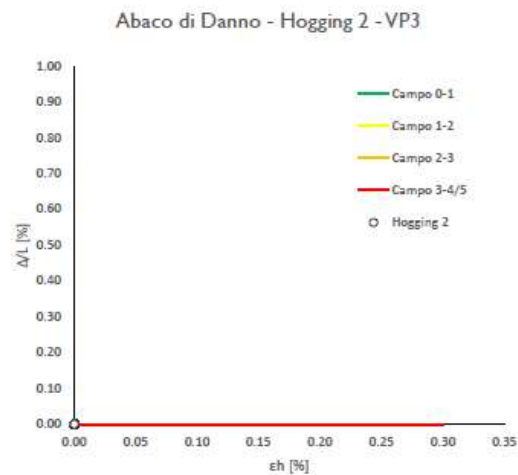
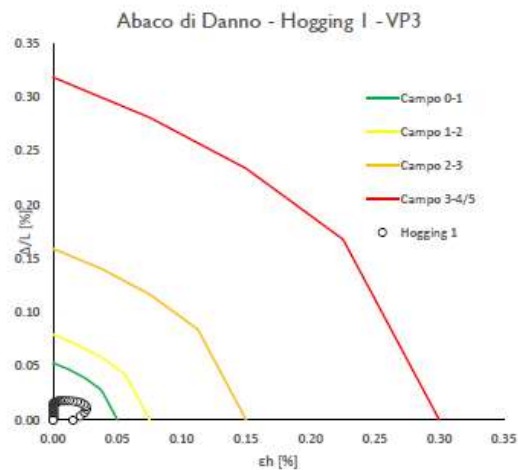


Progetto: 0









RELAZIONE GEOTECNICA
Via Franco Basaglia Altezza Civico 6 Allineamento 2 – Green Field

 Progetto: 0 pag. 1/2
Dati Edificio

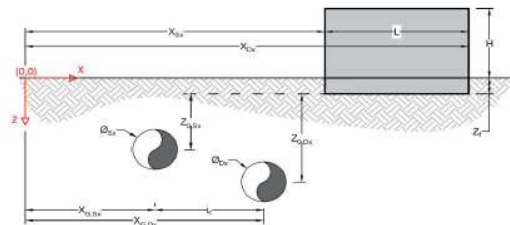
L [m]	3.6	Lunghezza Fabbricato
H [m]	21.5	Altezza Fabbricato
Z _f [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z _{0,Sx} [m]	7.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z _{0,Dx} [m]	7.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X _{Sx} [m]	53.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X _{Dx} [m]	57.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y _{Sx} [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y _{Dx} [m]	19.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

Dati sulle condotte

φ _{Sx} [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
φ _{Dx} [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k _{Sx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k _{Dx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x _{G,Sx} [m]	10.0	Posizione asse Galleria Sx
x _{G,Dx} [m]	50.0	Posizione asse Galleria Dx
i _f [m]	40.0	Interasse Gallerie

Dati di Calcolo

V _{p1} [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V _{p2} [%]	1.5%	Volume perso Caso 2
V _{p3} [%]	2.6%	Volume perso Caso 3
i _{f,Sx} [m]	2.625	Punto di flesso Galleria Sx
i _{f,Dx} [m]	2.625	Punto di flesso Galleria Dx


Risultati
Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]

	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	2.2	6.6	11.5
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	2.2	6.6	11.5

Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]

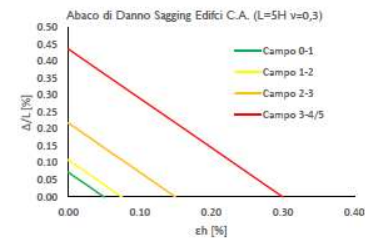
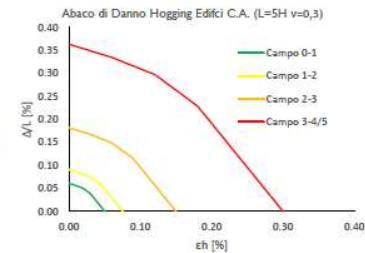
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	2.2	6.6	11.5
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	2.2	6.6	11.5

Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]

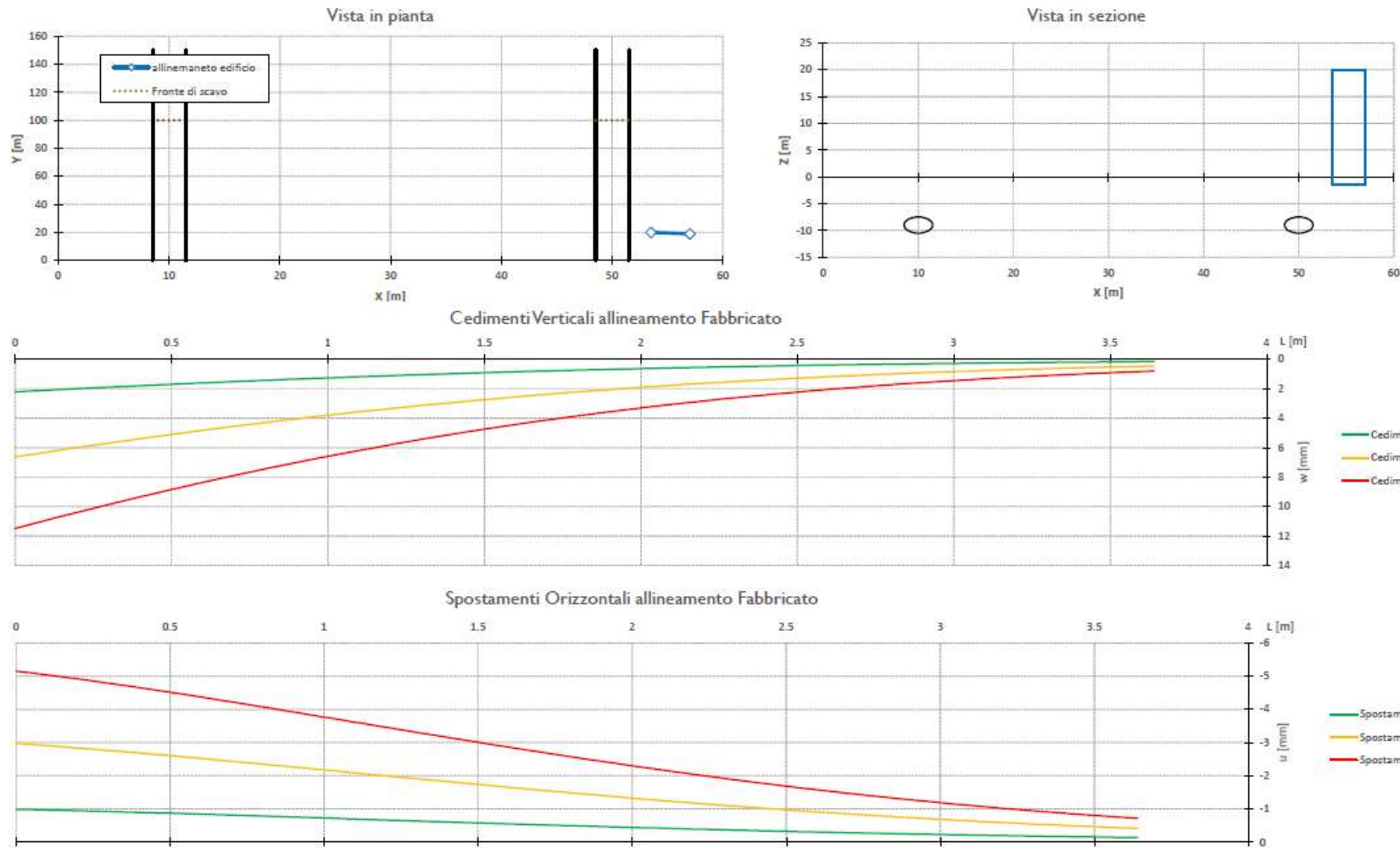
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.2	0.5	0.8
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.2	0.5	0.8

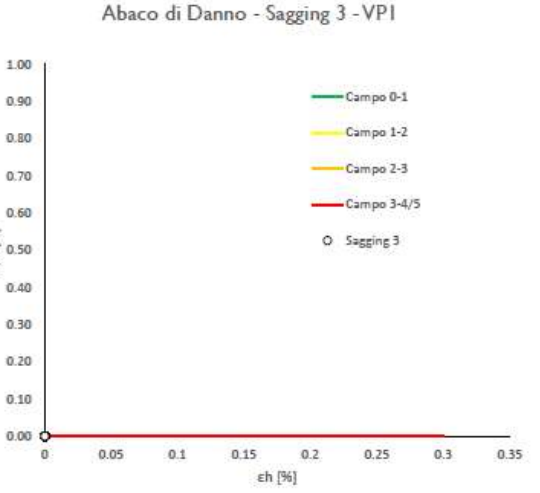
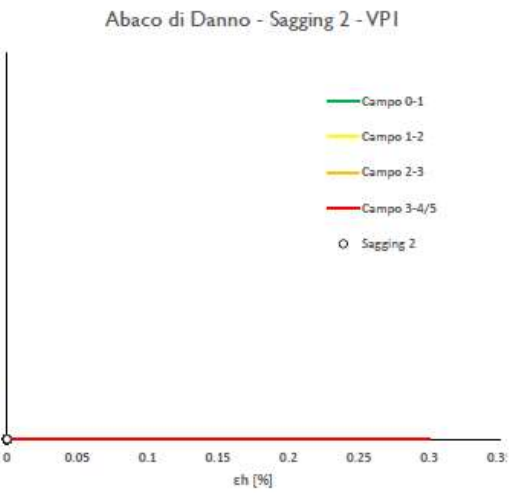
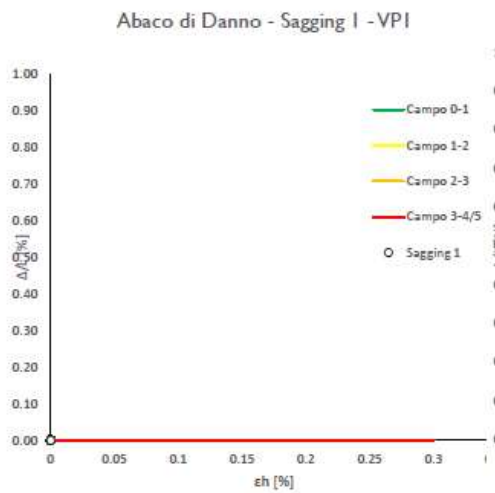
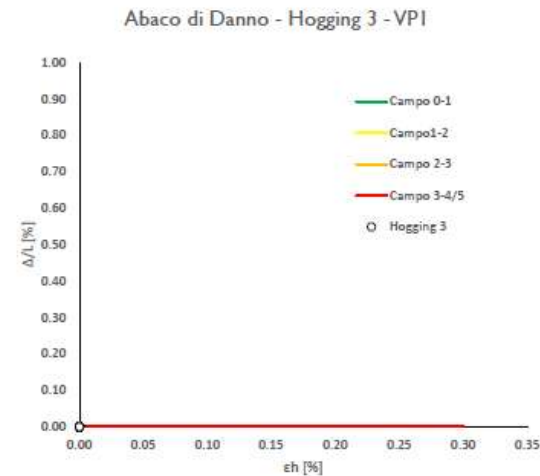
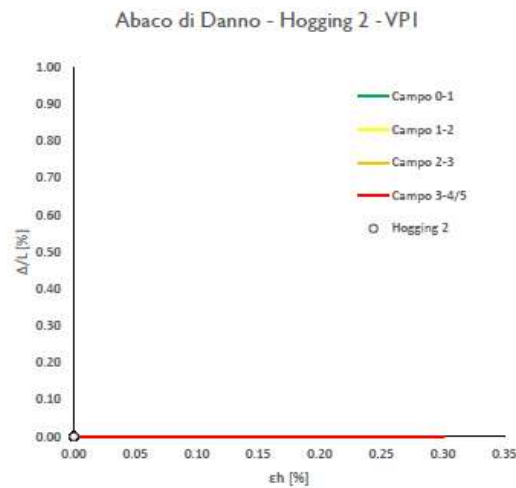
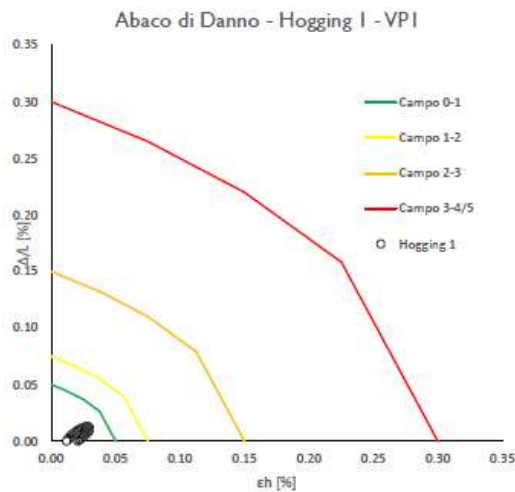
Tipo di Danno	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	Trascurabile	Leggero	Moderato
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

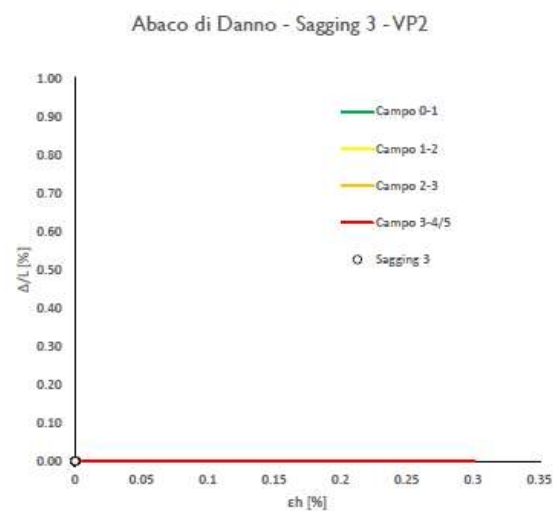
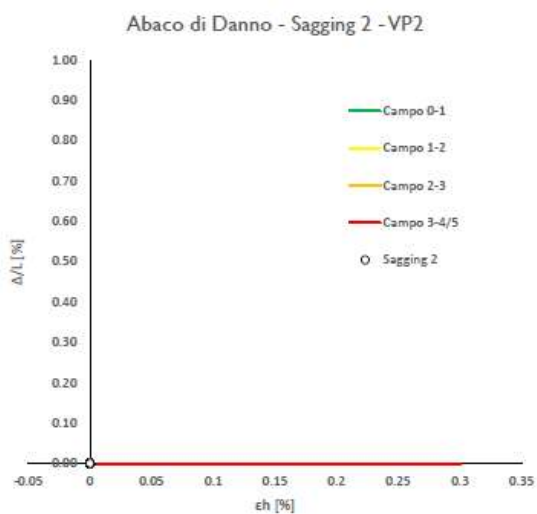
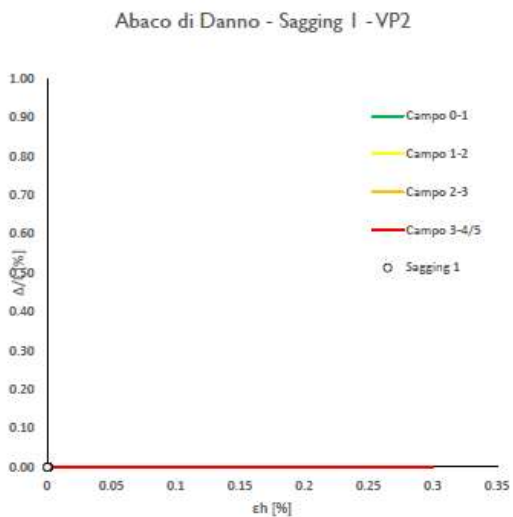
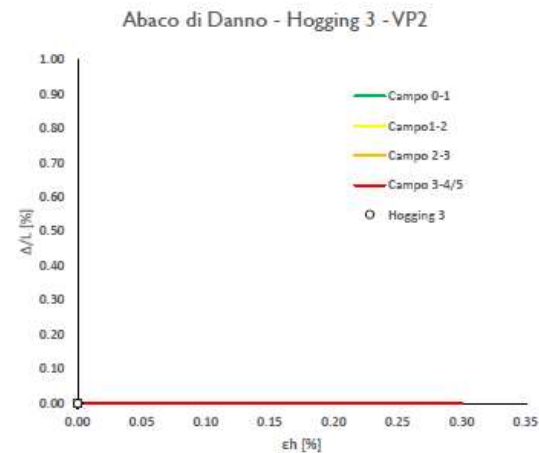
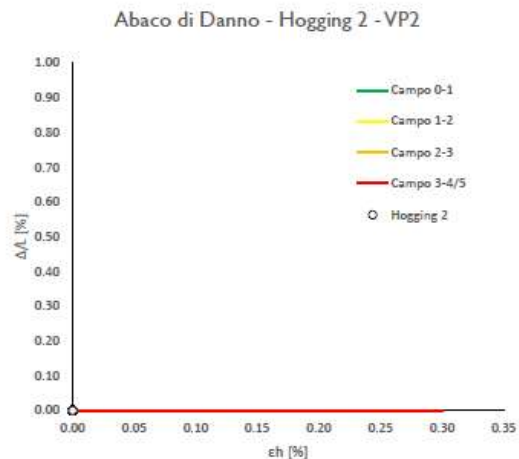
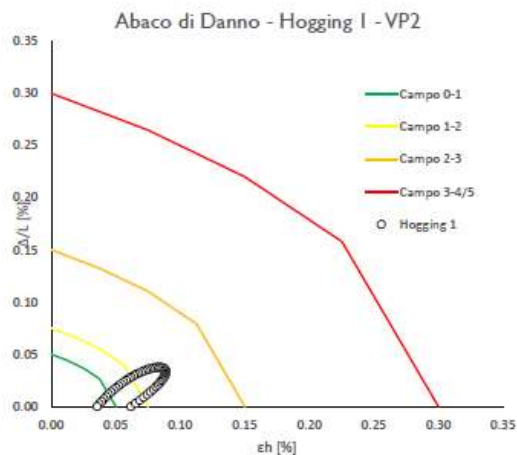
Lunghezze calcolo [m]	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	3.6	3.6	3.6
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0

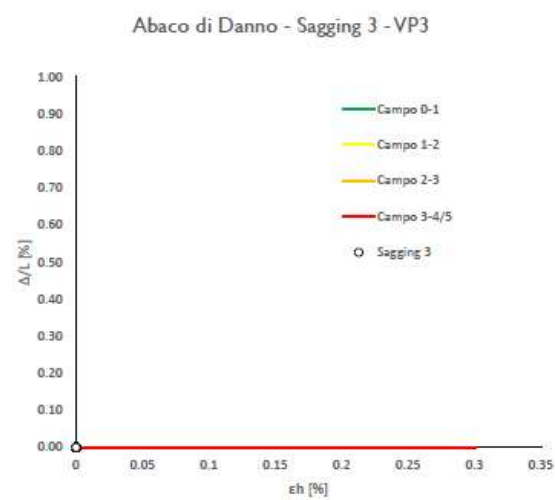
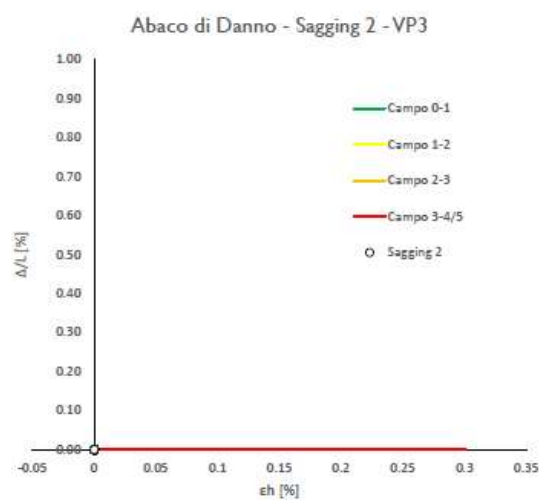
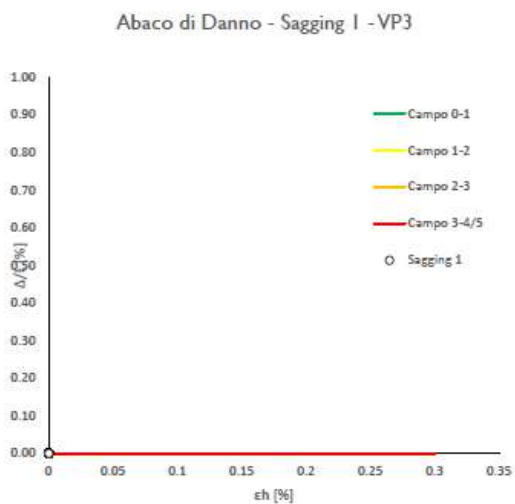
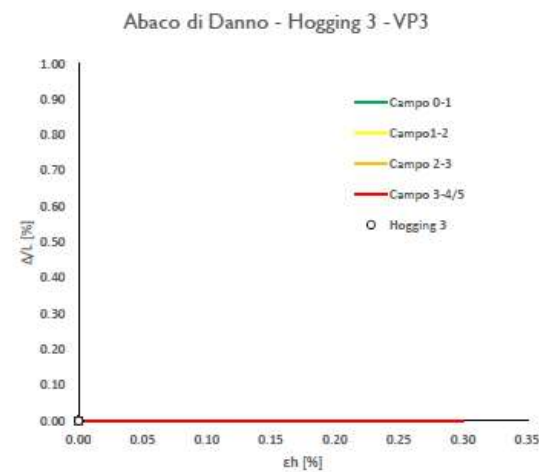
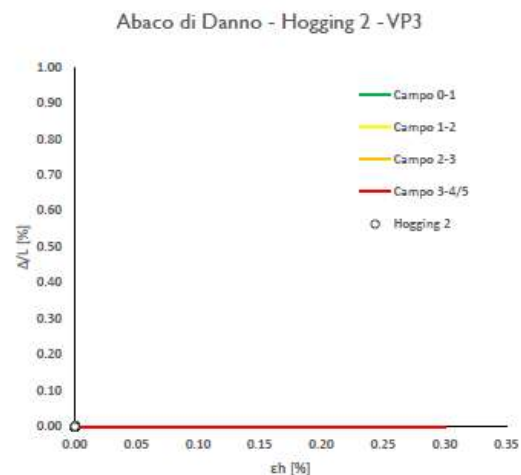
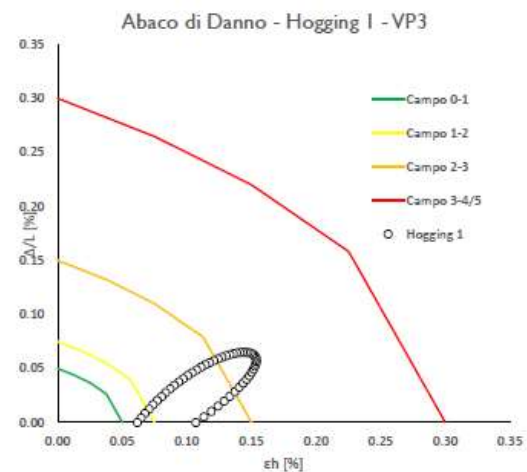


Progetto: 0









RELAZIONE GEOTECNICA
Via Franco Basaglia Altezza Civico 6 Allineamento 2 – Interazione Terreno/Strutture

Progetto: 0 pag. 1/2

Dati Edificio

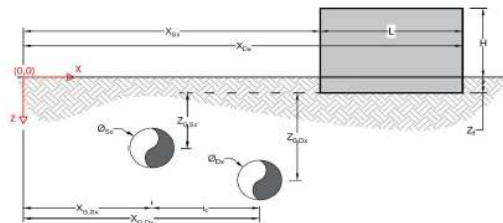
L [m]	7.2	Lunghezza Fabbricato
H [m]	21.5	Altezza Fabbricato
Z _f [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z _{0,Sx} [m]	7.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z _{0,Dx} [m]	7.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X _{Sx} [m]	53.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X _{Dx} [m]	60.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y _{Sx} [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y _{Dx} [m]	17.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

Dati sulle condotte

Ø _{Sx} [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø _{Dx} [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k _{Sx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k _{Dx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
X _{0,Sx} [m]	10.0	Posizione asse Galleria Sx
X _{0,Dx} [m]	50.0	Posizione asse Galleria Dx
i _g [m]	40.0	Interasse Gallerie

Dati di Calcolo

V _{p1} [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V _{p2} [%]	1.5%	Volume perso Caso 2
V _{p3} [%]	2.6%	Volume perso Caso 3
i _{fl,Sx} [m]	2.625	Punto di flesso Galleria Sx
i _{fl,Dx} [m]	2.625	Punto di flesso Galleria Dx


Risultati
Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]

	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	2.2	6.6	11.5
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	2.2	6.6	11.5

Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]

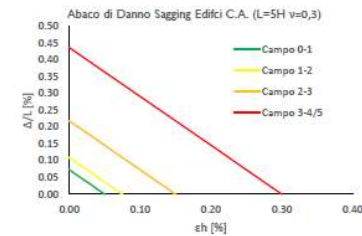
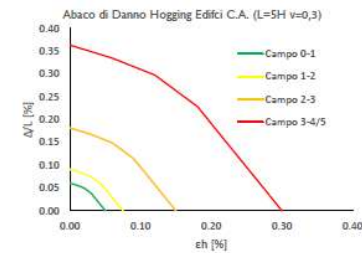
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	2.2	6.6	11.5
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	2.2	6.6	11.5

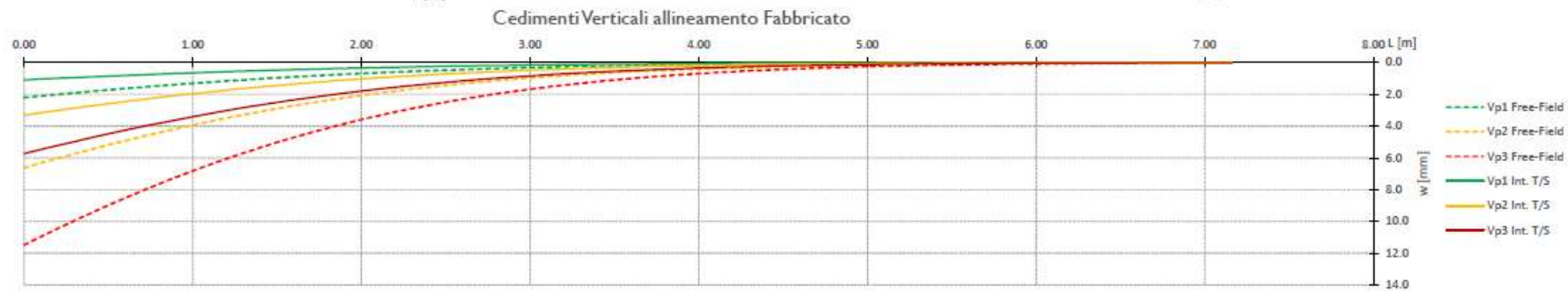
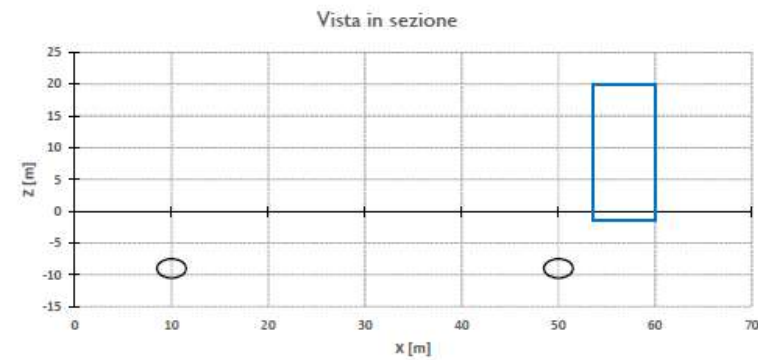
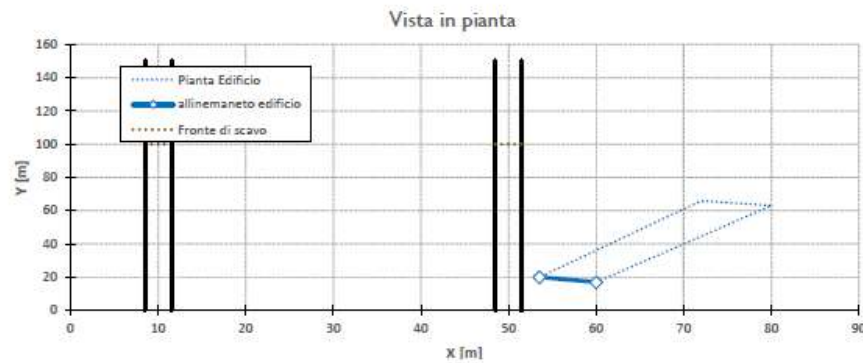
Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]

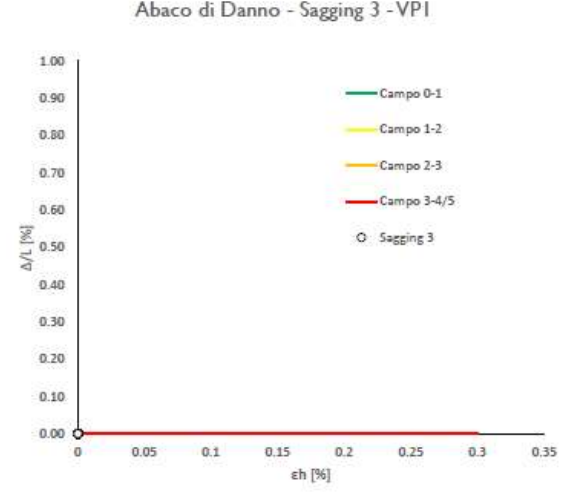
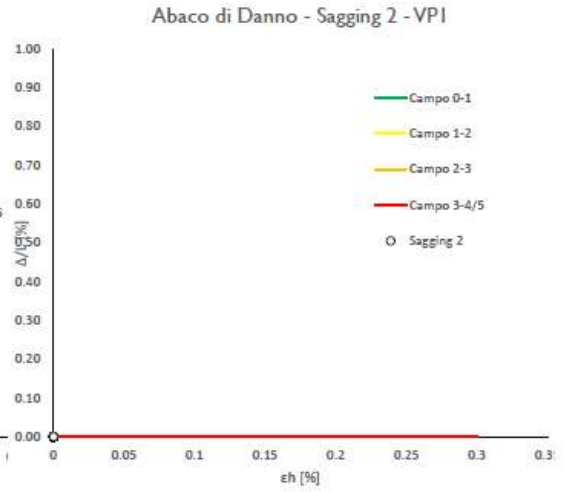
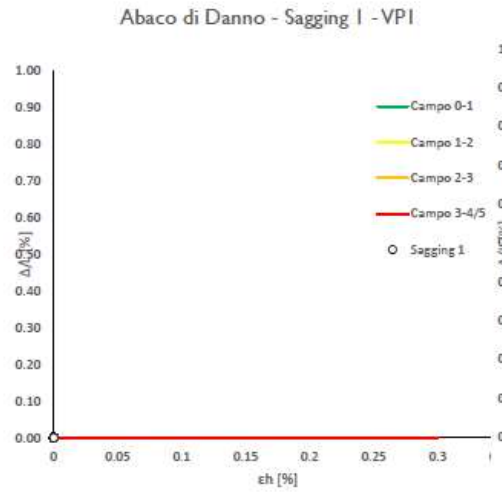
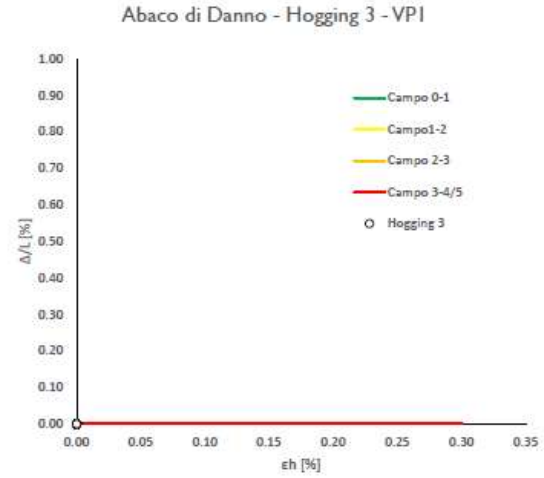
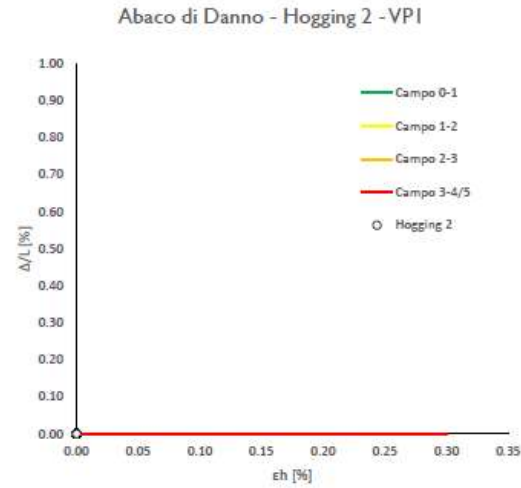
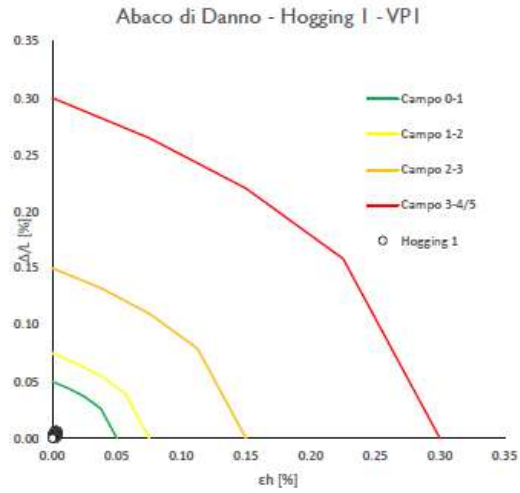
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

Tipo di Danno	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

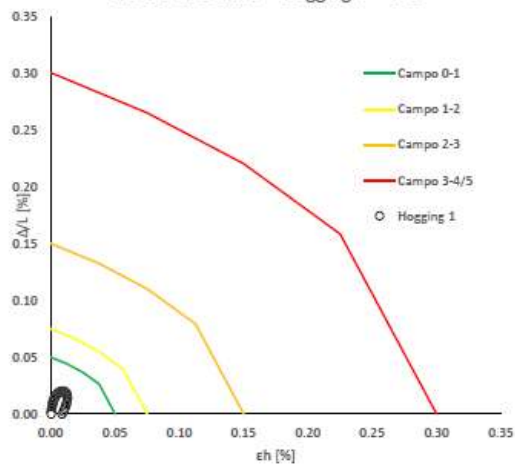
Lunghezze calcolo [m]	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	7.2	7.2	7.2
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



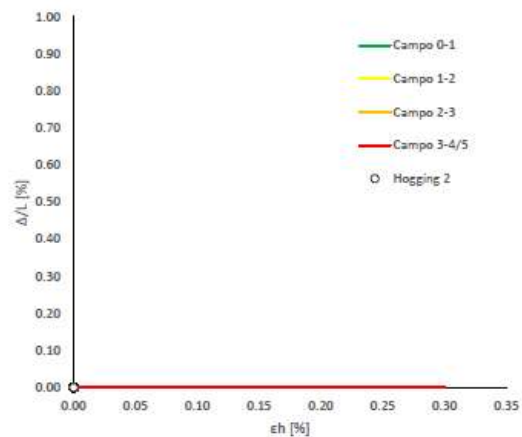




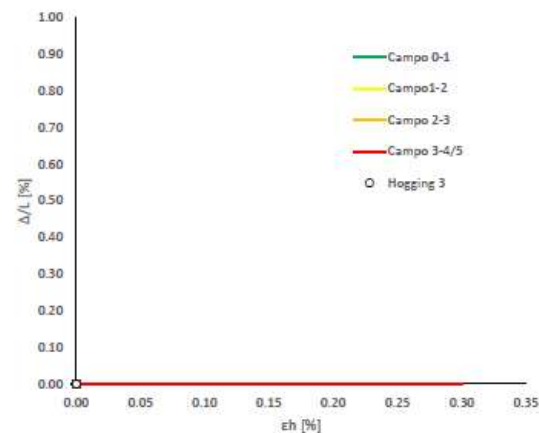
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



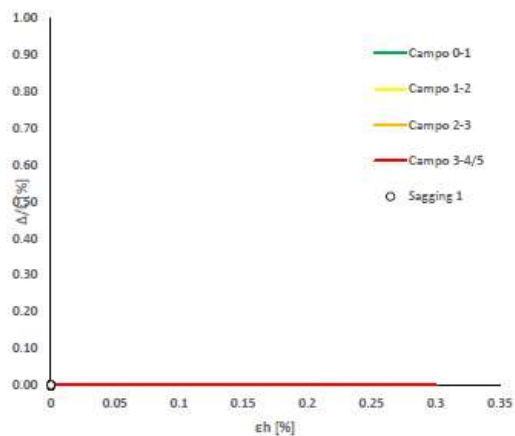
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



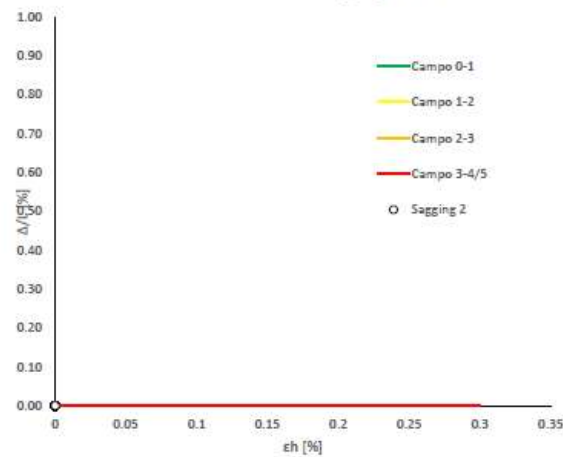
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



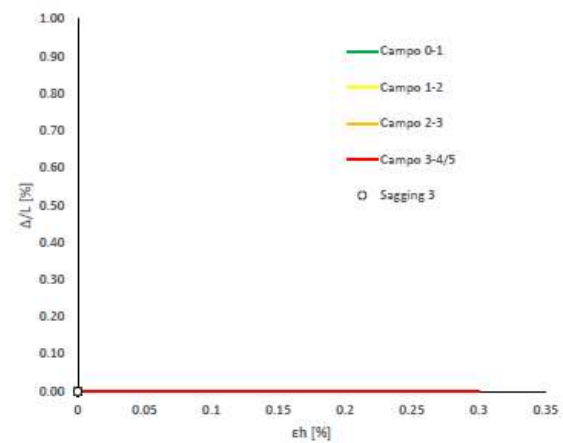
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2

