POLITECNICO DI TORINO

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

In Ingegneria Civile

ANALISI E PROGETTO DI UNA GALLERIA SUPERFICIALE IN ZONA SISMICA

Candidato:
Vito Schirò

Relatrice:
Prof.ssa Monica Barbero

Tutor Aziendale:
Ing. Fabio Rizzo

Anno Accademico 2018/2019

Sommario

Nel presente elaborato di tesi sono stati trattati diversi aspetti riguardanti il progetto di una galleria superficiale in zona sismica. La tesi è strutturata in quattro capitoli, i primi tre sono di tipo descrittivo, nei quali vengono illustrati gli approcci utilizzati, basati sulla letteratura esistente, mentre nel quarto capitolo si presenta il caso studio della metropolitana automatica di Torino - Linea 1 - prolungamento ovest - Tratta 3 - Fermi-Cascine Vica - Lotto funzionale 2.

In particolare, nel primo capitolo, che ha uno scopo introduttivo, viene presentata l'evoluzione nel tempo degli approcci progettuali per le opere in sotterraneo ed i sistemi di scavo utilizzati e viene illustrato il metodo progettuale a cui si fa riferimento nel seguito. Tale metodo prevede quattro fasi: la fase di indagine, la fase di analisi di stabilità del fronte di scavo, la fase di analisi e modellazione della galleria ed infine la fase di analisi delle interferenze.

Il secondo ed il terzo capitolo hanno lo scopo di illustrare, nello specifico, i metodi analitici e numerici che si possono utilizzare durante le fasi progettuali.

Le fasi due e tre sono illustrate nel secondo capitolo, il quale contempla la modellazione del fenomeno dello scavo, a mezzo di modelli numerici. In esso sono presenti alcune considerazioni relative alla stabilità del fronte di scavo, alla modellazione del terreno e degli interventi di stabilizzazione, nonché le relative verifiche ed il loro dimensionamento. Inoltre, esso contiene lo studio del comportamento meccanico del tunnel in condizioni dinamiche.

Nel terzo capitolo è riportata la fase quattro, ovvero l'analisi delle interferenze con gli edifici e con i sottoservizi. Tale analisi richiede la previsione del bacino di subsidenza, il quale si può effettuare a mezzo di metodi di calcolo analitici, presenti in letteratura, e numerici. Per quanto riguarda l'analisi delle interferenze con gli edifici, viene illustrato un metodo di valutazione dell'indice di vulnerabilità e il tipo di indagine da condurre. Successivamente, vengono riportati due metodi empirici per il calcolo del rischio degli edifici. Per quanto riguarda l'interferenza con i sottoservizi sono stati trattati due metodi analitici per la valutazione delle sollecitazioni indotte dallo scavo.

Il quarto capitolo è dedicato all'analisi ed al progetto della metropolitana automatica di Torino, dove vengono applicate le metodologie descritte nei capitoli due e tre. In particolare, i dimensionamenti e le verifiche geotecniche strutturali, sviluppate in conformità delle NTC2018, hanno riguardato il tratto di galleria interessato da depositi di natura eolica (*Loess*) interposti tra lo stato superficiale di riporti antropici e i depositi fluvioglaciali tipici dell'area torinese.

Indice

SOMMARIO ..... **I**

INDICE ..... **II**

INDICE DELLE FIGURE ..... **IV**

INDICE DELLE TABELLE ..... **VII**

INTRODUZIONE ..... **VIII**

1 LE OPERE IN SOTTERRANEO **1**

1.1 GENERALITÀ 1
1.2 APPROCCI PROGETTUALI E SISTEMI DI SCAVO 2
1.3 LA RISPOSTA DEFORMATIVA DEL MEZZO 5
1.3.1 Controllo a monte del fronte di scavo *10*
1.3.2 Il controllo a valle del fronte di scavo *11*
1.4 METODO PROGETTUALE 13
1.4.1 Fase di indagine *14*
1.4.2 Analisi di stabilità del fronte di scavo *14*
1.4.3 Analisi e modellazione *18*
1.4.4 Analisi delle interferenze *18*
1.5 CONSIDERAZIONI FINALI 19

2 ANALISI E MODELLAZIONE **20**

2.1 GENERALITÀ 20
2.2 ANALISI DI STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO 21
2.3 ANALISI STATICA DELLA GALLERIA 25
2.3.1 Il metodo del rilascio tensionale *25*
2.3.2 Definizione del modello geomeccanico *27*
2.3.2.1 Modellazione del mezzo 28
2.3.2.2 Modellazione degli interventi di stabilizzazione 29
2.3.3 Dimensionamento e verifica degli interventi di contenimento *32*
2.3.3.1 Interventi di contenimento di 1ª fase 32
2.3.3.2 Interventi di contenimento di 2ª fase 35
2.4 ANALISI DINAMICA DELLA GALLERIA 36
2.4.1 Definizione dell'azione sismica *39*
2.4.1.1 Valutazione della pericolosità sismica 39
2.4.1.2 Valutazione della massima deformazione di taglio 43
2.4.2 Risposta della sezione trasversale *45*
2.4.2.1 Modello Analitico 45
2.4.2.2 Modello Numerico 52
2.4.3 Risposta della sezione longitudinale *61*
2.5 CONSIDERAZIONI FINALI 64

3 ANALISI DELLE INTERFERENZE **65**

3.1 GENERALITÀ 65
3.2 PREVISIONE DEI CEDIMENTI SUPERFICIALI 66
3.2.1 Modello Analitico *66*
3.2.2 Modello numerico *71*
3.3 INTERFERENZA CON GLI EDIFICI 73
3.3.1 Building Condition Survey (BCS) *73*

3.3.2 Building Risk Assessment (BRA) ... *76*
3.4 INTERFERENZA CON I SOTTOSERVIZI ... 82
3.5 CONSIDERAZIONI FINALI ... 85

4 CASO STUDIO: LA METROPOLITANA DI TORINO ... 86

4.1 GENERALITÀ ... 86
4.2 FASE DI INDAGINE ... 87
4.2.1 Inquadramento geografico ... 87
4.2.2 Indagini Geognostiche ... 88
4.2.3 Caratterizzazione geotecnica ... 88
4.3 ANALISI DI STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO ... 91
4.3.1 Sezione tipo 1 ... 93
4.3.2 Sezione tipo 2 ... 96
4.4 ANALISI E MODELLAZIONE ... 99
4.4.1 Analisi statica della galleria ... 100
4.4.1.1 Costruzione del modello geomeccanico ... 100
4.4.1.2 Caratteristiche di sollecitazione ... 103
4.4.2 Analisi dinamica della galleria ... 104
4.4.2.1 Valutazione della pericolosità sismica ... 104
4.4.2.2 Valutazione della massima deformazione di taglio ... 106
4.4.2.3 Sovrasollecitazioni dovute al sisma ... 107
4.4.3 Dimensionamento e verifica degli interventi di contenimento ... 108
4.4.3.1 Verifica del rivestimento di 1ª fase ... 108
4.4.3.2 Verifica del rivestimento di 2ª fase ... 110
4.4.4 Disposizione delle armature ... 124
4.5 ANALISI DELLE INTERFERENZE ... 126
4.5.1 Previsione dei cedimenti superficiali ... 126
4.5.2 Interferenza con gli edifici ... 128
4.5.2.1 Building Condition Survey (BCS) ... 128
4.5.2.2 Building Risk Assessment (BRA) ... 131
4.5.3 Interferenza con i sottoservizi ... 134
4.6 CONSIDERAZIONI FINALI ... 135

CONCLUSIONI ... X

RINGRAZIAMENTI ... XII

BIBLIOGRAFIA ... XIV

Indice delle figure

FIGURA 1.2.1: PRESSIONE DI CONTENIMENTO DEL CAVO [4] 2
FIGURA 1.2.2: TUNNEL BORING MACHINES 4
FIGURA 1.3.1: CANALIZZAZIONE DELLE TENSIONI [4] 5
FIGURA 1.3.2: EFFETTO ARCO [4] 5
FIGURA 1.3.3: MEZZO, AZIONE E REAZIONE [4] 6
FIGURA 1.3.4: PROPAGAZIONE DEL DISTURBO NEL MEZZO [4] 7
FIGURA 1.3.5: ZONE CARATTERISTICHE [4] 7
FIGURA 1.3.6: SITUAZIONI CHE SI POSSONO GENERARE DURANTE LA REAZIONE [4] 8
FIGURA 1.3.7: IL COMPORTAMENTO DEL NUCLEO-FRONTE CONDIZIONA QUELLO DELLA CAVITÀ [4] 9
FIGURA 1.3.8: EFFETTO DEGLI INTERVENTI CONSERVATIVI (A) E DEGLI INTERVENTI MIGLIORATIVI (B) [4] 10
FIGURA 1.3.9: CAMPI DI APPLICAZIONE DELLE TECNOLOGIE PIÙ UTILIZZATE PER IL CONSOLIDAMENTO DEL TERRENO (KELLER) 11
FIGURA 1.3.10: MECCANISMO DI ROTTURA DEL NUCLEO-FRONTE IN RELAZIONE ALLA DISTANZA DI GETTO DELL'ARCO ROVESCIO [4] 11
FIGURA 1.3.11: EFFETTO DELLA DISTANZA DELL'ARCO ROVESCIO SULLE DEFORMAZIONI [4] 12
FIGURA 1.4.1: MECCANISMO DI COLLASSO [7] 16
FIGURA 2.2.1: MODELLO DI CAQUOT [10] 21
FIGURA 2.2.2: STRENGHT REDUCTION METHOD [11] 22
FIGURA 2.2.3: CONDIZIONE DI SCAVO CILINDRICO [10] 23
FIGURA 2.3.1: ANDAMENTO DELLO SPOSTAMENTO RADIALE IN FUNZIONE DELLA DISTANZA DAL FRONTE [13] 26
FIGURA 2.3.2: ESEMPIO DI MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI 27
FIGURA 2.3.3: RAPPORTO DI COMPRESSIBILITÀ-FLESSIBILITÀ [15] 30
FIGURA 2.3.4: RIPARTIZIONE DELLE SOLLECITAZIONI TRA SHOTECRETE E CENTINE [15] 30
FIGURA 2.3.5: SCHEMATIZZAZIONE DEL MATERIALE COMPOSITO [15] 31
FIGURA 2.3.6: SEZIONE EQUIVALENTE DEL SUPPORTO COMPOSITO [15] 31
FIGURA 2.3.7: SEZIONE TRASVERSALE ELEMENTO PLATE DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO 32
FIGURA 2.3.8: CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE AGENTI SULLA SEZIONE EQUIVALENTE [15] 33
FIGURA 2.3.9: SEZIONE TRASVERSALE DELLA CENTINA 34
FIGURA 2.4.1: COMPRESSIONE-ESTENSIONE [17] 37
FIGURA 2.4.2: FLESSIONE LONGITUDINALE [17] 37
FIGURA 2.4.3: OVALING NEL CASO DI TUNNEL CIRCOLARE, RACKING DEL CASO DI TUNNEL SCATOLARE [17] 38
FIGURA 2.4.4: MODELLO ANALITICO PER LA VALUTAZIONE DELLE DEFORMAZIONI DEL MEZZO INDOTTE DA UN'ONDA SISMICA [17] .. 44
FIGURA 2.4.5: OVALIZZAZIONE DELLA SEZIONE [17] 45
FIGURA 2.4.6: MODELLO CONTINUO DEL MEZZO E DEL GUSCIO CILINDRICO DEL RIVESTIMENTO [16] 45
FIGURA 2.4.7: STATO TENSIONALE CORRISPONDENTE AD UNA CONDIZIONE DI TAGLIO PURO [16] 46
FIGURA 2.4.8: VARIAZIONE DEL MOMENTO FLETTENTE CON L'INDICE DI FLESSIBILITÀ [16] 50
FIGURA 2.4.9: VARIAZIONE DELLO SFORZO NORMALE CON L'INDICE DI FLESSIBILITÀ [16] 50
FIGURA 2.4.10: ANDAMENTO DELL'INDICE DI FLESSIBILITÀ AL VARIARE DEI PARAMETRI DEL MEZZO E DEL RIVESTIMENTO 51
FIGURA 2.4.11: CURVE DI DECADIMENTO 51
FIGURA 2.4.12: MODELLO NUMERICO DINAMICO SEMPLIFICATO 52
FIGURA 2.4.13:MODELLO NUMERICO DINAMICO SEMPLIFICATO CON MESH 54
FIGURA 2.4.14: DEFORMATA INDOTTA NELLA GALLERIA 54
FIGURA 2.4.15: ANDAMENTI DELLE SOVRASOLLECITAZIONI DOVUTE AL SISMA 55
FIGURA 2.4.16:TENSIONE TANGENZIALE ALL'INTERFACCIA (NO SLIP) 55
FIGURA 2.4.17: : CONFRONTO TRA I RISULTATI ANALITICI E I RISULTATI NUMERICI (NO SLIP CONDITION) 56
FIGURA 2.4.18: TENSIONE TANGENZIALE ALL'INTERFACCIA (FULL SLIP) 57
FIGURA 2.4.19: CONFRONTO TRA I RISULTATI ANALITICI E I RISULTATI NUMERICI (FULL SLIP CONDITION) 58
FIGURA 2.4.20: ANDAMENTO DELLE SOVRASOLLECITAZIONI DOVUTE AD UN EVENTO SISMICO [26] 60
FIGURA 2.4.21: CONFRONTO TRA LE SOLLECITAZIONI IN UN RIVESTIMENTO A CONCI E IN UN RIVESTIMENTO CONTINUO [26] 60
FIGURA 2.4.22: DEFORMAZIONI ASSIALI E FLESSIONALI INDOTTE DAL SISMA 61

FIGURA 2.4.23: ASINCRONISMO DEL MOTO SISMICO [26] 63
FIGURA 2.4.24: CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE LUNGO LA DIREZIONE LONGITUDINALE DEL TUNNEL [26] 63
FIGURA 3.2.1: SCHEMA RAPPRESENTATIVO DEL VOLUME PERSO E DEL VOLUME DI SUBSIDENZA 67
FIGURA 3.2.2: CEDIMENTI DEL TERRENO INDOTTI DALLO SCAVO DI UN TUNNEL 67
FIGURA 3.2.3: CURVA DI SUBSIDENZA TRASVERSALE 68
FIGURA 3.2.4:CURVA DI SUBSIDENZA NEI TERRENI A GRANA GROSSA E NEI TERRENI A GRANA FINA 69
FIGURA 3.2.5: ANDAMENTO DEGLI SPOSTAMENTI VERTICALI, ORIZZONTALI E DELLE DEFORMAZIONI ORIZZONTALI 70
FIGURA 3.2.6: CURVA DI SUBSIDENZA NUMERICA 71
FIGURA 3.2.7: ELEMENTO INFINITESIMO DELLA CURVA DI SUBSIDENZA 72
FIGURA 3.3.1: ORIENTAMENTO DELL'EDIFICIO [5] 75
FIGURA 3.3.2: FRATTURA DOVUTO AL MOMENTO FLETTENTE E AL TAGLIO [36] 77
FIGURA 3.3.3: HOGGING E SAGGING ZONE [30] 78
FIGURA 3.3.4: PARAMETRI DI CONTROLLO (RANKIN, 1988) [5] 80
FIGURA 3.4.1: TUBO FLESSIBILE E TUBO RIGIDO [5] 82
FIGURA 3.4.2: SCHEMATIZZAZIONE DEL PROBLEMA [37] 82
FIGURA 3.4.3: ANDAMENTO DEL MOMENTO IN FUNZIONE DELLA RIGIDEZZA RELATIVA [37] 83
FIGURA 3.4.4: SISTEMA DI FORZE EQUIVALENTE [39] 84
FIGURA 4.1.1: TRACCIATO DEL PROLUNGAMENTO DELLA METROPOLITANA DI TORINO 86
FIGURA 4.2.1: INQUADRAMENTO GEOGRAFICO 87
FIGURA 4.2.2: UG0 TERRENI DI RIPORTO E VEGETALI 89
FIGURA 4.2.3: UG1 DEPOSITI FLUVIOGLACIALI 89
FIGURA 4.2.4: UG2 DEPOSITI SUPERFICIALI DI LOESS 90
FIGURA 4.3.1: MODELLO GEOMECCANICO 91
FIGURA 4.3.2: CURVA CARATTERISTICA IN ASSENZA DI INTERVENTO DI PRECONTENIMENTO 92
FIGURA 4.3.3: INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO DALLA SUPERFICIE 93
FIGURA 4.3.4: SOSTEGNO DI PRIMA FASE SEZIONE TIPO 1 94
FIGURA 4.3.5: SOSTEGNO DI SECONDA FASE DELLA SEZIONE TIPO 1 94
FIGURA 4.3.6: CURVA CARATTERISTICA SEZIONE TIPO 1 95
FIGURA 4.3.7: TECNICA DI PRECONTENIMENTO DELLA SEZIONE TIPO 2 96
FIGURA 4.3.8: SOSTEGNO DI SECONDA FASE DELLA SEZIONE TIPO 2 97
FIGURA 4.3.9: CURVA CARATTERISTICA SEZIONE TIPO 2 98
FIGURA 4.4.1: MODELLO GEOMECCANICO 100
FIGURA 4.4.2: MODELLO GEOMECCANICO CON MESH 101
FIGURA 4.4.3: MODELLAZIONE DEL PRECONTENIMENTO 101
FIGURA 4.4.4: CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE 103
FIGURA 4.4.5: DISAGGREGAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ (INGV) 105
FIGURA 4.4.6: MODELLO DINAMICO SEMPLIFICATO 106
FIGURA 4.4.7: ANDAMENTO DELLE SOVRASOLLECITAZIONI DOVUTE AL SISMA 107
FIGURA 4.4.8: VERIFICA DEL RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE 109
FIGURA 4.4.9: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE IN CONDIZIONI STATICHE (SEZIONE TIPO 1) 111
FIGURA 4.4.10:VERIFICA A PRESSOFLESSIONE IN CONDIZIONI STATICHE (SEZIONE TIPO 2) 112
FIGURA 4.4.11: VERIFICA A TAGLIO IN CONDIZIONI STATICHE (SEZIONE TIPO 1) 113
FIGURA 4.4.12: VERIFICA A TAGLIO IN CONDIZIONI STATICHE (SEZIONE TIPO 2) 114
FIGURA 4.4.13: VERIFICA APERTURA MASSIMA DELLA FESSURA (SEZIONE TIPO 1) 116
FIGURA 4.4.14: VERIFICA APERTURA MASSIMA DELLA FESSURA (SEZIONE TIPO 2) 117
FIGURA 4.4.15: VERIFICA DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI (SEZIONE TIPO1) 118
FIGURA 4.4.16: VERIFICA DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI (SEZIONE TIPO2) 119
FIGURA 4.4.17: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE IN CONDIZIONI DINAMICHE (SEZIONE TIPO 1) 120
FIGURA 4.4.18: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE IN CONDIZIONI DINAMICHE (SEZIONE TIPO 2) 121
FIGURA 4.4.19: VERIFICA A TAGLIO IN CONDIZIONI DINAMICHE (SEZIONE TIPO 1) 122

FIGURA 4.4.20: VERIFICA A TAGLIO IN CONDIZIONI DINAMICHE (SEZIONE TIPO 2) 123
FIGURA 4.4.21: DISPOSIZIONE DELLE ARMATURE 125
FIGURA 4.5.1: SPOSTAMENTI E DEFORMAZIONI IN SUPERFICIE (SEZIONE TIPO 1) 126
FIGURA 4.5.2: SPOSTAMENTI E DEFORMAZIONI IN SUPERFICIE (SEZIONE TIPO 2) 127
FIGURA 4.5.3: PRATICHE DELL'ARCHIVIO DI RIVOLI 128
FIGURA 4.5.4: TAVOLE ARCHITETTONICHE DI UN EDIFICIO 129
FIGURA 4.5.5: ISPEZIONE VISIVA DELL'EDIFICIO 130
FIGURA 4.5.6: VALUTAZIONE DEL RISCHIO DEGLI EDIFICI 134

Indice delle Tabelle

TABELLA 1.4.1: CONFRONTO TRA I METODI ANALITICI E NUMERICI [5] 15
TABELLA 1.4.2: METODI ANALITICI PER LA STIMA DELLA STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO [5] 17
TABELLA 2.4.1: VALORI MINIMI DELLA VITA NOMINALE DI PROGETTO PER I DIVERSI TIPO DI COSTRUZIONE (NTC2018) 39
TABELLA 2.4.2: VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO CU (NTC2018) 40
TABELLA 2.4.3: PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO (NTC2018) 40
TABELLA 2.4.4: CATEGORIE DI SOTTOSUOLO CHE PERMETTONO L'UTILIZZO DELL'APPROCCIO SEMPLIFICATO (NTC2018) 42
TABELLA 2.4.5: ESPRESSIONI DI SS (NTC2018) 42
TABELLA 2.4.6: COEFFICIENTE RIDUTTIVO DELL'ACCELERAZIONE DEL TERRENO CON LA PROFONDITÀ DEL TUNNEL [17] 43
TABELLA 2.4.7: RAPPORTO FRA VELOCITÀ ED ACCELERAZIONE SISMICA DI PICCO PER DIVERSI MATERIALI A DIVERSE DISTANZE DALLA SORGENTE DELLA SOLLECITAZIONE SISMICA [17] 43
TABELLA 2.4.8: DEFORMAZIONI DEL MEZZO INDOTTE DA UN'ONDA SISMICA [17] 44
TABELLA 2.4.9: PARAMETRI DEL MODELLO ANALITICO DINAMICO SEMPLIFICATO 53
TABELLA 2.4.10: PARAMETRI DEL MODELLO NUMERICO DINAMICO SEMPLIFICATO 53
TABELLA 2.4.11: DIFFERENZA TRA RISULTATI ANALITICI E RISULTATI NUMERICI (NO SLIP) 57
TABELLA 2.4.12 DIFFERENZA TRA RISULTATI ANALITICI E RISULTATI NUMERICI (FULL SLIP) 59
TABELLA 3.3.1: VALORI DEL PESO FJ 74
TABELLA 3.3.2: VALORI DEL COEFFICIENTE CARATTERISTICO 74
TABELLA 3.3.3: CLASSIFICAZIONE UTILIZZATA PER LA VALUTAZIONE DEL DANNEGGIAMENTO DI EDIFICI A FONDAZIONI CONTINUE [36] 79
TABELLA 3.3.4: CORREZIONE DEGLI INTERVALLI DI VALORI DEL PARAMETRO DI CONTROLLO (BURLAND) [5] 79
TABELLA 3.3.5: CLASSIFICAZIONE UTILIZZATA PER LA VALUTAZIONE DEL DANNEGGIAMENTO DI EDIFICI A FONDAZIONI ISOLATE(RANKIN) 80
TABELLA 3.3.6: CORREZIONE DEGLI INTERVALLI DI VALORI DEI PARAMETRI DI CONTROLLO (RANKIN) [5] 80
TABELLA 4.2.1: UNITÀ GEOTECNICHE 88
TABELLA 4.2.2: PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO 90
TABELLA 4.3.1: ANALISI DI STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO 91
TABELLA 4.3.2: VERIFICA DELLA STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO (SEZIONE TIPO 1) 95
TABELLA 4.3.3: DIMENSIONAMENTO DELLE BARRE IN VTR 99
TABELLA 4.4.1: CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL MODELLO GEOMECCANICO 100
TABELLA 4.4.2: CARATTERISTICHE MECCANICHE DEGLIINTERVENTI DI STABILIZZAZIONE 101
TABELLA 4.4.3: FASI DELLA SIMULAZIONE NUMERICA 102
TABELLA 4.4.4: SOLLECITAZIONI NEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO 104
TABELLA 4.4.5: SOLLECITAZIONI NEL RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE 104
TABELLA 4.4.6: VALORI DELLA PGA (INGV) 105
TABELLA 4.4.7: SOLLECITAZIONI DOVUTE AL SISMA 107
TABELLA 4.4.8: CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI 110
TABELLA 4.4.9: CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DELLE ARMATURE 110
TABELLA 4.4.10: ARMATURE IMPIEGATE 124
TABELLA 4.5.1: PARAMETRI DELLA CURVA DI SUBSIDENZA 127
TABELLA 4.5.2: LISTA DELLE PRATICHE 129
TABELLA 4.5.3: INDICE DI VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI DEL COMUNE DI RIVOLI 130
TABELLA 4.5.4: VALUTAZIONE DEL RISCHIO DEGLI EDIFICI 132
TABELLA 4.5.5: CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEL TUBO 134
TABELLA 4.5.6: CALCOLO DEL FATTORE DI SICUREZZA NEL CASO DI TUNNEL E TUBO PERPENDICOLARI 135
TABELLA 4.5.7: CALCOLO DEL FATTORE DI SICUREZZA NEL CASO DI TUNNEL E TUBO PARALLELI 135

Introduzione

Al giorno d'oggi, le opere in sotterraneo sono fondamentali per le reti di viabilità e per le reti di trasporto dell'energia. In ambienti urbanizzati trovano un largo impiego, tra le opere in sotterraneo, le metropolitane, poiché esse hanno un ruolo strategico ed offrono una risposta efficiente ai temi della mobilità urbana e del congestionamento dovuto al traffico cittadino. Tali opere hanno un grande impatto ambientale poiché permettono di ridurre il traffico e quindi l'inquinamento dell'atmosfera, e permettono di velocizzare, in modo sostenibile, gli spostamenti all'interno della città. Questi e tanti altri benefici hanno portato, negli ultimi anni, ad un rapido incremento del numero di costruzioni di linee metropolitane.

La progettazione di gallerie in condizioni statiche, grazie all'uso del calcolo automatico, ha raggiunto un notevole livello di raffinatezza, ma come tutte le opere di ingegneria civile, anche le opere in sotterraneo sono sensibili ai rischi naturali quali i terremoti, quindi al fine di garantire un elevato livello di sicurezza, anche in situazioni di calamità, data l'importanza di tali opere, è necessario tenere in considerazione durante la loro progettazione la presenza di un sisma.