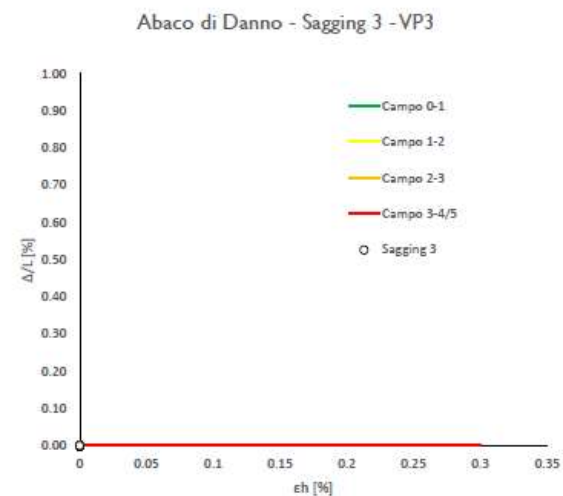
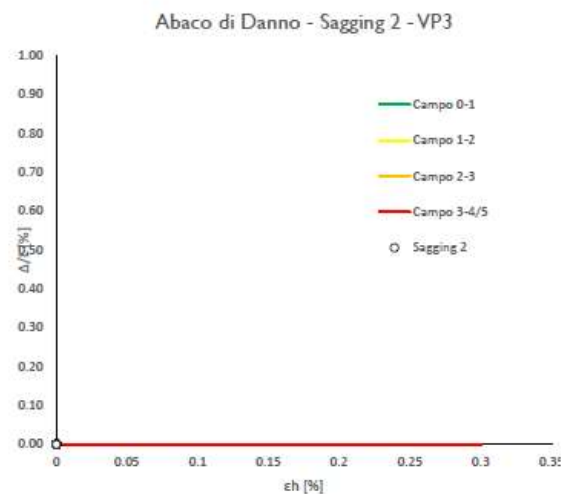
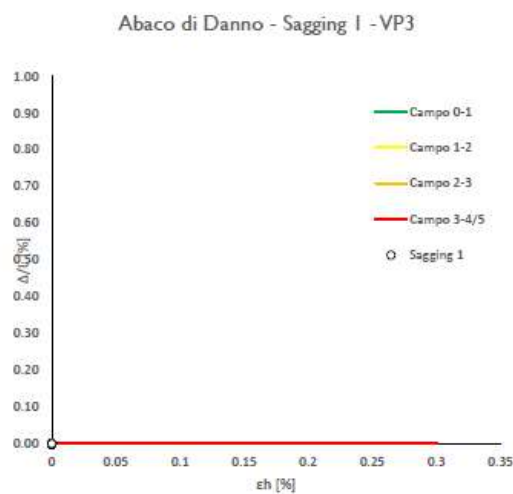
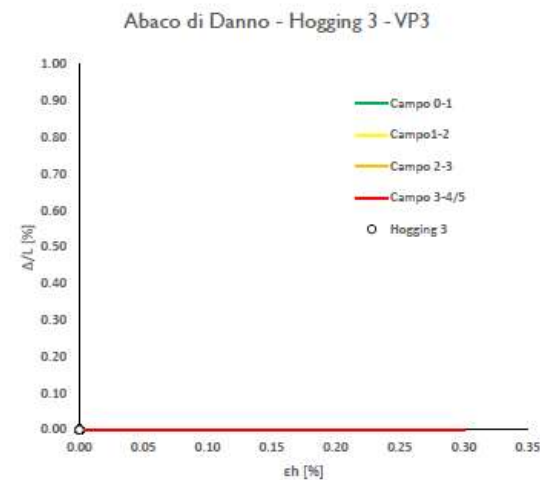
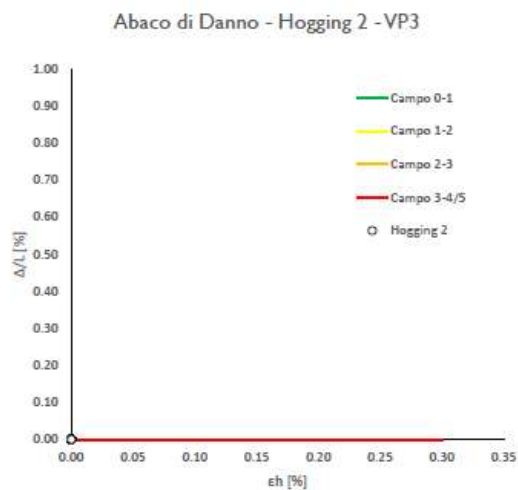
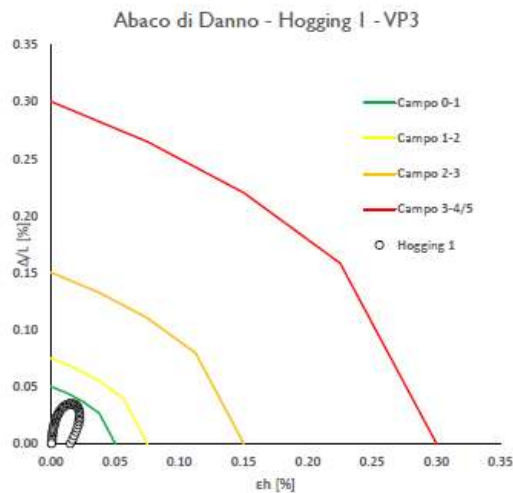


Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2





RELAZIONE GEOTECNICA
Scuola Enrico Fermi Allineamento 1 – Green Field

 Progetto: 0 pag. 1/2
Dati Edificio

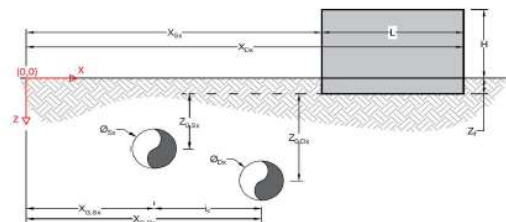
L [m]	33.2	Lunghezza Fabbricato
H [m]	15.5	Altezza Fabbricato
Z _f [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z _{0,Sx} [m]	8.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z _{0,Dx} [m]	8.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X _{Sx} [m]	56.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X _{Dx} [m]	67.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y _{Sx} [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y _{Dx} [m]	51.5	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato	Tipo di Struttura	
Istruzione	Destinazione D'uso	

Dati sulle condotte

Ø _{Sx} [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø _{Dx} [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k _{Sx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k _{Dx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x _{G,Sx} [m]	10.0	Posizione asse Galleria Sx
x _{G,Dx} [m]	50.0	Posizione asse Galleria Dx
i _g [m]	40.0	Interasse Gallerie

Dati di Calcolo

V _{p1} [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V _{p2} [%]	1.5%	Volume perso Caso 2
V _{p3} [%]	2.6%	Volume perso Caso 3
l _{f,Sx} [m]	2.975	Punto di flesso Galleria Sx
l _{f,Dx} [m]	2.975	Punto di flesso Galleria Dx


Risultati
Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]

	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.4	1.3	2.3
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.4	1.3	2.3

Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]

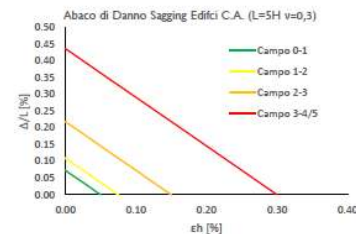
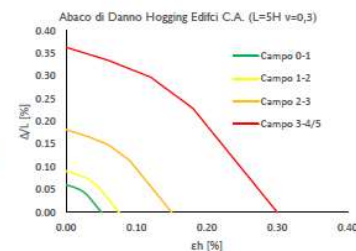
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.4	1.3	2.3
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.4	1.3	2.3

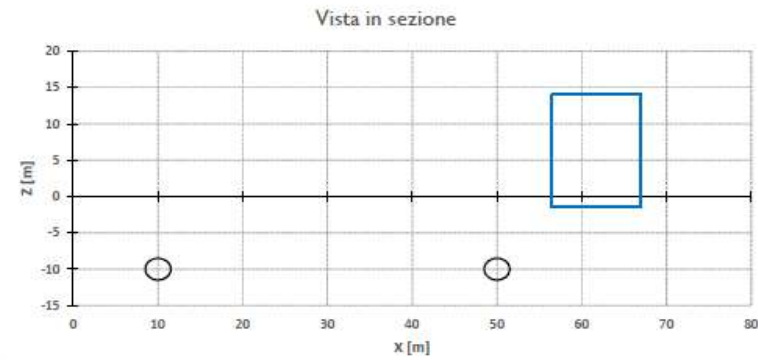
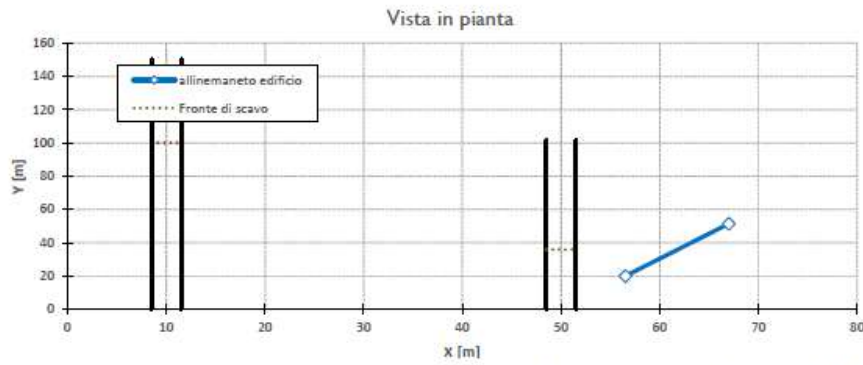
Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]

	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

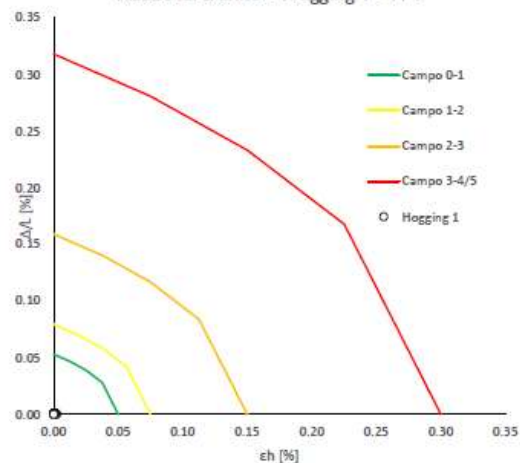
Tipo di Danno	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

Lunghezze calcolo [m]	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	33.2	33.2	33.2
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0

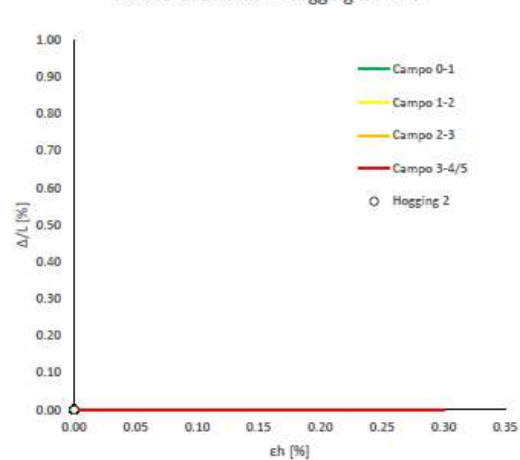




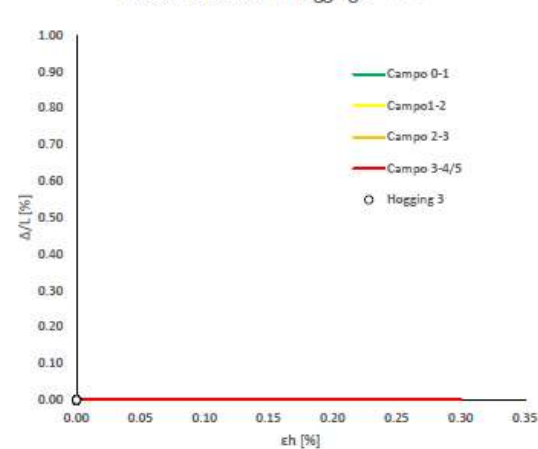
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



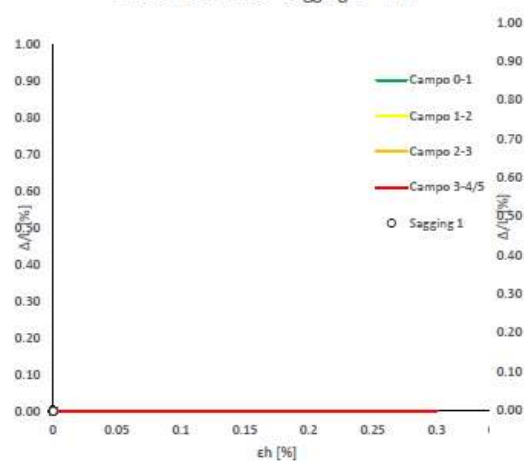
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



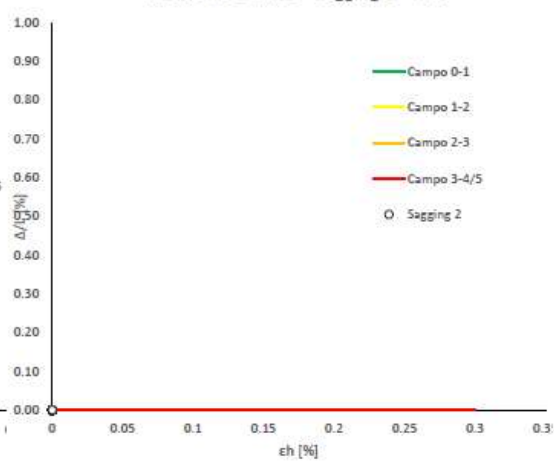
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



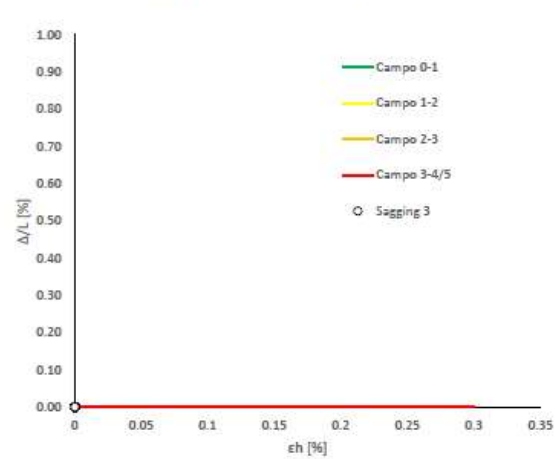
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI

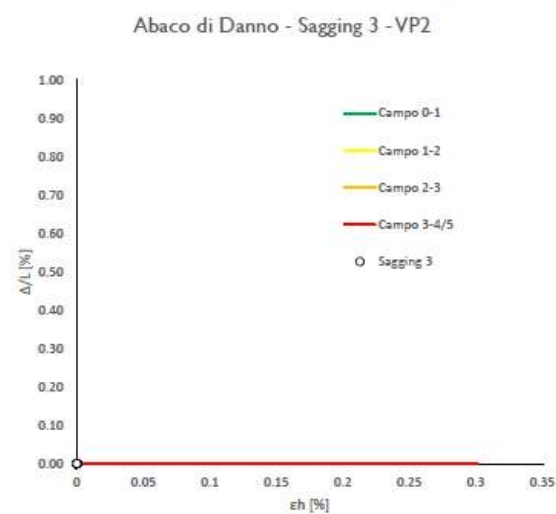
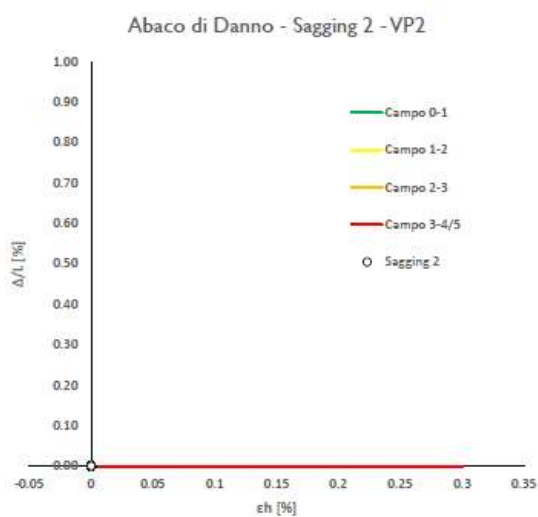
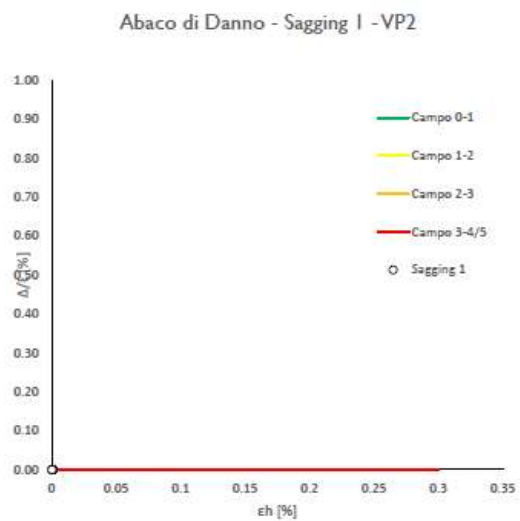
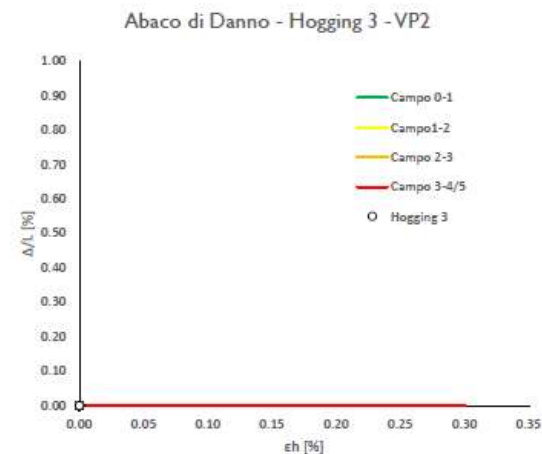
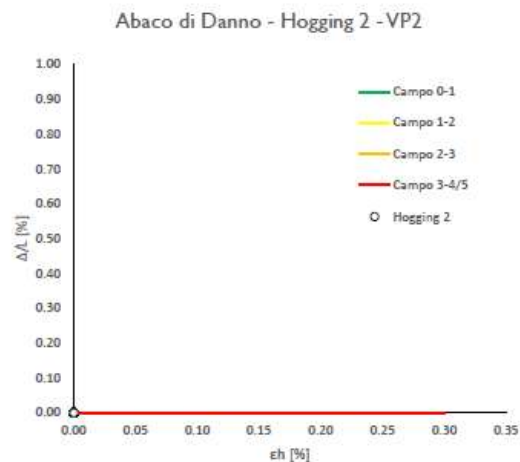
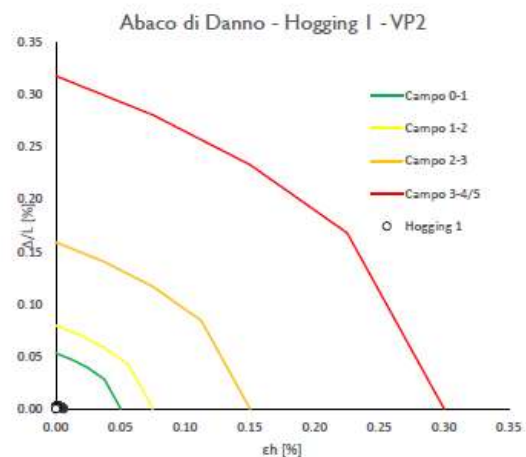


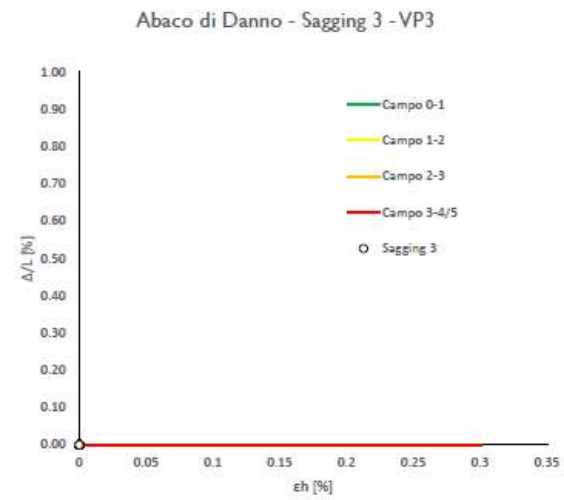
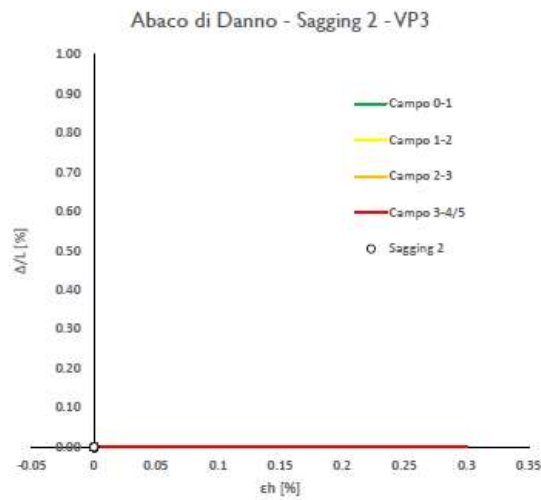
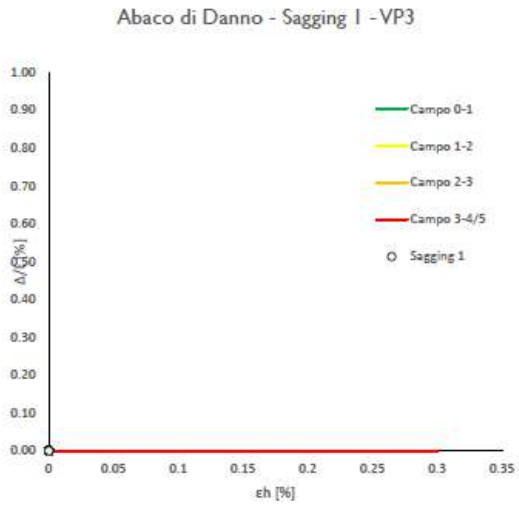
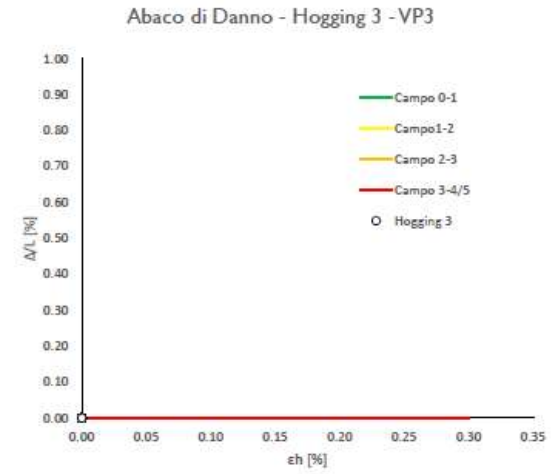
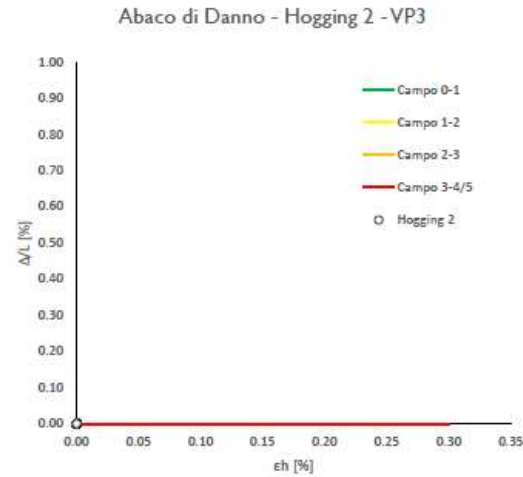
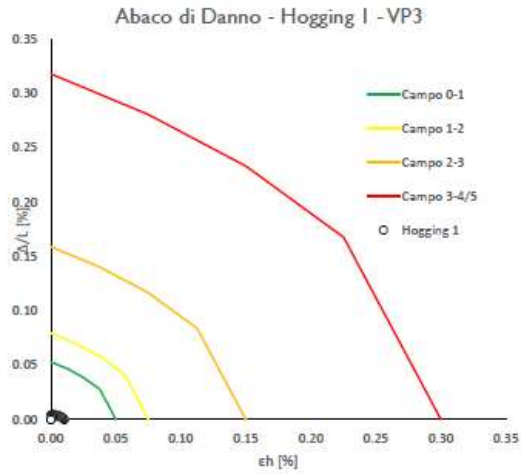
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI







RELAZIONE GEOTECNICA
Scuola Enrico Fermi Allineamento 2 – Green Field

Progetto: 0 CALCOLO DELLE CURVE DI SUBSIDENZA - caso a doppia canna pag. 1/2

Dati Edificio

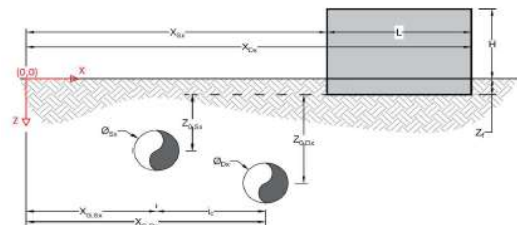
L [m]	10.8	Lunghezza Fabbricato
H [m]	15.5	Altezza Fabbricato
Z _f [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z _{0,Sx} [m]	8.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z _{0,Dx} [m]	8.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X _{Sx} [m]	56.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X _{Dx} [m]	66.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y _{Sx} [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y _{Dx} [m]	16.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato	Tipo di Struttura	
Istruzione	Destinazione D'uso	

Dati sulle condotte

Ø _{Sx} [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø _{Dx} [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k _{Sx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k _{Dx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x _{G,Sx} [m]	10.0	Posizione asse Galleria Sx
x _{G,Dx} [m]	50.0	Posizione asse Galleria Dx
l _c [m]	40.0	Interasse Gallerie

Dati di Calcolo

V _{p1} [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V _{p2} [%]	1.5%	Volume perso Caso 2
V _{p3} [%]	2.6%	Volume perso Caso 3
i _{fl,Sx} [m]	2.975	Punto di flesso Galleria Sx
i _{fl,Dx} [m]	2.975	Punto di flesso Galleria Dx


Risultati
Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]

	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.4	1.3	2.3
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.4	1.3	2.3

Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]

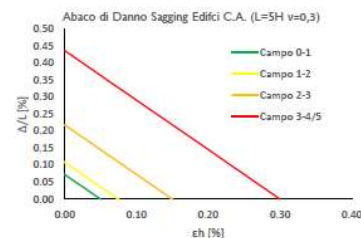
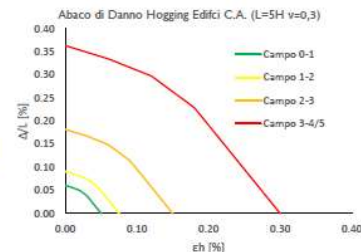
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.4	1.3	2.3
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.4	1.3	2.3

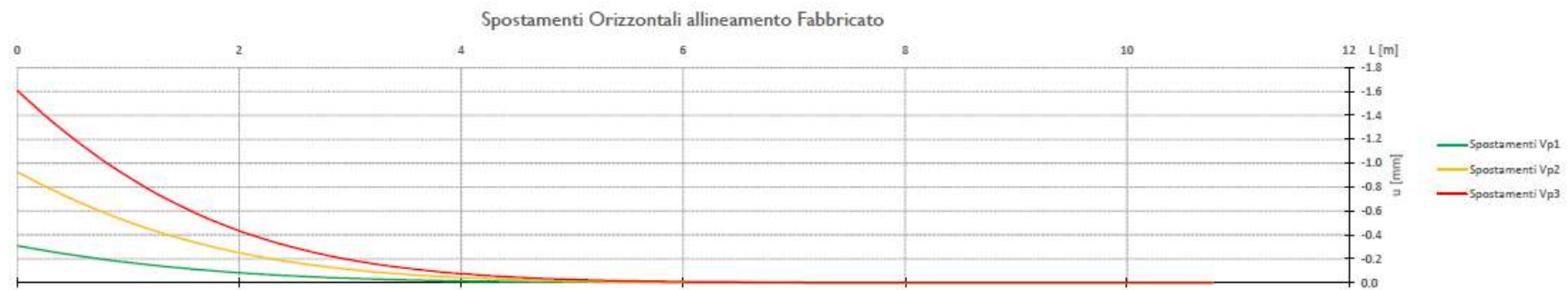
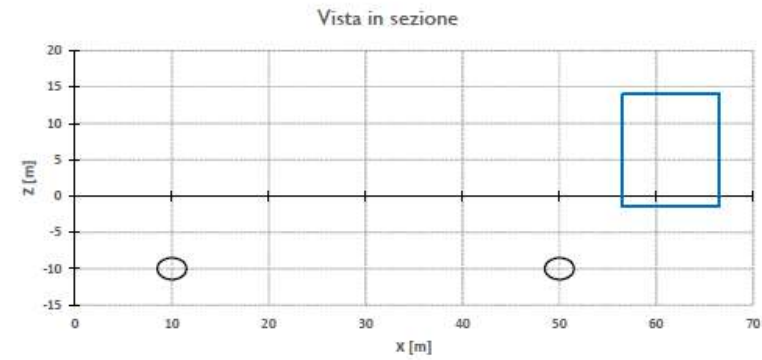
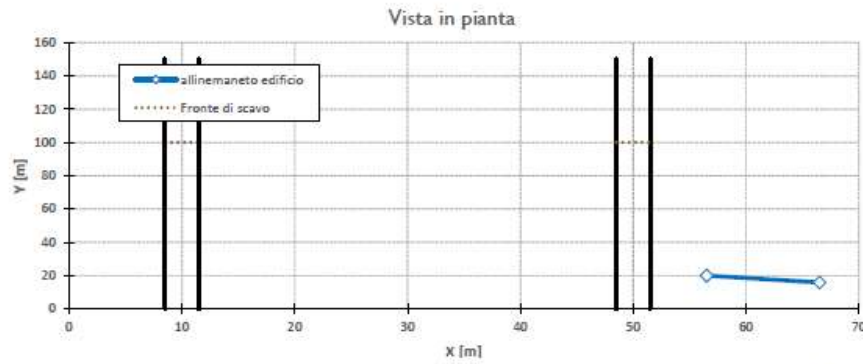
Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]

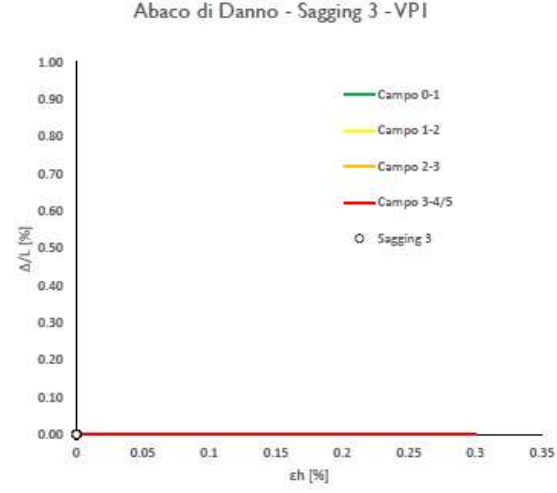
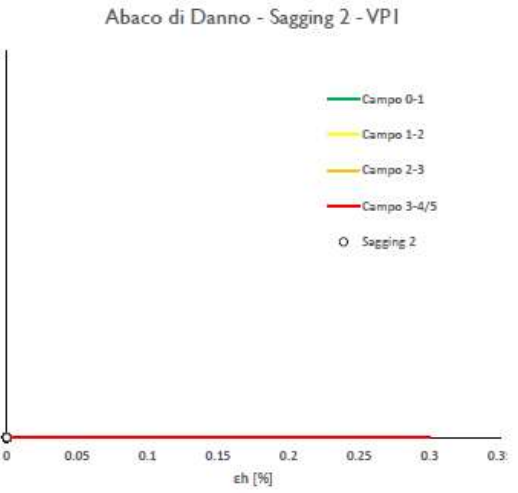
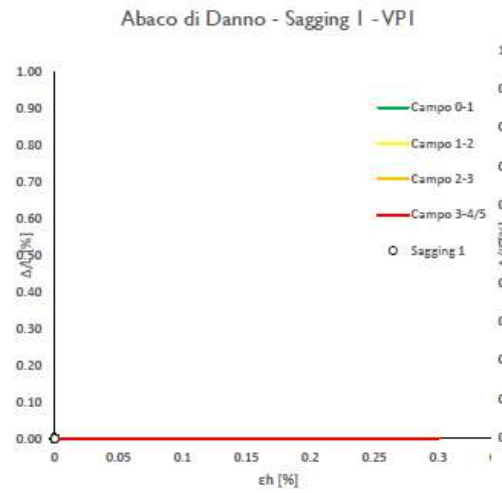
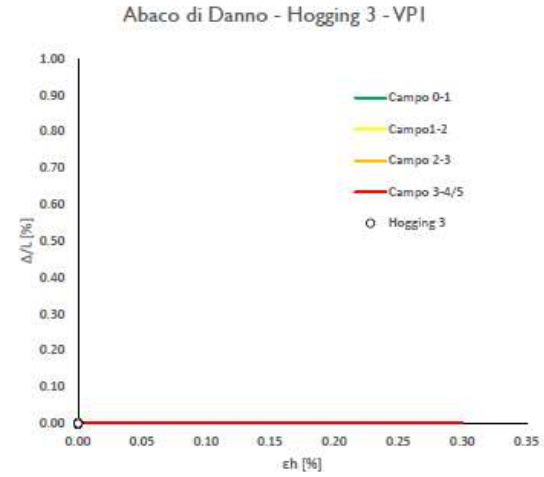
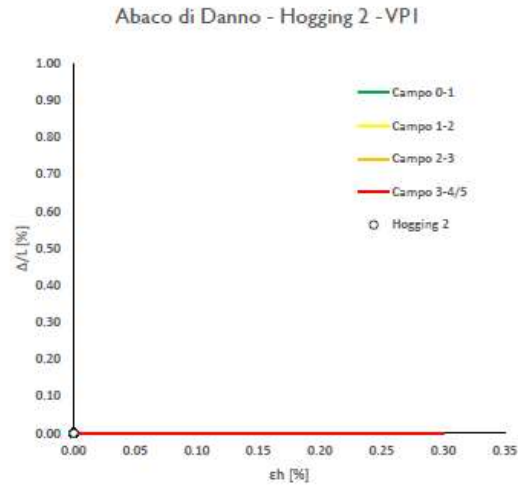
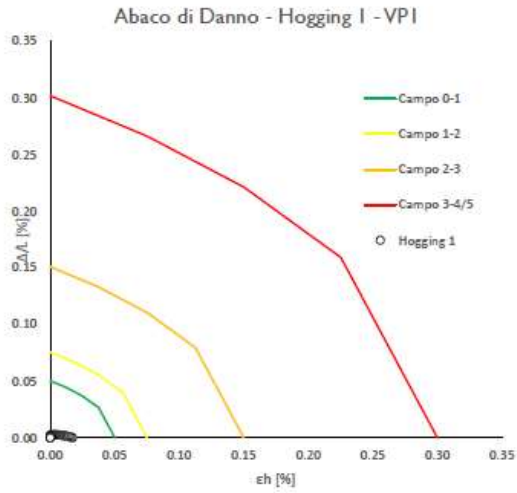
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

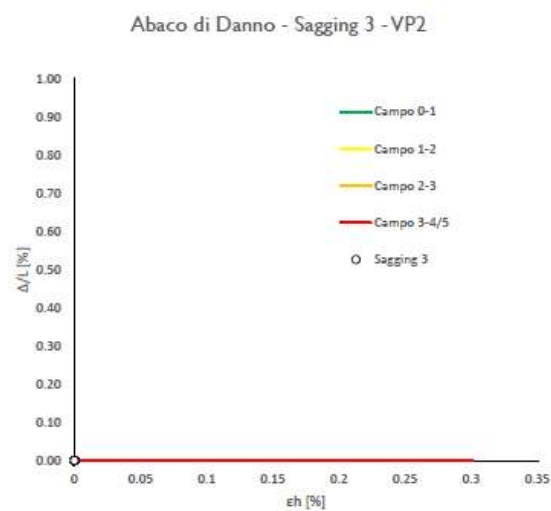
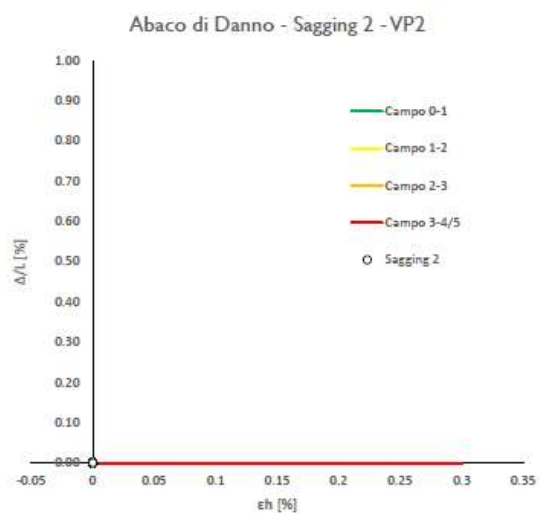
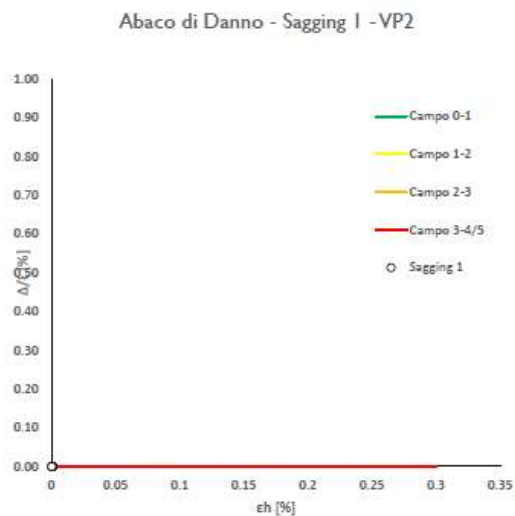
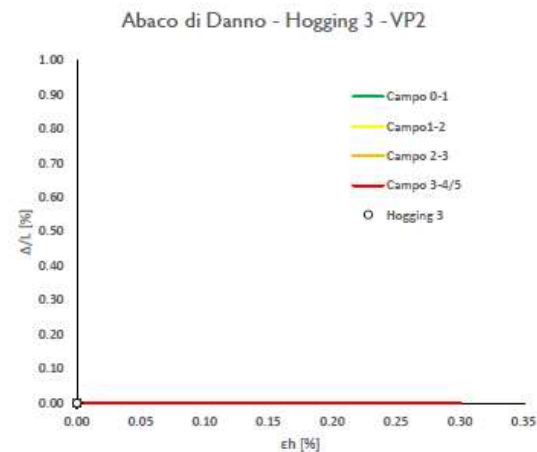
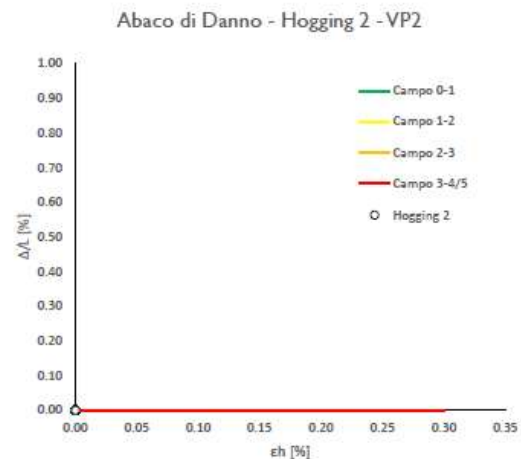
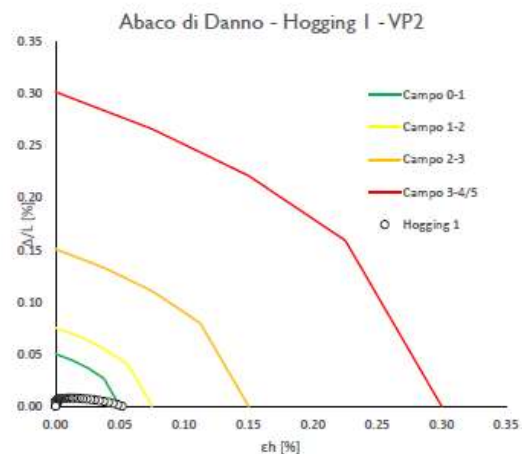
Tipo di Danno	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	Trascurabile	Molto Leggero	Leggero
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