Nel presente elaborato di tesi, svolto presso l'azienda GEODATA Engineering S.p.A., viene presentata una metodologia per il progetto di una galleria poco profonda in zona sismica, analizzando il comportamento statico e dinamico del tunnel nonché la sua interazione, durante la costruzione, con le strutture limitrofe.

L'obiettivo del presente elaborato è quello di sviluppare un efficiente approccio di progetto in base al caso studio del progetto della metropolitana automatica di Torino - Linea 1 - prolungamento ovest - Tratta 3 - Fermi-Cascine Vica - Lotto funzionale 2.

Tale metodo prevede quattro fasi: la fase di indagine, la fase di analisi della stabilità del fronte di scavo, la fase di analisi dello stato tensio deformativo del terreno coinvolto nello scavo ed infine la fase di analisi delle interferenze.

In base a questa procedura è possibile analizzare le problematiche legate alla realizzazione di una galleria superficiale, con particolare riguardo alla risposta deformativa del terreno a seguito dello scavo, sia a monte che a valle del nucleo di avanzamento (rispettivamente, ove non si è ancora scavato e nell'area appena scavata). Per garantire la stabilità a monte del nucleo è necessario studiare la stabilità del fronte di scavo e scegliere eventuali opportuni interventi di consolidamento del terreno per controllare la sua risposta deformativa. Le deformazioni indotte a valle del nucleo di avanzamento possono essere contenute mediante gli interventi di sostegno di prima fase e definitivi; al fine della progettazione di tali interventi si deve simulare la realizzazione dello scavo effettuando l'analisi statica, in modo da ricavare le sollecitazioni agenti sul rivestimento della galleria. Inoltre, per tenere in considerazione l'eventuale presenza di un sisma, è necessario studiare il comportamento dinamico della galleria e ricavare le sovrasollecitazioni indotte dal sisma sul suo rivestimento. Svolte le due analisi è possibile verificare e dimensionare, in conformità con la normativa vigente, opportuni interventi di sostegno. Se la galleria è superficiale, le deformazioni che si innescano all'atto dello scavo nell'intorno della cavità, si propagano in superficie e generano dei cedimenti al livello del piano campagna, i quali possono creare seri problemi agli edifici ed alle tubazioni interrate. È quindi necessario valutare il rischio a cui tali strutture sono soggette.

Nell'ambito della presente tesi è stata condotta una approfondita ricerca bibliografica, al fine di studiare e mettere appunto delle procedure per analizzare e risolvere i problemi legati alla progettazione delle gallerie superficiali in ambiente urbano. Tali procedure sono state applicate al caso studio: il prolungamento ad ovest della metropolitana di Torino. Sono state condotte diverse analisi analitiche e numeriche a mezzo del software Plaxis2D.

Le analisi condotte sono:

- *Analisi di stabilità del fronte di scavo*: condotta a mezzo di modelli analitici e mediante la costruzione, per via numerica, della curva caratteristica;
- *Analisi statica*: dove si sono simulate, per via numerica, le fasi costruttive e si sono ricavate le sollecitazioni nel rivestimento e gli spostamenti nel dominio di interesse;
- *Analisi dinamica*: effettuata facendo riferimento ai modelli analitici presenti in letteratura e costruendo un modello numerico;
- *Analisi delle interferenze*: a tal fine è stato svolto il rilievo degli edifici sovrastanti il passaggio della metropolitana (BCS), ricercando dati progettuali delle opere esistenti presso il municipio del comune di Rivoli. Sono quindi state compilate le schede identificative degli edifici, che contengono tutte le informazioni riguardanti l'edificio. Successivamente, è stata condotta la valutazione del rischio degli edifici (BRA) facendo riferimento ai metodi analitici presenti in letteratura. E'stata infine analizzata l'interferenza con i sottoservizi, a mezzo di modelli analitici.

1 Le opere in sotterraneo

1.1 Generalità

Le opere in sotterraneo rappresentano l'insieme delle costruzioni antropiche che prevedono l'apertura di una cavità nel sottosuolo, tra le principali opere è possibile citare: pozzi, caverne e gallerie. Di seguito verranno trattati argomenti inerenti alle gallerie, tuttavia i principali aspetti teorici abbracciano ampiamente altri tipi di costruzioni in generale. Una galleria o tunnel, nell'ambito dell'ingegneria civile, è una perforazione del suolo o della roccia approssimativamente orizzontale, nella quale domina la lunghezza sulle altre due dimensioni, e che mette in relazione due luoghi tra di loro.

Le principali destinazioni d'uso di una galleria sono:

- *Sottopassaggi*, ovvero raccordi viari che passano al di sotto di una zona urbana o di un'arteria stradale o ferroviaria per il transito di pedoni, ciclisti, autoveicoli e mezzi su rotaia come le metropolitane;
- *Gallerie stradali*, per consentire il transito di veicoli attraverso rilievi montuosi o sotto aree già edificate;
- *Gallerie ferroviarie*, per il traffico su rotaia; appartengono a questa categoria anche i sistemi di trasporto metropolitani.

Inoltre, le gallerie sono utilizzate per la comunicazione tra bacini idrografici vicini e consentire il deflusso di acqua, per lo sfruttamento di miniere sotterranee e per altri servizi come il passaggio di gasdotti, oleodotti, elettrodotti e sistemi fognari.

La costruzione di tali opere non sempre è di facile realizzazione, poiché è fortemente condizionata da condizioni esterne, fra tutte la qualità dei terreni e delle rocce presenti in situ che comportano la nascita di problematiche.

Le gallerie, a seconda della copertura, possono essere suddivise in gallerie profonde e superficiali. Le gallerie superficiali sono soggette a fenomeni deformativi e di rottura del terreno nell'intorno del cavo che si propagano sino al piano campagna, causando problemi di subsidenza in superficie che può portare a grandi dissesti, come l'apertura di voragini o di gravi danni nei riguardi degli edifici sovrastanti lo scavo. Le gallerie profonde, con una profondità superiore a tre volte di diametro della stessa, sono principalmente affette da problemi derivanti dalle difficoltà di prevedere il comportamento delle rocce e all'incertezza dei parametri meccanici in gioco.

L'inadeguatezza delle conoscenze e dei mezzi disponibili in passato, imponeva l'improvvisazione della progettazione di un'opera sotterranea durante la sua costruzione. Ciò comportava una progettazione povera che dava indicazioni solo per ciò che riguardava il tracciato plano-altimetrico e di alcune sezioni tipo, mentre i mezzi di scavo, gli interventi di stabilizzazione del cavo e rivestimenti venivano in gran parte decisi in corso d'opera, durante l'avanzamento del fronte. Nel presente capitolo, verrà illustrata l'evoluzione nel tempo dei metodi progettuali e costruttivi delle opere in sotterraneo, i metodi di scavo, alcuni aspetti chiave legati al comportamento tenso-deformativo del terreno ed infine il metodo progettuale seguito per la stesura del presente elaborato.

1.2 Approcci progettuali e sistemi di scavo

L'insidia geologica e la mancanza di strumenti di indagine, progettuali e costruttivi adeguati hanno sempre reso aleatoria la progettazione e la costruzione delle opere in sotterraneo, le quali non potevano essere affrontate con lo stesso grado di accuratezza delle altre opere d'ingegneria civile.

Per il progetto e la costruzione di opere in sotterraneo sono stati seguiti approcci empirici e teorici. Nell'ambito degli approcci empirici alcuni autori hanno proposto degli schemi per la progettazione delle opere di stabilizzazione e rivestimento di una galleria sulla base di classificazioni geomeccaniche. Tra i più celebri sistemi di classificazione si possono menzionare il *R.M.R. System* di *Beniawski* (1984) [1] e il *Q System* di *Barton* (1974) [2]. Entrambi individuano classi geomeccaniche sulla base di una serie di parametri geomeccanici e geostrutturali. Ad ogni classe vengono associati degli interventi tipo di stabilizzazione che determinano le sezioni di progetto. Tali approcci, così come sottolineato dagli stessi autori, devono essere utilizzati come strumenti di supporto alla progettazione ma non devono sostituire la progettazione dell'opera in sotterraneo. Tra il 1957 e il 1965 *Pacher* e *Rabcewicz* [3] misero a punto un nuovo metodo progettuale e costruttivo dal nome "*Nuovo Metodo Austriaco*" (NATM). Il punto di partenza è un sistema di classificazione dell'ammasso roccioso basato su una descrizione qualitativa delle condizioni in cui quest'ultimo si presenta all'atto dell'apertura del cavo. A ciascuna classe di roccia sono associati, su basi empiriche, i parametri geomeccanici di progetto, scavo a sezione piena o parzializzata nonché la sezione tipo da adottare il cui dimensionamento finale è comunque deciso durante la fase costruttiva, in base ai valori di convergenza del cavo misurati.

Il merito principale del NATM è aver divulgato l'importanza di far collaborare, attraverso l'impiego del consolidamento e di strumenti di stabilizzazione ad azione attiva, l'ammasso roccioso alla stabilità del cavo, adattando la deformabilità dei rivestimenti alle sue caratteristiche di deformabilità. L'impossibilità di eseguire una progettazione preliminare alla costruzione in modo da poter stimare i tempi e i costi di costruzione è una delle principali cause che lo rendono oramai obsoleto e inadatto [4].

In alternativa agli approcci empirici, sono stati messi appunto nuovi approcci teorici che descrivono analiticamente il comportamento tenso-deformativo del terreno e delle strutture di rivestimento. È stato introdotto il concetto di pressione di contenimento del cavo (*Figura 1.2.1*), con il quale è possibile controllare l'estensione della fascia di terreno plasticizzato al contorno della cavità (raggio plastico Rp).

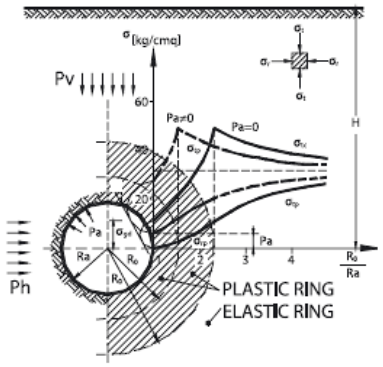


Figura 1.2.1: Pressione di contenimento del cavo [4]

È stata inoltre riconosciuta la tridimensionalità del problema del calcolo di dimensionamento del rivestimento. Tale approccio teorico ha fornito strumenti di calcolo utili per la valutazione del comportamento tenso-deformativo di un ammasso e per il dimensionamento delle strutture di stabilizzazione, ma non considera le fasi costruttive.
Al giorno d'oggi sono presenti diversi metodi progettuali che tengono conto di molti aspetti, tra cui le fasi costruttive, che permettono la progettazione di tutti gli aspetti legati allo scavo, in modo tale da prevedere i costi e i tempi di costruzione così come avviene nelle strutture in superficie.
Anche i sistemi di scavo hanno subito nel tempo diversi cambiamenti, attualmente esistono due tipologie di metodo di scavo, tradizionale e meccanizzato
La scelta del sistema di abbattimento è funzione del tipo di terreno in gioco, dell'assetto morfologico, geologico, idrologico ed idrogeologico, delle sue caratteristiche fisiche e meccaniche ed infine da fattori economici, tecnici e organizzativi. Lo scavo meccanizzato è veloce e permette la continuità realizzativa. Per prendere questa scelta è necessario fare un'analisi costi benefici tra scavo meccanizzato e scavo tradizionale tenendo in considerazione i seguenti aspetti:

- Sezione e lunghezza della galleria;
- Geometria plano-altimetrica del tracciato sotterraneo;
- Vincoli logistici;
- Natura dei terreni, stato di sollecitazione, idrogeologia, presenza di gas;
- Strutture preesistenti da salvaguardare;
- Sicurezza e ambiente di lavoro.

Lo *scavo in tradizionale* è influenzato dai seguenti fattori:

- Interventi di consolidamento o stabilizzazione del terreno;
- Fasi di scavo;
- Sistema di abbattimento;
- Profondità degli sfondi;
- Profilatura del fronte;
- Cadenza di avanzamento.

Gli interventi di consolidamento o stabilizzazione del terreno sono fondamentali non solo per la stabilizzazione del fronte di scavo ma anche perché comportano ripercussioni negli altri fattori che influenzano lo scavo. La scelta delle fasi di scavo ha un'enorme influenza sia nei riguardi della stabilità dell'opera sia nei riguardi della velocità di avanzamento.
Lo *scavo meccanizzato* per mezzo di frese ad attacco integrale, indicate anche con la sigla T.B.M. (Tunnel Boring Machines) (*Figura 1.2.2*) prevede l'utilizzo di particolari macchine che permettono la meccanizzazione integrale dello scavo a piena sezione. Tali attrezzature si dividono in due grandi famiglie: TBM non Scudate e TBM Scudate.
Le TBM non scudate si possono utilizzare solamente in roccia di buona ed ottima qualità ed in assenza di carichi idraulici. Le TBM scudate sono macchine che, a tergo della testa di scavo sono equipaggiate di uno scudo cilindrico dentro il quale viene installato il rivestimento in conci prefabbricati in modo da garantire il continuo supporto del contorno di scavo. Questa tipologia di TBM deve essere usata ogniqualvolta il contesto geologico è tale da non garantire

la stabilità del contorno di scavo dietro la testa fresante. Si tratta della famiglia più grande di TBM infatti è divisa in diversi sottogruppi:

- TBM a fronte aperto
- TBM a fronte chiuso

Le TBM a fronte aperto, pur garantendo il supporto del contorno di scavo, non applicano alcuna pressione di stabilizzazione al fronte di scavo, mentre le TBM a fronte chiuso, oltre a garantire il continuo supporto del contorno di scavo riescono ad isolare il fronte di scavo dal resto della macchina e quindi applicare una idonea pressione di supporto. In funzione al metodo di applicazione della pressione di supporto al fronte si hanno, quindi, due tipologie diverse di TBM scudate a fronte chiuso:

- TBM di tipo EPB (*Earth Pressure Balance*) dove è lo smarino stesso, fluidificato con speciali schiume che viene mantenuto in pressione nella camera di scavo;
- TBM di tipo *slurry shield o hydroshield*, in cui il contenimento diretto del nucleo-fronte è ottenuto impiegando una sospensione di bentonite pompata in pressione nella camera di scavo

La scelta tra le due tipologie dipende da diversi fattori quali la granulometria attesa in camera di scavo, dai livelli di pressione attesi al fronte e dalla gestione del materiale scavato.

Figura 1.2.2: Tunnel Boring Machines

La scelta del sistema di abbattimento dipende da diversi fattori come la resistenza del mezzo, la disomogeneità dell'ammasso e dalle strutture limitrofe. In letteratura esistono numerosi abachi che permettono di valutare la compatibilità del materiale con i diversi tipi di abbattimento disponibili (esplosivo, martellone, ripper, pala meccanica, fresa puntuale) e forniscono anche previsioni riguardo alla produttività che è possibile conseguire. Per individuare il sistema di abbattimento ottimale è necessario attuare un'anali costi-benefici.

1.3 La risposta deformativa del mezzo

L'apertura di una cavità all'interno di un mezzo avente il suo equilibrio, genera una perturbazione del suo stato tensionale. Si instaura una canalizzazione delle tensioni preesistenti sul contorno dello scavo che danno vita a delle zone di sovrasollecitazione in corrispondenza delle pareti della cavità [4]. Tale fenomeno può essere rappresentato a mezzo di linee di flusso parallele, con una spaziatura variabile in funzione dell'intensità del campo. Se le caratteristiche geomeccaniche del mezzo sono tali a sostenerne l'intensità, la continuità del flusso tensionale si conserva attraverso la deviazione verso l'esterno delle linee in prossimità della cavità. Questa deviazione delle linee di flusso verso l'esterno della cavità e il conseguente addensamento delle stesse in uno spazio ristretto attorno al perimetro della cavità viene identificato con il termine di *canalizzazione delle tensioni* [4] (*Figura 1.3.1*). La canalizzazione del flusso di tensioni al contorno del cavo si definisce **effetto arco.**

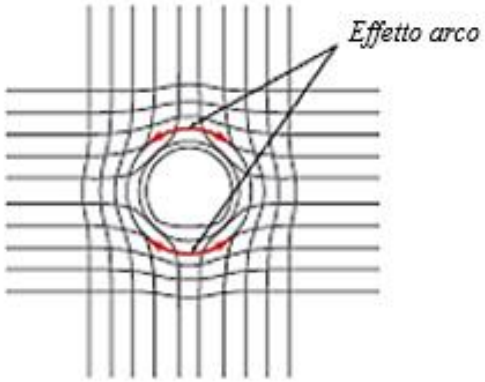


Figura 1.3.1: Canalizzazione delle tensioni [4]

È la corretta canalizzazione del flusso di tensioni al contorno del cavo e quindi la formazione dell'effetto arco che permette di realizzare un'opera in sotterraneo.

A seconda delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità del terreno, in relazione con lo stato tensionale in gioco, l'effetto arco può essere (*Figura 1.3.2*):

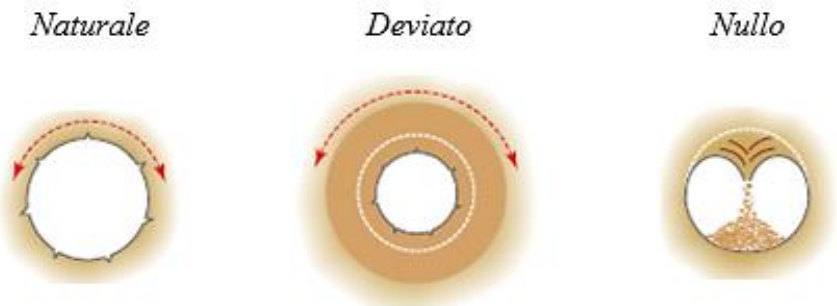


Figura 1.3.2: Effetto arco [4]

Il primo caso si verifica quando il terreno al contorno del cavo sopporta le sovrasollecitazioni e risponde elasticamente, l'effetto arco si forma in prossimità delle pareti dello scavo. Il secondo caso di verifica quando il terreno risponde anelasticamente e si plasticizza, l'effetto arco si forma lontano dalle pareti di scavo e il terreno al contorno contribuisce alla statica finale con la propria resistenza residua. Il terzo caso si verifica quando il terreno risponde in campo di rottura, producendo il crollo della cavità.

Possiamo notare che l'effetto arco per via naturale si è formato solo nel primo caso, nel secondo caso è necessario mettere a punto degli interventi di stabilizzazione per avvicinare l'effetto arco al contorno della galleria, infine nel terzo caso è necessario realizzare l'effetto arco per via artificiale a mezzo di interventi di precontenimento [4].
Ogni qual volta si vuole realizzare un'opera in sotterraneo, è necessario garantire la formazione dell'effetto arco, per via naturale o artificiale, in ogni tipologia di terreno o roccia e nelle diverse situazioni tenso-deformative [4].
È dunque necessario conoscere (*Figura 1.3.3*):

- Il *mezzo* all'interno del quale si opera;
- L'*azione* che si compie nel realizzare lo scavo;
- La *reazione* attesa a seguito dello scavo.

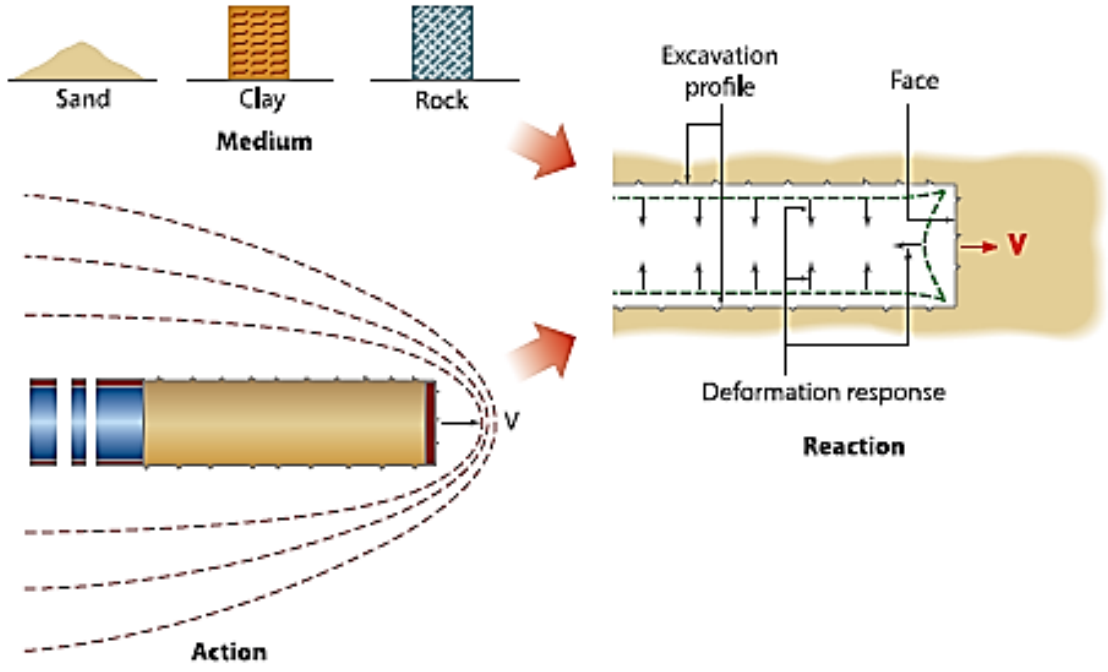


Figura 1.3.3: Mezzo, azione e reazione [4]

Il terreno o la roccia rappresentano il *mezzo*. Nel caso delle gallerie il mezzo è il *materiale da costruzione*, ed è un materiale anomalo e molto diverso dai tipici materiali da costruzione, essendo discontinuo, disomogeneo e anisotropo. Il mezzo presenta un comportamento differente e può arrivare a rottura comportandosi in modo diverso a seconda del campo di tensioni a cui è soggetto [4].
Nel caso dei terreni possiamo operare una distinzione in base alla granulometria e distinguere i terreni a grana fina dai terreni a grana grossa. Entrambe le categorie di terreno presentano consistenze diverse e comportamenti diversi, i terreni a grana fina presentano un comportamento di tipo coesivo mentre i terreni a grana grossa un comportamento di tipo sciolto. Per quanto riguarda le rocce esse presentano caratteristiche meccaniche migliori rispetto al terreno ed hanno un comportamento di tipo lapideo [4].

L'*azione* rappresenta l'avanzamento del fronte all'interno del mezzo, è un fenomeno dinamico dove si ha il fronte di scavo che avanza con una certa velocità all'interno del mezzo e lascia dietro il vuoto [4]. L'azione produce una perturbazione dello stato tensionale nel mezzo (*Figura 1.3.4*).

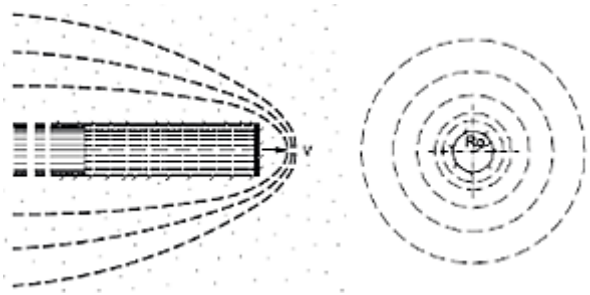


Figura 1.3.4: Propagazione del disturbo nel mezzo [4]

A seguito dello scavo si ha la canalizzazione delle tensioni e quindi delle zone di sovratensione che si traduce in un incremento del deviatore degli sforzi. A seconda dell'entità di questo incremento e in funzione del tipo di mezzo e dalle sue caratteristiche geomeccaniche varia l'ampiezza della zona perturbata. L'ampiezza della zona perturbata è definita dal *raggio di influenza del fronte di scavo* R_f, (*Figura 1.3.5*) all'interno di questo spazio avviene la transizione da uno stato tensionale triassiale ad uno stato tensionale piano [4] ($\sigma_3 \rightarrow 0$).

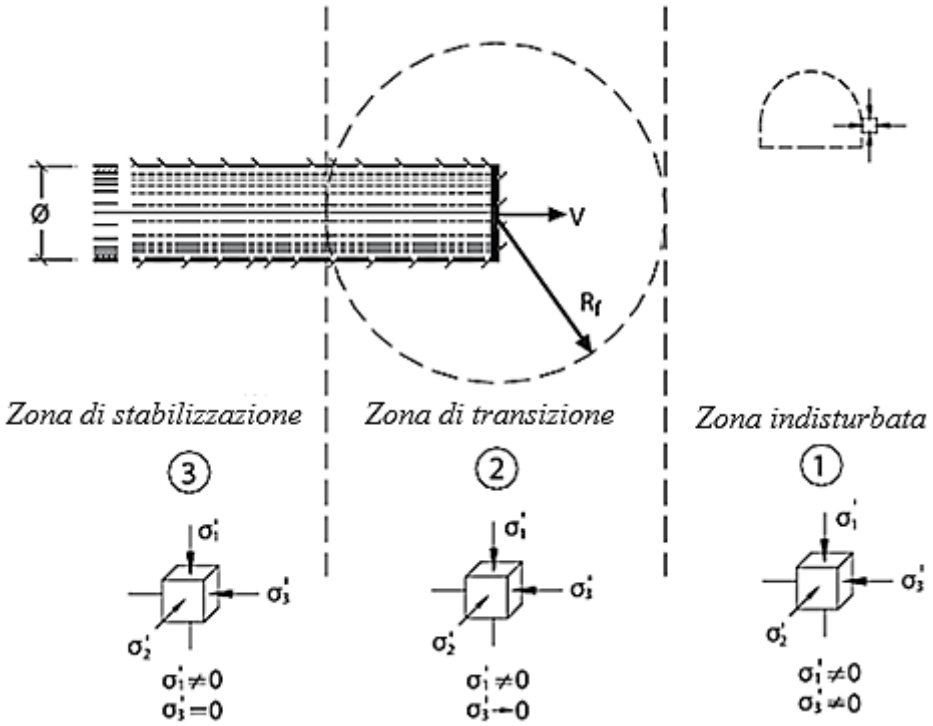


Figura 1.3.5: Zone caratteristiche [4]

È possibile distinguere tre zone:

1. *Zona indisturbata*, dove l'ammasso non risente della presenza del fronte;
2. *Zona del fronte di scavo o di transizione*, dove si risente notevolmente della presenza del fronte;
3. *Zona di stabilizzazione*, dove il fronte non ha più alcuna influenza.