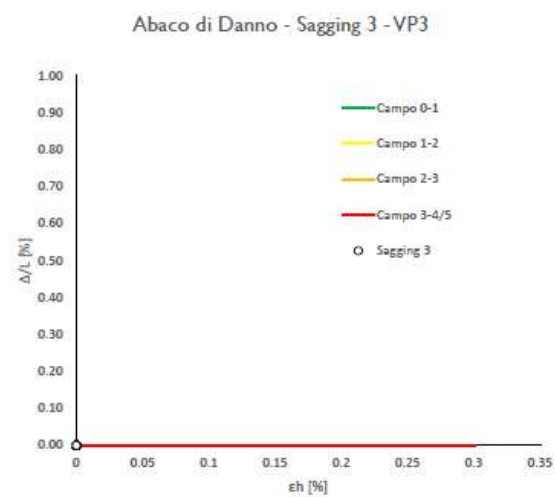
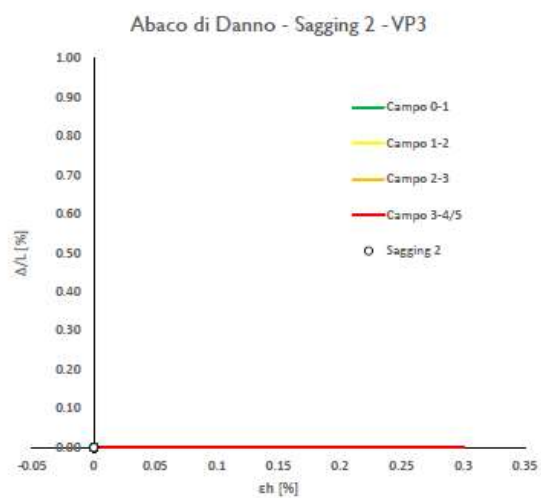
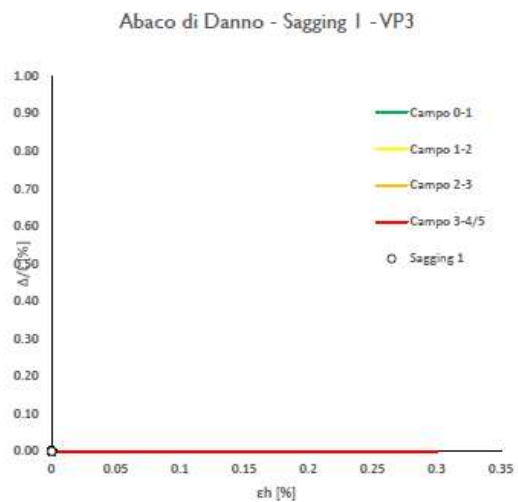
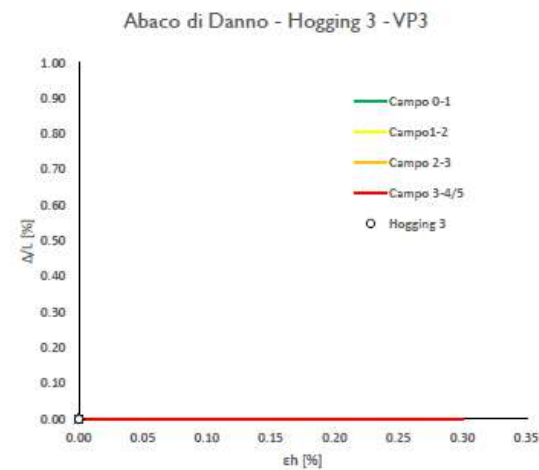
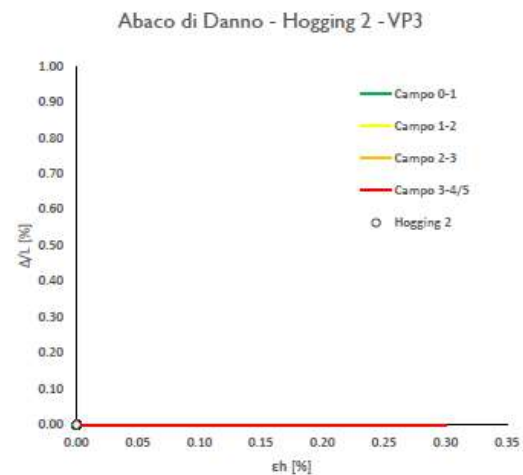
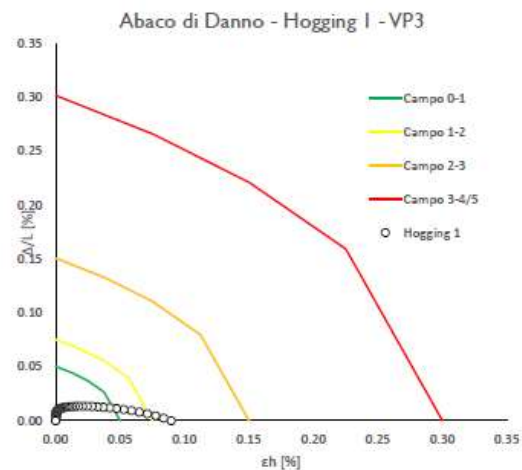
Lunghezze calcolo [m]	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	10.8	10.8	10.8
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0











RELAZIONE GEOTECNICA
Scuola Enrico Fermi Allineamento 2 – Interazione Terreno/Strutture

 Progetto: 0 pag. 1/2
Dati Edificio

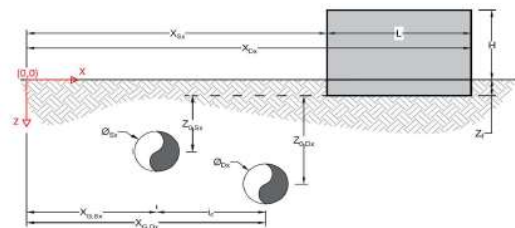
L [m]	10.8	Lunghezza Fabbricato
H [m]	15.5	Altezza Fabbricato
Z _f [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z _{0,Sx} [m]	8.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z _{0,Dx} [m]	8.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X _{Sx} [m]	56.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X _{Dx} [m]	66.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y _{Sx} [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y _{Dx} [m]	16.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato	Tipo di Struttura	
Istruzione	Destinazione D'uso	

Dati sulle condotte

∅ _{Sx} [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
∅ _{Dx} [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k _{Sx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k _{Dx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x _{G,Sx} [m]	10.0	Posizione asse Galleria Sx
x _{G,Dx} [m]	50.0	Posizione asse Galleria Dx
i _f [m]	40.0	Interasse Gallerie

Dati di Calcolo

V _{p1} [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V _{p2} [%]	1.5%	Volume perso Caso 2
V _{p3} [%]	2.6%	Volume perso Caso 3
i _{f,Sx} [m]	2.975	Punto di flesso Galleria Sx
i _{f,Dx} [m]	2.975	Punto di flesso Galleria Dx


Risultati
Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]

	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.4	1.3	2.3
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.4	1.3	2.3

Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]

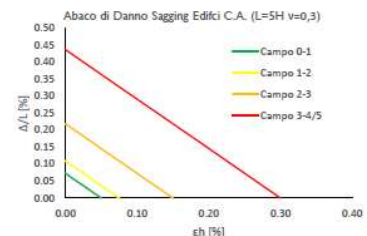
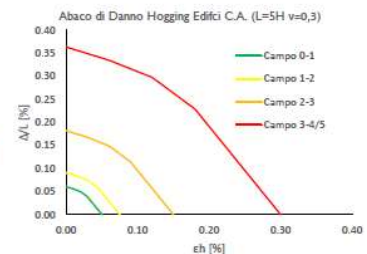
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.4	1.3	2.3
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.4	1.3	2.3

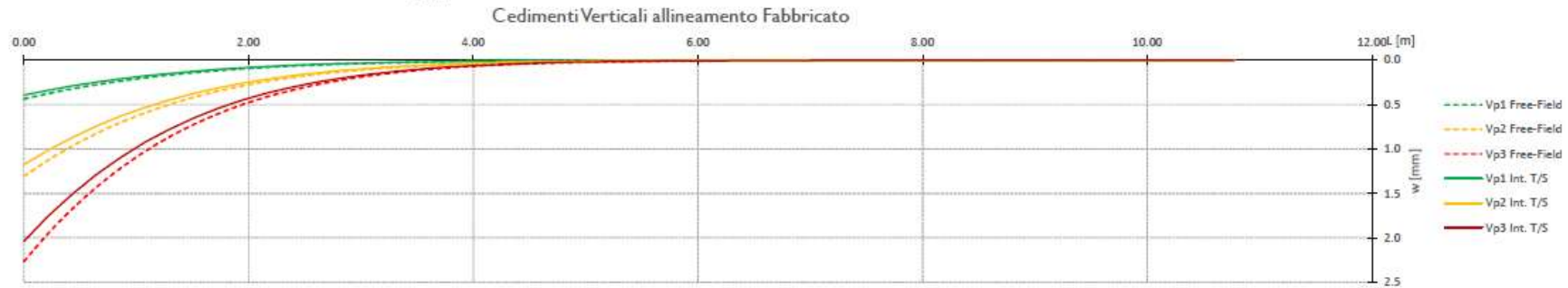
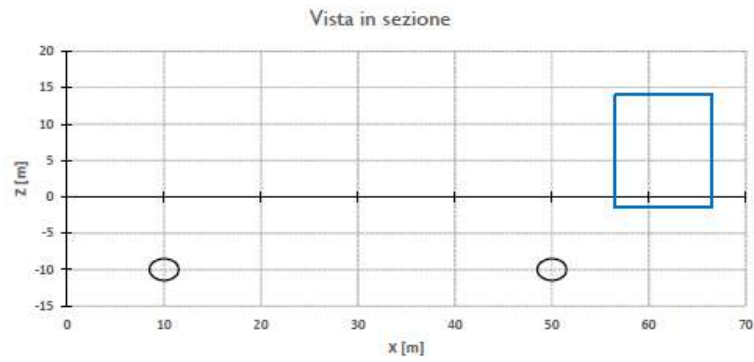
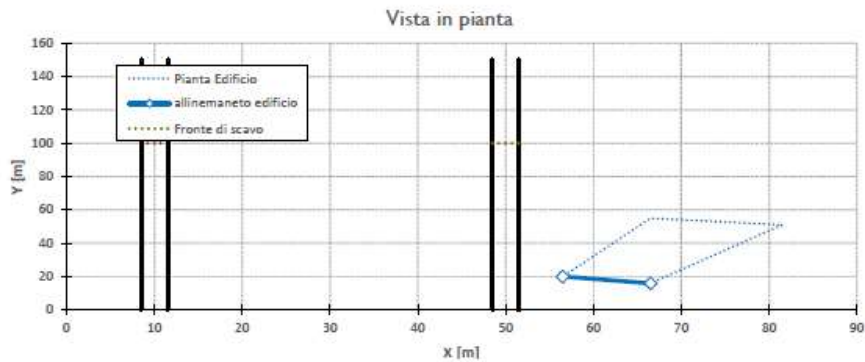
Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]

	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

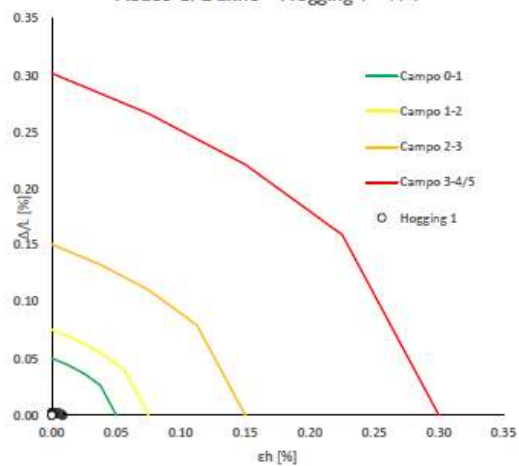
Tipo di Danno	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

Lunghezze calcolo [m]	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	10.8	10.8	10.8
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0

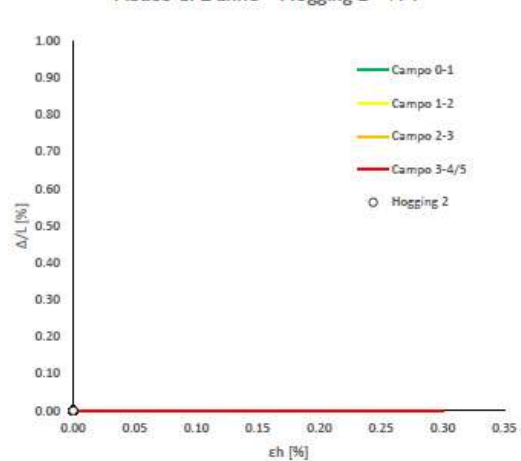




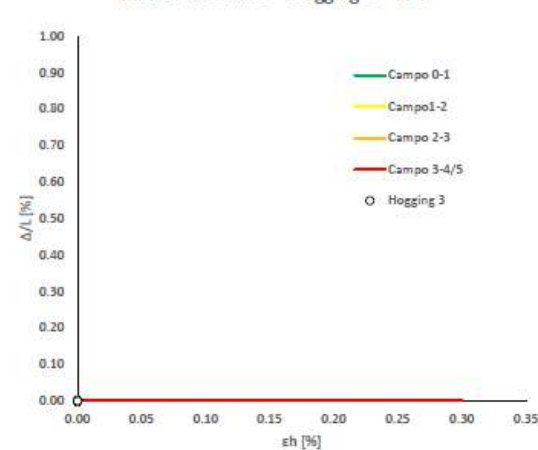
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



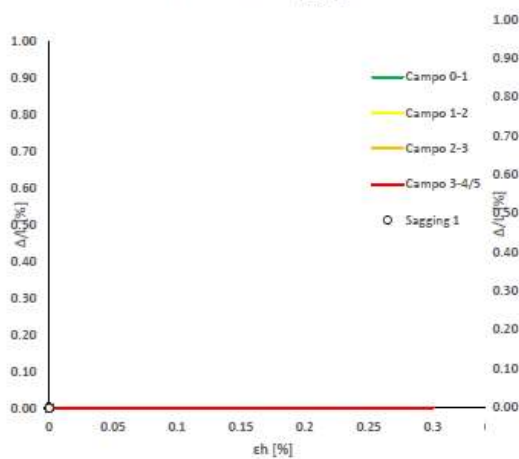
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



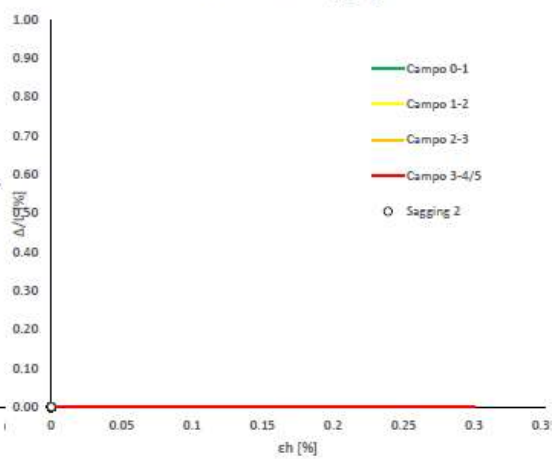
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



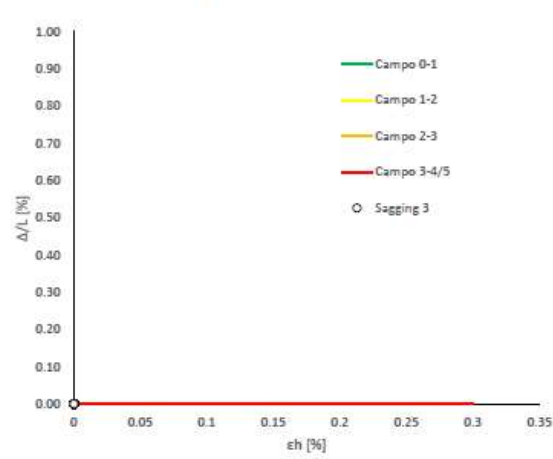
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



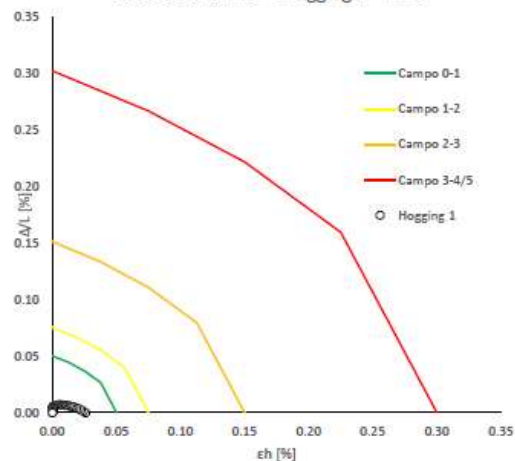
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



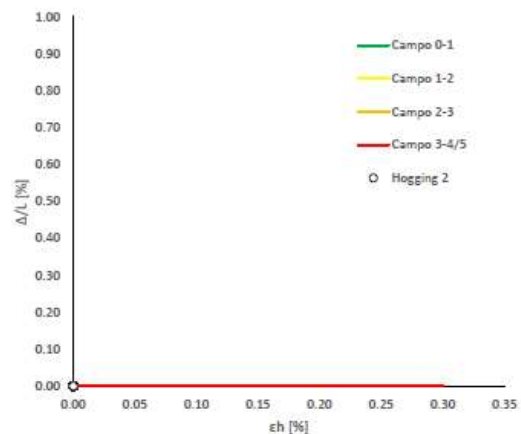
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



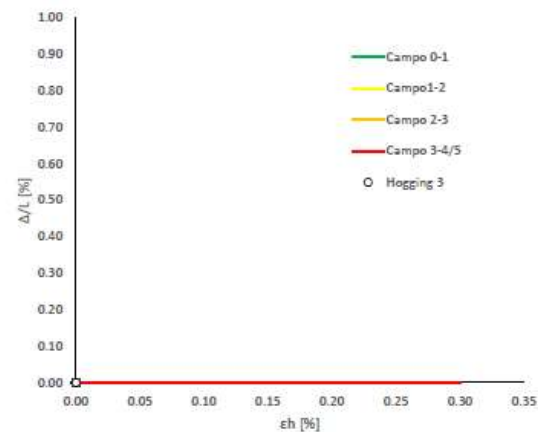
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



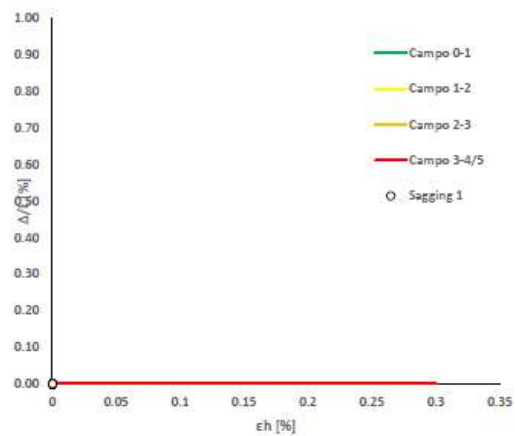
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



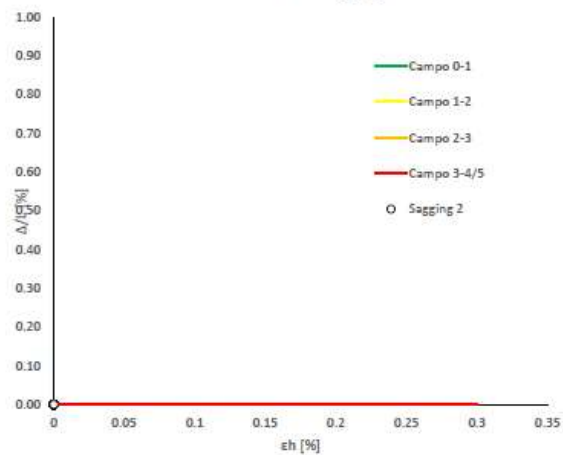
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



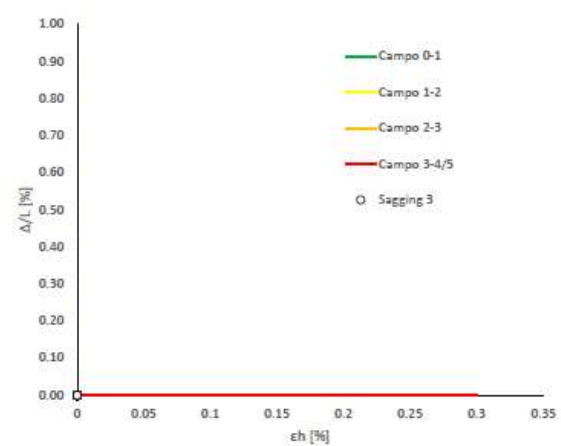
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2

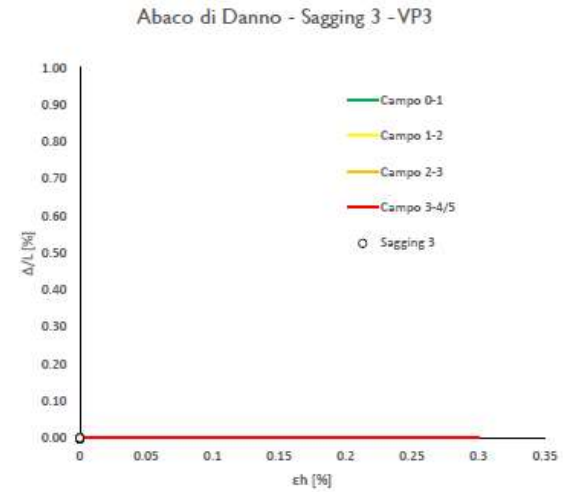
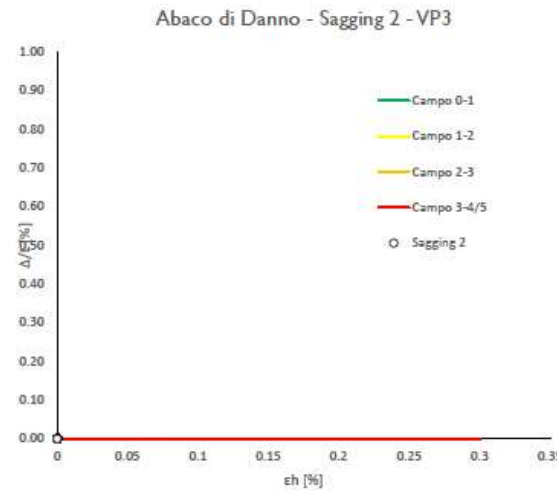
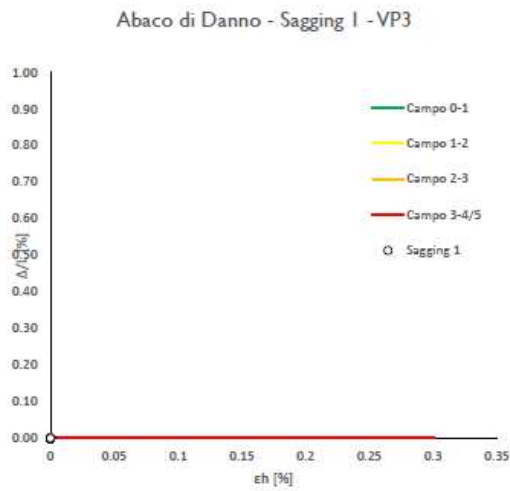
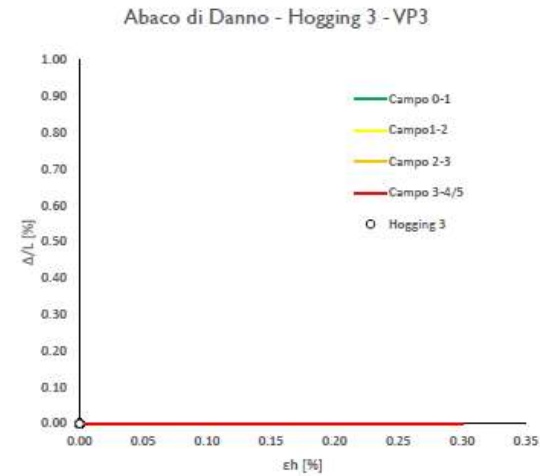
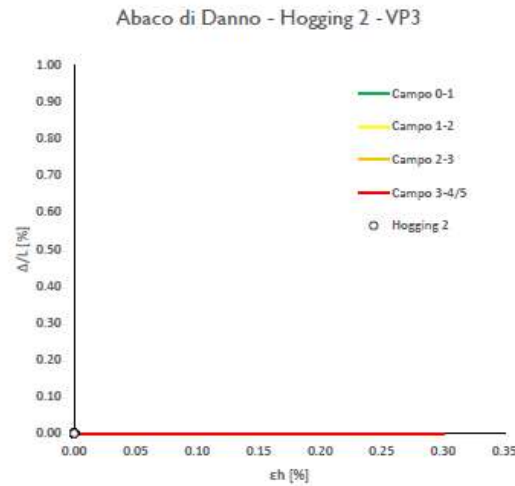
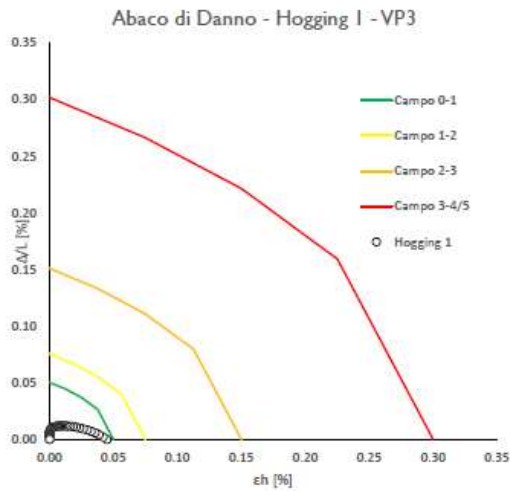


Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2





RELAZIONE GEOTECNICA
Via Trionfale Altezza Civico 8382-8416 Allineamento 1 – Green Field

 Progetto: 0 CALCOLO DELLE CURVE DI SUBSIDENZA - caso a doppia canna pag. 1/2
Dati Edificio

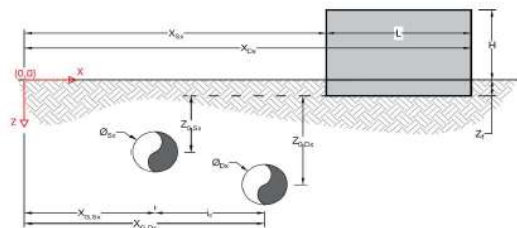
L [m]	28.0	Lunghezza Fabbricato
H [m]	21.5	Altezza Fabbricato
Z _f [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z _{0,Sx} [m]	8.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z _{0,Dx} [m]	8.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X _{Sx} [m]	56.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X _{Dx} [m]	56.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y _{Sx} [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y _{Dx} [m]	48.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

Dati sulle condotte

Ø _{Sx} [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø _{Dx} [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k _{Sx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k _{Dx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x _{G,Sx} [m]	10.0	Posizione asse Galleria Sx
x _{G,Dx} [m]	50.0	Posizione asse Galleria Dx
i _g [m]	40.0	Interasse Gallerie

Dati di Calcolo

V _{p1} [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V _{p2} [%]	1.5%	Volume perso Caso 2
V _{p3} [%]	2.6%	Volume perso Caso 3
i _{f,Sx} [m]	2.975	Punto di flesso Galleria Sx
i _{f,Dx} [m]	2.975	Punto di flesso Galleria Dx


Risultati
Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]

	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.4	1.3	2.3
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.4	1.3	2.3

Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]

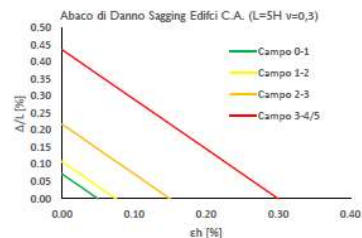
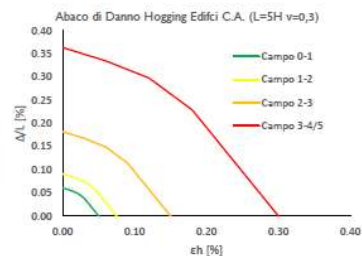
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.4	1.3	2.3
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.4	1.3	2.3

Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]

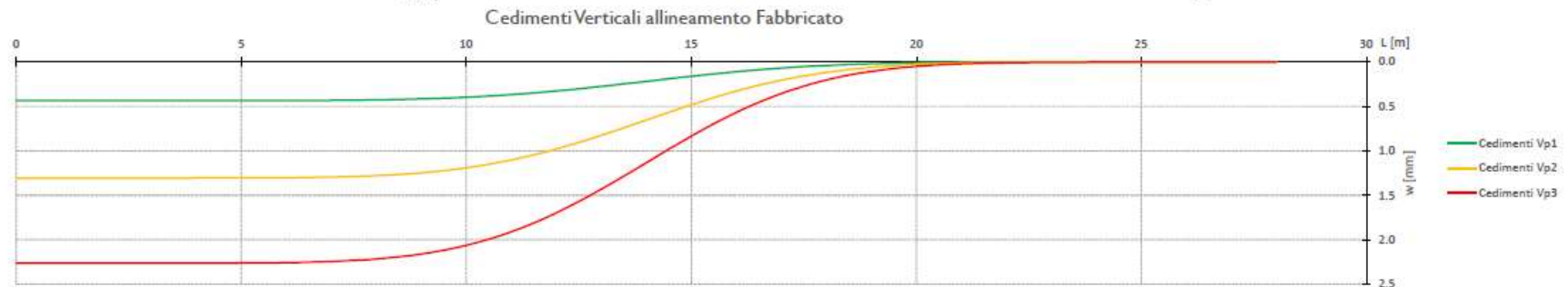
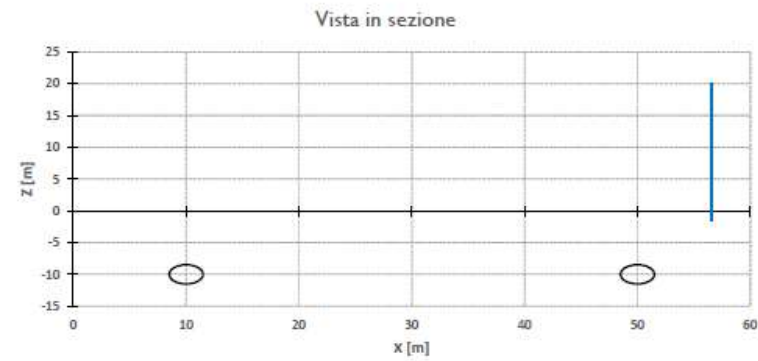
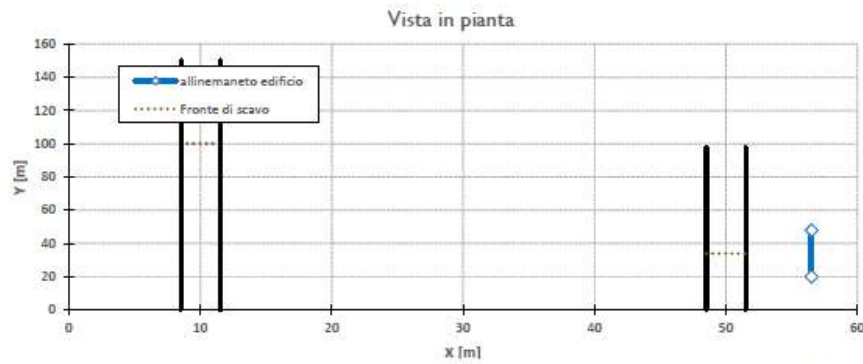
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

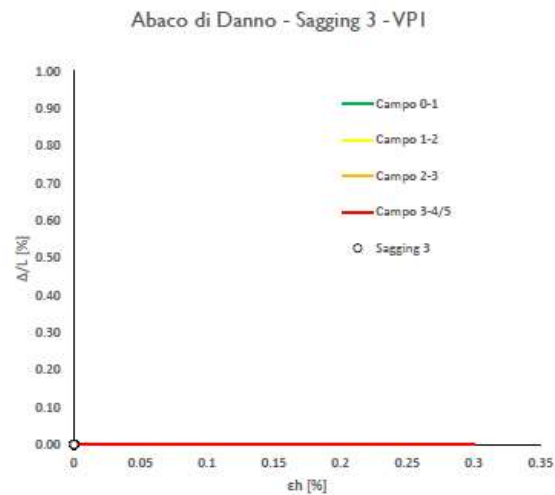
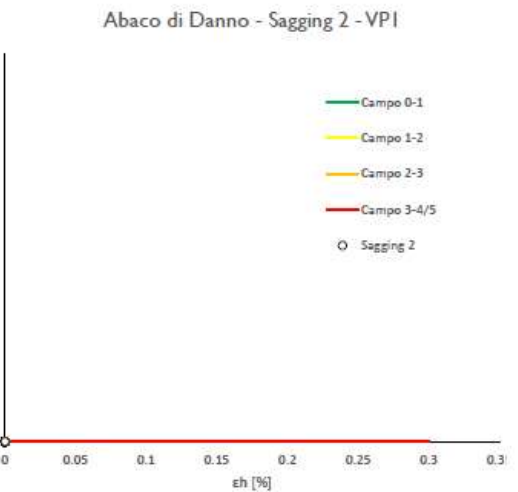
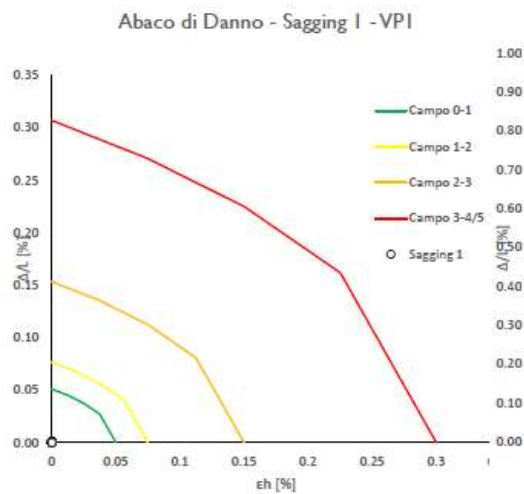
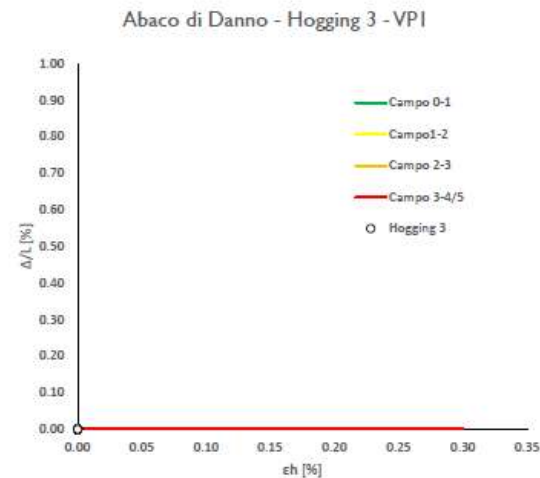
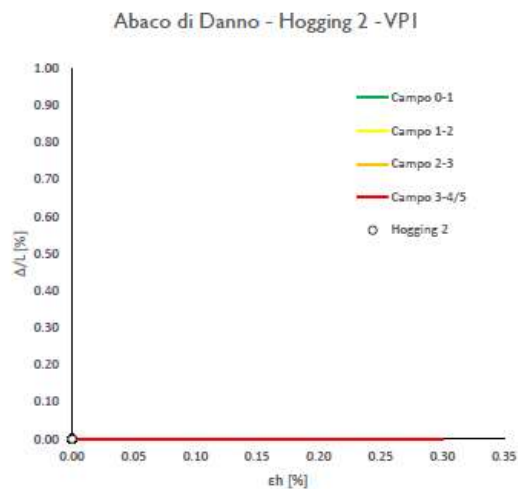
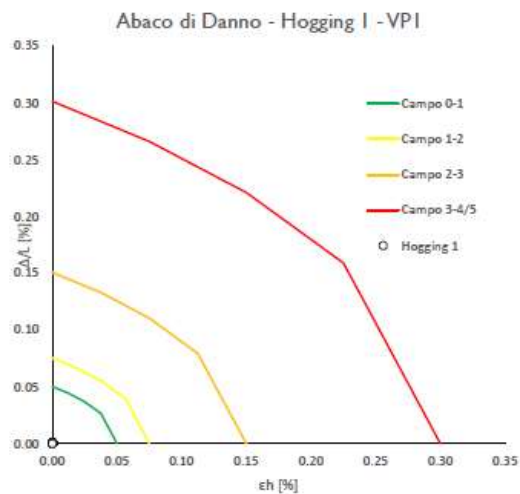
Tipo di Danno	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

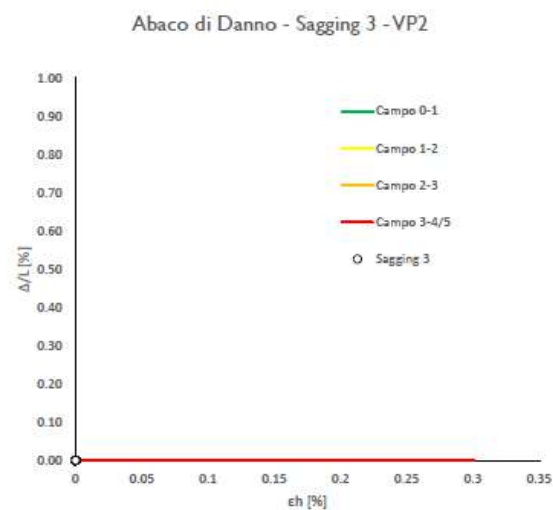
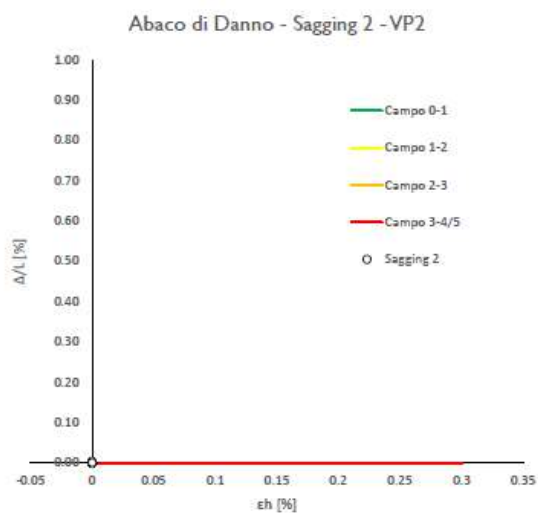
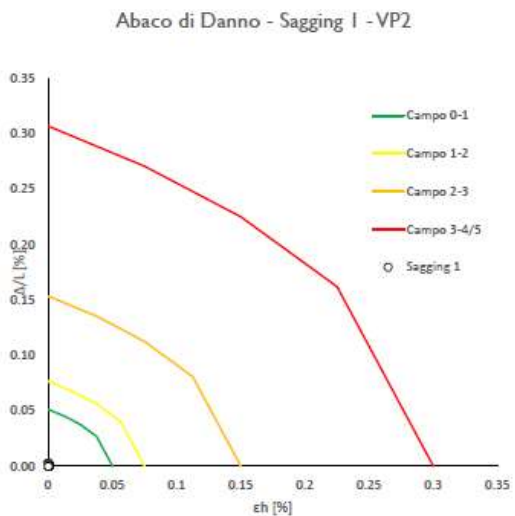
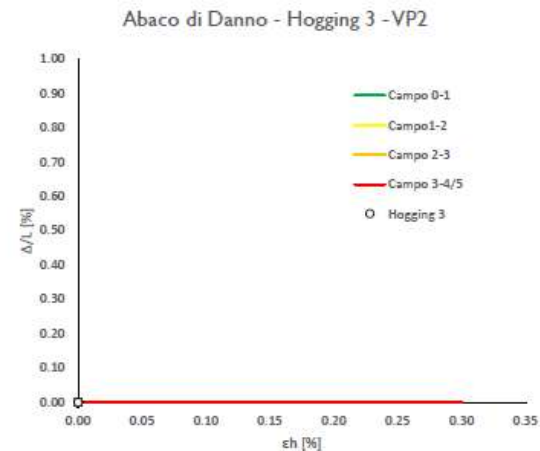
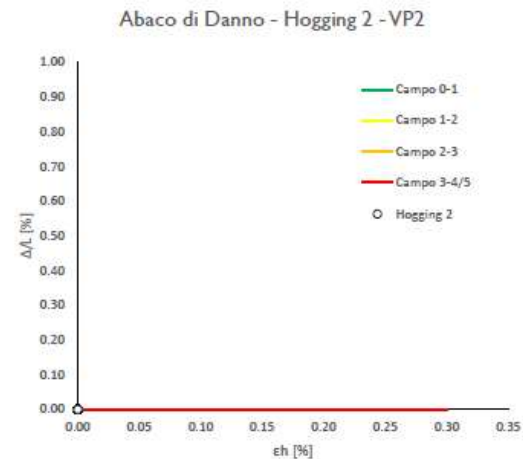
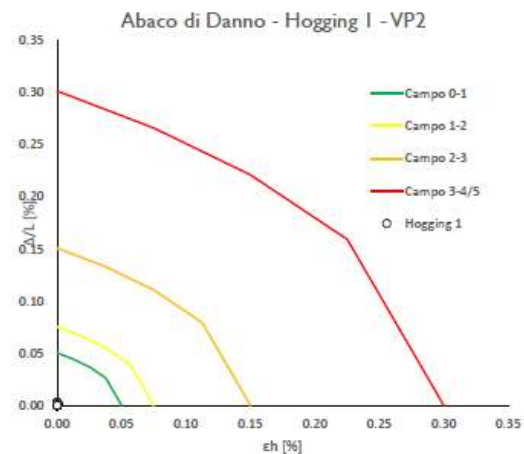
Lunghezze calcolo [m]	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	13.7	13.7	14.3
Sagging 1	14.3	14.3	13.7
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0

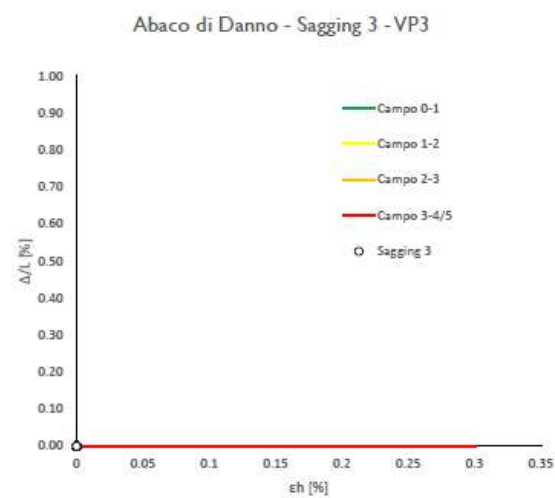
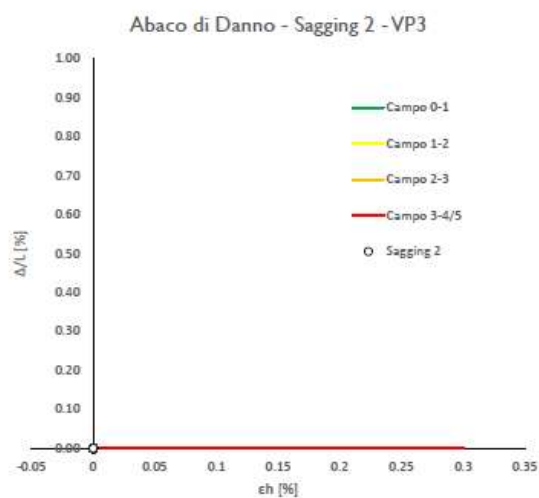
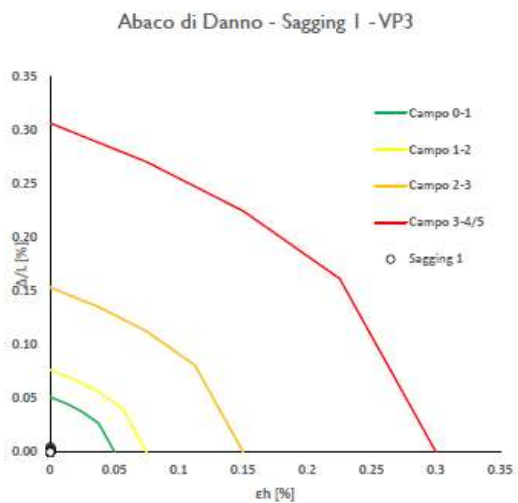
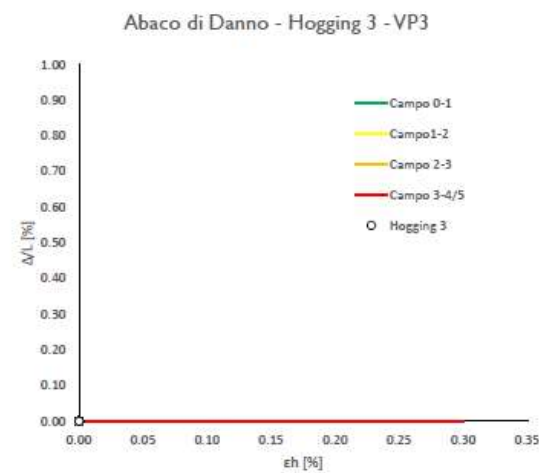
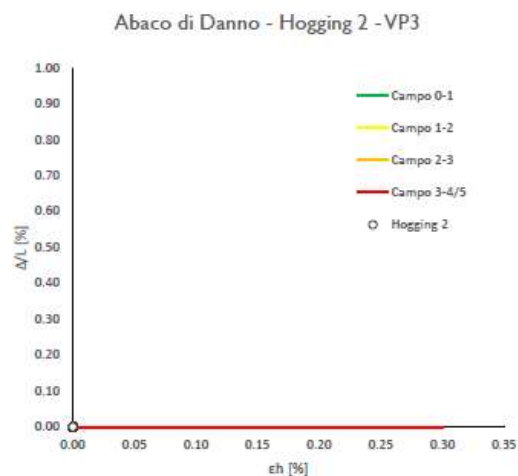
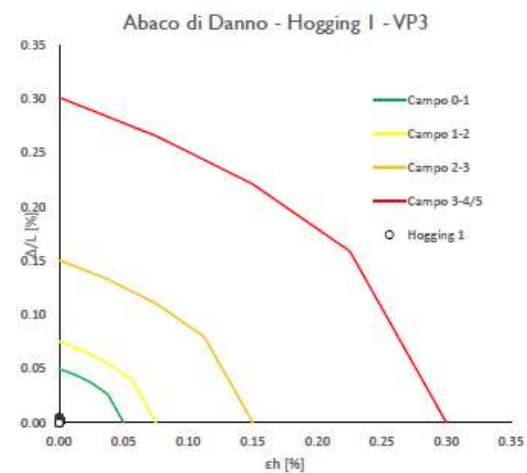


Progetto: 0









RELAZIONE GEOTECNICA
Via Trionfale Altezza Civico 8382-8416 Allineamento 2 – Green Field

Progetto: 0 CALCOLO DELLE CURVE DI SUBSIDENZA - caso a doppia canna pag. 1/2

Dati Edificio

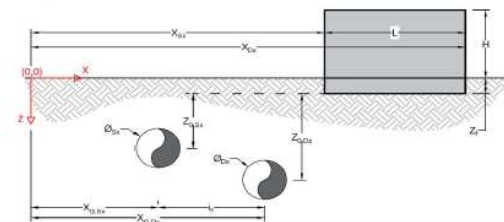
L [m]	17.0	Lunghezza Fabbricato
H [m]	21.5	Altezza Fabbricato
Z _f [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z _{0,Sx} [m]	8.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z _{0,Dx} [m]	8.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X _{Sx} [m]	56.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X _{Dx} [m]	73.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y _{Sx} [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y _{Dx} [m]	20.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

Dati sulle condotte

Ø _{Sx} [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø _{Dx} [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k _{Sx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k _{Dx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x _{G,Sx} [m]	10.0	Posizione asse Galleria Sx
x _{G,Dx} [m]	50.0	Posizione asse Galleria Dx
l _i [m]	40.0	Interasse Gallerie

Dati di Calcolo

V _{p1} [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V _{p2} [%]	1.5%	Volume perso Caso 2
V _{p3} [%]	2.6%	Volume perso Caso 3
h _{f,Sx} [m]	2.975	Punto di flesso Galleria Sx
h _{f,Dx} [m]	2.975	Punto di flesso Galleria Dx


Risultati
Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]

	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.4	1.3	2.3
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.4	1.3	2.3

Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]

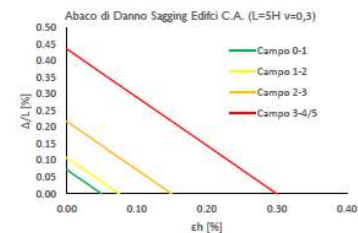
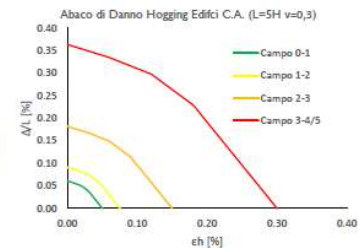
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.4	1.3	2.3
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.4	1.3	2.3

Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]

	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

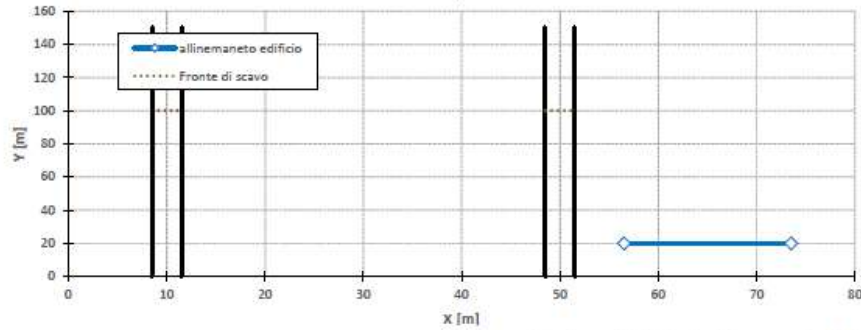
Tipo di Danno	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	Trascurabile	Molto Leggero	Leggero
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

Lunghezze calcolo [m]	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	17.0	17.0	17.0
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0

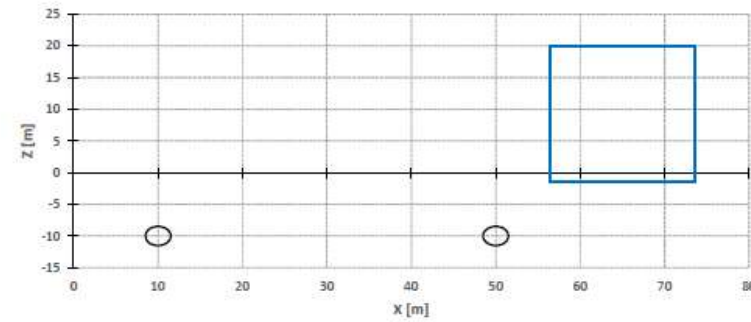


Progetto: 0

Vista in pianta



Vista in sezione



Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



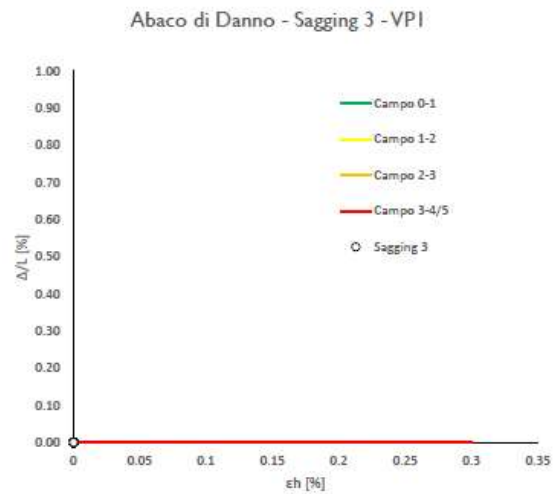
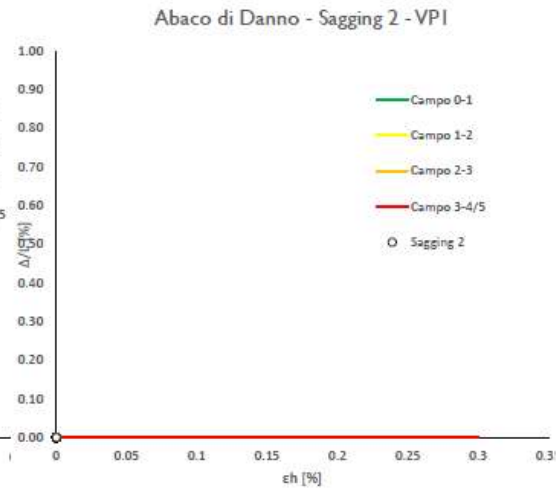
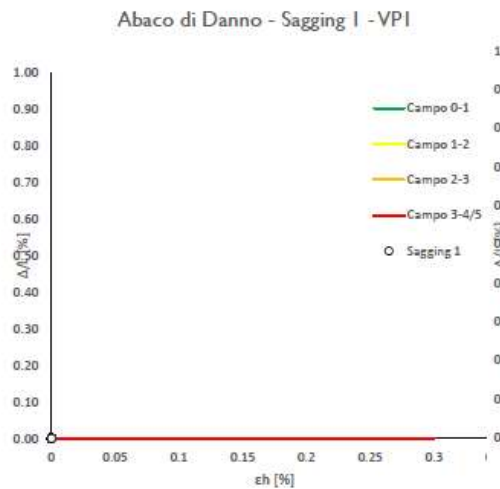
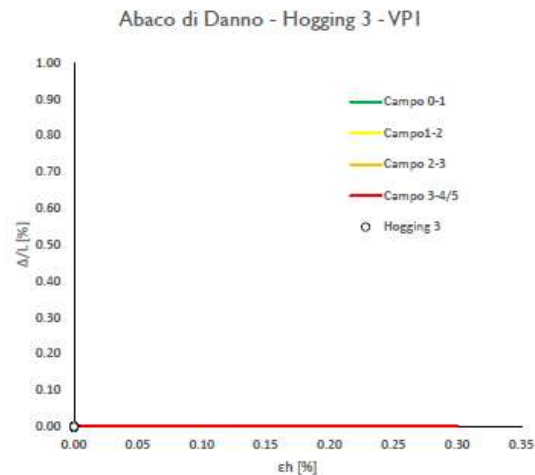
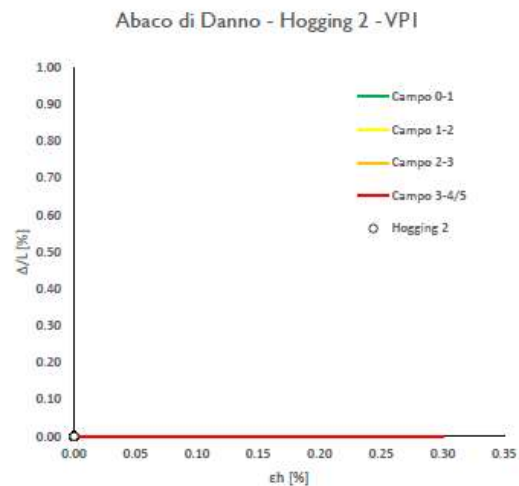
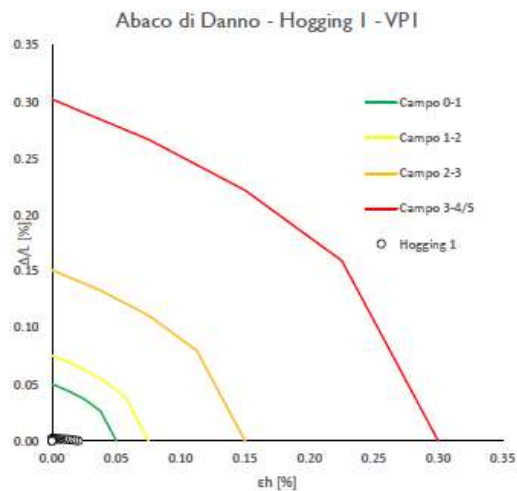
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato

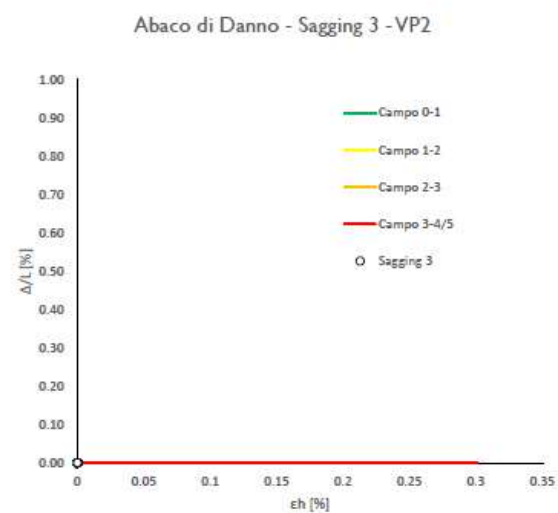
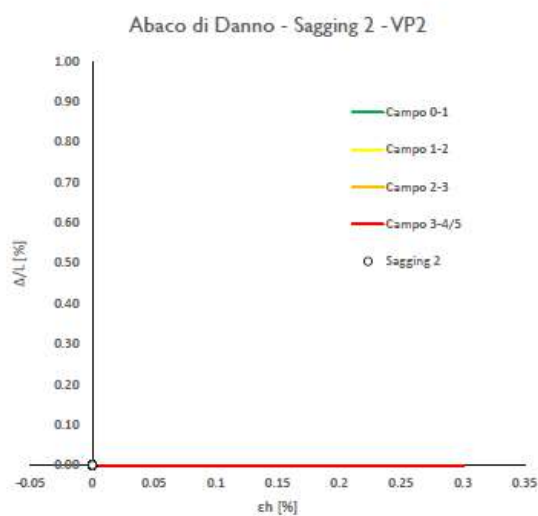
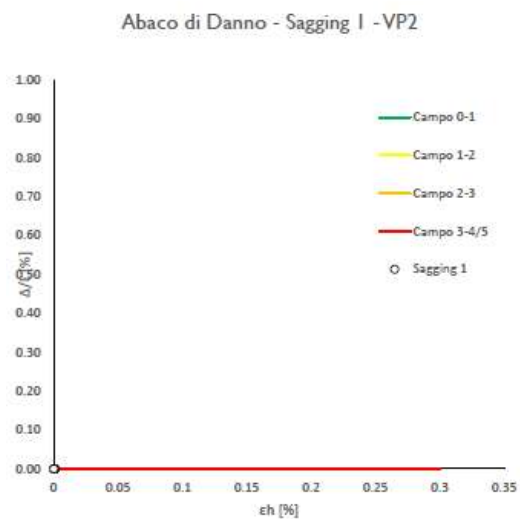
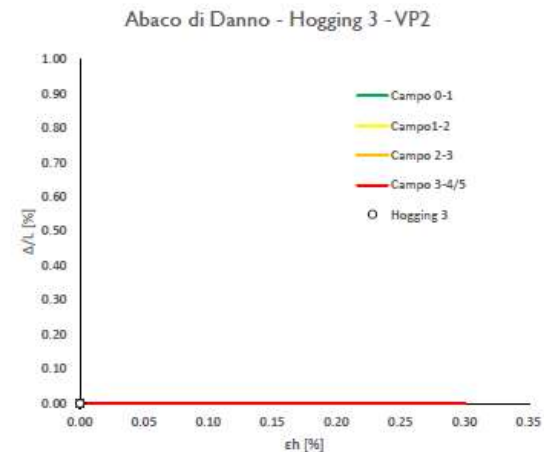
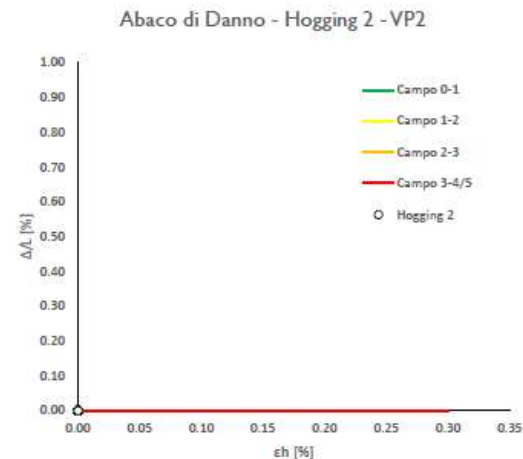
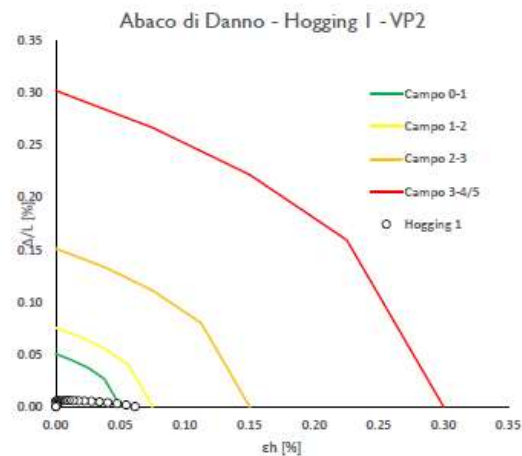


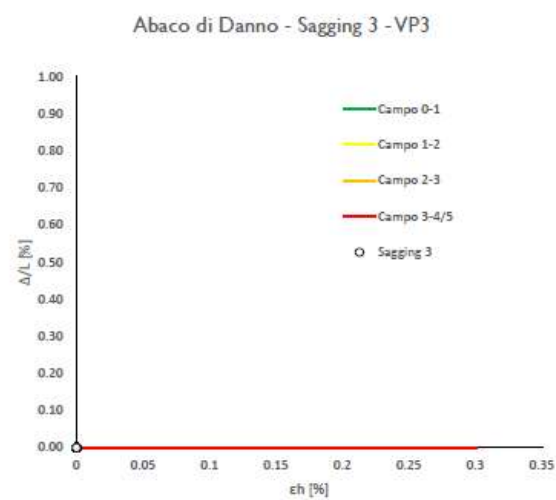
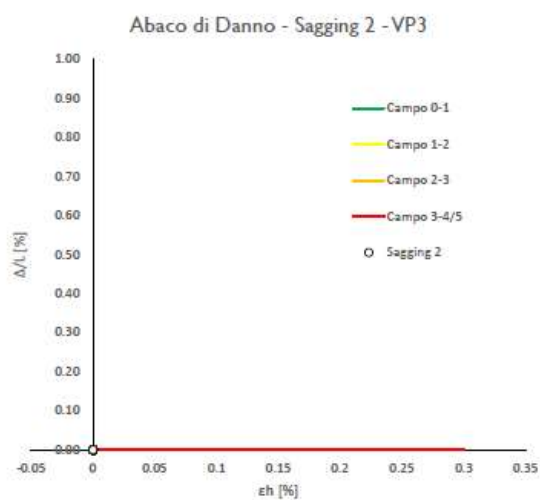
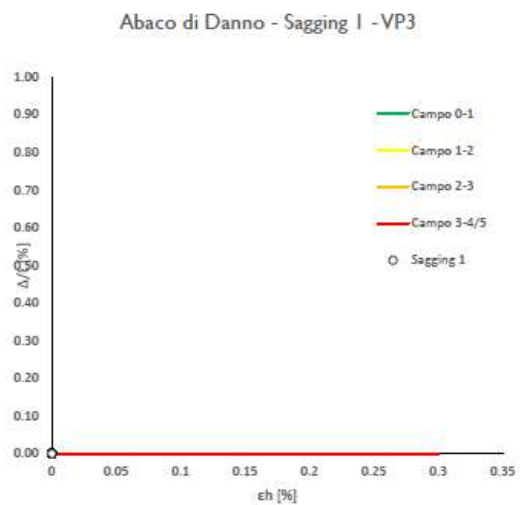
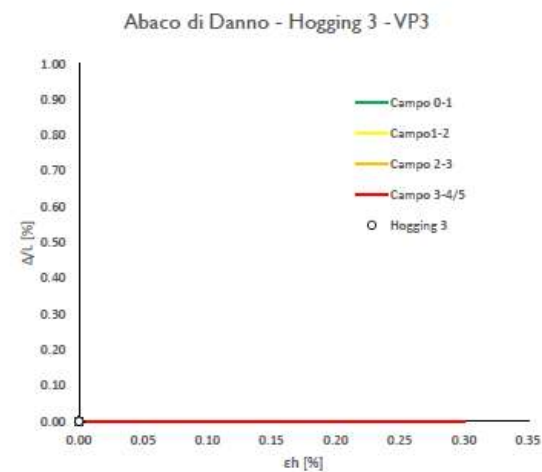
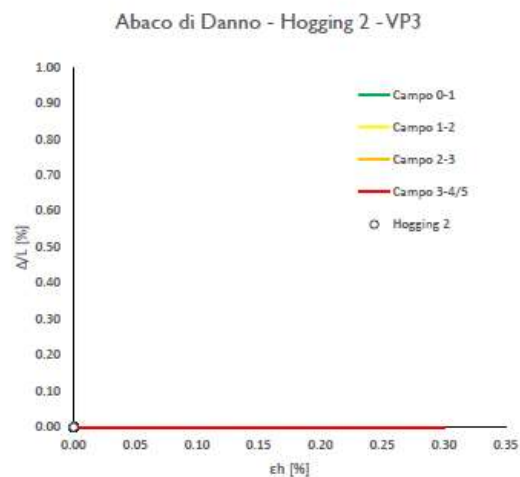
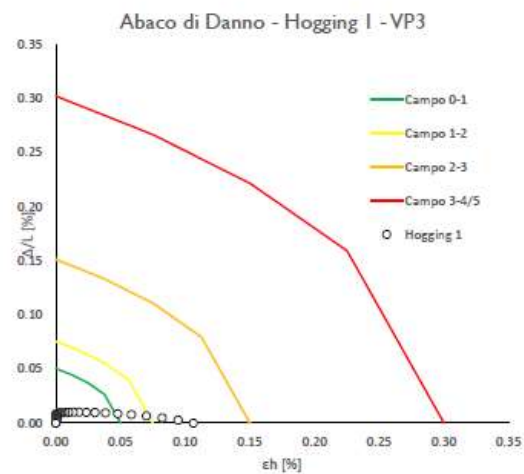
RELAZIONE GEOTECNICA

Progetto: 0 Allegato Abachi di danno pag. 1/3

CALCOLO DELLE CURVE DI SUBSIDENZA - caso a doppia canna







RELAZIONE GEOTECNICA
Via Enrico Pestalozzi Altezza Civico 2 Allineamento 1 – Green Field

 Progetto: 0 pag. 1/2
Dati Edificio

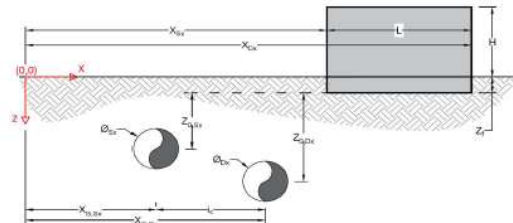
L [m]	19.0	Lunghezza Fabbricato
H [m]	13.0	Altezza Fabbricato
Z _f [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z _{0,Sx} [m]	4.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z _{0,Dx} [m]	4.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X _{Sx} [m]	56.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X _{Dx} [m]	56.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y _{Sx} [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y _{Dx} [m]	39.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

Dati sulle condotte

Ø _{Sx} [m]	2.1	Diametro Galleria Sx
Ø _{Dx} [m]	2.1	Diametro Galleria Dx
k _{Sx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k _{Dx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x _{G,Sx} [m]	10.0	Posizione asse Galleria Sx
x _{G,Dx} [m]	50.0	Posizione asse Galleria Dx
i _g [m]	40.0	Interasse Gallerie

Dati di Calcolo

V _{p1} [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V _{p2} [%]	1.5%	Volume perso Caso 2
V _{p3} [%]	2.6%	Volume perso Caso 3
i _{f,Sx} [m]	1.4	Punto di flesso Galleria Sx
i _{f,Dx} [m]	1.4	Punto di flesso Galleria Dx


Risultati
Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]

	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]

	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]

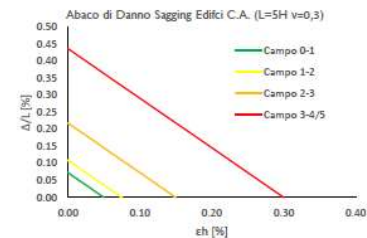
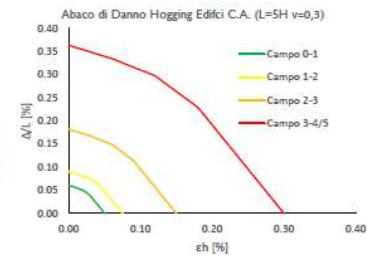
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

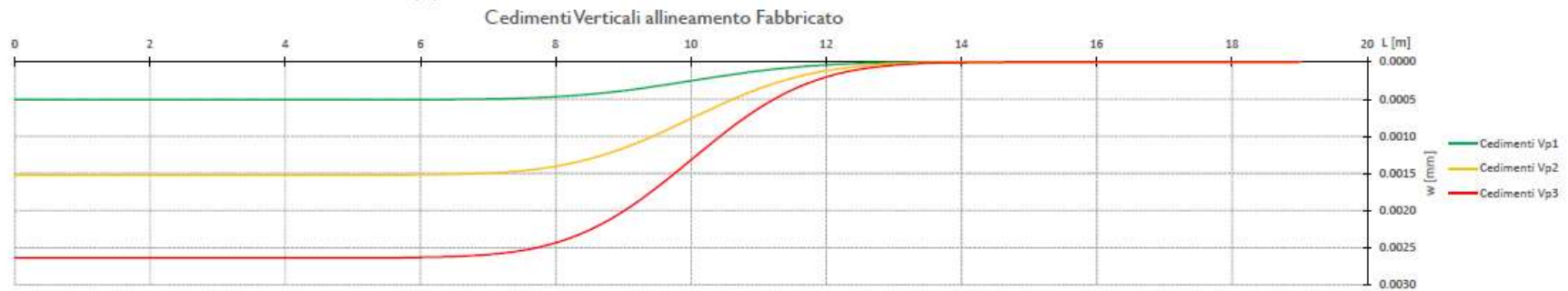
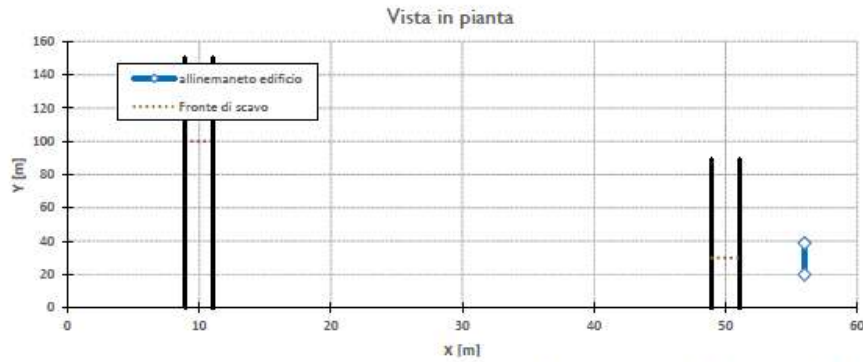
Tipo di Danno

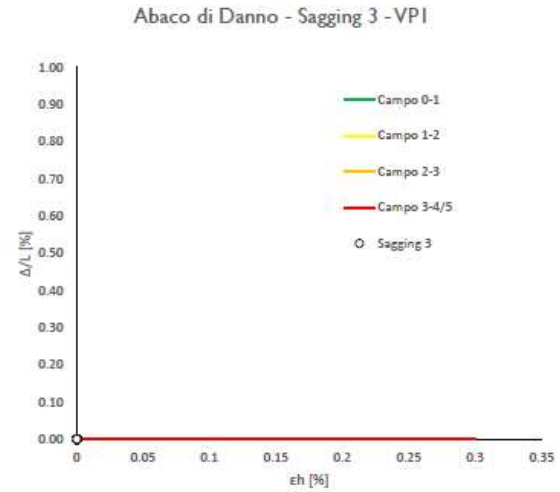
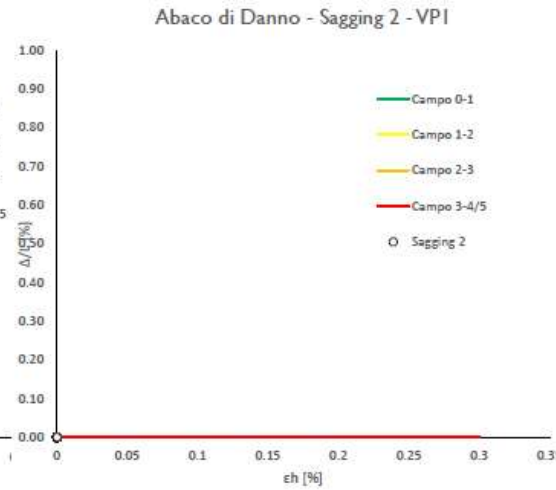
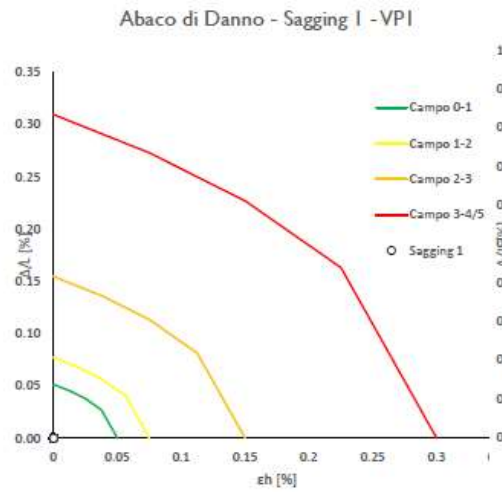
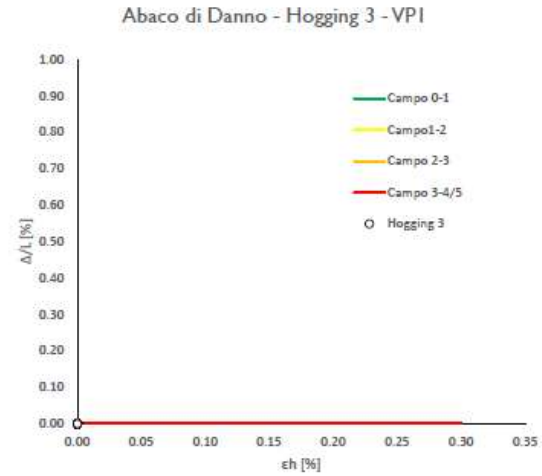
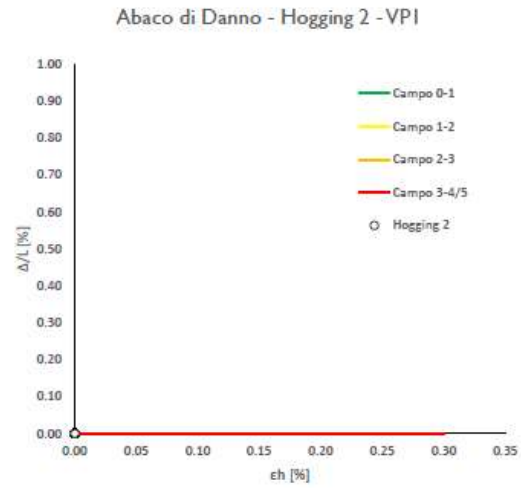
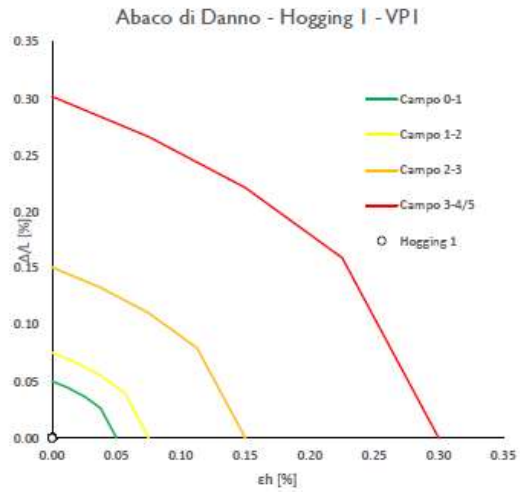
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

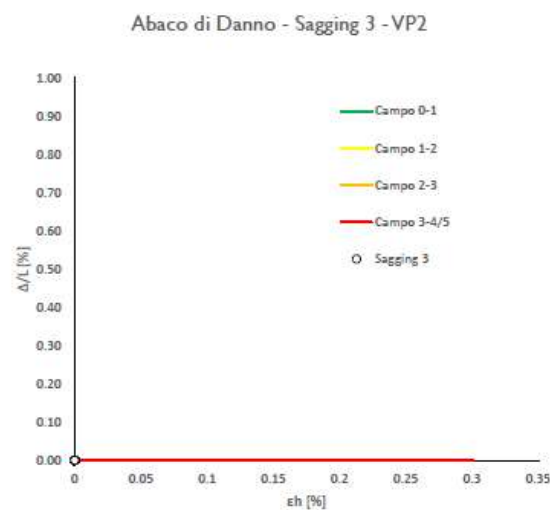
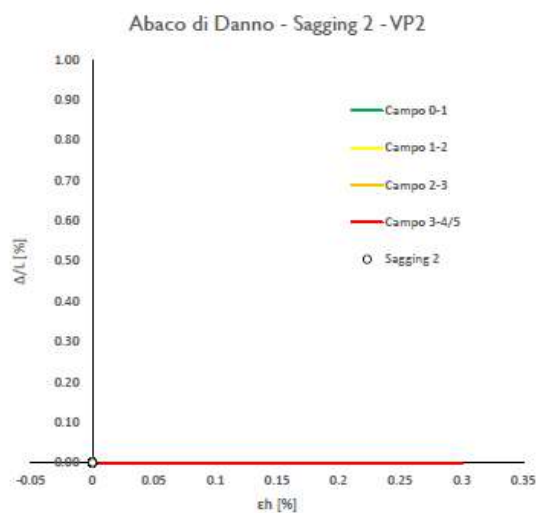
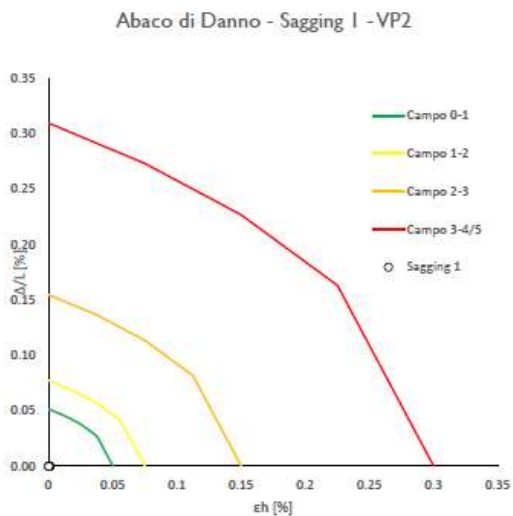
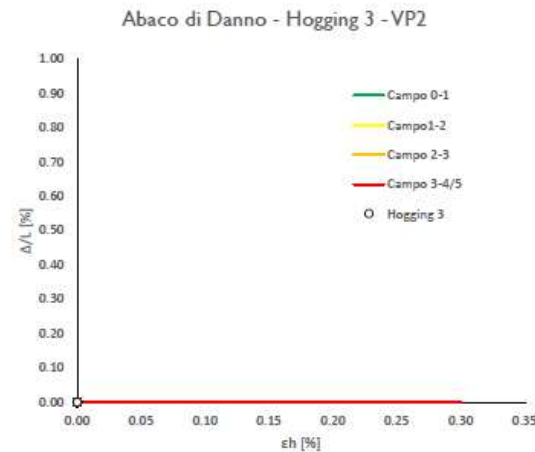
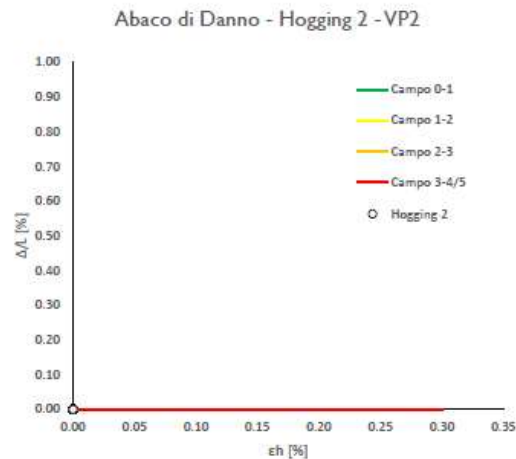
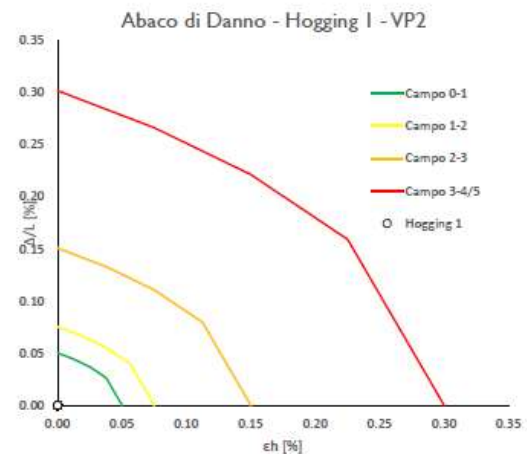
Lunghezze calcolo [m]