Si può notare che passando dalla zona indisturbata lungo la zona di transizione la tensione σ_3 tende gradualmente ad azzerarsi fino al completo azzeramento nella zona di stabilizzazione dove lo stato tensionale diventa piano. La *reazione* è la **risposta deformativa** del mezzo all'azione dello scavo, essa si genera a monte del fronte a seguito delle sovrasollecitazioni generate nel mezzo [4]. Dipende sia dal mezzo e dal suo stato tensionale sia dalla modalità di avanzamento del fronte (azione) e può determinare l'intrusione di materiale in galleria oltre il profilo teorico di scavo, e quindi di fenomeni di instabilità. Si possono verificare tre situazioni, come mostrato in *Figura 1.3.6*.

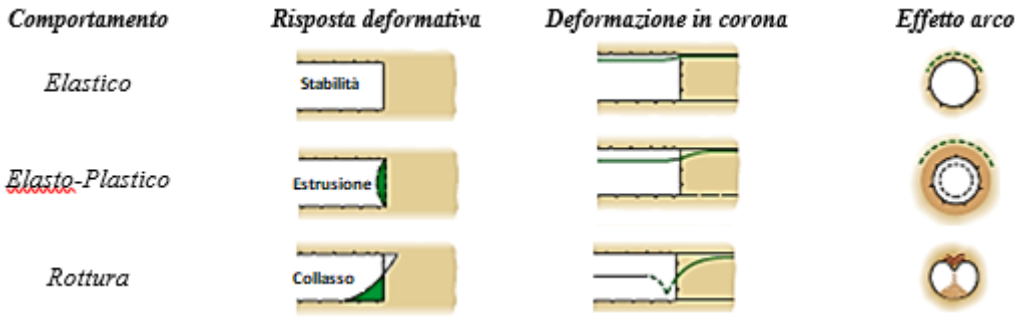


Figura 1.3.6: Situazioni che si possono generare durante la reazione [4]

Se in fase di avanzamento della galleria, nel passare da uno stato tensionale triassiale ad uno piano, il progressivo annullamento della pressione σ_3 produce sollecitazioni in campo elastico, il fronte di scavo si mantiene stabile e presenta deformazioni limitate e trascurabili. In questo caso l'effetto arco si produce per via naturale. Se il progressivo annullamento della pressione di contenimento al fronte produce sul mezzo sollecitazioni in campo elasto-plastico, si hanno deformazioni non trascurabili verso l'interno del cavo (si ha una situazione di stabilità a breve termine). Nel caso l'annullamento della σ_3 produca, sul terreno a monte del fronte delle sollecitazioni in campo di rottura, la risposta deformativa è inaccettabile e si ha una situazione di instabilità del terreno senza l'insorgenza dell'effetto arco. Per descrivere integralmente la risposta deformativa del mezzo è necessario considerare i seguenti riferimenti:

- **Nucleo di avanzamento:** volume di terreno che sta a monte del fronte di scavo, di forma cilindrica e dimensioni trasversali e longitudinali dell'ordine del diametro della galleria;
- **Estrusione del fronte:** componente primaria della risposta deformativa del mezzo all'azione dello scavo, che si sviluppa all'interno del nucleo di avanzamento;
- **Preconvergenza della cavità:** convergenza del profilo teorico di scavo a monte del fronte. È dipendente dalle caratteristiche di deformabilità del nucleo d'avanzamento in rapporto allo stato tensionale esistente;
- **Convergenza della cavità:** riduzione della sezione teorica di scavo a valle del fronte.

Oltre alle suddette tipologie di deformazioni, durante uno scavo sono possibili delle manifestazioni di instabilità, localizzate sul fronte o sul contorno del cavo, con conseguente intrusione di materiale in galleria. È possibile avere i seguenti fenomeni:

- Distacchi gravitativi;
- Splaccaggi;
- Crollo del fronte o collasso della cavità.

Le manifestazioni di instabilità che si possono verificare sul nucleo al fronte sono in relazione con quelle al contorno del cavo e i fenomeni deformativi relativi al cavo sono cronologicamente

conseguenti e dipendenti da quelli che coinvolgono il nucleo di terreno al fronte di scavo (*Figura 1.3.7)*. Inoltre è possibile evidenziare:

- L'esistenza di un legame stretto tra il fenomeno di estrusione del nucleo al fronte di avanzamento e i fenomeni di preconvergenza e convergenza del cavo;
- L'esistenza di stretti legami tra il crollo del nucleo-fronte e il collasso della cavità, anche se già stabilizzata.

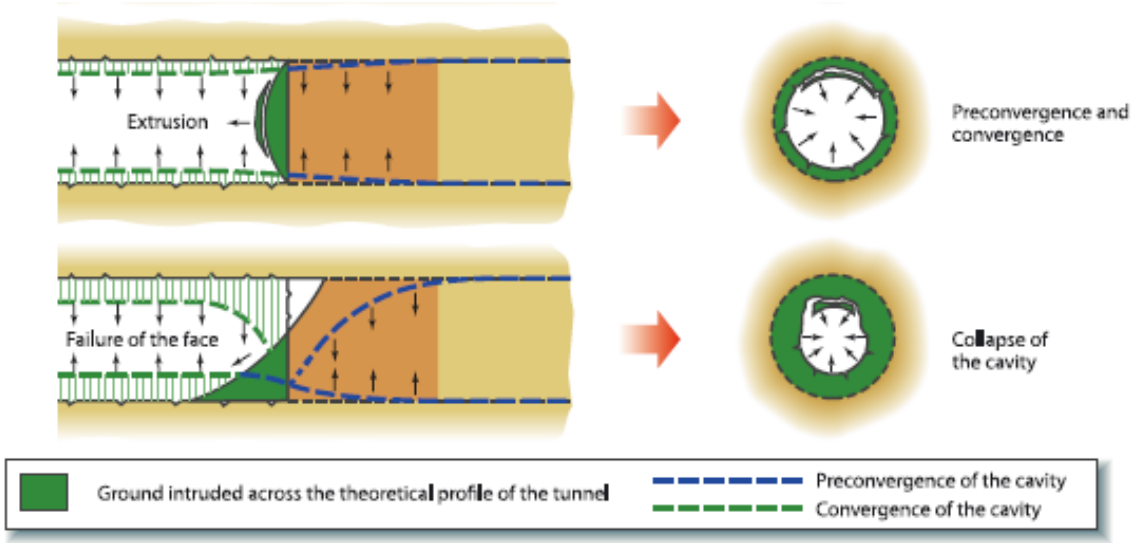


Figura 1.3.7: Il comportamento del nucleo-fronte condiziona quello della cavità [4]

Alla luce di quanto detto, è possibile affermare che la deformabilità del nucleo di avanzamento di una galleria è la vera causa del processo deformativo nel suo complesso (estrusione, preconvergenza e convergenza) e quindi che la rigidezza del nucleo gioca un ruolo determinante sulla stabilità [4].

La deformabilità del nucleo di avanzamento è il fattore che maggiormente condiziona la risposta deformativa dell'ammasso allo scavo e che per questo motivo deve essere considerata la sua vera causa. È quindi conveniente utilizzare il nucleo come nuovo strumento di controllo, facendo variare la sua rigidezza con interventi appropriati. È necessario utilizzare tecnologie e tipi di intervento che permettano di agire sul nucleo proteggendolo da stati di sovratensione (interventi protettivi) o migliorando le caratteristiche di resistenza e deformabilità (interventi di rinforzo). Questi tipi di intervento possono essere chiamati **interventi di precontenimento del cavo** per distinguerli da quelli di **contenimento** che agiscono solo al contorno dello stesso, a valle del fronte di scavo.

Il completo controllo della risposta deformativa dell'ammasso deve avvenire [4]:

- *A monte del fronte di scavo,* regolando la rigidezza del nucleo d'avanzamento con adatti interventi di precontenimento del cavo;
- *A valle del fronte di scavo,* regolando la maniera d'estrudere del nucleo stesso con interventi di contenimento del cavo.

Per ottenere nella pratica il tipo di azione adeguato alla situazione tenso-deformativa da affrontare è necessario attuare diversi tipi di interventi di stabilizzazione; questi possono essere raggruppati nelle seguenti categorie:

- *Interventi di precontenimento:* quando agiscono a monte del fronte di scavo e realizzano la formazione di un effetto arco artificiale;
- *Interventi di contenimento:* quando agiscono a valle del fronte di scavo e hanno la funzione di contrastare i fenomeni deformativi che si sviluppano dopo il passaggio del fronte.

Inoltre, gli interventi possono essere di due tipi:

- **Conservativi:** quando il loro effetto primario è quello di contenere il decadimento della tensione principale minore e di conservare le caratteristiche di resistenza al taglio del terreno;
- **Migliorativi:** quando si realizzano per incrementare le caratteristiche di resistenza al taglio del terreno.

Sul piano di Mohr (*Figura 1.3.8*), dove è possibile rappresentare la curva intrinseca[1], l'effetto degli interventi conservativi è schematizzabile con il tracciamento di una linea conservativa che pone un limite al decadimento della tensione di confinamento σ_3, mentre l'effetto degli interventi migliorativi si traduce in un globale innalzamento della curva intrinseca [4].

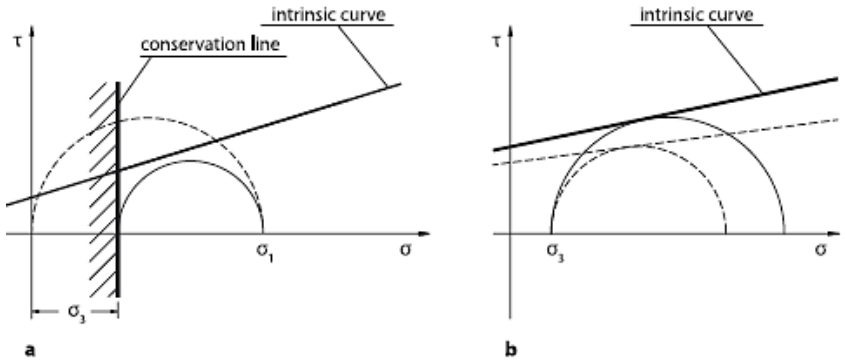


Figura 1.3.8: Effetto degli interventi conservativi (a) e degli interventi migliorativi (b) [4]

1.3.1 Controllo a monte del fronte di scavo

Esistono numerose tipologie di intervento per la regolazione della rigidezza del nucleo di avanzamento. Tuttavia, è possibile raggruppare tutti questi tipi di intervento in due categorie:

- *Interventi protettivi,* quando producono la canalizzazione delle tensioni all'esterno del nucleo d'avanzamento svolgendo appunto un'azione protettiva, che ne garantisce la conservazione delle caratteristiche naturali di resistenza e deformabilità;
- *Interventi di rinforzo,* quando agiscono direttamente sulla consistenza del nucleo d'avanzamento migliorandone le caratteristiche naturali di resistenza e deformabilità attraverso opportune tecniche di consolidamento.

Questi tipi di intervento, se considerati singolarmente, hanno campi di applicazione piuttosto circoscritti in relazione alla natura del terreno. Tuttavia è possibile utilizzare contemporaneamente più tipi d'interventi al fine di ottenere un'azione mista di protezione e di rinforzo.

[1] Linea di rottura di un terreno ottenuta dai circoli delle tensioni principali di rottura, a mezzo dei criteri di rottura impiegati (Mohr-Coulomb, Hoek-Brown)

Gli interventi di *precontenimento* del cavo agiscono all'interno dell'ammasso a monte del fronte di scavo quando questo è ancora sollecitato da sollecitazioni di tipo triassiale, e hanno la funzione di impedire alla tensione principale minore di decadere. È dunque necessario rendere il nucleo di terreno al fronte di scavo un elemento strutturale di caratteristiche geomeccaniche adeguate a risolvere problemi di stabilità [4].
I campi di applicazione delle tecnologie più utilizzate (*Figura 1.3.9*) dipendono dalla granulometria del terreno interessato al trattamento (in figura il campo nero significa che tale intervento non è adatto).