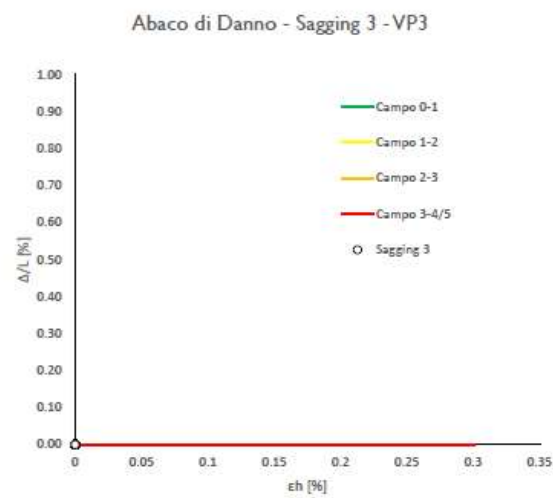
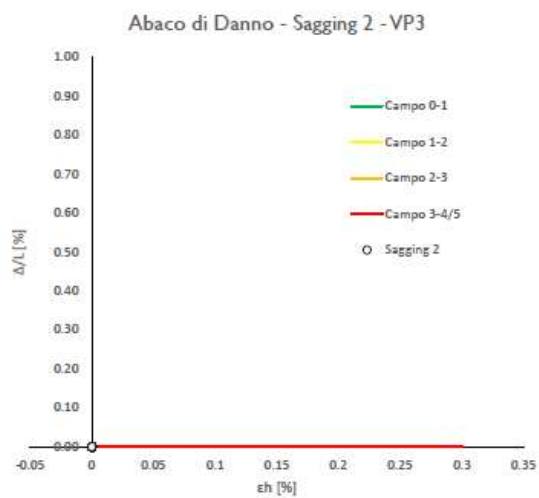
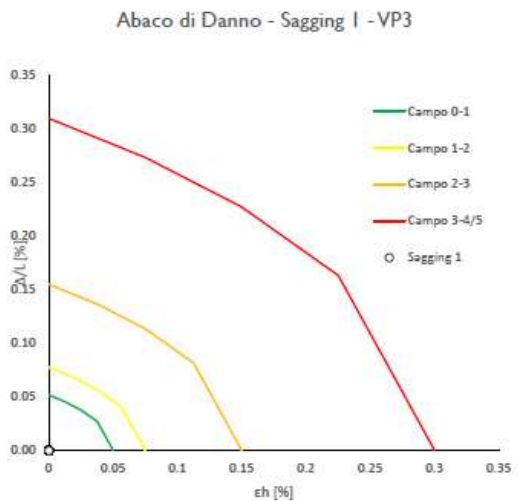
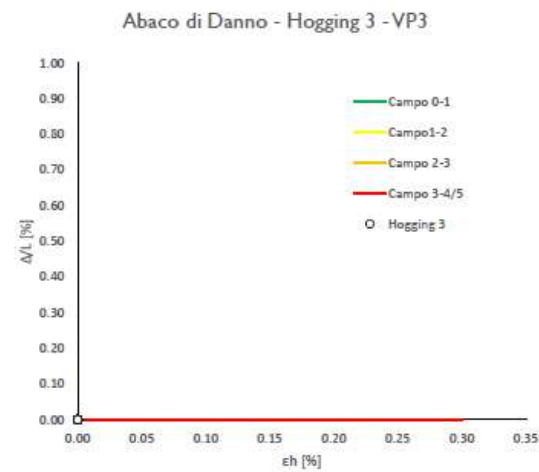
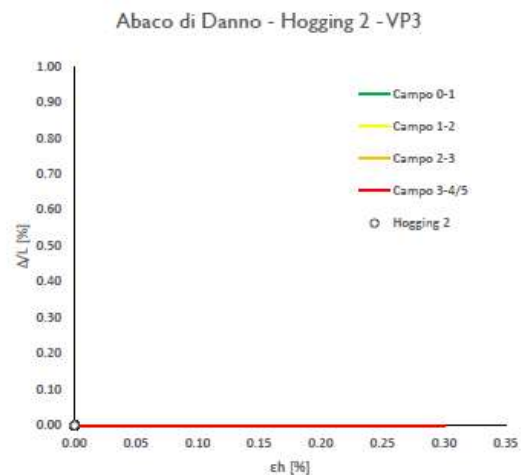
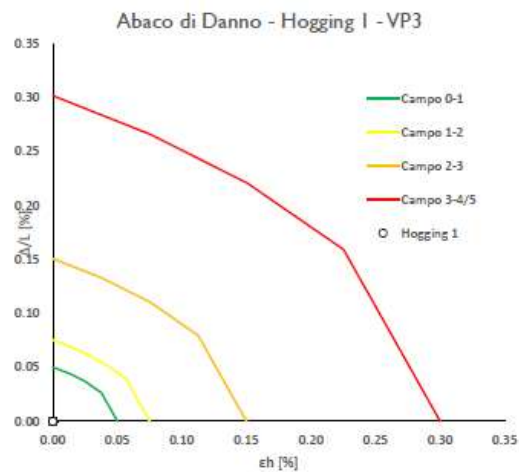
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	8.9	8.9	8.9
Sagging 1	10.1	10.1	10.1
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0











RELAZIONE GEOTECNICA
Via Enrico Pestalozzi Altezza Civico 2 Allineamento 2 – Green Field

 Progetto: 0 CALCOLO DELLE CURVE DI SUBSIDENZA - caso a doppia canna pag. 1/2
Dati Edificio

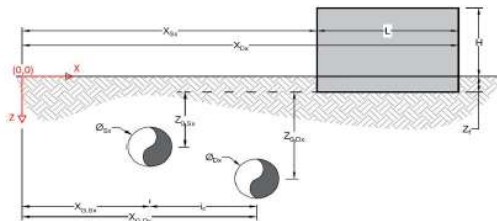
L [m]	10.0	Lunghezza Fabbricato
H [m]	13.0	Altezza Fabbricato
Z _f [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z _{0,Sx} [m]	4.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z _{0,Dx} [m]	4.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X _{Sx} [m]	56.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X _{Dx} [m]	66.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y _{Sx} [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y _{Dx} [m]	20.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

Dati sulle condotte

Ø _{Sx} [m]	2.1	Diametro Galleria Sx
Ø _{Dx} [m]	2.1	Diametro Galleria Dx
k _{Sx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k _{Dx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x _{G,Sx} [m]	10.0	Posizione asse Galleria Sx
x _{G,Dx} [m]	50.0	Posizione asse Galleria Dx
i _c [m]	40.0	Interasse Gallerie

Dati di Calcolo

V _{p1} [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V _{p2} [%]	1.5%	Volume perso Caso 2
V _{p3} [%]	2.6%	Volume perso Caso 3
i _{fl,Sx} [m]	1.4	Punto di flesso Galleria Sx
i _{fl,Dx} [m]	1.4	Punto di flesso Galleria Dx


Risultati
Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]

	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]

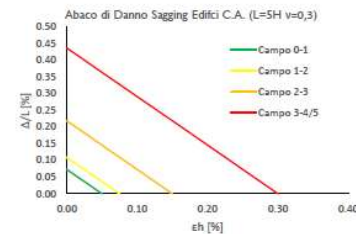
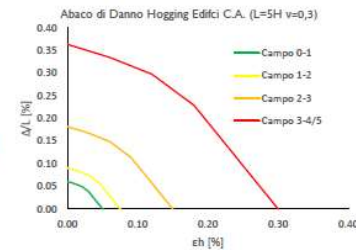
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

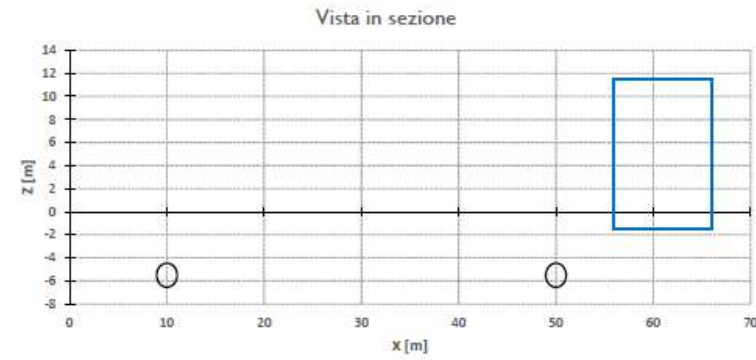
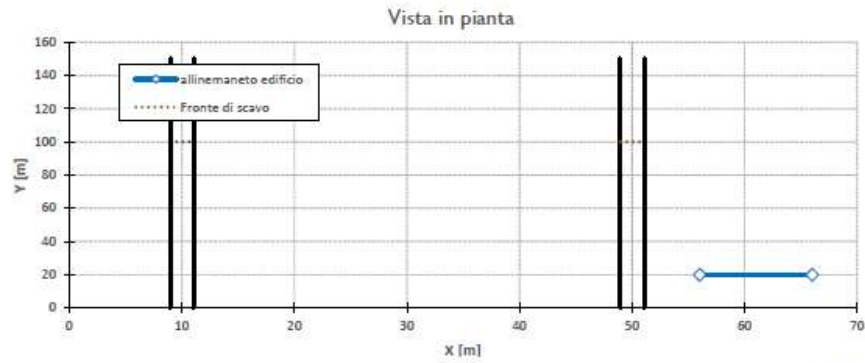
Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]

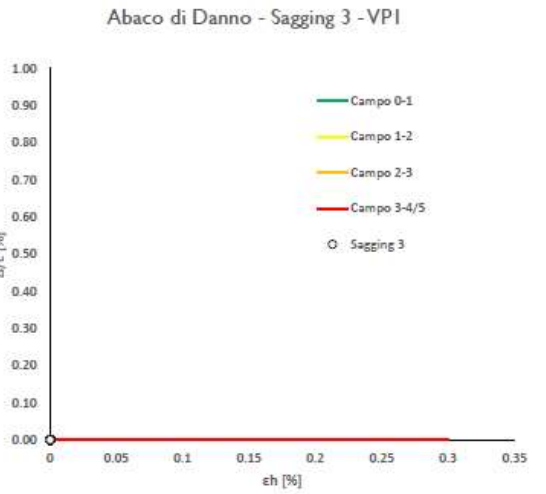
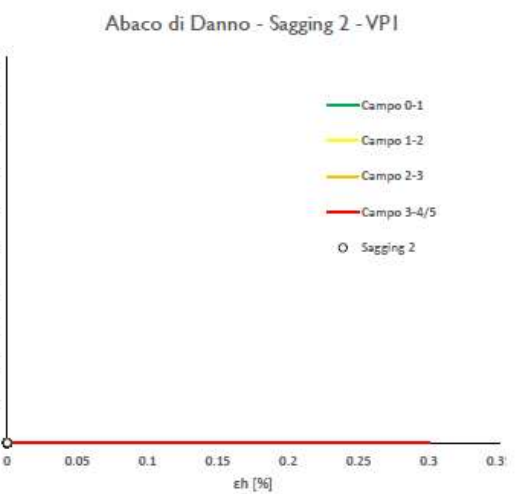
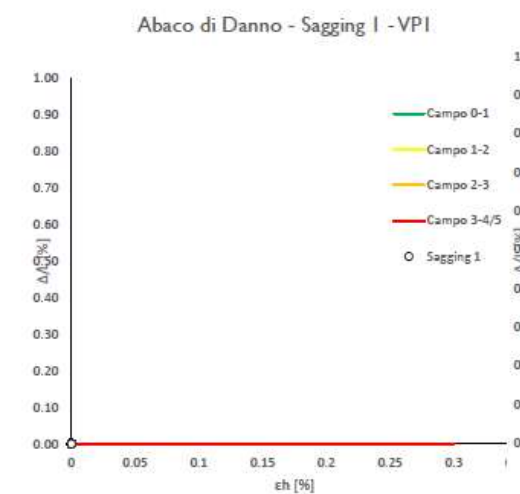
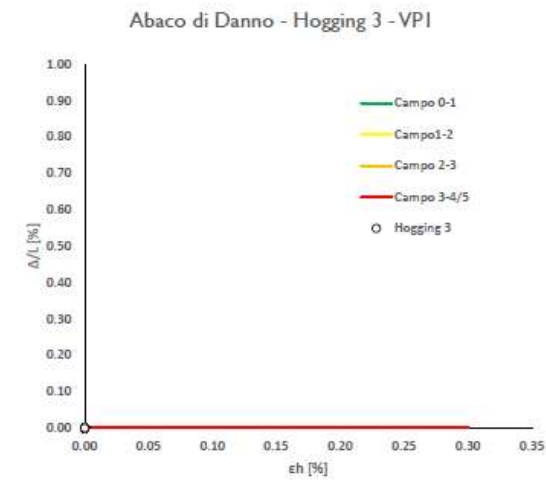
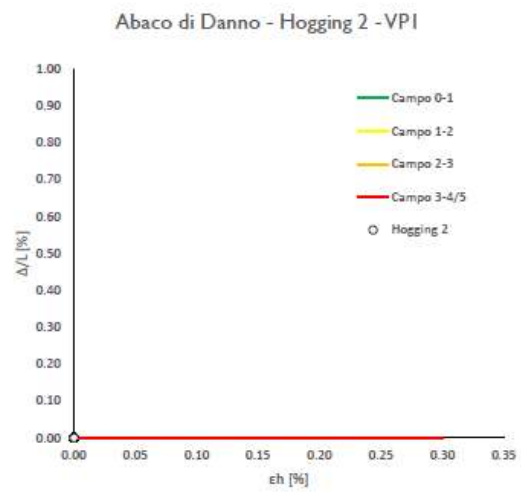
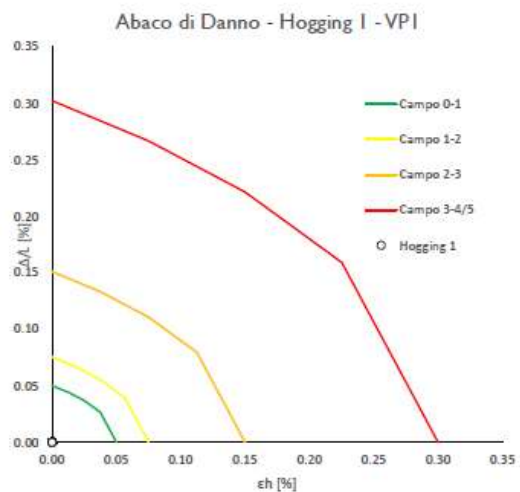
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

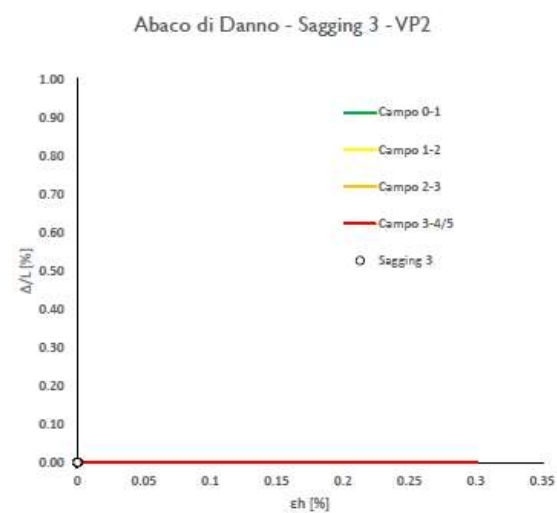
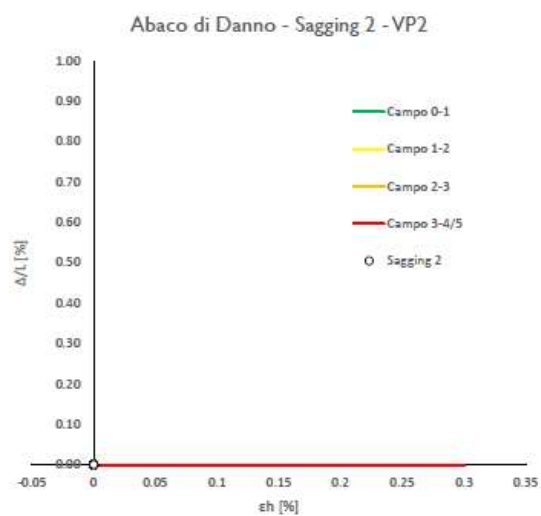
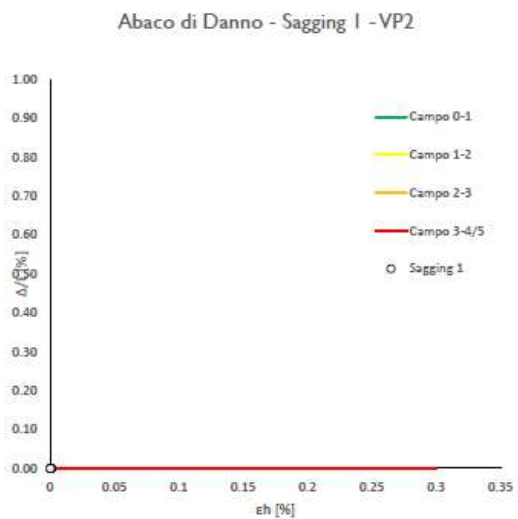
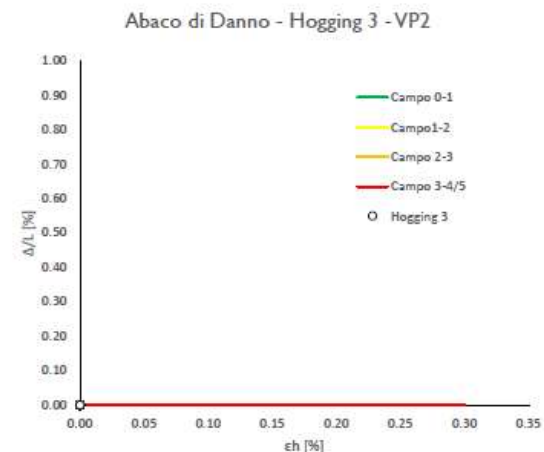
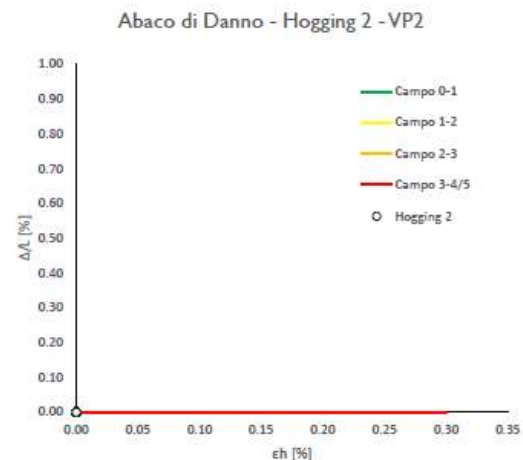
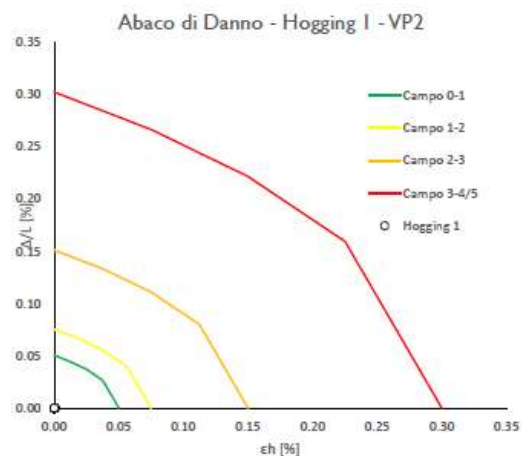
Tipo di Danno	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

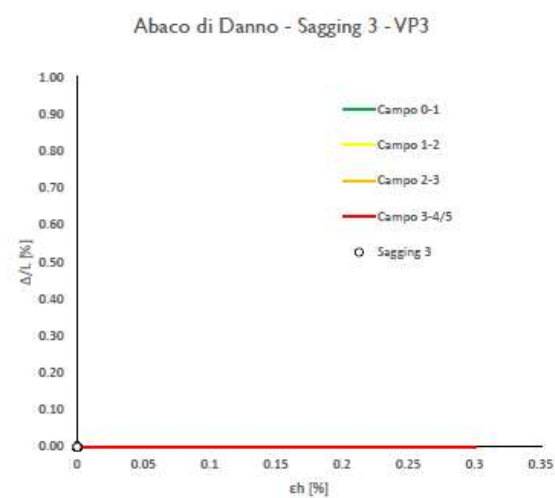
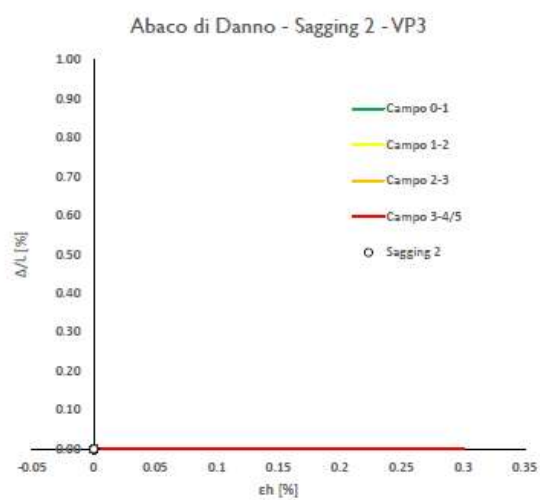
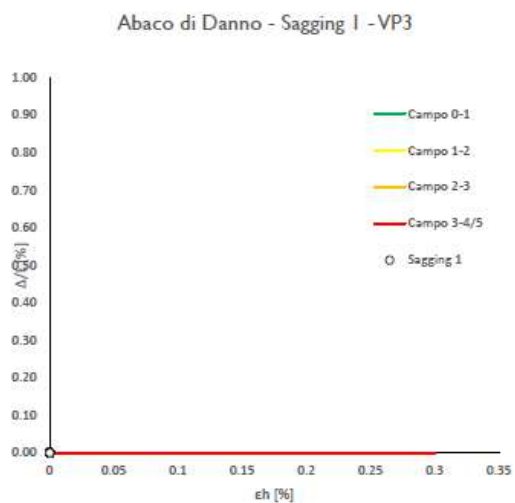
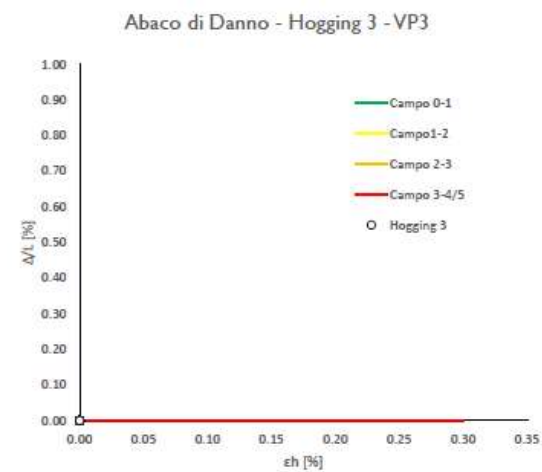
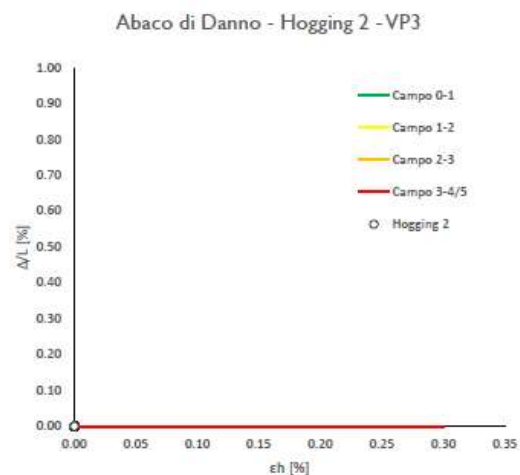
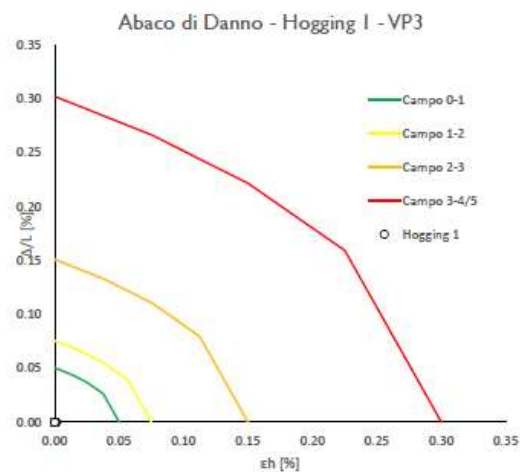
Lunghezze calcolo [m]	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	10.0	10.0	10.0
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0











RELAZIONE GEOTECNICA
Scuola Enrico Fermi Allineamento 1 – Green Field – Piano di posa a 4.5m dal p.c.

 Progetto: 0 CALCOLO DELLE CURVE DI SUBSIDENZA - caso a doppia canna pag. 1/2
Dati Edificio

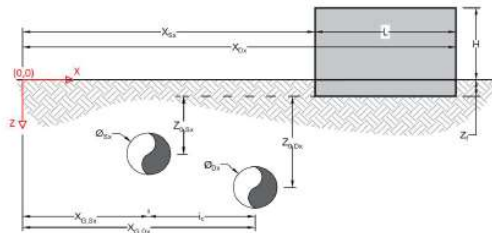
L [m]	33.2	Lunghezza Fabbricato
H [m]	15.5	Altezza Fabbricato
Z _f [m]	4.5	Profondità Piano Poso Fondazioni
Z _{0,Sx} [m]	5.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z _{0,Dx} [m]	5.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X _{Sx} [m]	56.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X _{Dx} [m]	67.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y _{Sx} [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y _{Dx} [m]	51.5	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato	Tipo di Struttura	
Istruzione	Destinazione D'uso	

Dati sulle condotte

Ø _{Sx} [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø _{Dx} [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k _{Sx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k _{Dx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x _{G,Sx} [m]	10.0	Posizione asse Galleria Sx
x _{G,Dx} [m]	50.0	Posizione asse Galleria Dx
i _g [m]	40.0	Interasse Gallerie

Dati di Calcolo

Vp ₁ [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
Vp ₂ [%]	1.5%	Volume perso Caso 2
Vp ₃ [%]	2.6%	Volume perso Caso 3
l _{d,Sx} [m]	1.925	Punto di flesso Galleria Sx
l _{d,Dx} [m]	1.925	Punto di flesso Galleria Dx


Risultati
Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]

	Vp ₁ [%]	Vp ₂ [%]	Vp ₃ [%]
Galleria Sx	0.0	0.1	0.1
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.1	0.1

Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]

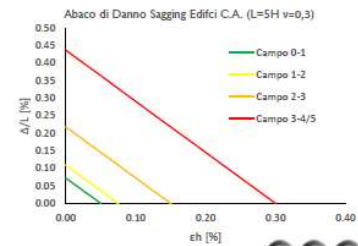
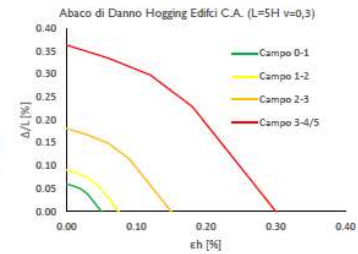
	Vp ₁ [%]	Vp ₂ [%]	Vp ₃ [%]
Galleria Sx	0.0	0.1	0.1
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.1	0.1

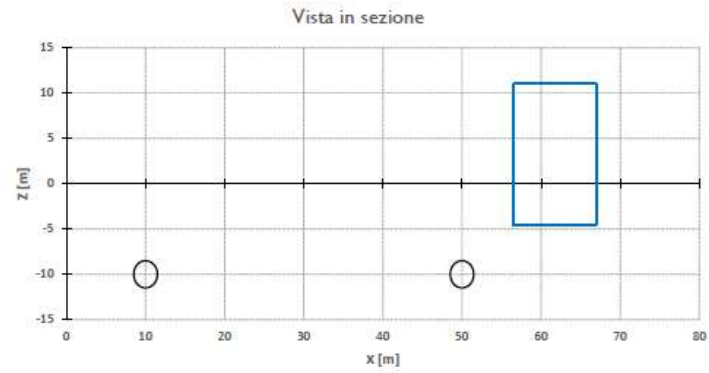
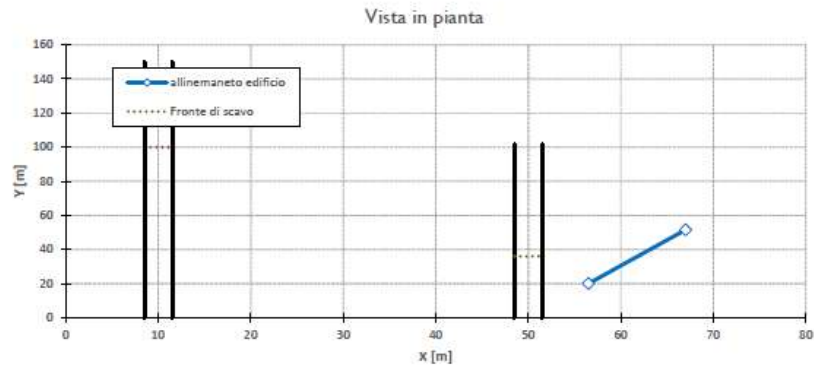
Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]

	Vp ₁ [%]	Vp ₂ [%]	Vp ₃ [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

Tipo di Danno	Vp ₁ [%]	Vp ₂ [%]	Vp ₃ [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

Lunghezze calcolo [m]	Vp ₁ [%]	Vp ₂ [%]	Vp ₃ [%]
Hogging 1	33.2	33.2	33.2
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0





RELAZIONE GEOTECNICA

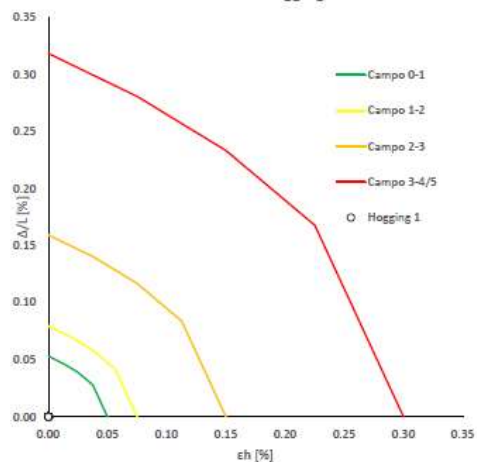
Progetto: 0

CALCOLO DELLE CURVE DI SUBSIDENZA - caso a doppia canna

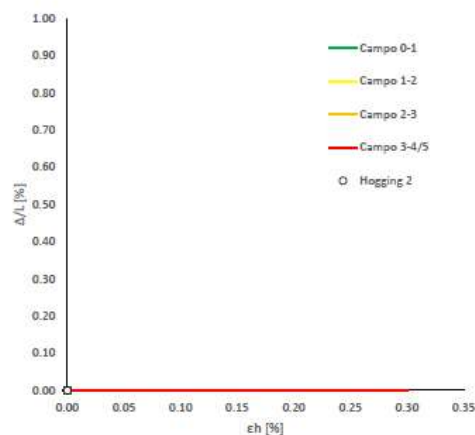
Allegato Abacchi di danno

pag. 1/3

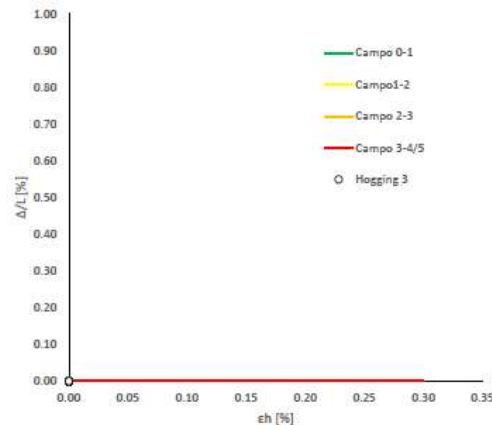
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



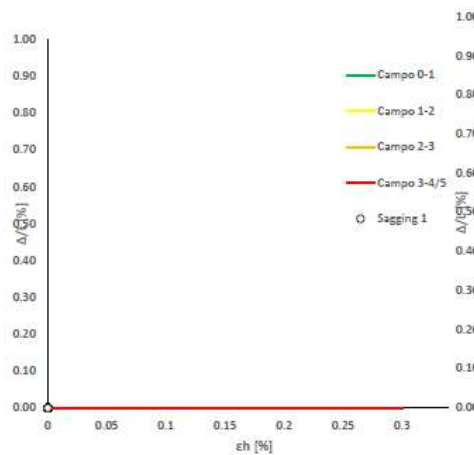
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



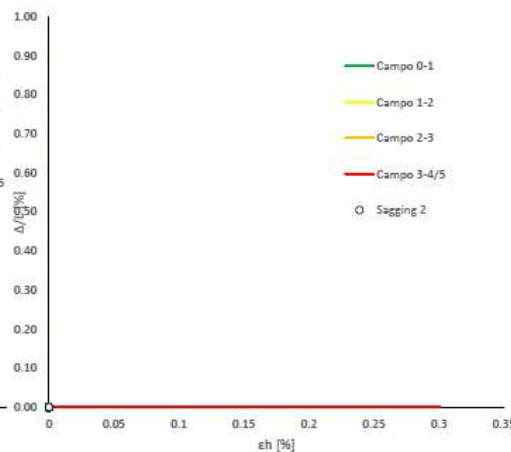
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



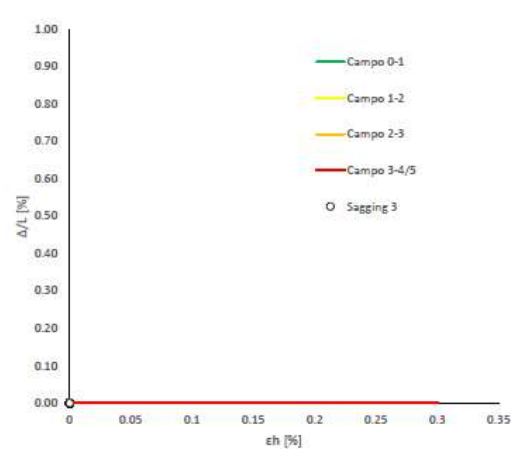
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI

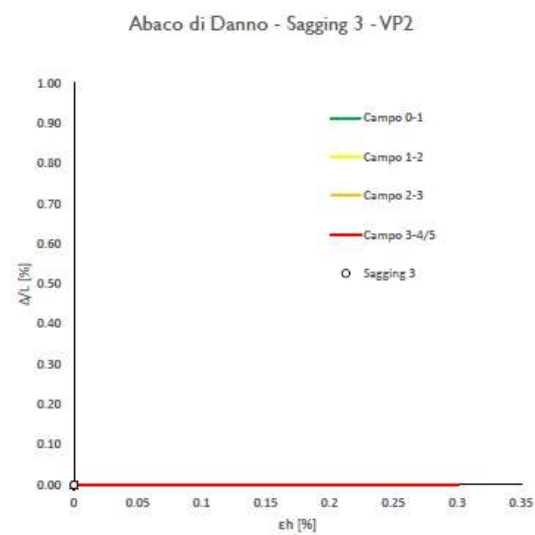
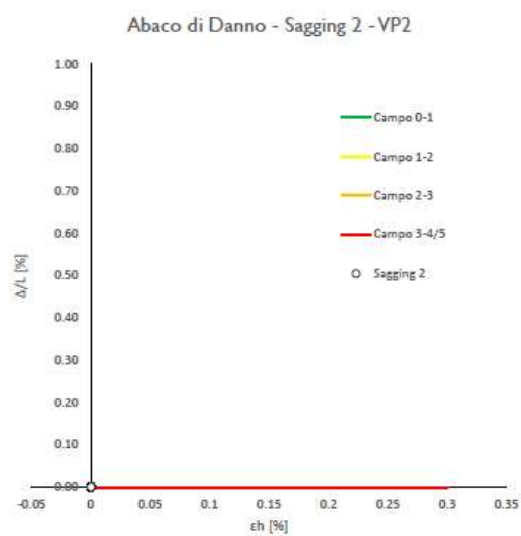
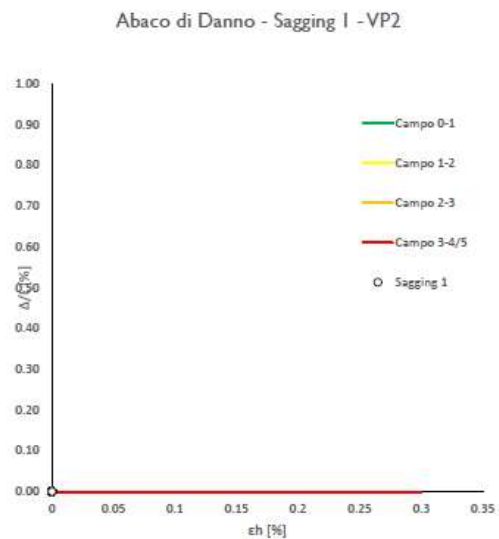
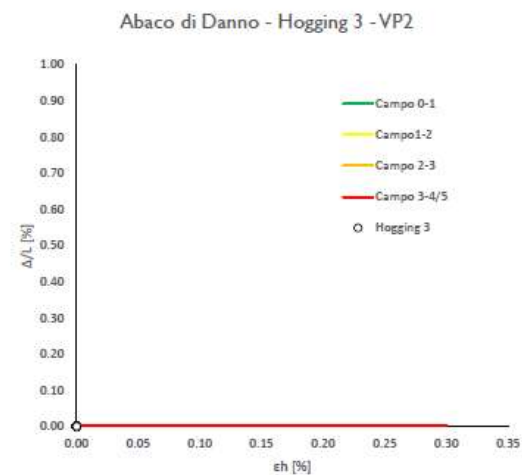
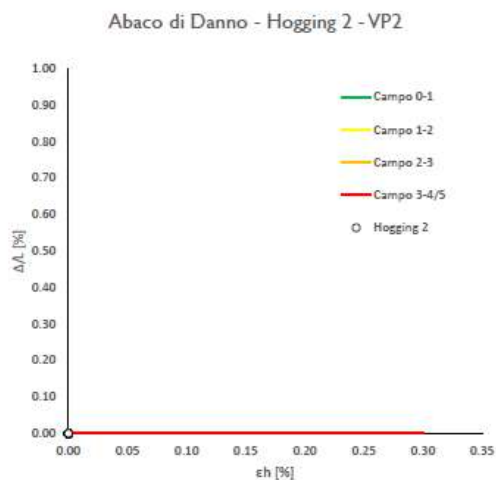
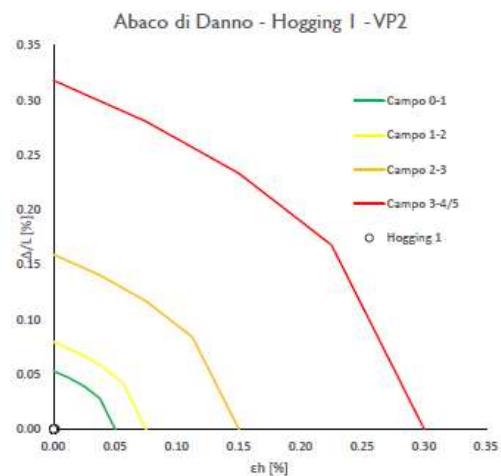


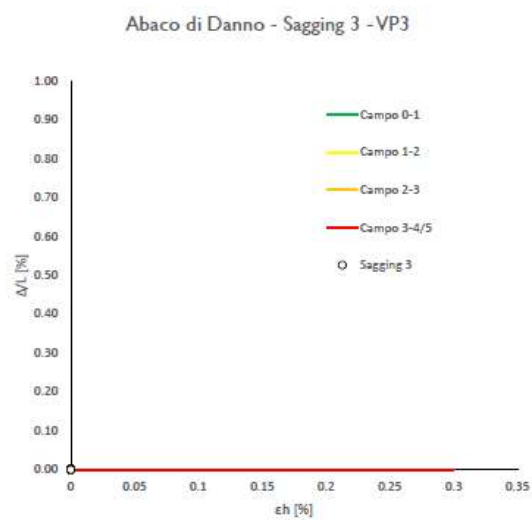
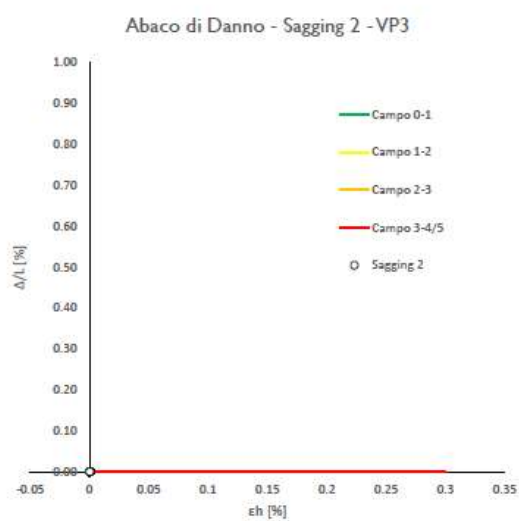
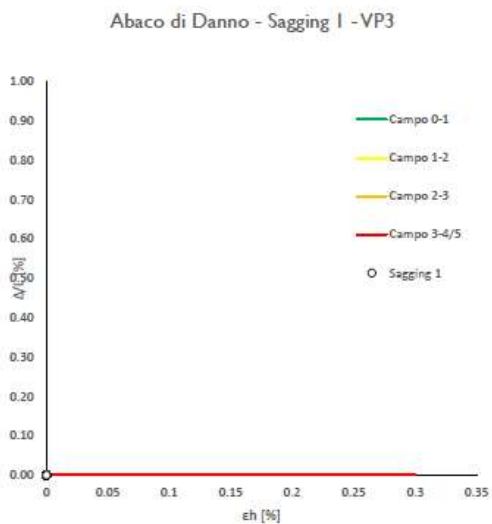
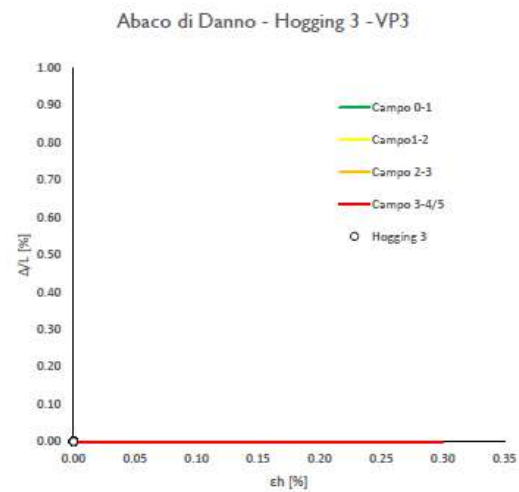
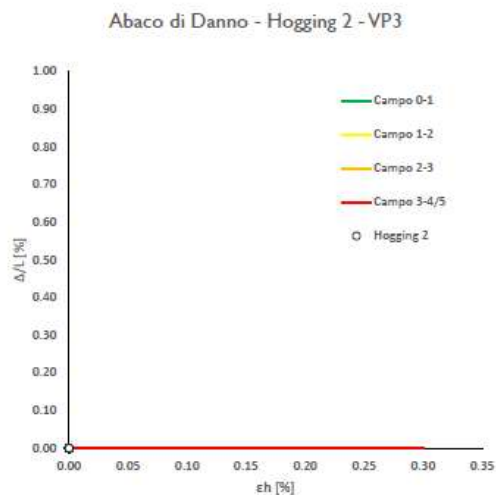
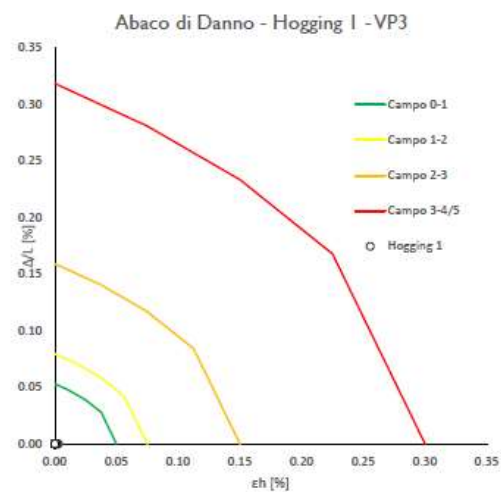
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI