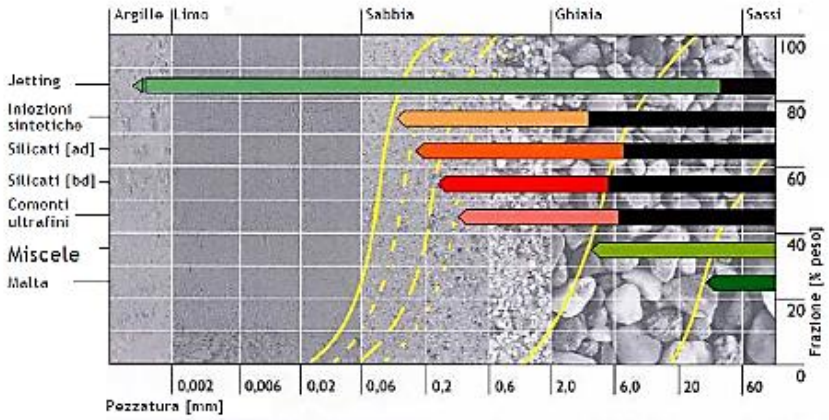


Figura 1.3.9: Campi di applicazione delle tecnologie più utilizzate per il consolidamento del terreno (Keller)

1.3.2 Il controllo a valle del fronte di scavo

Nelle tecniche di avanzamento tradizionali, dove non si realizza un intervento di precontenimento del nucleo è necessario mettere in opera un rivestimento flessibile al fine di assorbire i fenomeni deformativi già innescati. Nel caso in cui viene attuato un precontenimento del nucleo con successivo irrigidimento di quest'ultimo si ha la necessità di mettere in opera un rivestimento altrettanto rigido al fine di evitare l'innesco del processo deformativo [4]. Il fenomeno estrusivo avviene attraverso una superficie ideale, che prende il nome di *superficie di estrusione*. È possibile notare (*Figura 1.3.10*) l'influenza della posizione in cui viene gettato l'arco rovescio, infatti minore è la distanza tra l'arco rovescio e il fronte minore è la superficie di estrusione, inoltre la superficie di estrusione si sviluppa simmetricamente sull'altezza del fronte.

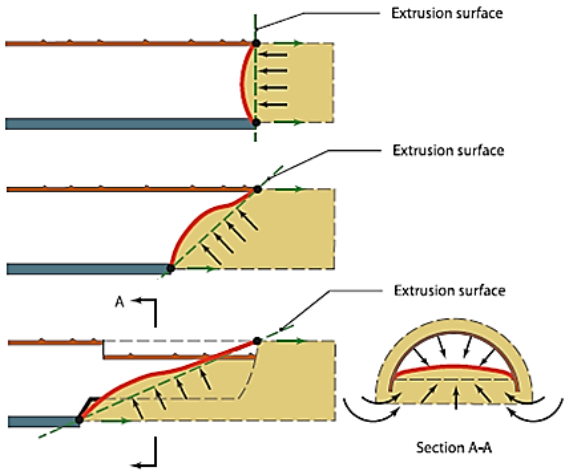


Figura 1.3.10: Meccanismo di rottura del nucleo-fronte in relazione alla distanza di getto dell'arco rovescio [4]

All’aumentare della distanza tra il getto dell’arco rovescio e il fronte si ha anche un incremento della convergenza (*Figura 1.3.11*).

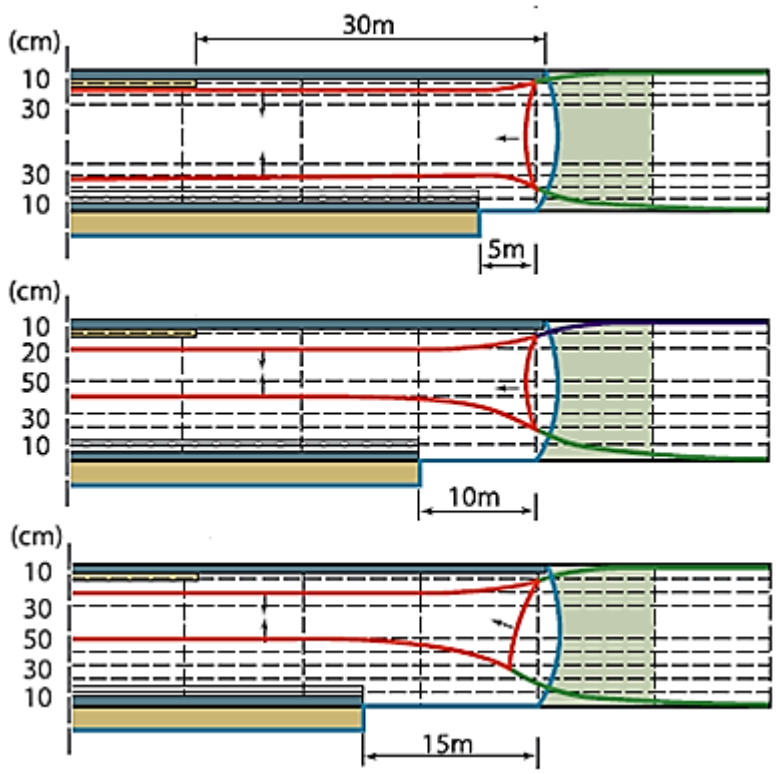


Figura 1.3.11: Effetto della distanza dell'arco rovescio sulle deformazioni [4]

Si ha la possibilità di dare una continuità all’azione di controllo della risposta deformativa, iniziata a monte del fronte regolando la rigidezza del nucleo di avanzamento, regolandone a valle il modo di estrudere attraverso il getto dell’arco rovescio il più possibile vicino al fronte. Gettare l’arco rovescio lontano dal fronte significa accettare una superficie di estrusione estesa e dissimmetrica, un nucleo di avanzamento di dimensioni maggiori, più difficile da trattare [4].

Gli interventi di contenimento hanno la funzione di regimare i fenomeni deformativi al contorno del cavo esercitando la pressione di confinamento necessaria per assicurare la stabilità di quest’ultimo anche quando il fronte si è allontanato. Gli interventi di contenimento si distinguono in:

- Interventi di 1ª fase, che hanno la funzione di stabilizzare completamente e in breve tempo i fenomeni deformativi legati alla canalizzazione delle tensioni al contorno dello scavo.
- Interventi di 2ª fase, che hanno la funzione di garantire la stabilità a lungo termine del cavo, assorbendo gli eventuali fenomeni di spinta differiti (rigonfiamento, fluage) che possono manifestarsi.

Gli interventi di contenimento producono il loro effetto stabilizzante attraverso un’azione sul terreno che può essere conservativa o migliorativa.

1.4 Metodo progettuale

È necessario poter progettare e costruire gallerie in qualsiasi tipo di terreni e di situazioni tenso-deformative, industrializzandone gli scavi, fino a poterne prevedere i tempi e i costi di costruzione come si fa di solito in qualsiasi opera d'ingegneria. Per fare questo non ci si deve focalizzare immediatamente sulle strutture di sostegno o di rivestimento ma ci si deve orientare sin dall'inizio ad affidare l'intera risoluzione del problema statico al *mezzo* che è il vero materiale da costruzione, rinforzandolo con interventi di consolidamento, in modo da garantire l'instaurarsi dell'effetto arco in una fascia di terreno vicino al profilo di scavo e capace di resistere alle sovratensioni [4].

L'approccio da seguire per il progetto e la costruzione di una galleria superficiale prevede le seguenti fasi:

1. **Fase di indagine:** prevede la conoscenza geologica, geomeccanica e idrogeologica del mezzo;
2. **Analisi di stabilità del fronte di scavo:** prevede lo studio della risposta deformativa del mezzo in assenza di interventi di stabilizzazione ed il calcolo di una eventuale pressione di contenimento del fronte di scavo;
3. **Analisi e modellazione:** prevede lo studio della risposta deformativa in presenza di interventi di stabilizzazione ed il loro dimensionamento;
4. **Analisi delle interferenze:** prevede lo studio degli effetti indotti dallo scavo del tunnel sulle strutture in superficie e sui sottoservizi;

Le deformazioni del mezzo durante lo scavo, e quindi la stabilità di una galleria, sono legate al comportamento del nucleo d'avanzamento: è quindi conveniente assumere come elemento chiave la stabilità del *nucleo-fronte* [4]. Si possono individuare tre categorie di comportamento fondamentale:

- Categoria A: comportamento nucleo-fronte stabile o di tipo lapideo;
- Categoria B: comportamento nucleo-fronte stabile a breve termine o di tipo coesivo;
- Categoria C: comportamento nucleo-fronte instabile o di tipo sciolto.

La categoria A è identificabile quando lo stato di sollecitazione non supera le caratteristiche di resistenza del mezzo, l'effetto arco si forma vicino al profilo di scavo e i fenomeni deformativi sono in campo elastico.

La categoria B è identificabile quando lo stato di sollecitazione supera le caratteristiche di resistenza in campo elastico del mezzo, l'effetto arco non si forma vicino al profilo di scavo ma è deviato e i fenomeni deformativi sono in campo elastoplastico.

La categoria C è identificabile quando lo stato di sollecitazione supera le caratteristiche di resistenza del mezzo, l'effetto arco non si forma e i fenomeni deformativi sono in campo di rottura.

1.4.1 Fase di indagine

Realizzare uno scavo in sotterraneo comporta l'alterazione degli equilibri naturali preesistenti nel mezzo in cui si opera. Per la corretta progettazione dello scavo è necessaria una conoscenza preventiva e il più possibile completa degli equilibri naturali del mezzo. La fase di indagine prevede l'acquisizione, l'elaborazione e l'interpretazione dei risultati delle indagini eseguite sul territorio.

Durante la fase di indagine è necessario prestare attenzione a:

- Complessità geologico-tettonica dell'area;
- Lunghezza del tracciato;
- Entità della copertura.

In primis è necessario effettuare una caratterizzazione geologica del sito andando ad indagare le caratteristiche geomorfologiche, idrogeologiche ed altri aspetti legati alle caratteristiche del massiccio.

Una volta che si è svolta l'indagine geologica è possibile passare alla caratterizzazione geotecnica del sito, in modo tale da ricavare i parametri meccanici del mezzo.

La caratterizzazione del mezzo prevede di stimare:

- Struttura del materiale;
- Densità (ρ);
- Parametri di resistenza;
- Parametri di deformabilità;
- Permeabilità (k);
- Velocità di propagazione delle onde di taglio (Cs).

Per ricavare tali parametri si può ricorrere a prove di laboratorio, a prove in situ e a correlazioni empiriche.

La fase di indagine è molto importante, poiché in questa fase si ricavano i parametri meccanici ed è da essi che dipendono tutti i risultati che si ottengono alla fine della progettazione. Anche se il progetto dell'opera viene svolto con l'ausilio di un'ottima modellazione, utilizzando modelli sofisticati, si possono verificare dei problemi durante la costruzione dell'opera se i parametri meccanici non sono stati stimati con sufficiente attenzione.

Le informazioni ottenute mediante le campagne sperimentali e le indagini opportune, consentono di costruire il modello geologico-tecnico.

1.4.2 Analisi di stabilità del fronte di scavo

Una volta caratterizzato il mezzo e ricavati i parametri meccanici è possibile fare delle previsioni sul possibile comportamento deformativo della galleria in assenza di interventi di stabilizzazione. Si può suddividere il tracciato in tratte a comportamento deformativo omogeneo andando ad assegnare ad ogni tratta una categoria di comportamento, facendo riferimento alle tre categorie fondamentali [4].

Per individuare le tratte a comportamento deformativo omogeneo è necessario fare riferimento alle caratteristiche geomeccaniche, strutturali, morfologiche e idrogeologiche nonché ai livelli di copertura e alla tipologia di edifici in superficie, e analizzando la stabilità del fronte di scavo (essendo il nucleo di avanzamento l'elemento chiave dal quale dipende la risposta deformativa del mezzo) si decide la categoria di appartenenza dei diversi tratti dell'intero tracciato della

galleria. A tal fine si possono impiegare diversi approcci, sia per valutare la condizione di stabilità del fronte sia per valutare la pressione necessaria per supportare il fronte.

Per raggiungere le condizioni di stabilità è necessario stimare il valore di progetto della pressione di supporto in modo tale da controllare la risposta deformativa del mezzo: essa consente l'avanzamento dello scavo e il controllo del bacino di subsidenza. Il calcolo della pressione di supporto del fronte di scavo deve essere svolto secondo una analisi sequenziale. Inizialmente si verificano le condizioni di equilibrio del fronte di scavo e, successivamente le misure di stabilizzazione eventualmente necessarie per un controllo completo della risposta deformativa del mezzo [5].

I metodi disponibili per l'analisi della stabilità del fronte di scavo sono di due tipi:

- Metodi analitici;
- Metodi numerici.

La *Tabella 1.4.1* mostra un confronto tra le caratteristiche dei metodi analitici e numerici.

Tabella 1.4.1: Confronto tra i metodi analitici e numerici [5]

Analysis	*Construction process simulation*	*Face stability*	*Yielding band development*	*Settlement analysis*	*Face-stabilisation pressure*	*"Global" equilibrium pressure*
Numerical 3D	Yes	Yes**	Yes	Yes	Yes	Yes
Numerical 2D T*	No	No	Yes	No***	No	No
L*	(Yes)	Yes**	Yes	(Yes)	Yes	(Yes)
Limit equilibrium methods	No	Yes	No	No	Yes	No
Earth pressure theory	No	No	No	No	Yes	(Yes)

* T, L= transversal section, longitudinal section; ** Face stability is confirmed by measurement of settlements; *** "No" because it is not possible to simulate in this case the effect of the applied face-support pressure on settlement; "Yes" or "No" express the capability of each method to provide results in the categories indicated in top row; "(Yes)" means approximate evaluation only.

Considerando la notevole complessità dell'interazione tra scavo e terreno, solo un'analisi numerica 3D è in grado di fornire un risultato affidabile e completo degli effetti di scavo e della conseguente pressione di stabilizzazione necessaria. Le analisi numeriche 2D offrono informazioni diverse a seconda che esse siano trasversali o longitudinali. Nel caso di sezioni longitudinali, è possibile valutare la deformazione del fronte e gli effetti della pressione applicata.