RELAZIONE GEOTECNICA
Scuola Enrico Fermi Allineamento 2 – Green Field – Piano di posa a 4.5m dal p.c.
Dati Edificio

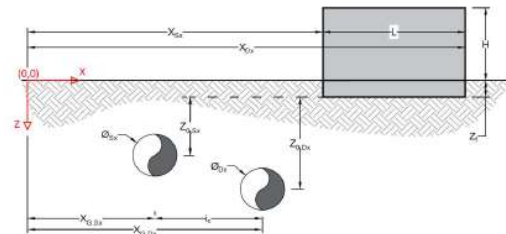
L [m]	10.8	Lunghezza Fabbricato
H [m]	15.5	Altezza Fabbricato
Z _i [m]	4.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z _{0,Sx} [m]	5.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z _{0,Dx} [m]	5.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X _{Sx} [m]	56.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X _{Dx} [m]	66.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y _{Sx} [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y _{Dx} [m]	16.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato		Tipo di Struttura
Istruzione		Destinazione D'uso

Dati sulle condotte

Ø _{Sx} [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø _{Dx} [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k _{Sx} [-]	0.35	Coefficiente di Flessione Galleria Sx
k _{Dx} [-]	0.35	Coefficiente di Flessione Galleria Dx
X _{0,Sx} [m]	10.0	Posizione asse Galleria Sx
X _{0,Dx} [m]	50.0	Posizione asse Galleria Dx
i _c [m]	40.0	Interasse Gallerie

Dati di Calcolo

V _{p1} [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V _{p2} [%]	1.5%	Volume perso Caso 2
V _{p3} [%]	2.6%	Volume perso Caso 3
i _{H,Sx} [m]	1.925	Punto di flesso Galleria Sx
i _{H,Dx} [m]	1.925	Punto di flesso Galleria Dx


Risultati

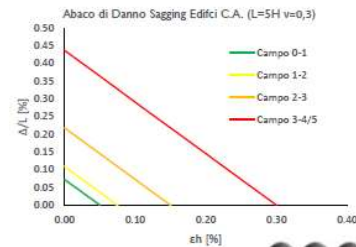
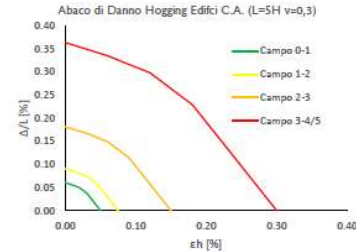
Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]			
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.1	0.1
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.1	0.1

Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]			
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.1	0.1
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.1	0.1

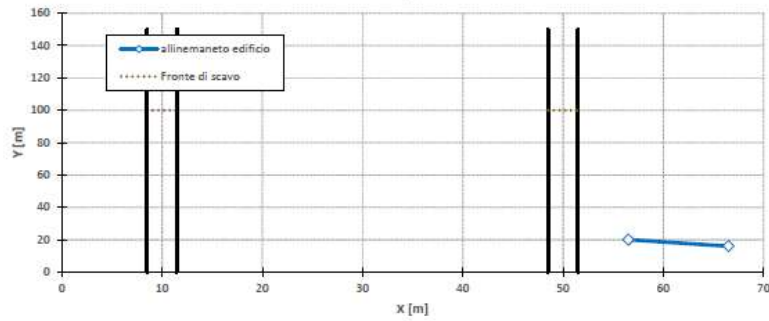
Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]			
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

Tipo di Danno	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

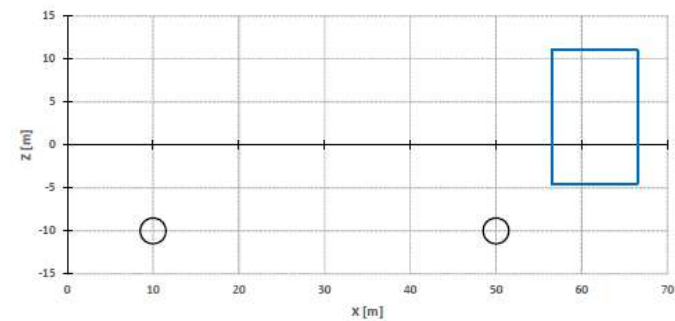
Lunghezze calcolo [m]	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	10.8	10.8	10.8
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



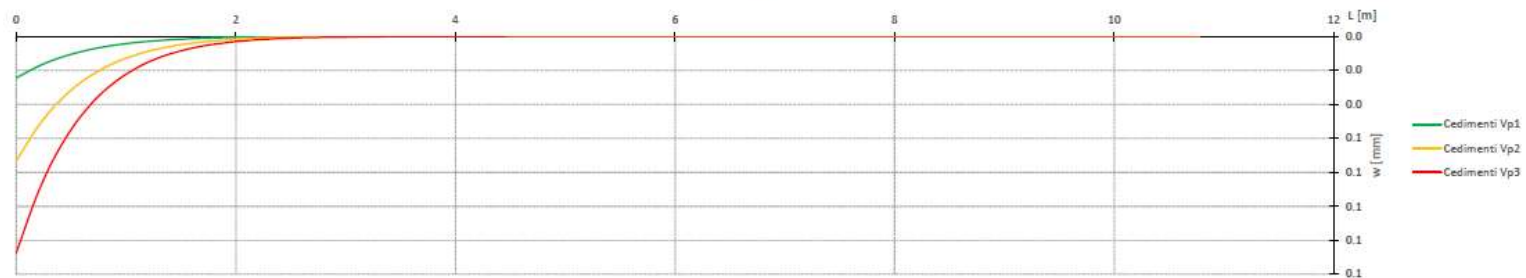
Vista in pianta



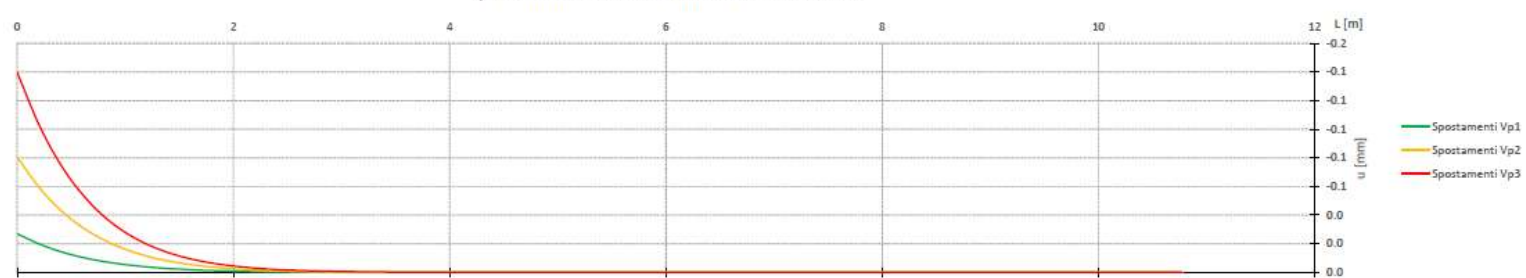
Vista in sezione

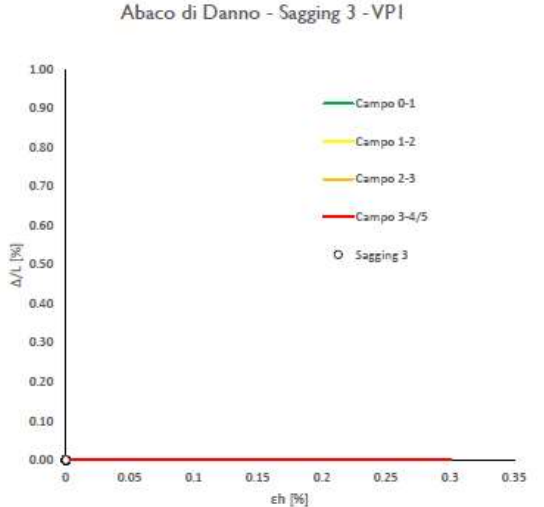
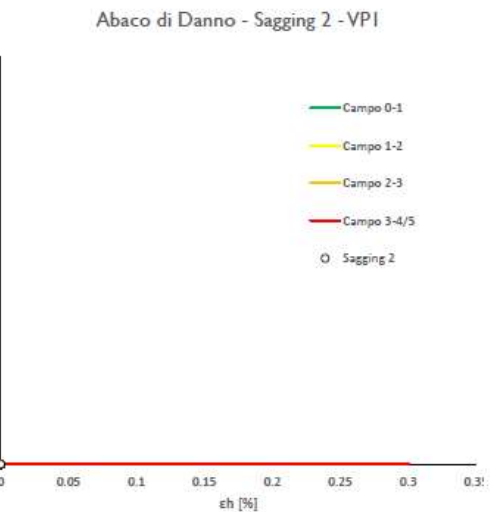
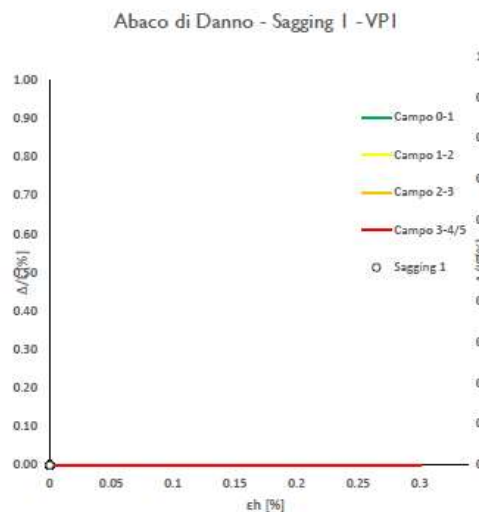
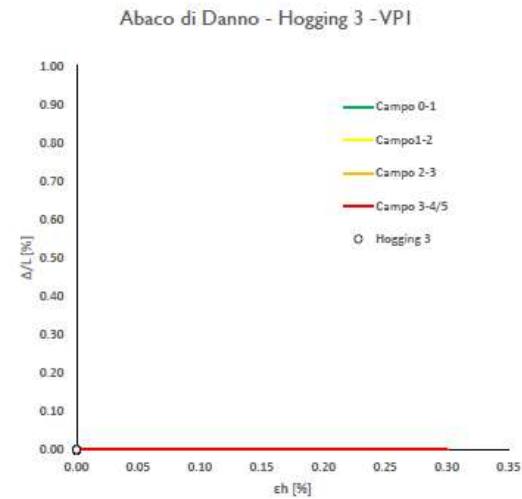
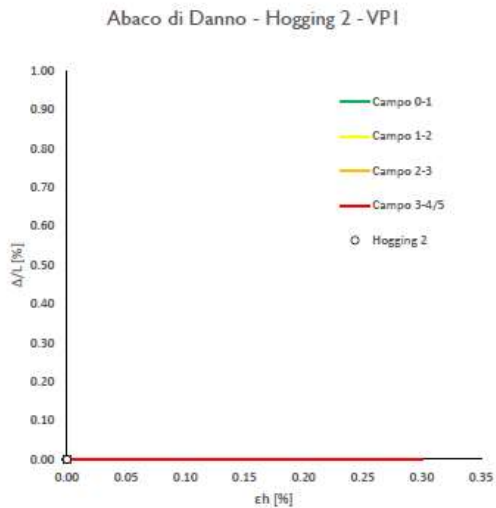
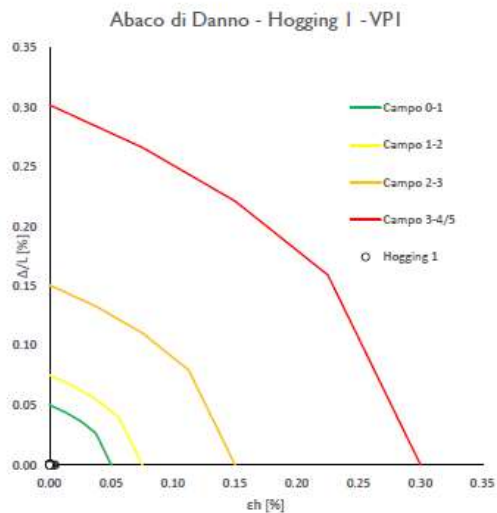


Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato





RELAZIONE GEOTECNICA

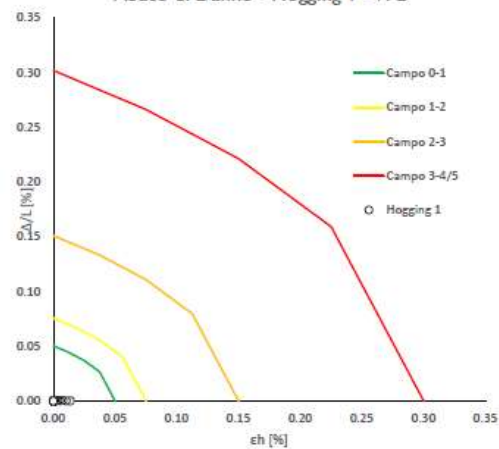
Progetto: 0

CALCOLO DELLE CURVE DI SUBSIDENZA - caso a doppia canna

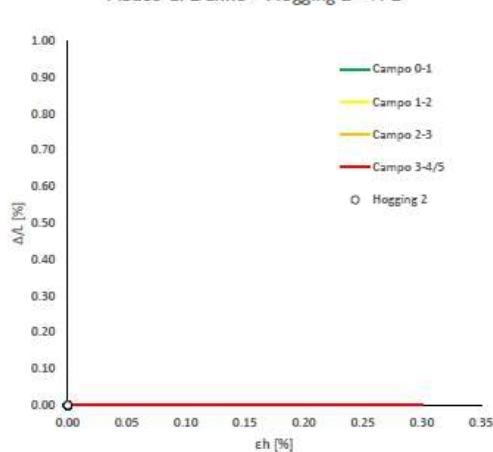
Allegato Abachi di danno

pag. 2/3

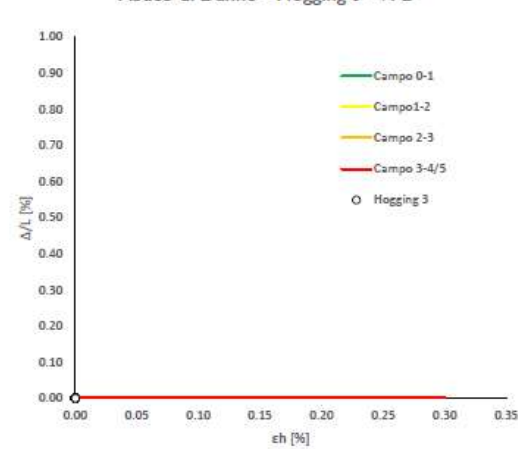
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



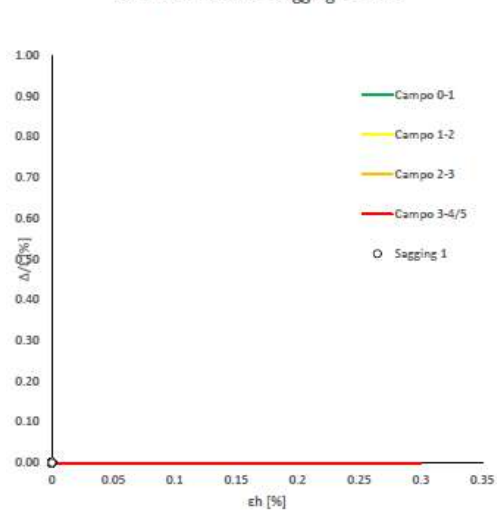
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



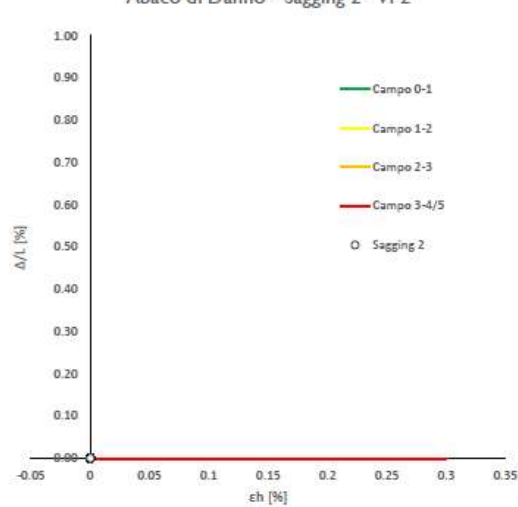
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



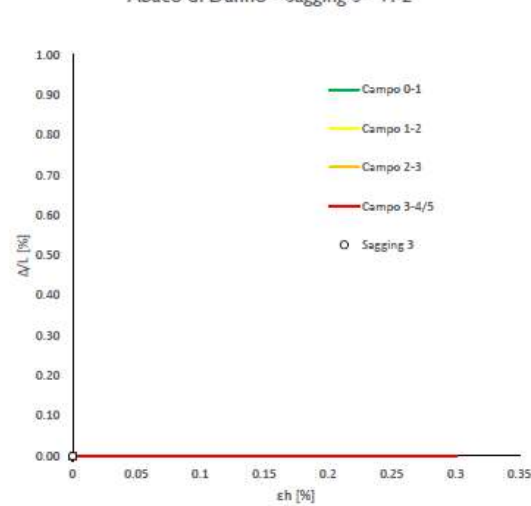
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2

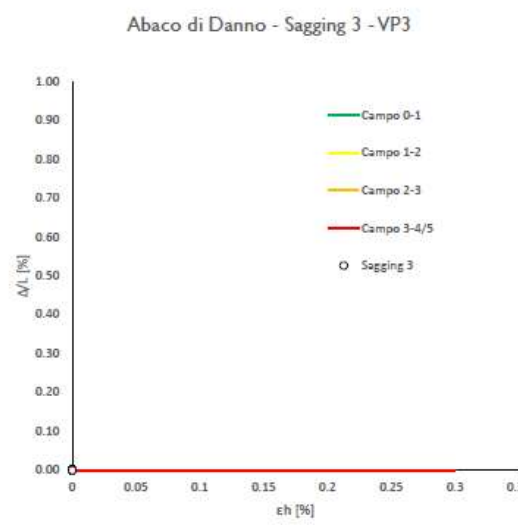
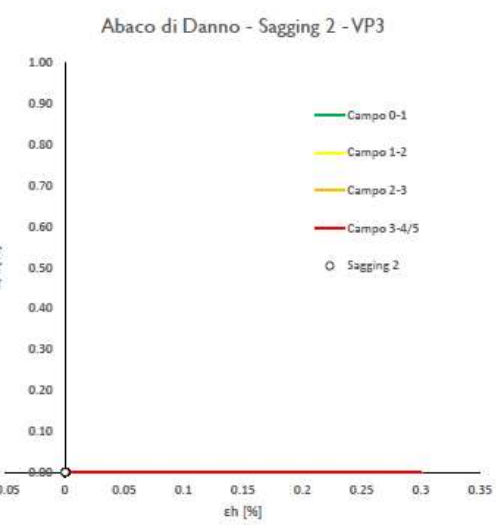
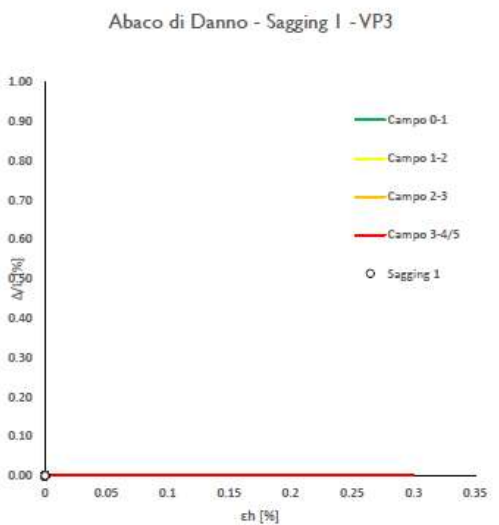
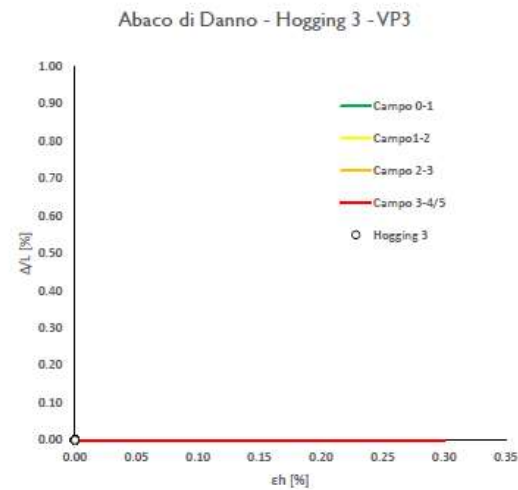
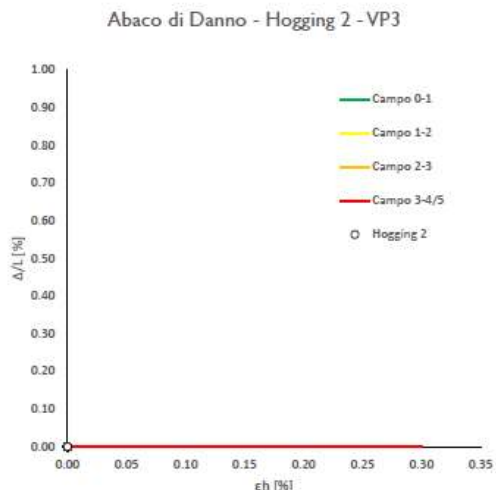
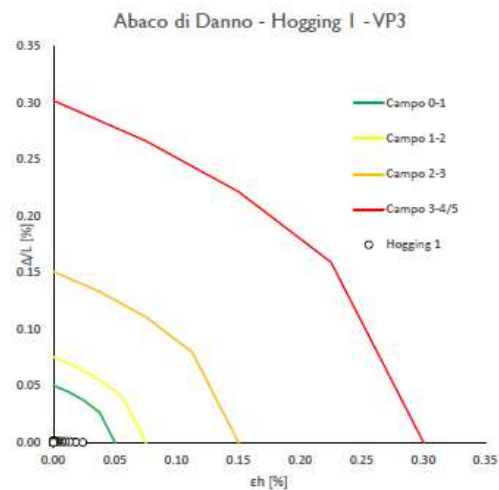


Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



RELAZIONE GEOTECNICA

Progetto: 0 CALCOLO DELLE CURVE DI SUBSIDENZA - caso a doppia canna Allegato Abachi di danno pag. 3/3



RELAZIONE GEOTECNICA
Via Trionfale Altezza Civico 8382-8416 Allineamento 1 – Piano di posa a 4.5m dal p.c.

Progetto: 0 CALCOLO DELLE CURVE DI SUBSIDENZA - caso a doppia canna pag. 1/2

Dati Edificio

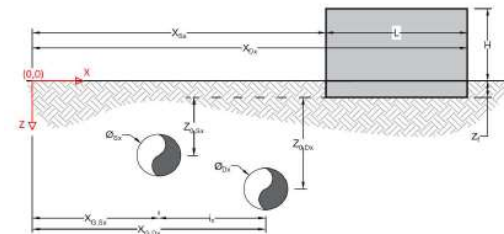
L [m]	28.0	Lunghezza Fabbricato
H [m]	21.5	Altezza Fabbricato
Z _f [m]	4.5	Profondità Piano Poso Fondazioni
Z _{Q,Sx} [m]	5.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z _{Q,Dx} [m]	5.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X _{Sx} [m]	56.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X _{Dx} [m]	56.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y _{Sx} [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y _{Dx} [m]	48.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato		Tipo di Struttura
Residenziale		Destinazione D'uso

Dati sulle condotte

Q _{Sx} [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Q _{Dx} [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k _{Sx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k _{Dx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x _{Q,Sx} [m]	10.0	Posizione asse Galleria Sx
x _{Q,Dx} [m]	50.0	Posizione asse Galleria Dx
i _g [m]	40.0	Interasse Gallerie

Dati di Calcolo

V _{p1} [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V _{p2} [%]	1.5%	Volume perso Caso 2
V _{p3} [%]	2.6%	Volume perso Caso 3
h _{f,Sx} [m]	1.925	Punto di flesso Galleria Sx
h _{f,Dx} [m]	1.925	Punto di flesso Galleria Dx


Risultati
Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]

	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.1	0.1
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.1	0.1

Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]

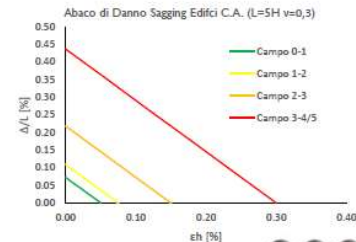
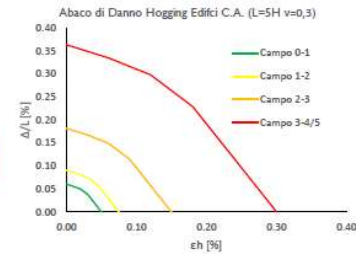
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.1	0.1
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.1	0.1

Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]

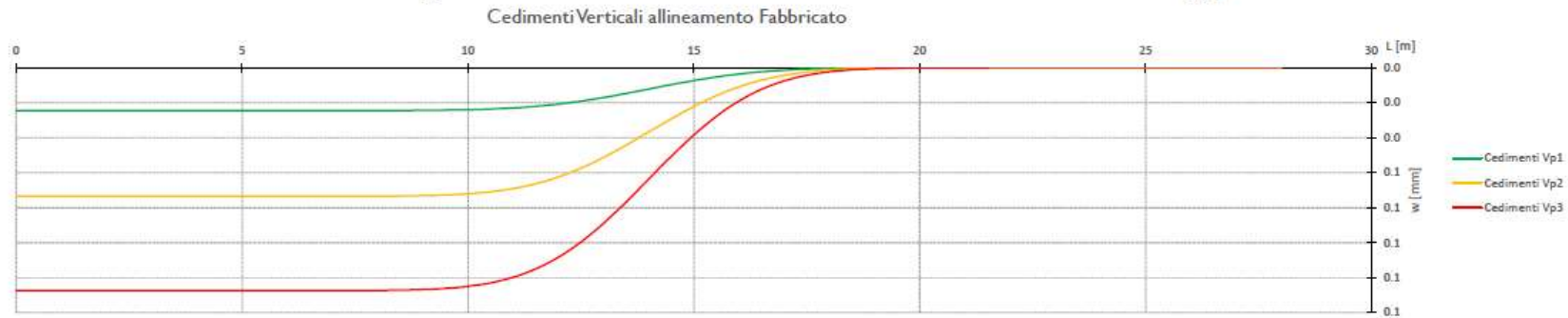
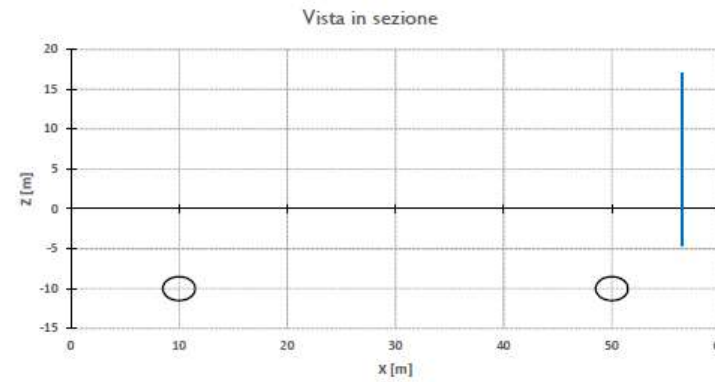
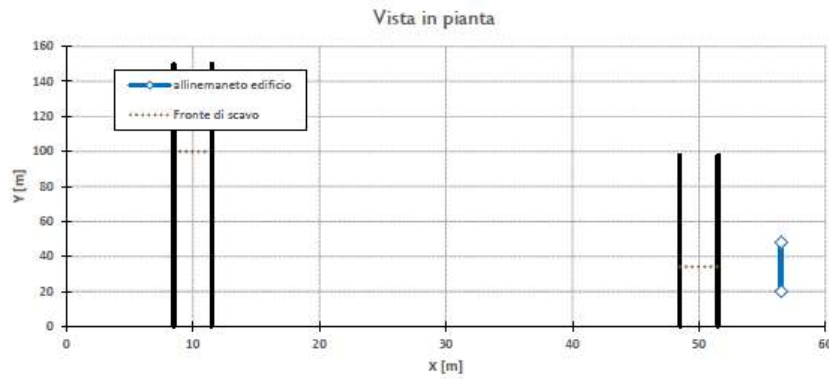
	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

Tipo di Danno	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

Lunghezze calcolo [m]	V _{p1} [%]	V _{p2} [%]	V _{p3} [%]
Hogging 1	14.3	14.3	14.3
Sagging 1	13.7	13.7	13.7
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



Progetto: 0



RELAZIONE GEOTECNICA

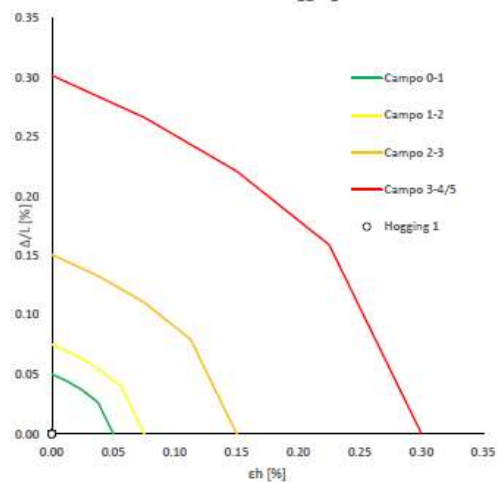
Progetto: 0

CALCOLO DELLE CURVE DI SUBSIDENZA - caso a doppia canna

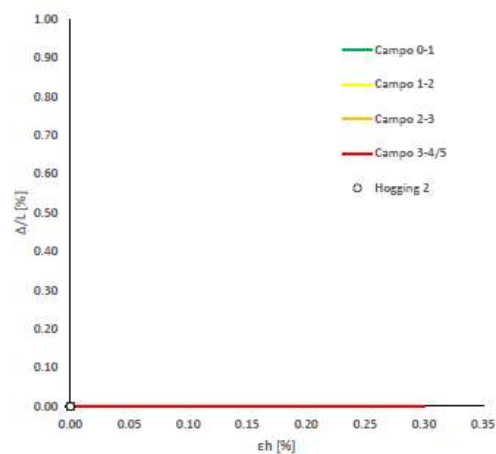
Allegato Abachi di danno

pag. 1/3

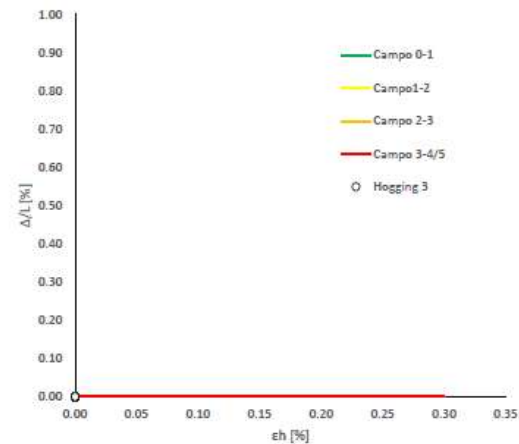
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



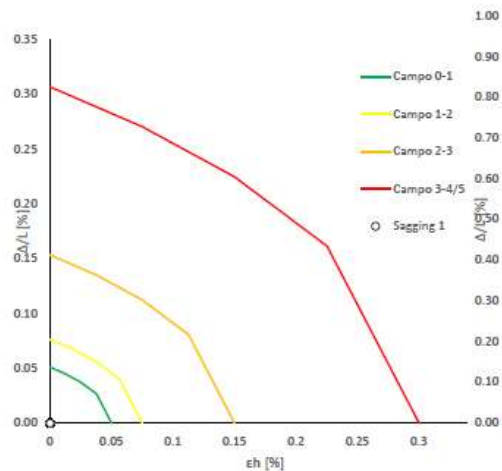
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



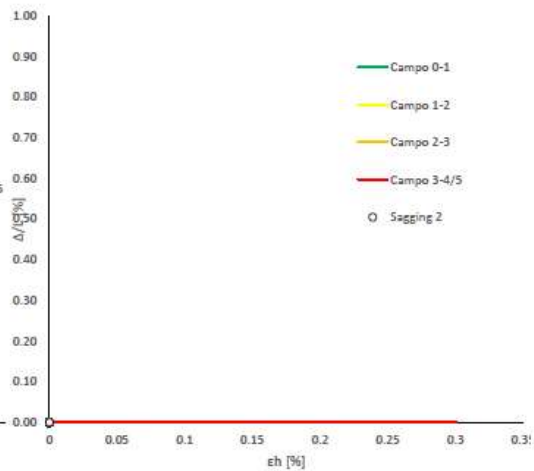
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



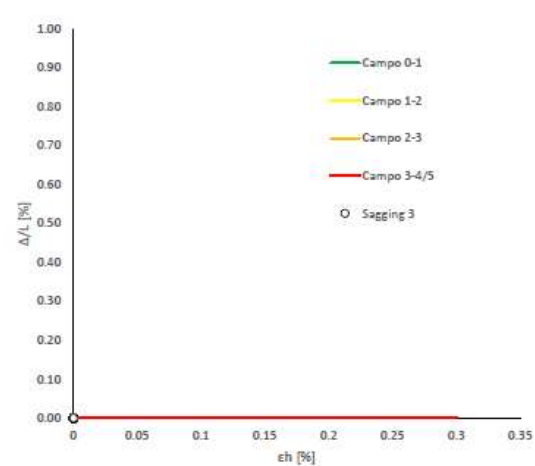
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



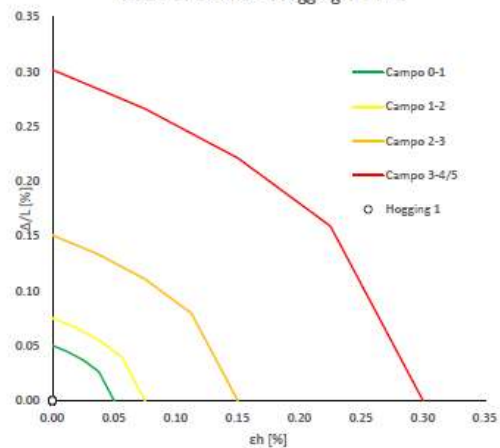
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



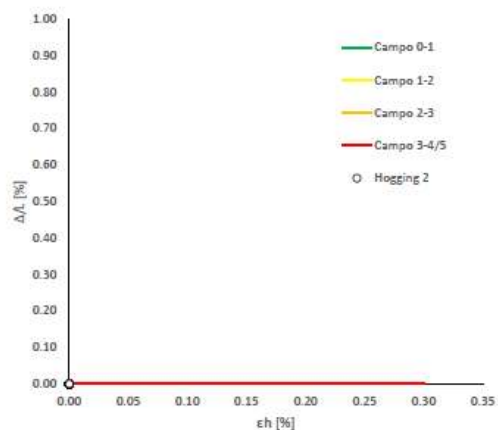
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



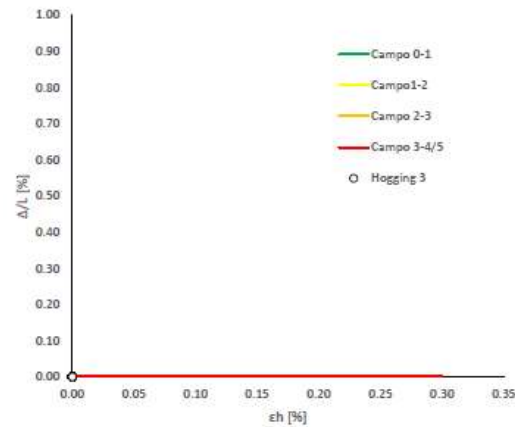
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



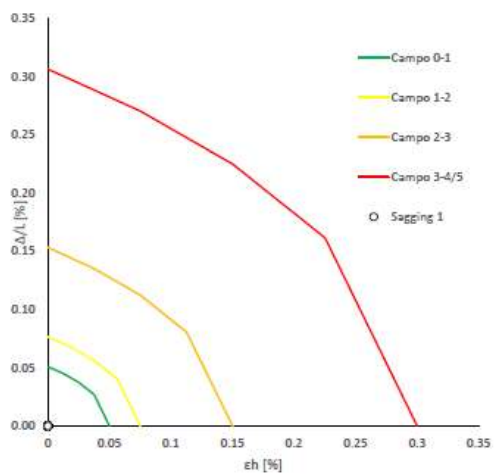
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



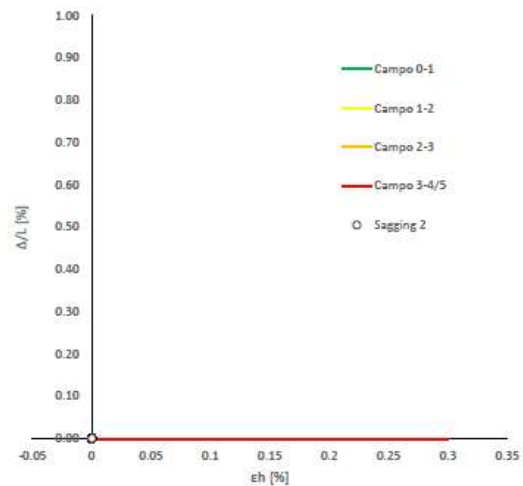
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



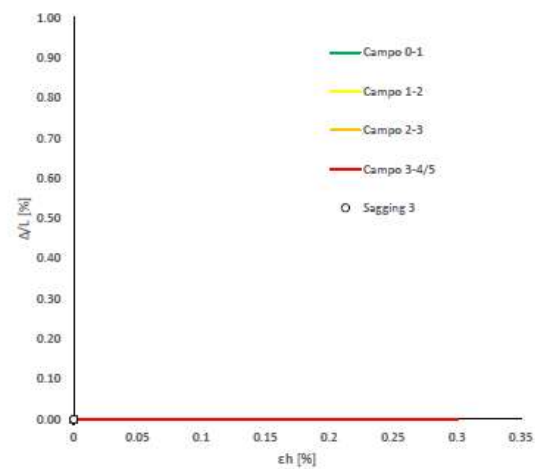
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2

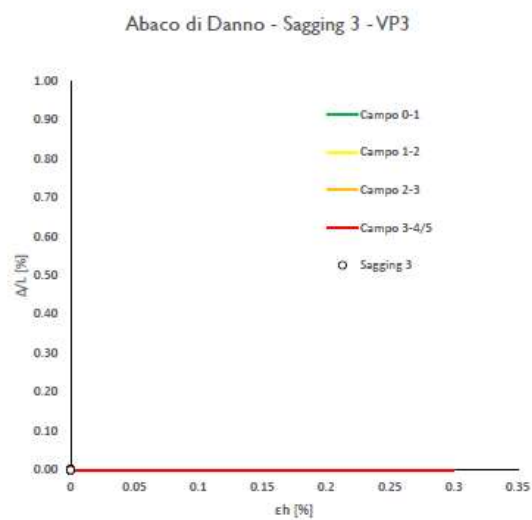
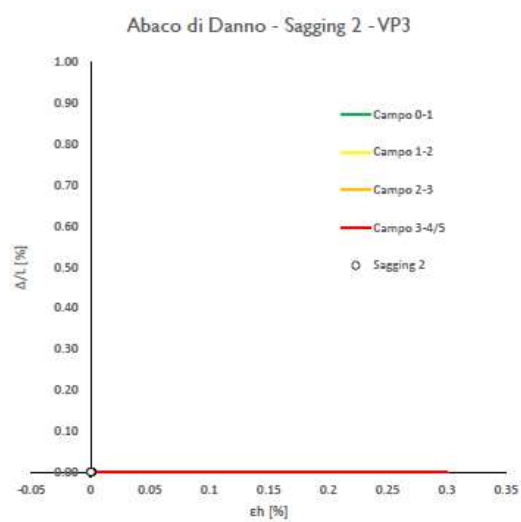
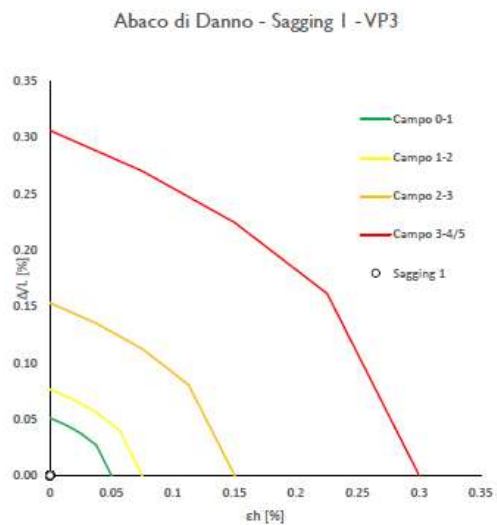
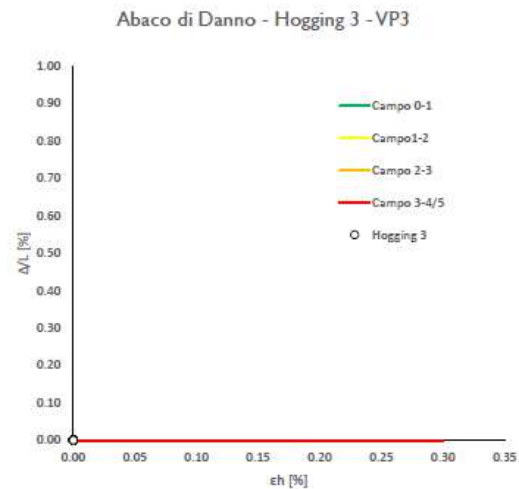
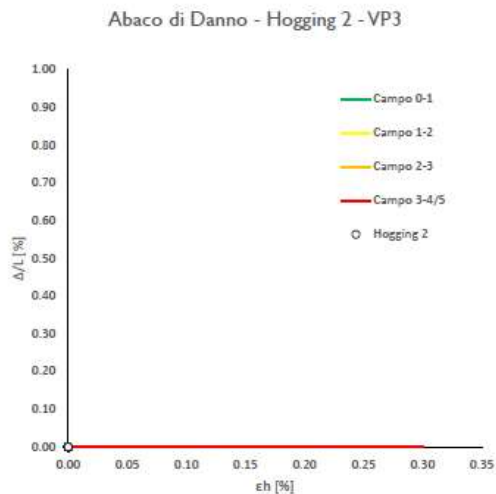
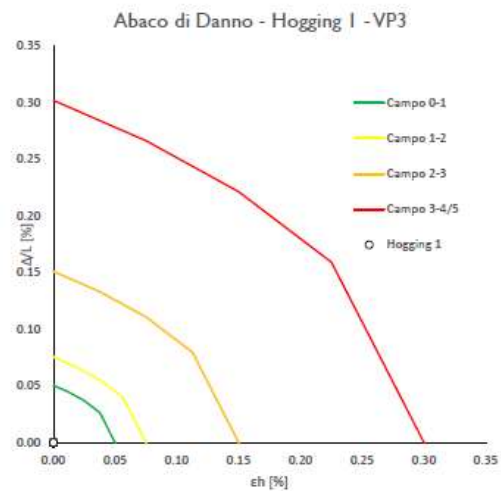


Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2





RELAZIONE GEOTECNICA
Via Trionfale Altezza Civico 8382-8416 Allineamento 2 – Piano di posa a 4.5m dal p.c

Progetto: 0 CALCOLO DELLE CURVE DI SUBSIDENZA - caso a doppia canna pag. 1/2

Dati Edificio

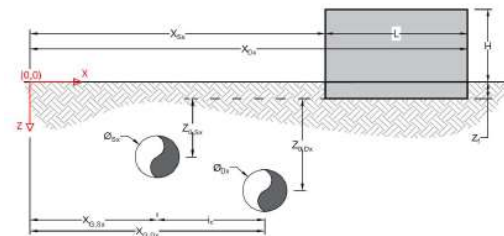
L [m]	17.0	Lunghezza Fabbricato
H [m]	21.5	Altezza Fabbricato
Z _f [m]	4.5	Profondità Piano Poso Fondazioni
Z _{0,Sx} [m]	5.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z _{0,Dx} [m]	5.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X _{Sx} [m]	56.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X _{Dx} [m]	73.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y _{Sx} [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y _{Dx} [m]	20.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

Dati sulle condotte

Ø _{Sx} [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø _{Dx} [m]	4.5	Diametro Galleria Dx
k _{Sx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k _{Dx} [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x _{G,Sx} [m]	10.0	Posizione asse Galleria Sx
x _{G,Dx} [m]	50.0	Posizione asse Galleria Dx
i _z [m]	40.0	Interasse Gallerie

Dati di Calcolo

Vp ₁ [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
Vp ₂ [%]	1.5%	Volume perso Caso 2
Vp ₃ [%]	2.6%	Volume perso Caso 3
i _{z,Sx} [m]	1.925	Punto di flesso Galleria Sx
i _{z,Dx} [m]	1.925	Punto di flesso Galleria Dx


Risultati
Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]

	Vp ₁ [%]	Vp ₂ [%]	Vp ₃ [%]
Galleria Sx	0.1	0.2	0.3
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.1	0.2	0.3

Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]

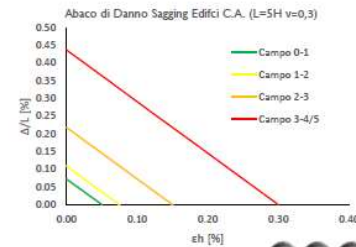
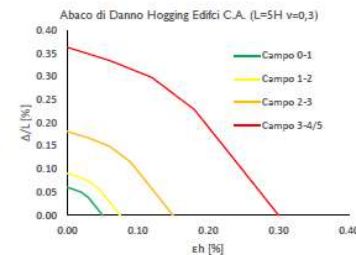
	Vp ₁ [%]	Vp ₂ [%]	Vp ₃ [%]
Galleria Sx	0.1	0.2	0.3
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.1	0.2	0.3

Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]

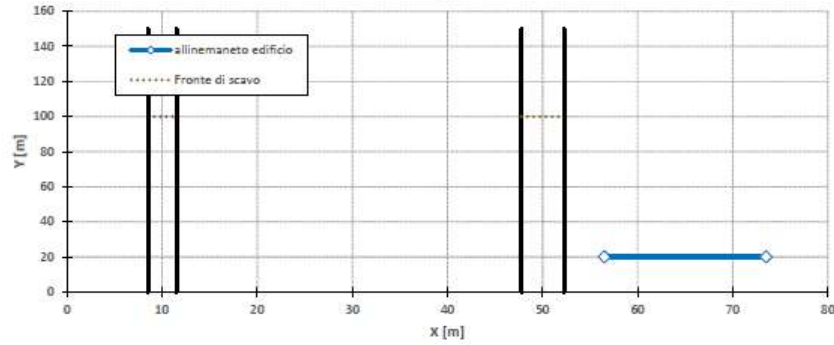
	Vp ₁ [%]	Vp ₂ [%]	Vp ₃ [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

Tipo di Danno	Vp ₁ [%]	Vp ₂ [%]	Vp ₃ [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Molto Leggero
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

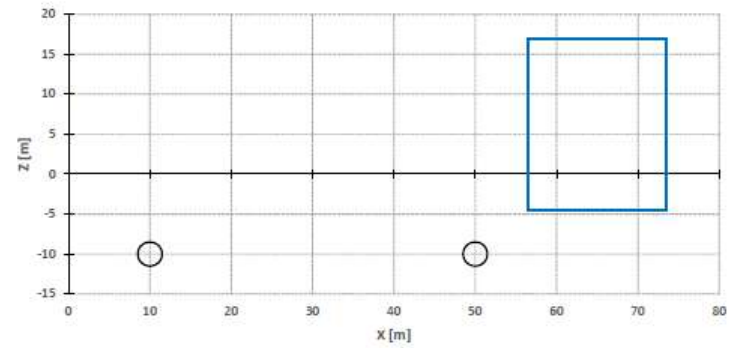
Lunghezze calcolo [m]	Vp ₁ [%]	Vp ₂ [%]	Vp ₃ [%]
Hogging 1	17.0	17.0	17.0
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



Vista in pianta



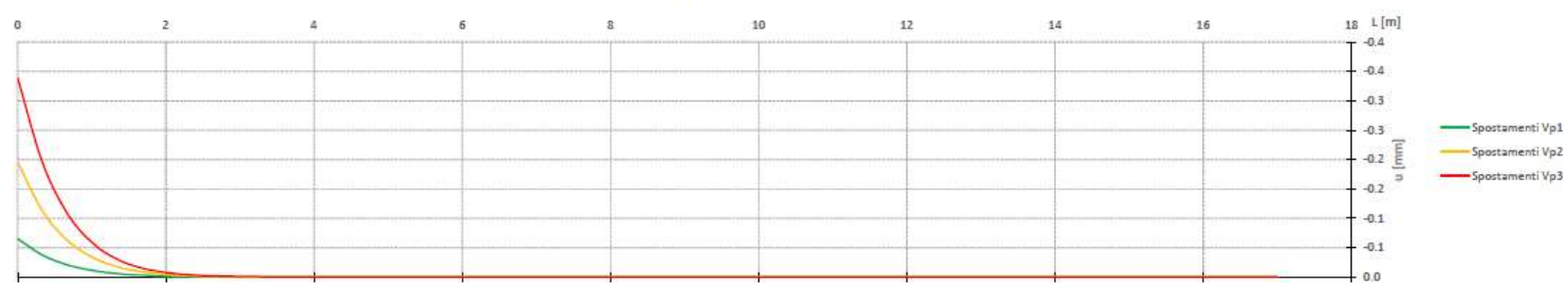
Vista in sezione



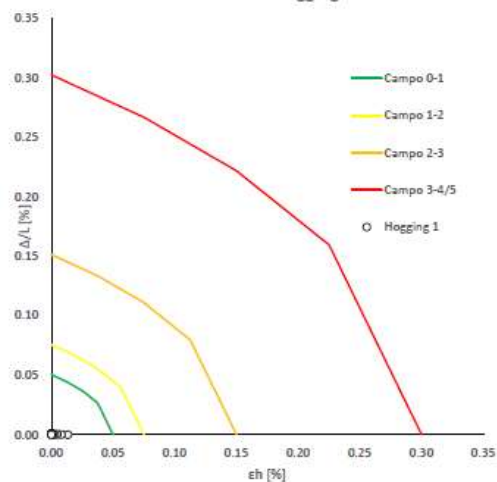
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



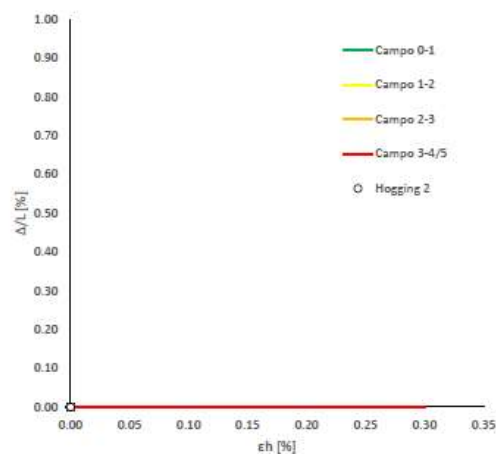
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



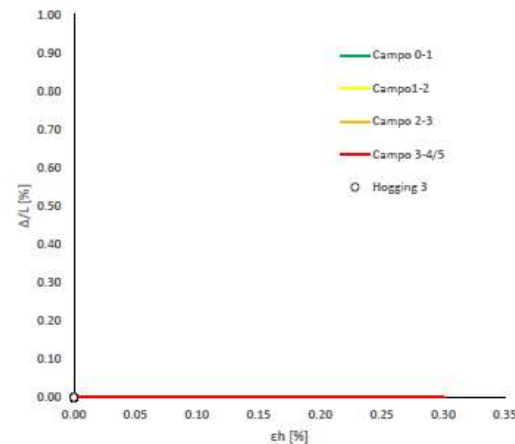
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



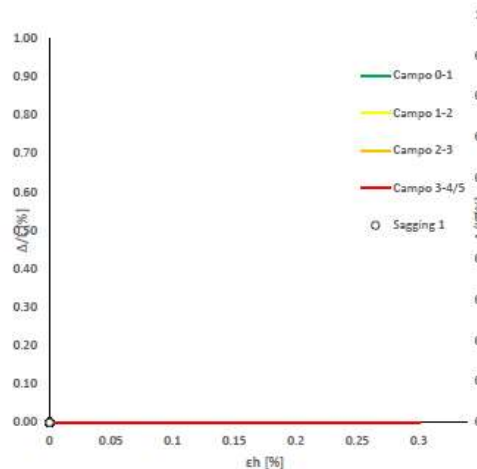
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



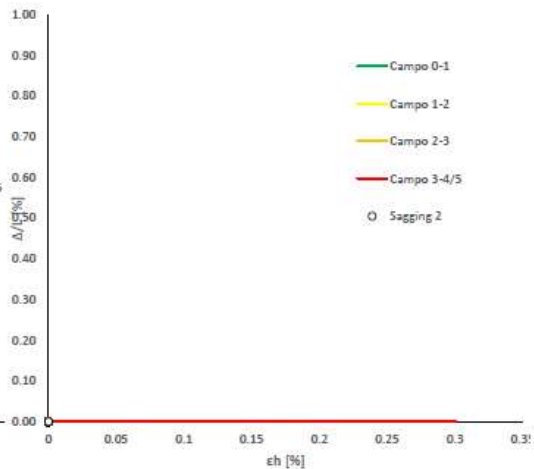
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



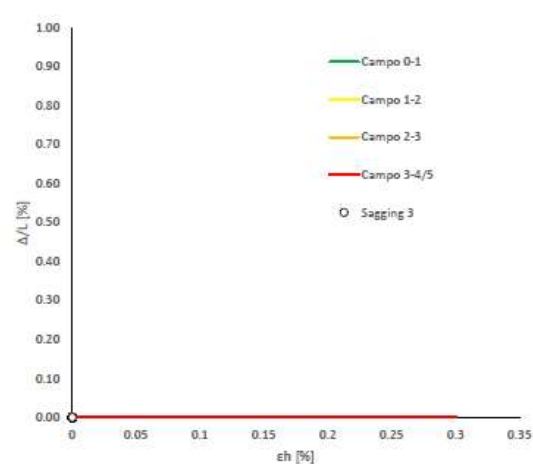
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI

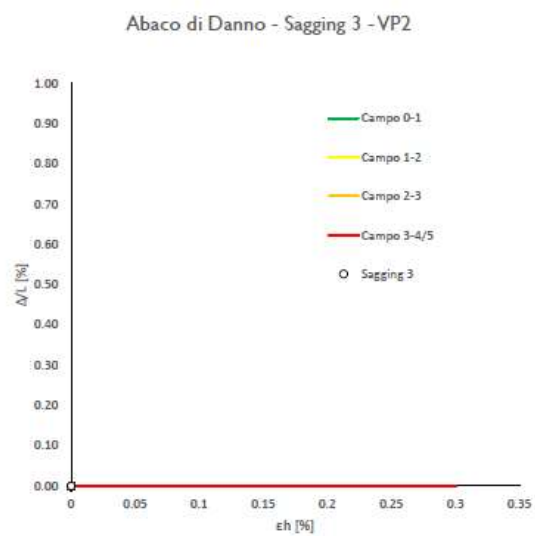
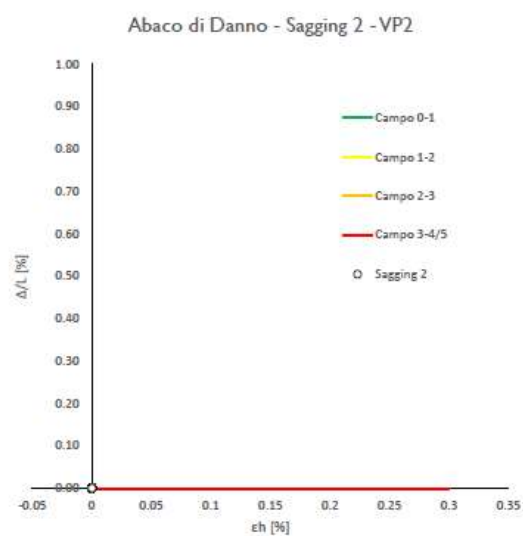
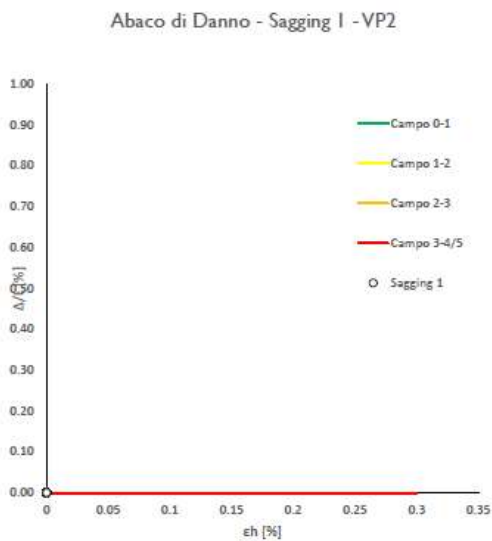
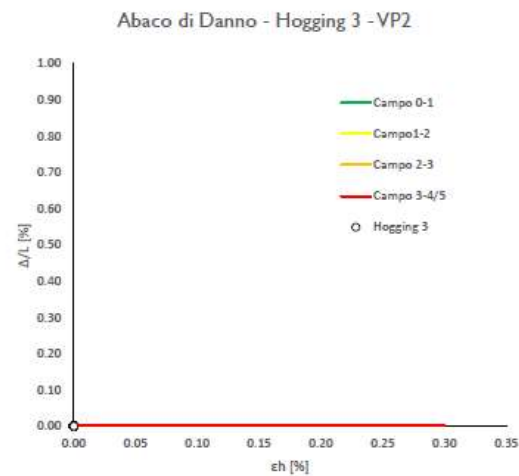
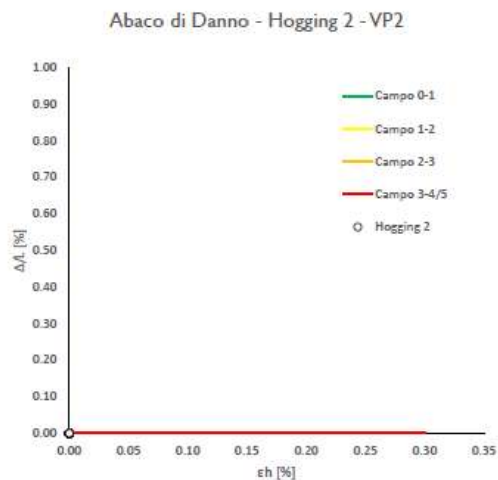
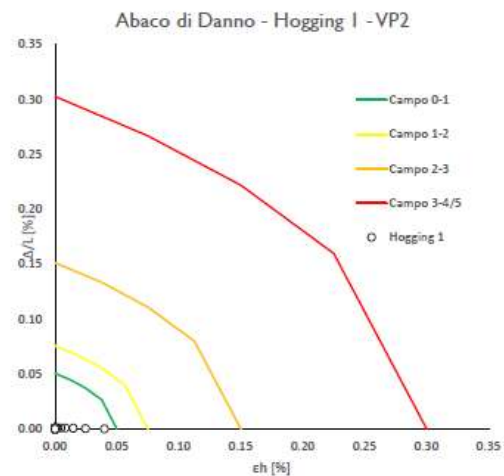


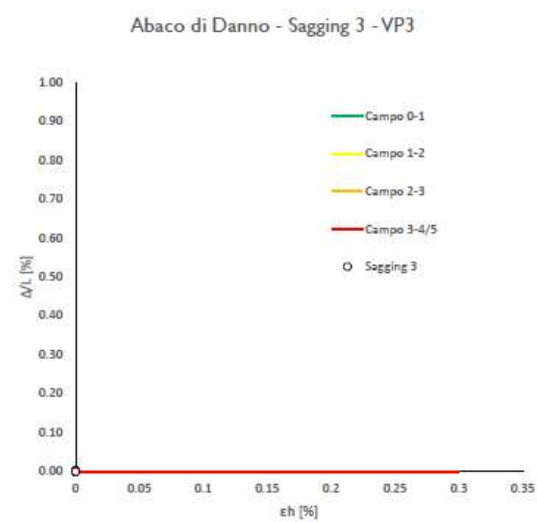
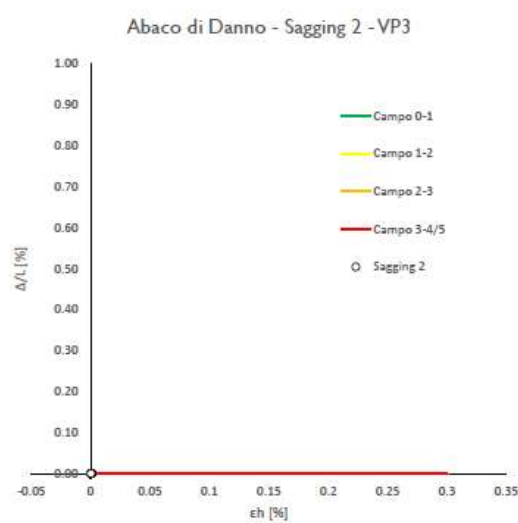
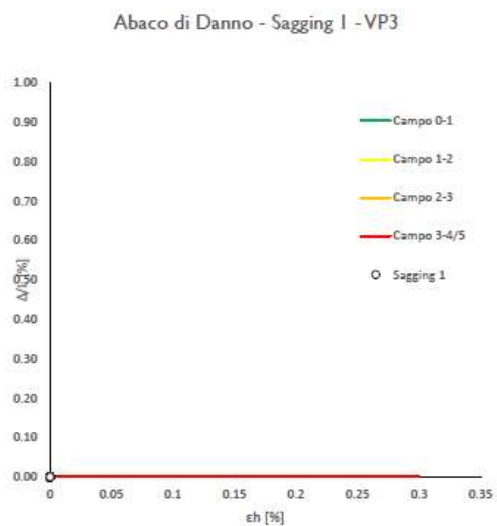
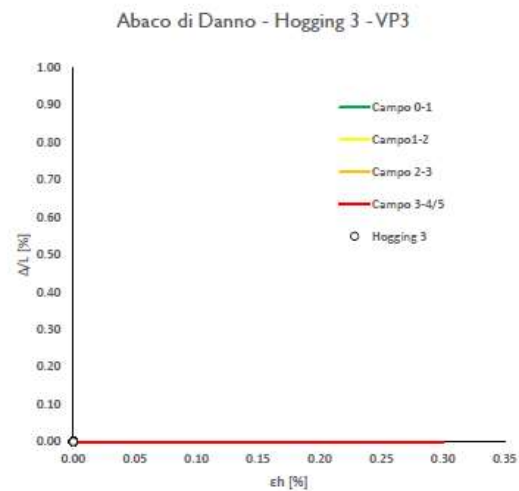
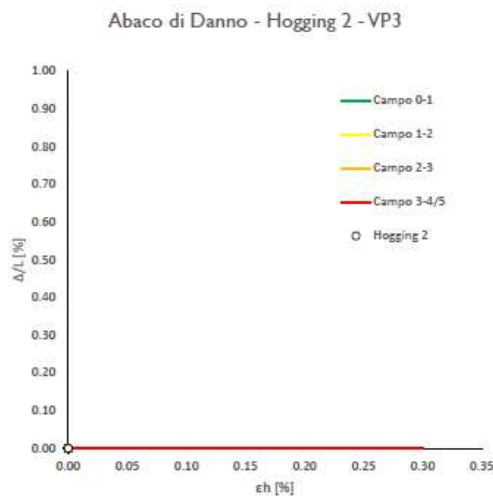
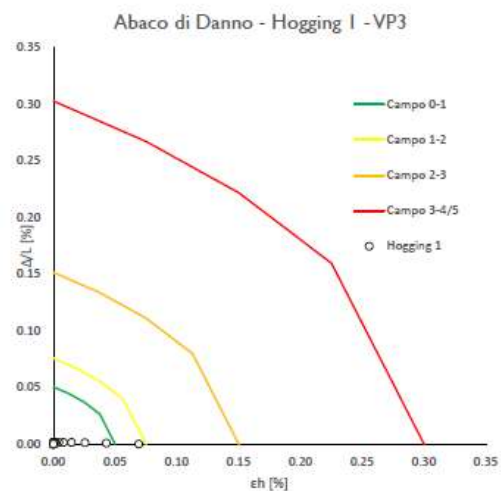
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI







16 Opere connesse alla realizzazione dei manufatti

Come descritto al cap.3 in progetto sono previste diversi tipi di opere che poggiano molti metri al di sotto del piano campagna; il seguente capitolo mira ad indicare quali sono le tecnologie di scavo per la realizzazione dei manufatti ed a fornire un predimensionamento dell'intervento tipologico per lo scavo dei pozzi di spinta/arrivo connessi al Micrtunneling.

Di seguito è riportato un elenco delle lavorazioni per i diversi tipi di manufatti:

- Manufatto Casal del Marmo: Per la realizzazione del manufatto sarà eseguito uno sbancamento completo dell'area di scavo in modo tale da permettere un accesso diretto dei mezzi di cantiere.
- Pozzi e manufatti in area urbana: Le opere di sostegno saranno costituite da paratie di micropali D=30cm I=35cm, in base alle profondità di scavo sono previsti dei livelli di contrasto intermedi costituiti da profilati metallici
- Manufatto parzialmente interrato presso il Centro Idrico Pineta Sacchetti: Le opere di sostegno saranno costituite da paratie di pali D=80cm I=100cm, con un livello di contrasto intermedio costituito da profilati metallici.

Come anticipato sono state individuate 4 tipologie costruttive in funzione delle litologie interessate dagli scavi; per ogni intervento tipologico sono stati dimensionati quelli ritenuti più gravosi dal punto di vista realizzativo e delle condizioni al contorno (profondità di scavo, caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati, battenti idraulici). L'immagine seguente riporta l'inquadramento territoriale in cui è collocato il pozzo oggetto del dimensionamento geotecnico-strutturale.

16.1 Intervento presso PZ3



Figura 16-1 Inquadramento territoriale Pozzo 3

16.1.1 *Caratteristiche dei materiali*

16.1.1.1 Calcestruzzo

Paratie di pali:

Classe di resistenza calcestruzzo	C25/30
Resistenza cubica caratteristica a 28 giorni	$R_{ck} \geq 30.0 \text{ Mpa}$
Classe di esposizione	XC2 (<i>Ordinarie</i>)
Copriferro	$\geq 40 \text{ mm}$
Resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.11 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 2.55 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.785 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione	$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.06 \text{ N/mm}^2$

16.1.1.2 Acciaio da carpenteria metallica

Acciaio per strutture metalliche in profilati a freddo S355 JR

Densità $\rho = 78.5 \text{ KN/m}^3$

Tensione caratteristica di rottura ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_u \geq 510 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_y \geq 355 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità normale (EC3) $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità tangenziale $G = 80769 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6} / \text{C}^\circ$

16.1.2 *Software di calcolo*

Analisi e calcoli sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti software:

- Programma ParatiePlus ver. 22.1 della Harpaceas per l'analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno
- Verifica delle sezioni in cemento armato: VCA-SLU.
- Fogli di calcolo in formato .xls (Excel)
- Fogli di calcolo in formato .xml (MathCad15)

I programmi vengono usati con regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

16.1.3 *Inquadramento geotecnico*

Per i parametri geotecnici si è fatto riferimento ai seguenti valori riportati al par. 14.1.

16.1.4 *Analisi dei carichi*

16.1.4.1 Peso Proprio

Peso proprio cls

- $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

16.1.4.2 Carichi permanenti

Durante le fasi di costruzione viene considerato un sovraccarico permanente pari a 100 kPa che simula la presenza del fabbricato limitrofo esistente. In particolare, si è considerato il fabbricato costituito da una struttura intelaiata in C.A con 8 orizzontamenti:

- 5 kPa – Peso Proprio strutturale per singolo orizzontamento
- 4 kPa – Variabili per ogni orizzontamento
- 3 kPa – Peso Proprio non strutturale per ogni orizzontamento

$$q = (5+4+3) \text{ kPa} \cdot 8 = 96 \text{ kPa} \sim 100 \text{ kPa}$$

Il fabbricato presenta almeno un piano interrato che in via preliminare è stato ipotizzato ad una profondità di 4m da p.c.; nel calcolo è stata considerata la minima distanza di 3m tra fabbricato e opera di sostegno.

RELAZIONE GEOTECNICA**16.1.4.3 Carichi accidentali**

Durante le fasi di costruzione viene considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa dovuto alla presenza dei mezzi di cantiere.

16.1.4.4 Spinta del terreno

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (\text{OCR})^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($\text{OCR}=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$$

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si

RELAZIONE GEOTECNICA

possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software PARATIE.

16.1.5 *Combinazioni di carico*

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3.

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni e ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nelle seguenti tabelle:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_F')	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	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	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_V	γ_V	1,0	1,0

16.1.6 *Verifiche paratia di pali*

16.1.6.1 Verifiche SLU

In accordo alle prescrizioni normative NTC 2018 al paragrafo 6.5.3.1.2, le verifiche sono state condotte secondo l'Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R1).

16.1.6.2 Verifiche SLE

In esercizio sono stati valutati gli spostamenti orizzontali in maniera tale da confrontarli con i requisiti prestazionali dell'opera. Si assume che gli spostamenti siano accettabili se inferiori al valore limite $H/200$, dove H è l'altezza della paratia.

Le combinazioni di calcolo in esercizio vengono formulate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e utilizzando i parametri geotecnici caratteristici.

16.1.7 *Analisi Numeriche*

Di seguito sono riportate le analisi effettuate per definire il dimensionamento delle paratie di pali tipologiche per gli interventi per i pozzi di spinta/arrivo. Il modello di calcolo per la paratia di micropali $\phi 30\text{cm}$ con interasse 0.35m è stato realizzato con il programma ParatiePlus, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali allo SLE e le sollecitazioni negli elementi strutturali in condizioni allo stato limite ultimo, in condizioni statiche.

16.1.7.1 Modello di calcolo

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici di progetto:



	Terreni	c' [kPa]	ϕ' [°]
	PL Sabbia / Ghiaia	5	31
	DSL A Sabbia / Ghiaia	15	31

Figura 16.2 – Modello geotecnico di calcolo e caratteristiche meccaniche

Per quanto concerne la stima dei moduli elastici operativi (E_{op}) è stato riferimento alla curva del degrado dei moduli iniziali Atkinson e Salfors (1991). In questa sede, si sono generalmente proposti valori di moduli di Young operativi, ipotizzando valori del decadimento del modulo dell'ordine del 70% rispetto a quella a piccole deformazioni.

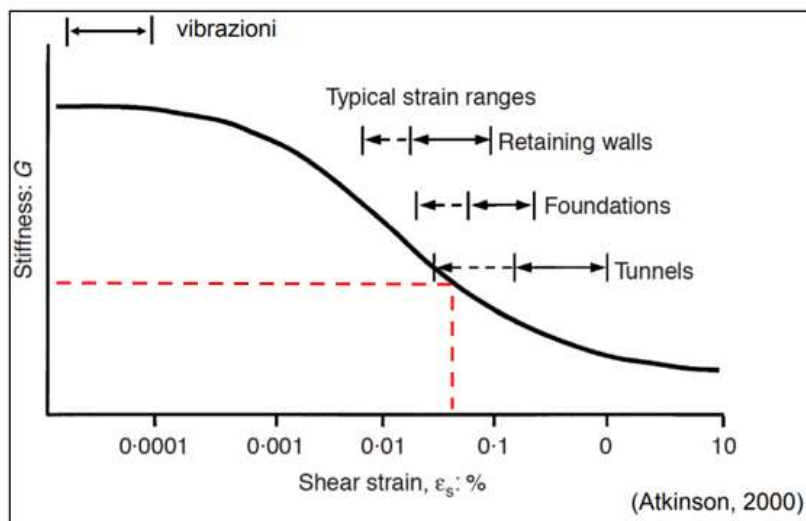


Figura 16.3 – Determinazione del modulo elastico operativo di progetto

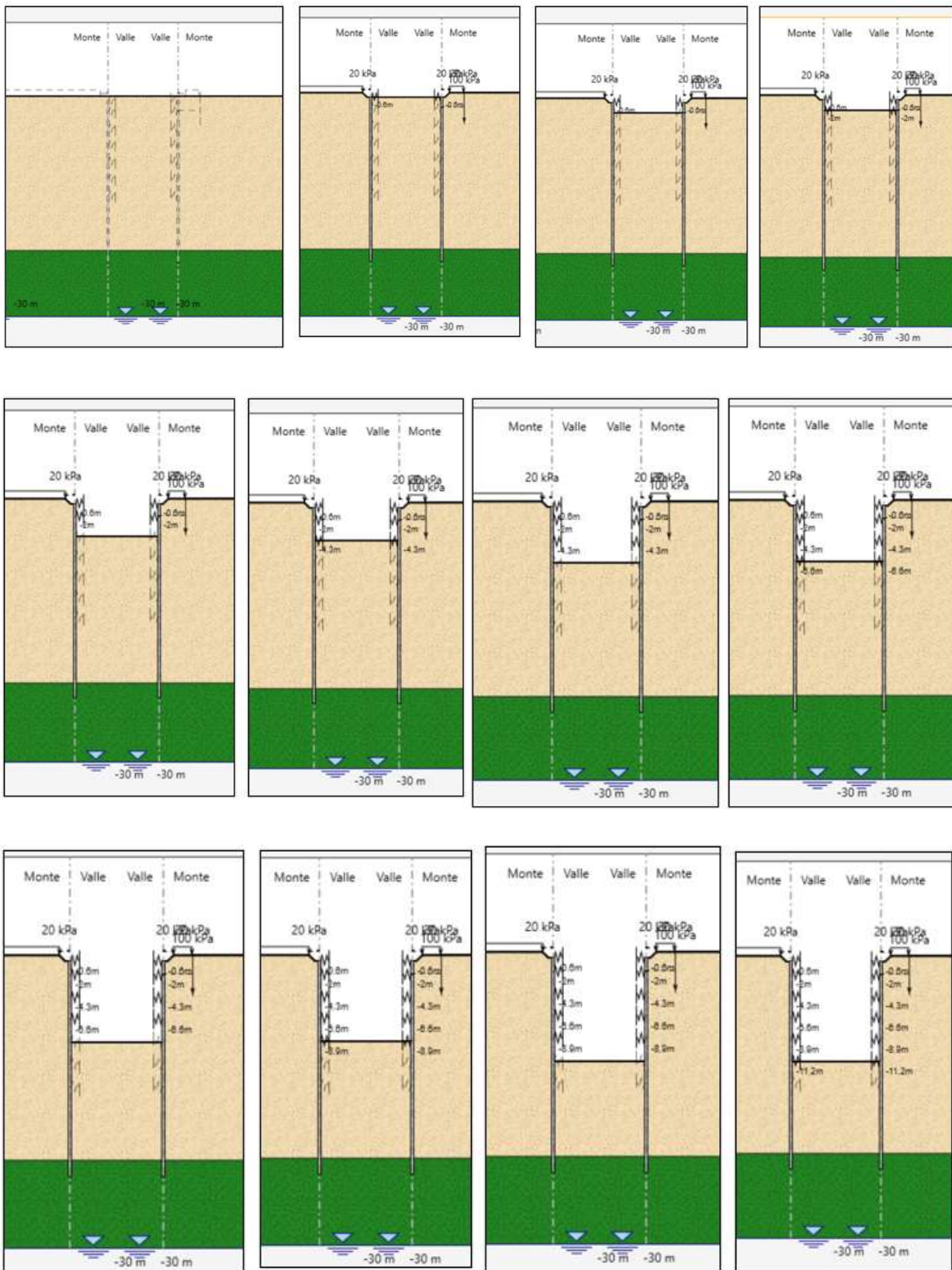
Come indicato al par. 14.1. il valore del modulo operativo risulta pari a 92Mpa e 145Mpa rispettivamente per le unità PSL e DSLA.

Le fasi esecutive per l'analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

1. Stato geostatico iniziale.
2. Applicazione del carico permanente di 100kPa che simula la presenza dell'edificio, applicazione del sovraccarico accidentale di 20kPa.
3. Realizzazione di un presbanco di 50 cm circa.
4. Realizzazione dei micropali perimetrali con il diametro pari a 300 mm e interasse di 0.35 m.
5. Realizzazione cordolo in C.A. sez 1.0mx0.6m a quota 0m dalla testa della paratia.
6. Scavo fino alla quota di -2.0 m da p.c. al fine di realizzare il primo ordine di centinature in acciaio HEA 180.
7. Installazione del primo ordine di centinatura a -2.0m dalla testa della paratia.
8. Scavo fino alla quota di -4.3 m da p.c. al fine di realizzare il secondo ordine di centinature in acciaio HEA 180.
9. Installazione del secondo ordine di centinatura a -4.3m dalla testa della paratia.
- 10.Scavo fino alla quota di -6.6 m da p.c. al fine di realizzare il terzo ordine di centinature in acciaio HEA 180.
- 11.Installazione del terzo ordine di centinatura a -6.6m dalla testa della paratia.
- 12.Scavo fino alla quota di -8.9 m da p.c. al fine di realizzare il quarto ordine di centinature in acciaio HEA 180.
- 13.Installazione del quarto ordine di centinatura a -8.9m dalla testa della paratia.
- 14.Scavo fino alla quota di -11.2 m da p.c. al fine di realizzare il quinto ordine di centinature in acciaio HEA 180.
- 15.Installazione del quinto ordine di centinatura a -11.2m dalla testa della paratia.
- 16.Scavo fino alla quota di -14.0 m da p.c. al fine di realizzare il terzo ordine di centinature in acciaio HEA 180.
- 17.Realizzazione della platea di fondo per il varo del microtunnel.
- 18.Disinstallazione del quinto ordine di tiranti
- 19.Uscita della testa fresante

RELAZIONE GEOTECNICA

Di seguito è riportata la rappresentazione grafica degli stage sopra descritti:



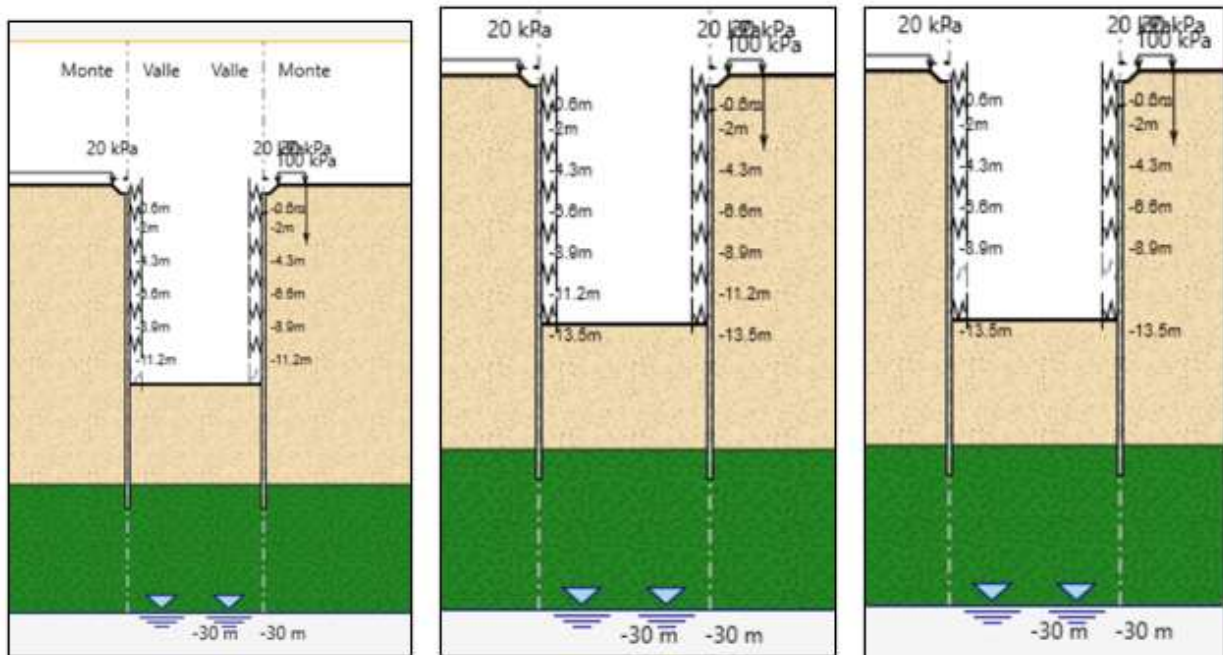


Figura 16.4 - Schema delle fasi di costruzione simulate nel programma di calcolo

Calcolo rigidità dei sistemi di contrasto

Di seguito è riportato un quadro sinottico delle rigidità degli elementi di contrasto alla paratia (Centine, Cordolo di testa e Platea di fondo in CLS).