I metodi analitici possono essere suddivisi in due categorie:

- Metodo dell'equilibrio limite (LEM) [6].
- Metodo di analisi della tensione limite (LASM).

I metodi di equilibrio limite definiscono iterativamente la superficie di rottura critica andando a massimizzare la pressione di contenimento del fronte, assumono una distribuzione delle tensioni lungo la superficie di rottura e infine la risoluzione del problema è effettuata a mezzo di equazioni di equilibrio globale del terreno, considerato come un corpo rigido. Essi studiano la stabilità di un blocco di terreno, soggetto a forze di diversa natura: in particolare, il

meccanismo di collasso è rappresentato da un cuneo e da un prisma che si estendono dalla corona della galleria fino al piano campagna (*Figura 1.4.1*)

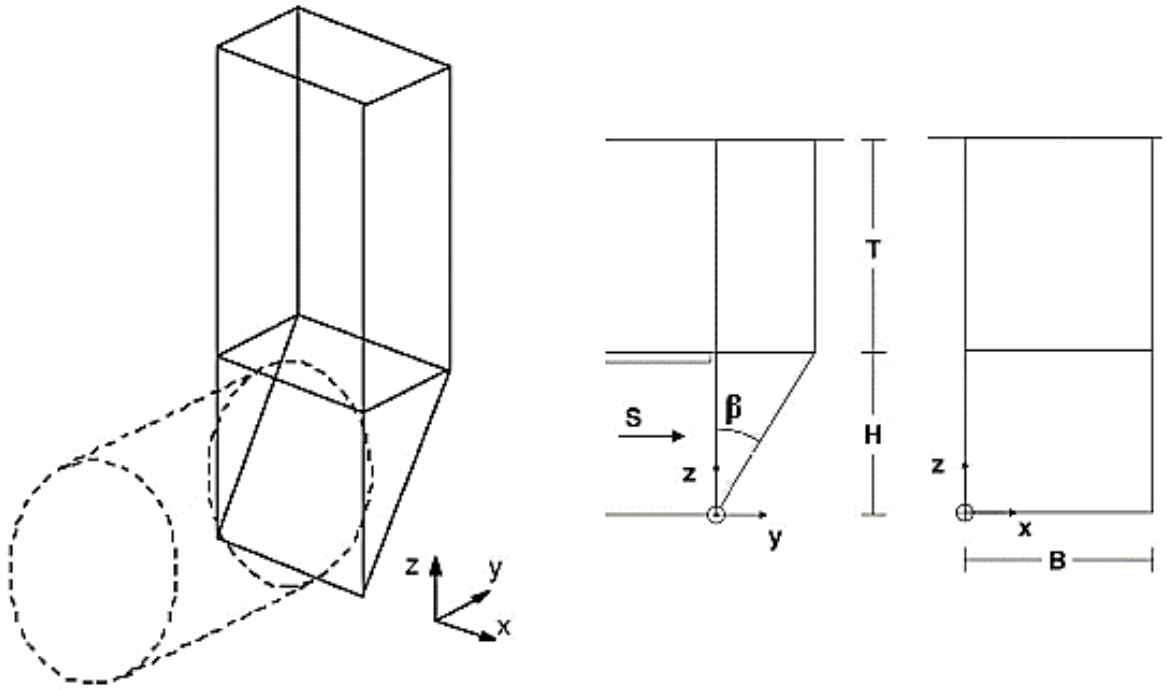


Figura 1.4.1: Meccanismo di collasso [7]

Tali modelli sono meno rigorosi rispetto alle formulazioni matematiche relative ai teoremi della plasticità ovvero i metodi di analisi della tensione limite (LASM). Essi forniscono delle soluzioni con limite superiore e/o inferiore, rispettivamente, dal punto di vista statico e dinamico. Entrambi i metodi presuppongono la definizione di una pressione limite di equilibrio del sistema che, se superata, genera il collasso del sistema; inoltre, entrambi definiscono un fattore di sicurezza. In *Tabella 1.4.2* sono elencati alcuni metodi analitici per la stima della pressione del fronte di scavo. Le soluzioni analitiche forniscono un utile strumento di progettazione, ma non sono sufficienti per una valutazione completa del comportamento a lungo termine, quindi tali soluzioni analitiche possono essere utilizzate per convalidare i risultati dell'analisi numerica.

Tabella 1.4.2: Metodi analitici per la stima della stabilità del fronte di scavo [5]

Model/method	*Analysis type**		*Failure surface*	*Failure criterion*
1. Horn model (Horn, 1961)	GE	3D	Linear (Wedge + silo)	–
2. Murayama method (Murayama, 1966)	GE	2D	Spiral logarithmic	MC
3. Broms & Bennemark method (Broms *et al.*, 1967)	GE	2D	Not defined	TR
4. Atkinson & Potts method (Atkinson *et al.*, 1977)	St	2D	Not defined	MC
5. Davis *et al.* method (Davis *et al.*, 1980)	St	2D	Not defined	TR
6. Krause method (Krause *et al.*, 1987)	GE	2D–3D	Circular	MC
7. Mohkam method (Mohkam *et al.*, 1984, 1985, 1989)	GE	2D–3D	Spiral logarithmic + Cylindrical	MC
8. Leca & Dormieux method (Leca *et al.*, 1990)	St	3D	Not defined	MC
9. Jancsecz & Steiner method (Jancsecz *et al.*, 1994)	GE	3D	Linear (Wedge + silo)	MC
10. Anognostou & Kovari method (Anognostou *et al.*, 1994, 1996)	GE	3D	Linear (Wedge + silo)	MC
11. W. Broere method (Broere, 2001)	GE	3D	Linear (Wedge + silo)	MC
12. Caquot method (Caquot, 1956) implemented by C.Carranza-Torres (Carranza-Torres, 2004)	St	3D	Not defined	MC–HB

* GE = Global equilibrium, St = Stress method; 2D, 3D = analytical formulation derived from 2-dimensional, 3-dimensional numerical analyses. MC = Mohr-Coulomb; TR = Tresca; HB = Hoek-Brown.

Per quanto riguarda i metodi numerici, le analisi numeriche 2D danno risultati diversi a seconda che siano ottenute utilizzando la sezione trasversale o la sezione longitudinale del tunnel. L'analisi della sezione trasversale non fornisce alcuna indicazione nei riguardi del fronte di scavo. Una simulazione ragionevole dello sviluppo tenso-deformativo del fronte, attraverso il processo di costruzione, potrebbe essere eseguita utilizzando sezioni longitudinali del tunnel. In alcuni casi, è possibile utilizzare l'analisi numerica 2D per quantificare l'effetto progressivo del rilascio tensionale sugli spostamenti attorno al fronte e sulla superficie del terreno. Le analisi numeriche tridimensionali rappresentano gli strumenti più sofisticati per la simulazione della costruzione. È evidente che le simulazioni 3D richiedono molto tempo e impegno, sia per la configurazione del modello che per le esecuzioni di calcolo. Inoltre, i risultati riflettono l'incertezza e la variabilità dei parametri di input [5].

1.4.3 Analisi e modellazione

Una volta che sono stati ricavati i parametri meccanici del mezzo, studiata la stabilità del fronte di scavo e suddiviso il tracciato in diversi tratti a comportamento tenso-deformativo omogeneo con la successiva assegnazione della categoria di comportamento del terreno è possibile scegliere i tipi di intervento da realizzare. In base a questo è possibile stabilire le sezioni tipo idonee a garantire la stabilità a breve e a lungo termine delle gallerie. Quindi per ogni tratto a comportamento tenso-deformativo omogeneo o comunque in funzione delle esigenze che si incontrano lungo il tracciato si devono stabilire le sezioni tipo da impiegare durante la costruzione. Le sezioni tipo, sia longitudinali che trasversali, devono essere definite in termini di interventi di precontenimento e di contenimento, sia di prima che di seconda fase, inoltre si devono definire le fasi costruttive e stabilire la distanza dal fronte dell'installazione degli interventi di stabilizzazione [4].
Scelte le sezioni tipo da utilizzare è necessario valutare l'intensità dell'azione stabilizzante che è necessario esercitare per poi dimensionare e verificare le sezioni tipo. A tal fine è possibile utilizzare metodi analitici e numerici effettuando analisi sia *statiche* che *dinamiche* in modo tale da ricavare gli spostamenti e le sollecitazioni a cui sono soggetti i rivestimenti e in tal modo dimensionare e verificare quest'ultimi.

1.4.4 Analisi delle interferenze

Lo scavo di gallerie in ambito urbano provoca necessariamente un disturbo in superficie, inducendo cedimenti nei fabbricati e nelle strutture ubicate nell'area di influenza dello scavo. Per tale ragione, la realizzazione di strutture interrate in aree urbane richiede un'analisi delle problematiche legate agli scavi, valutando i cedimenti in superficie indotti dallo scavo e stimando il livello di rischio a cui sono soggette le strutture in superficie ed i sottoservizi. Questo aspetto è fondamentale perché uno dei punti fondamentali della progettazione di uno scavo superficiale è proprio quello di minimizzare gli effetti in superficie al fine di non recare dei danni sulle strutture. Qualora il rischio calcolato risultasse essere elevato, è necessario un ridimensionamento, andando a cambiare le sezioni tipo, soprattutto per ciò che riguarda gli interventi di precontenimento, essendo che essi agiscono sul nucleo di avanzamento. Per limitare i cedimenti in superficie si deve, dunque agire sugli interventi di precontenimento, andando ad aumentare la rigidezza del nucleo, e non sugli interventi di contenimento, poiché è impossibile recuperare a valle ciò che è già avvenuto a monte dal fronte.
Una volta operata la scelta del tipo di azione sulla base della risposta deformativa dell'ammasso allo scavo, progettate le operazioni di avanzamento in termini di fasi esecutive e di interventi di stabilizzazione, composte e dimensionate le sezioni tipo longitudinali e trasversali, valutato l'effetto degli interventi progettati sull'evoluzione della risposta deformativa attesa e definita la variabilità di ciascuna sezione tipo, l'ultimo passo è la stesura preventiva di un appropriato piano di monitoraggio.

1.5 Considerazioni finali

Interpretando i fenomeni deformativi come parte di un processo causa-effetto, è possibile identificare la causa nell'azione di scavo che viene esercitata sul mezzo e l'effetto nella sua risposta deformativa dello stesso [4].
La correttezza dei risultati ottenuti dipende inevitabilmente dalla correttezza dei dati di input inseriti nel calcolo, i quali sono sempre affetti da incertezze. Risulta, dunque, indispensabile la verifica in corso d'opera del progetto ai risultati delle misure e al confronto tra la risposta deformativa prevista e quella rilevata, è possibile trarre le informazioni necessarie per tarare i dati di input da inserire nel modello [4]. Questo approccio, definito *Metodo Osservazionale* [8] rappresenta a tutti gli effetti uno strumento utile ed ufficialmente riconosciuto, che permette al progettista di ottimizzare il progetto in corso d'opera. L'impiego del metodo osservazionale, coniugato al piano di monitoraggio, dà luogo alla cosiddetta analisi a ritroso (*back analysis*). Dai risultati della back analysis il progettista deve decidere se utilizzare la stessa sezione tipo prevista in sede di progettazione o se modificarla, o progettarne una nuova in situazioni particolari non individuate durante la fase di indagine.

2 Analisi e modellazione

2.1 Generalità

Un *modello* è la riproduzione di una certa realtà fisica, che prende il nome di *prototipo.* Nel campo dell'ingegneria il prototipo è un processo fisico che si vuole studiare o per fini scientifici (ricerca) o per dimensionare particolari opere, in ogni caso, qualunque sia la finalità perseguita, è comunque necessario riprodurre il processo mediante un appropriato modello. È possibile modellare lo stesso fenomeno mediante:

- *Modello empirico*: basa le conclusioni sull'osservazione diretta o indiretta dei fatti e delle esperienze;
- *Modello analitico:* consente di ricavare le grandezze desiderate in forma chiusa, simulando i vari fenomeni costituenti il processo mediante le equazioni che li governano;
- *Modello fisico*: consiste nella riproduzione, generalmente in scala, del processo studiato, al fine di operare un'indagine diretta sui fenomeni che vi si attuano, sulle loro caratteristiche e sui valori delle grandezze che interessa determinare;
- *Modello numerico*: consente di ricavare le grandezze desiderate in maniera approssimata mediante la discretizzazione del problema continuo.

Prima dell'avvento del calcolo automatico eseguito dai moderni calcolatori, il calcolo degli spostamenti e delle sollecitazioni interne di strutture a geometria complessa, non potendosi affrontare in forma chiusa, veniva eseguito con approssimazioni, a volte grossolane e in certi casi scarsamente realistiche. I modelli numerici consentono invece di considerare anche un numero enorme di punti, detti nodi, con i relativi spostamenti e le relative deformazioni e sollecitazioni interne. Il F.E.M. (*Finite Element Method*) è un metodo di discretizzazione, poiché considera un numero grande ma finito di nodi strutturali, e un metodo di interpolazione, poiché consente di stimare le grandezze statiche e cinematiche anche al di fuori dei nodi.