Per il calcolo della rigidità delle centine e della trave di testa si è tenuto dell'effetto forma dovuto dalla geometria dello scavo (circolare) per cui:

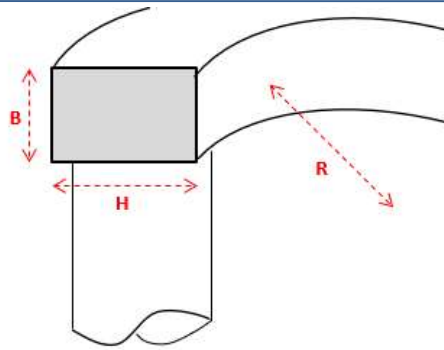
$$k=EA/R^2$$

Per il calcolo della rigidità del tappo di fondo a favore di sicurezza si è tenuto conto della sola rigidità assiale al metro di soletta utilizzando come lunghezza del sistema equivalente il raggio:

$$k=EA/R$$

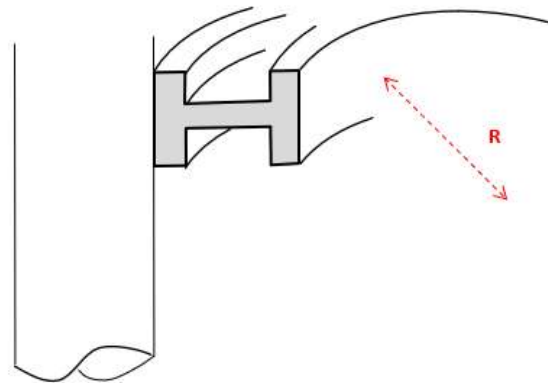
cordolo circolare cls

B =	0.60	[m]
H =	1.00	[m]
E _{cls} =	31475.00	[Mpa]
	3.15E+07	[kPa]
A _{BxH} =	0.60	[m ²]
R =	4.75	[m]
K =	837008.31	[kN/m²]



centina circolare acciaio

sezione =	HEA180	
E _{acc} =	210000.00	[Mpa]
	2.10E+08	[kPa]
A _{HEA} =	0.004525	[m ²]
R =	4.50	[m]
K =	46925.93	[kN/m²]



Soletta in CLS		
E	30	GPa
H	1	m
B	1	m
A	1	m ²
R _{scavo}	9	m
K	3333333	kN/m/m

Figura 16.5 – Determinazione della rigidezza equivalente dei sistemi di puntonamento

16.1.8 Risultati

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per i modelli implementati, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi.

I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità.

Ai paragrafi successivi, viene poi riportato anche un dimensionamento degli elementi strutturali principali.

16.1.8.1 Verifiche allo stato limite ultimo (SLU)

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni dell'analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1).

Il diagramma del momento flettente:

$M_{max} = 178.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; momento flettente massimo

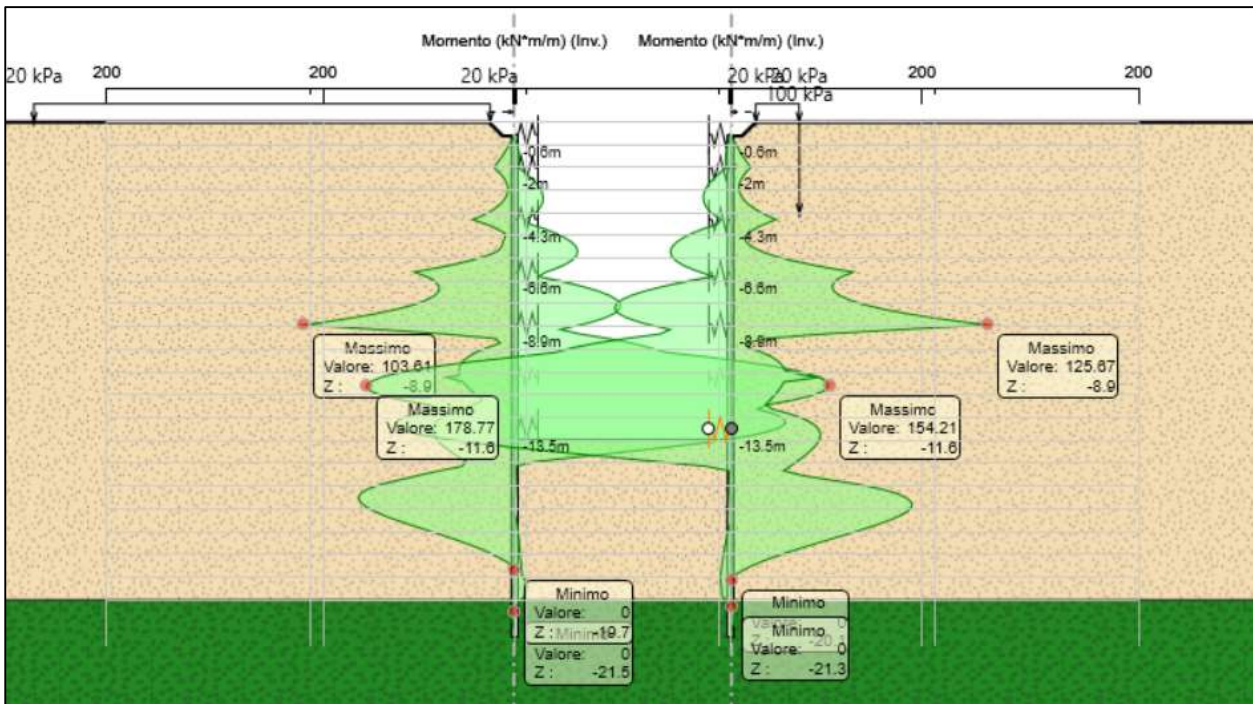


Figura 16.6 – Involuppo del momento flettente in combinazione strutturale

Il diagramma del Taglio:

$T_{max} = 207.5 \text{ kN/m}$; taglio massimo

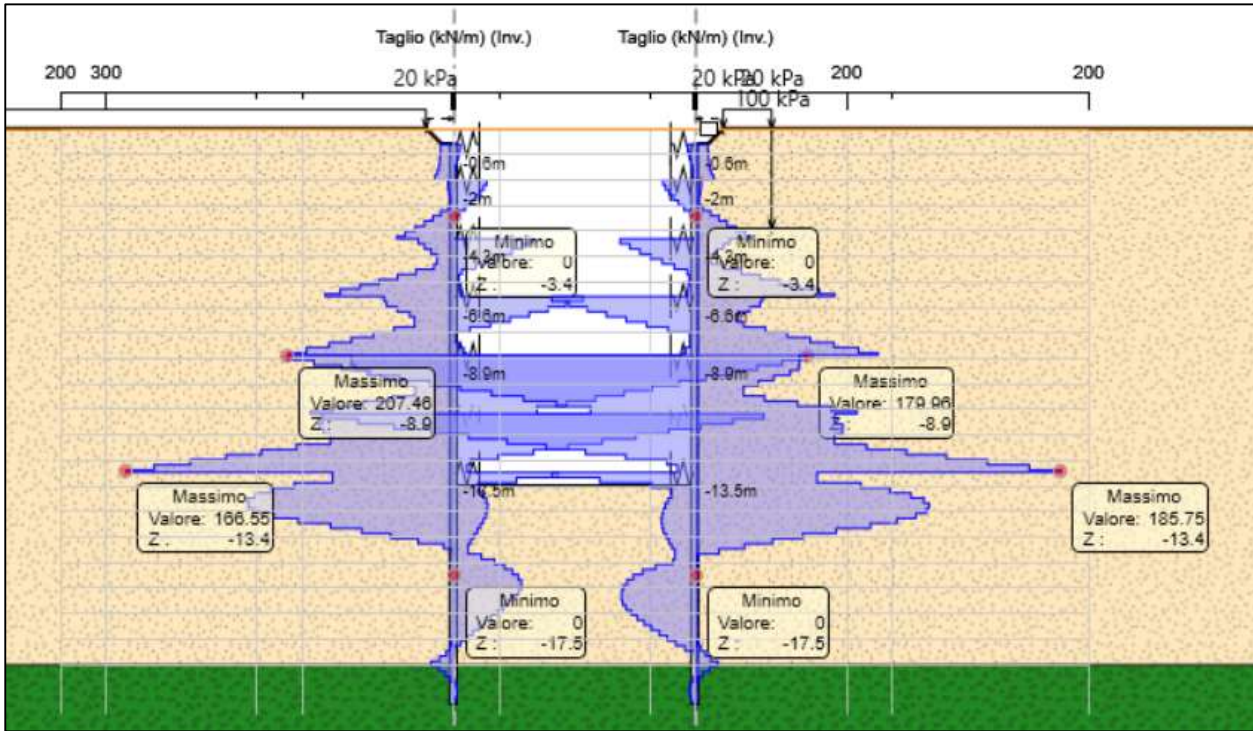


Figura 16.7 – Involuppo del taglio in combinazione strutturale

Micropali

Di seguito vengono riportate le verifiche allo stato limite SLU per i micropali armati con un tubolare in acciaio 193.7/10mm S355JR

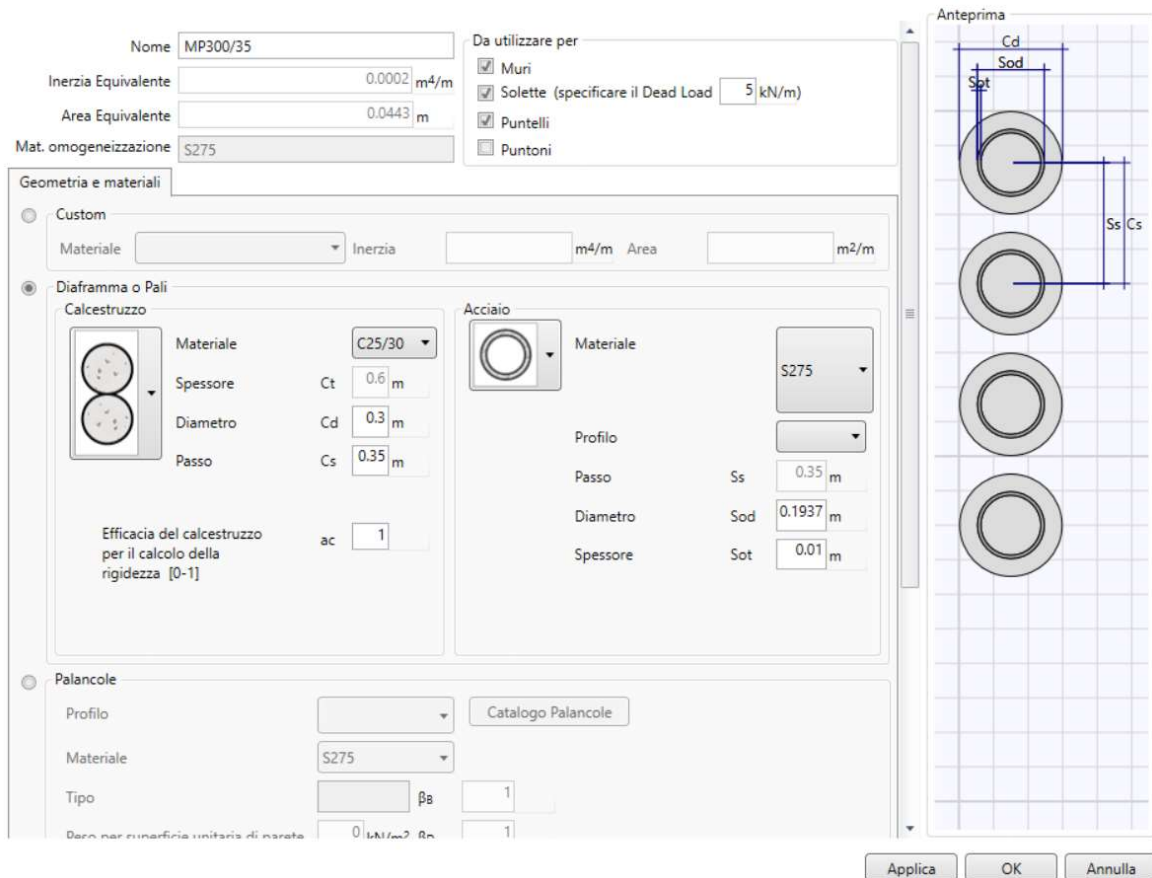


Figura 16.8 – Distribuzione geometrica dell'armatura

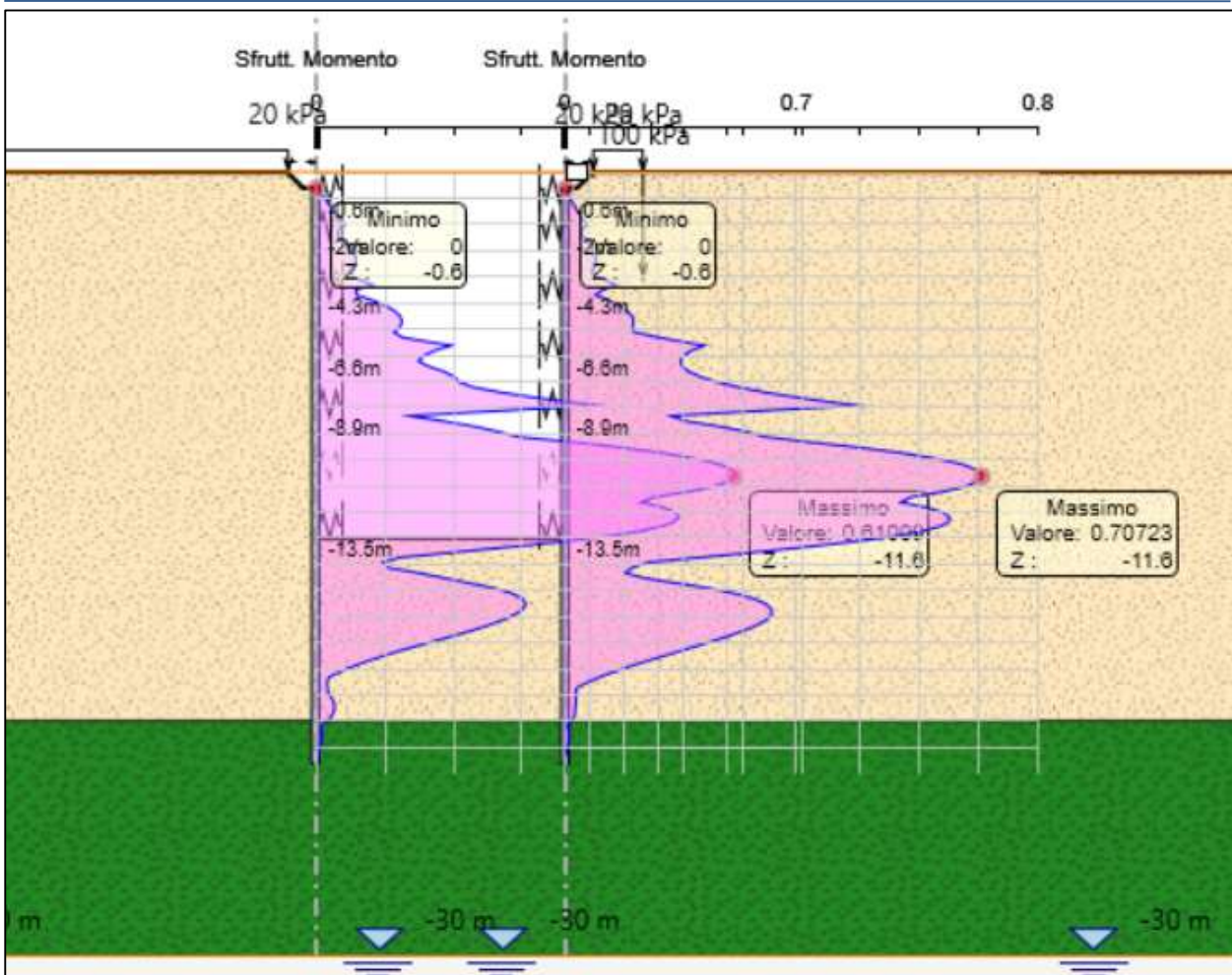


Figura 16.9 – Involuppo del tasso di sfruttamento a flessione in combinazione strutturale

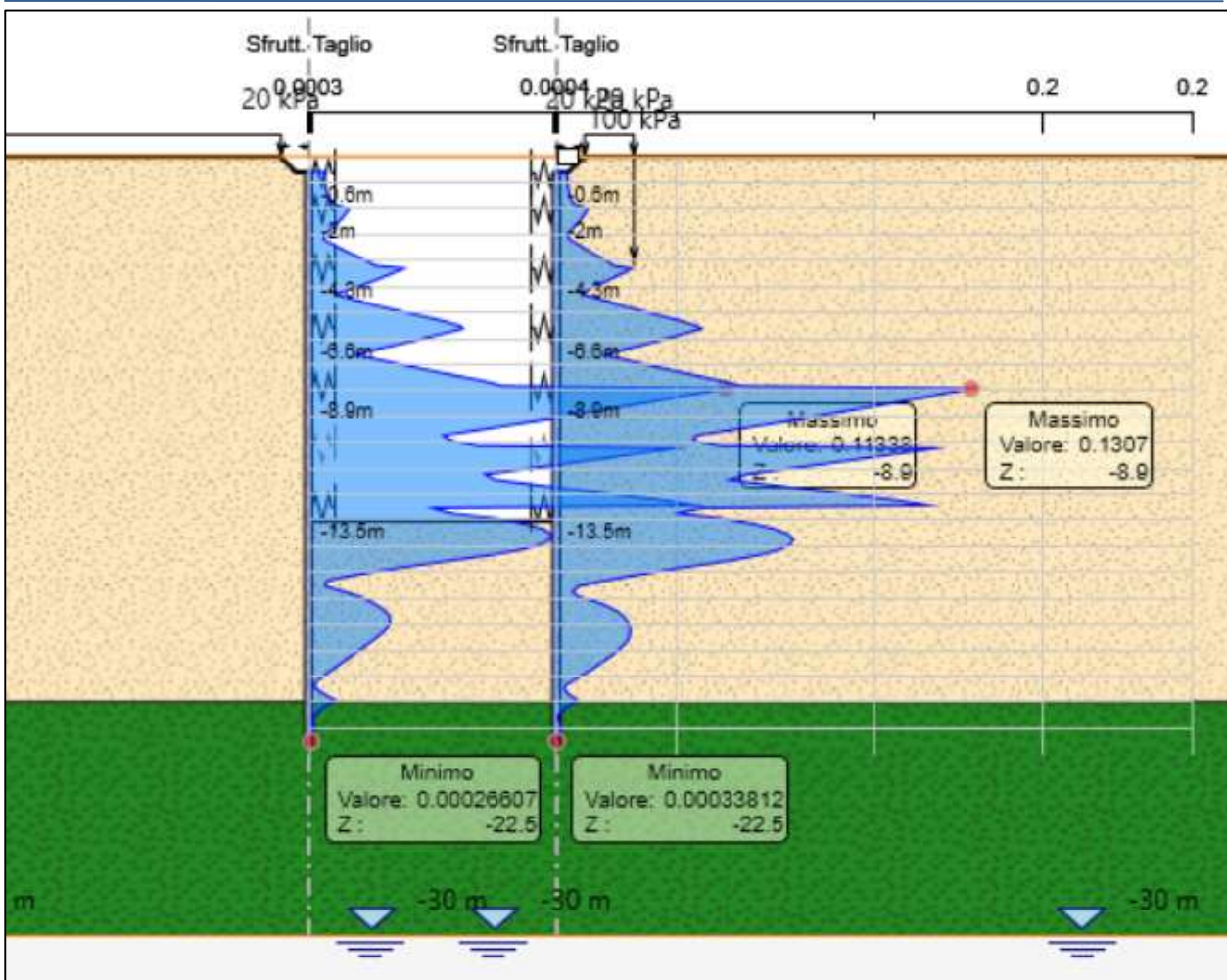
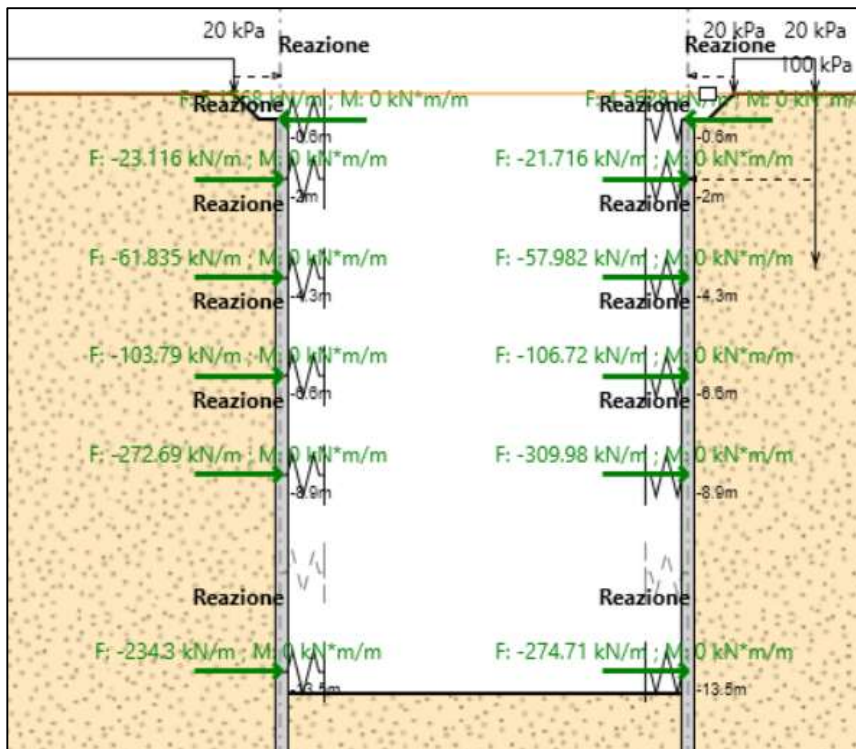


Figura 16.10 – Involuppo del tasso di sfruttamento a taglio in combinazione strutturale

Centine

Il sistema di puntonamento è realizzato da una serie di travi in acciaio HEA 180 poste circolferenzialmente. La reazione sui puntoni, ovvero sulle molle inserite nel software di calcolo paratie, definisce il valore del carico da applicare sul sistema di puntonamento al fine di effettuarne le verifiche. La reazione massima vale 309.98 kN/m:



$\sigma_{d,max}$	309.98	kN/m	Azione di progetto
f_{yk}	355	N/mm ²	Tensione caratteristica a snervamento
γ_M	1.05		Coeff. Parziale abbattimento resistenza del materiale acciaio
f_{yd}	338.1	N/mm ²	Tensione di progetto a snervamento
Profilo	HEA1800	-	
A	45.25	cm ²	Area del profilo
R	4.5	m	Raggio centina
$\sigma_{r,centina}$	340.0	kN/m	Resistenza di progetto
Stato Verifica	Verifica Soddisfatta		

Figura 16.11 – Azioni massime agenti sul sistema di puntonamento e verifiche strutturali

16.1.8.2 Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

Gli spostamenti orizzontali massimi agli SLE sono di circa 17 mm, inferiori al limite $H/200 = 100$ mm, pertanto la verifica di SLE nei confronti di deformabilità viene soddisfatta.

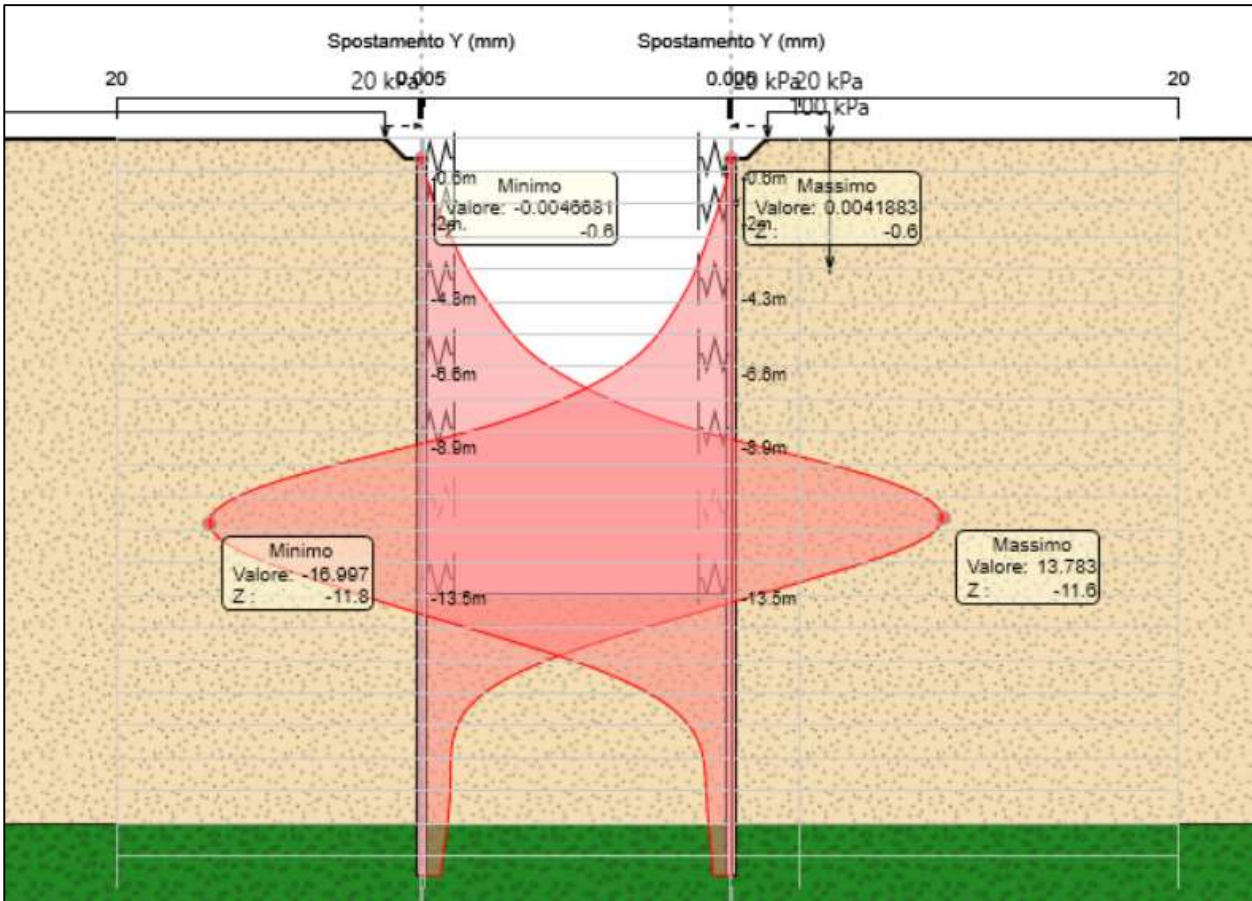


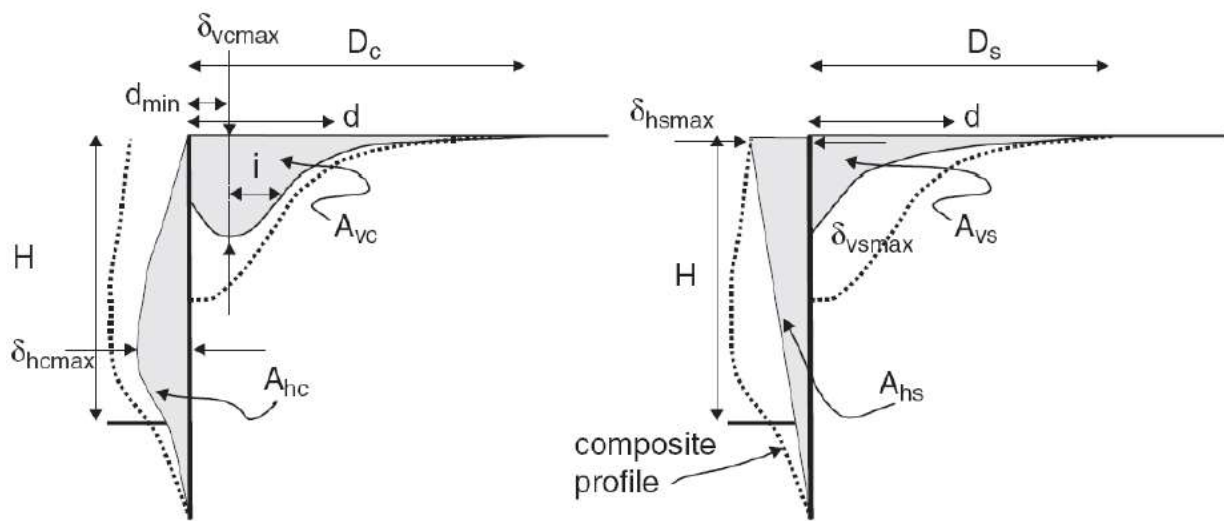
Figura 16.12 – Involuppo degli spostamenti in combinazione SLE

16.1.9 *Analisi delle subsidenze*

16.1.9.1 Cenni teorici

Per il calcolo degli spostamenti indotti dallo scavo si è fatto riferimento al metodo di Boone & Westland (2005) che propongono un metodo per stimare gli spostamenti sia laterali sia verticali indotti da uno scavo profondo, e lo traducono in un insieme di equazioni in forma chiusa.

Il metodo di Boone & Westland può essere riassunto nei seguenti passi:



1. Sulla base della geometria dell'opera e delle caratteristiche del terreno, si calcolano il massimo spostamento laterale della parete δ_{hcmax} e della superficie δ_{hsmax} .
2. La deformata della parete viene suddivisa in due contributi principali, ossia uno spostamento rigido (*spandrel displacement*) e una deformazione convessa legata alla deformabilità della parete. Per ciascun contributo viene calcolata l'area sottesa al diagramma delle deformazioni (A_{hs} e A_{hc}) attraverso opportune equazioni.
3. I cedimenti verticali, a loro volta suddivisi in due contributi apportati dalle due componenti della deformata, vengono stimati a partire dal calcolo dell'area sottesa a ciascuno di essi (A_{vs} per la componente rigida e A_{vc} per quella convessa), come un'opportuna percentuale di A_{hs} o A_{hc} .

4. Noti A_{vs} e A_{vc} , i massimi cedimenti δv_{smax} e δv_{cmax} sono calcolati sulla base di andamenti noti lungo la superficie.

5. Infine, il cedimento totale, nel generico punto in superficie ad una distanza d dalla parete, è calcolato sommando i due contributi: vale a dire $\delta v(d) = \delta v_s(d) + \delta v_c(d)$

16.1.9.2 Individuazione degli edifici interferiti

Si rimanda agli elaborati di riferimento per la visione della estensione del bacino di subsidenza lungo l'intero tracciato e dei rapporti reciproci tra bacino di subsidenza ed edifici interferiti.

Il calcolo della estensione del bacino di subsidenza è stato effettuato per l'edificio vicino al pozzo PZ3 (Via Trionfale altezza civico 8382-8416), che si affaccia sullo scavo.

Per l'edificio è stata effettuata la valutazione del danno nelle condizioni di green-field, nel caso in cui il danno associato sia di tipo "Moderato" o superiore si è effettuata un'analisi di interazione terreno struttura.

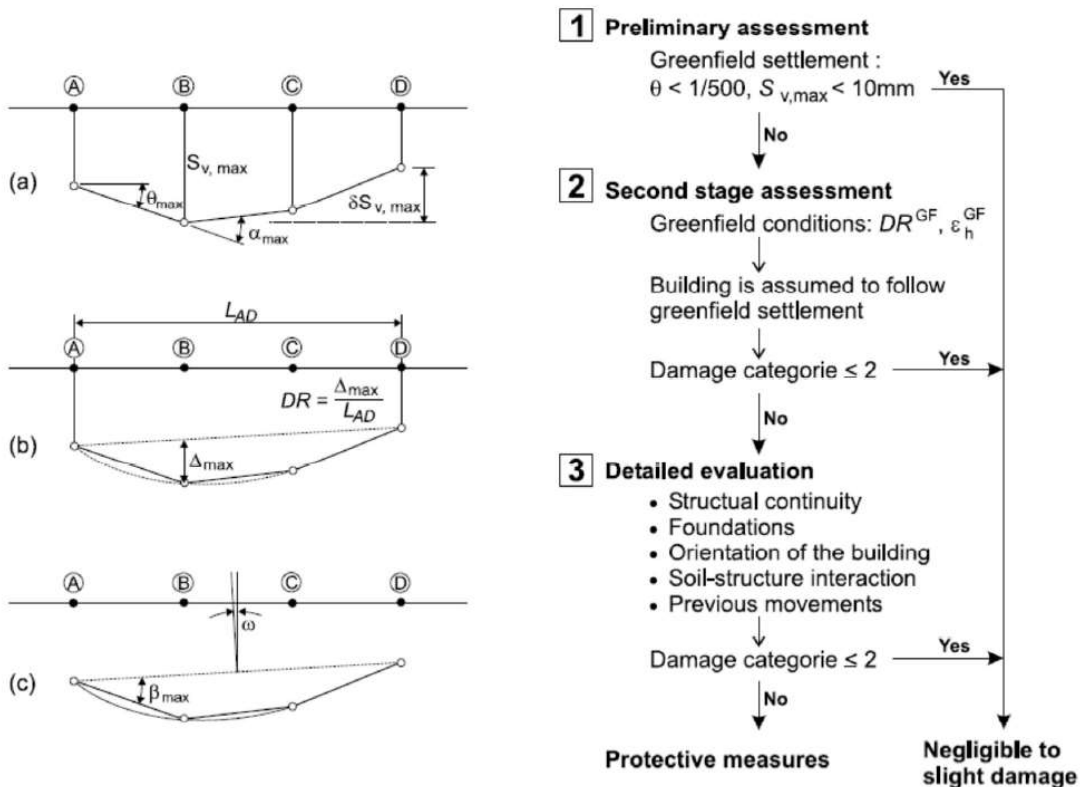
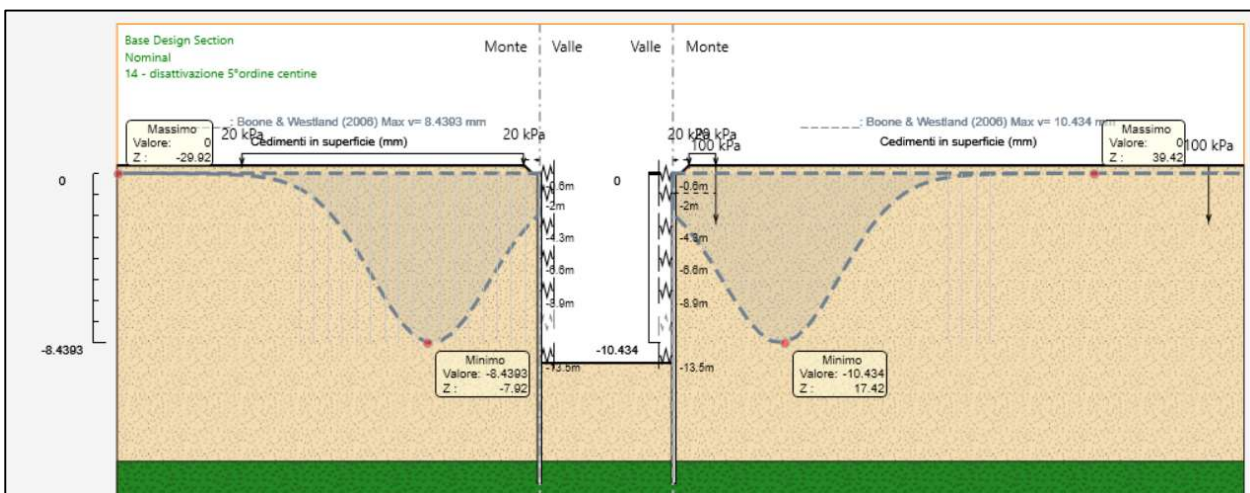
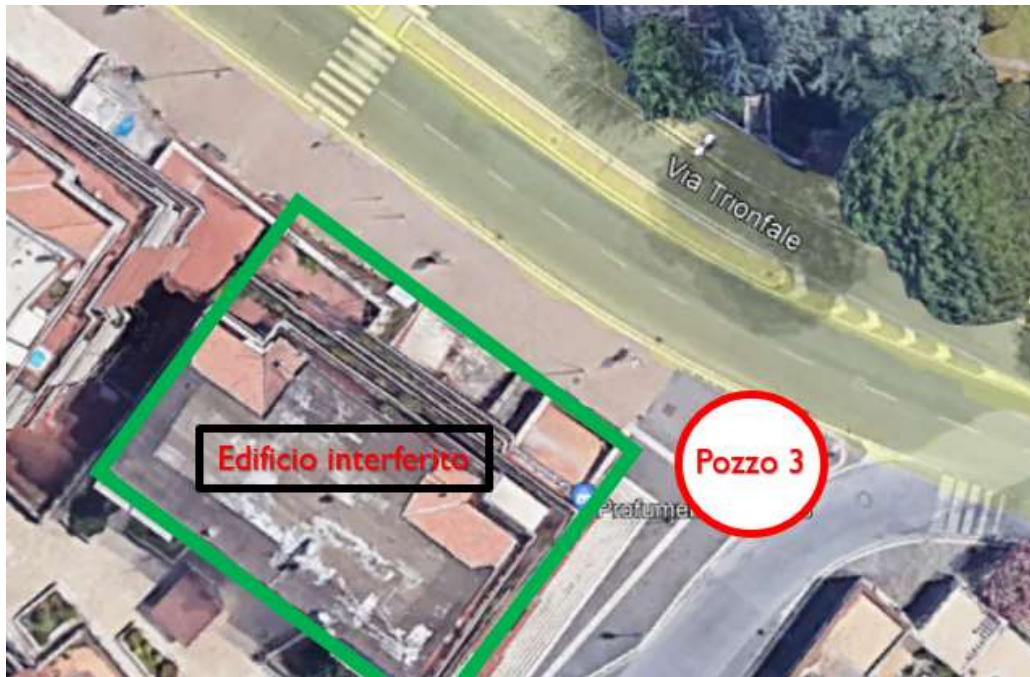


Figura 16.13 – Albero logico per la valutazione del danno

RELAZIONE GEOTECNICA

Dall'analisi effettuata lo spostamento verticale massimo al piano campagna è di circa 10.4mm si può affermare con buona approssimazione che il cedimento del fabbricato posto in adiacenza allo scavo (con piano di posa ipotizzato a 4m dal p.c. data la presenza di un piano interrato) subisca un cedimento minore rispetto al valore di soglia 10mm (figura precedente), da un'analisi preliminare il fabbricato subisce danno trascurabile.



16.1.10 *Riepilogo*

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura soddisfa i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dell'opera:

Pali perimetrali:

- Micropali D=30cm I=35cm armati con tubolare in acciaio 193.7/10mm S355JR

Inoltre, dal calcolo dei cedimenti indotti dallo scavo si è dimostrato che le operazioni di realizzazione del pozzo producono danni trascurabili alle opere limitrofe.