L'enorme mole di informazioni da gestire viene organizzata ed ordinata in forma matriciale dal calcolatore. In tal modo, per ogni elemento finito è possibile scrivere equazioni statiche, cinematiche e costitutive aventi la medesima forma; queste, una volta discretizzate, forniscono una matrice di rigidezza globale avente una dimensione pari al numero di gradi di libertà considerati. Moltiplicando la matrice di rigidezza per il vettore degli spostamenti nodali (incognita primaria del problema), fornisce il vettore delle forze esterne applicate ai nodi (termine noto del problema) (1).

$$\{F\} = [K] \cdot \{u\} \qquad (1)$$

Risolta questa equazione matriciale, tenendo conto di eventuali condizioni al contorno, è possibile risalire alle deformazioni nodali e alle sollecitazioni interne nodali.

Nel seguito, verranno esposte le metodologie adottate per valutare la stabilità del fronte di scavo e la modellazione statica e dinamica per il dimensionamento di una galleria.

2.2 Analisi di stabilità del fronte di scavo

La costruzione di una galleria induce una variazione dello stato tensionale nel mezzo, in corrispondenza del contorno del cavo e nel fronte. Per avanzare in modo sicuro e per minimizzare gli effetti in superficie, come visto in precedenza, è necessario stabilizzare il fronte a mezzo di interventi di precontenimento. Per valutare la stabilità del fronte e per calcolare la pressione di contenimento del fronte necessaria si può fare riferimento a metodi analitici e numerici. Tale pressione, nel caso di scavo meccanizzato, può essere applicata direttamente al fronte dalla TBM; nel caso di scavo tradizionale tale pressione viene esercitata dagli interventi di precontenimento. Nel presente elaborato di tesi ci si focalizza sui modelli analitici.

In letteratura sono presenti diversi modelli analitici per il calcolo della pressione di supporto; il loro utilizzo dipende dal tipo di terreno e dalle condizioni in cui esso si trova (drenate e non drenate), inoltre dipende dal sistema di scavo utilizzato. Per quanto riguarda il caso di scavo meccanizzato (sia di tipo *slurry-shield* che *EPB*) *Anagnostu* & *Kovari* [7] hanno proposto una soluzione che si basa sull'analisi all'equilibrio limite. Altri modelli possono essere utilizzati per entrambi i sistemi di scavo, tra questi il modello di *Caquot* & *Kerisel* (1956) [9]*(Figura 2.2.1)* implementato da *Carranza-Torres* (2004) [10], esso si basa su soluzioni staticamente ammissibili, ovvero soddisfa il teorema del limite inferiore (*Teorema della Plasticità*). A mezzo di tale metodo si ricava la pressione di supporto minima al di sotto della quale si ha il collasso. Le soluzioni staticamente ammissibili sono le più conservative e forniscono una soluzione più rigorosa rispetto alle soluzioni ottenute con l'equilibrio limite. Il modello di *Caquot* è utilizzabile in condizioni drenate e per tutti i tipi di terreno aldilà del fatto che siano più o meno coesivi, e verrà preso come riferimento in questo elaborato. Tale modello considera la condizione di equilibrio per il materiale, il quale subisce una alterazione dello stato tensionale a seguito dell'apertura di una cavità circolare (cilindrica o sferica). Il modello considera un materiale con peso di volume γ e parametri di resistenza in accordo al criterio di *Mohr-Coulomb*, mentre la distribuzione delle tensioni verticali è litostatica, con un valore di k_0 pari a 1. Una pressione di confinamento p_s è applicata all'interno del tunnel, concepita come una pressione critica poiché rappresenta la pressione minima al di sotto della quale il tunnel collasserebbe.

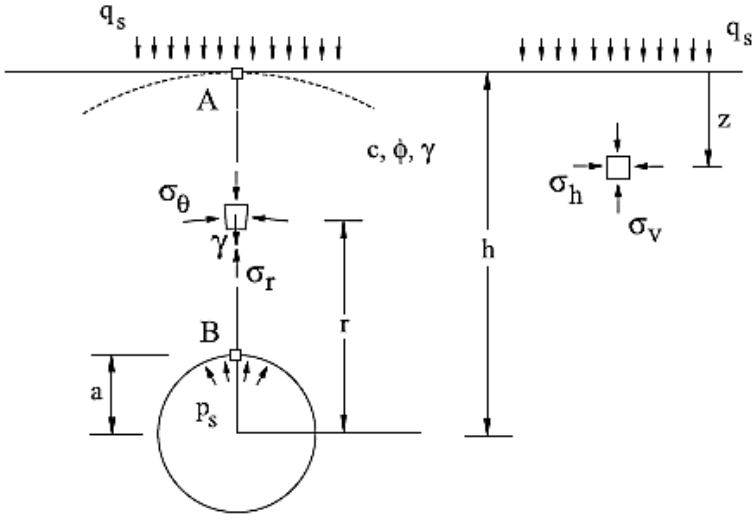


Figura 2.2.1: Modello di Caquot [10]

La soluzione generalizzata di *Caquot* prevede cinque condizioni in funzione della posizione della falda e della presenza o meno di acqua in pressione all'interno del tunnel. Tale formulazione analitica consente di ricavare la pressione da esercitare p_s in funzione della geometria del problema e di un fattore di sicurezza FS, in tutte e cinque le condizioni. In condizioni asciutte la relazione da utilizzare è la seguente:

$$\frac{p_s}{\gamma h} = \left(\frac{q_s}{\gamma h} + 2\frac{c}{\gamma h}\cdot\frac{\sqrt{N_\phi}}{N_\phi - 1}\right)\cdot\left(\frac{h}{a}\right)^{-k\left(N_\phi^{FS}-1\right)} - \frac{1}{k\left(N_\phi^{FS}-1\right)-1}\left[\left(\frac{h}{a}\right)^{-k\left(N_\phi^{FS}-1\right)} - \left(\frac{h}{a}\right)^{-1}\right] - 2\frac{c}{\gamma h}\cdot\frac{\sqrt{N_\phi}}{N_\phi - 1} \qquad (2)$$

Dove q_s è il carico distribuito in superficie, h la distanza dal centro del tunnel alla superficie, N_ϕ^{FS}ed FS sono definiti a mezzo della (3) e della (4), mentre k è un parametro che vale 1 in condizioni di tunnel cilindrico mentre vale 2 in condizioni di tunnel sferico (nel caso si voglia valutare la stabilità del fronte di scavo bisogna, considerare $k = 2$).
Tale soluzione è valida solo quando i parametri di Mohr-Coulomb indicati portano a uno stato di equilibrio limite, ovvero in condizione di incipiente collasso. Il fattore di sicurezza FS è definito come il rapporto tra i parametri di resistenza attuali e i parametri di resistenza a rottura ovvero secondo lo *Strength Reduction Method* proposto da *Dawson* (1999) [11]. Tale approccio presuppone una riduzione proporzionale dei parametri di resistenza (3 e 4) (*Figura 2.2.2*).

$$N_\phi^{FS} = \frac{1 + \sin\left(\tan^{-1}\frac{\tan\phi}{FS}\right)}{1 - \sin\left(\tan^{-1}\frac{\tan\phi}{FS}\right)} \qquad (3)$$

$$FS = \frac{c}{c^{cr}} = \frac{\tan\phi}{\tan\phi^{cr}} \qquad (4)$$

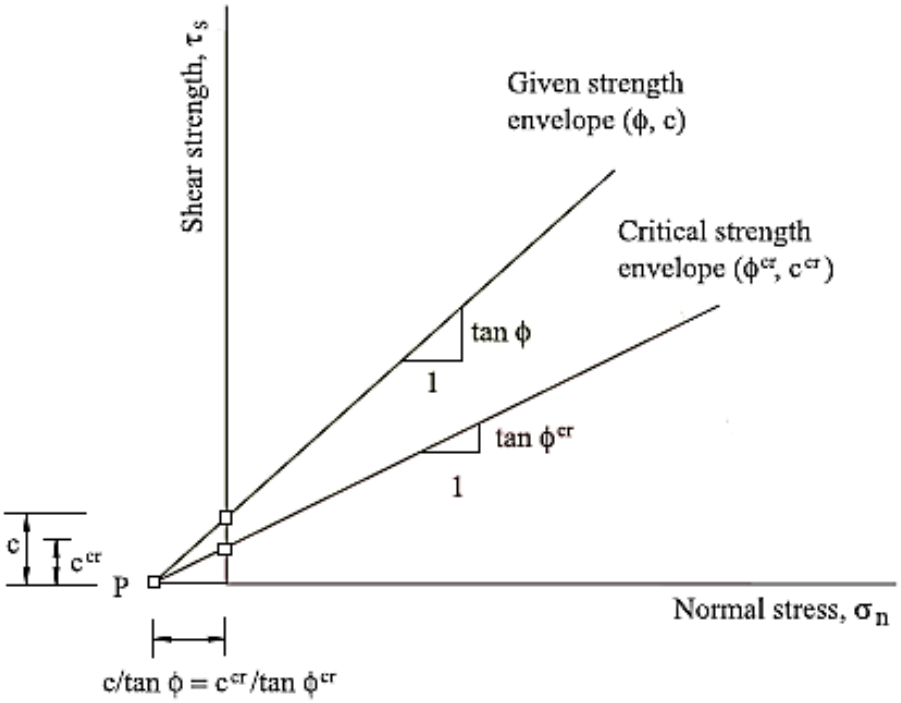


Figura 2.2.2: Strenght Reduction Method [11]

Nel caso in cui si voglia valutare la pressione da applicare al fronte di scavo si deve considerare la condizione di scavo sferico ($k = 2$); il raggio a che si deve considerare è funzione del raggio del tunnel R e dalla lunghezza del tratto non supportato L (5) (*Figura 2.2.3*).

$$a = \sqrt{R^2 + \frac{L^2}{4}} \tag{5}$$

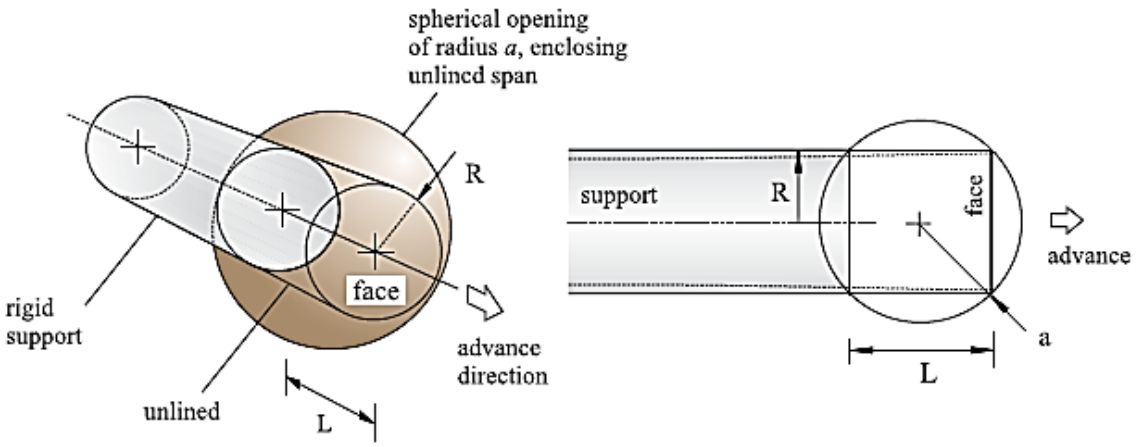


Figura 2.2.3: Condizione di scavo cilindrico [10]

Il calcolo della pressione di supporto del fronte di scavo deve essere svolto secondo una analisi sequenziale. Inizialmente per verificare le condizioni di equilibrio del fronte di scavo e, in secondo luogo, per identificare le conseguenti misure di stabilizzazione per un controllo completo della risposta deformativa del mezzo. Quindi inizialmente si valuta la stabilità del fronte in assenza di interventi di consolidamento, andando a calcolare la pressione di supporto. Si possono presentare due casi:

- $p_s \leq 0 \Rightarrow$ il fronte è stabile;
- $p_s \geq 0 \Rightarrow$ il fronte è instabile

Nel caso in cui il fronte è stabile non è necessario alcun intervento mentre nel caso in cui è stabile bisogna realizzare un intervento di preconsolidamento. Nel caso di scavo meccanizzato è possibile applicare tale pressione direttamente con la TBM, nel caso di scavo tradizionale è necessario effettuare un intervento di preconsolidamento andando ad incrementare la rigidezza del nucleo di avanzamento.

Per il dimensionamento dei tubi in vetroresina, si fa riferimento al dimensionamento dei tiranti. Una volta che è nota la pressione da applicare al fronte, si ricava la forza risultante andando a moltiplicare la pressione per l'area della sezione trasversale del tunnel (6):

$$T_{tot} = p_s \cdot A_{tunnel} \tag{6}$$

La forza complessiva deve essere ripartita a sua volta in un sistema di barre disposte in modo da formare maglie regolari. Il reticolo risulta comunque distante dal bordo di 1,5 m per evitare disturbi durante la perforazione.

Scelto il numero di barre n da utilizzare, si può ricavare la sollecitazione a cui è soggetto ogni tubo (7).

$$T_{vtr} = \frac{T_{tot}}{n} \tag{7}$$

Noto il tiro necessario per ogni singolo tubo, si sceglie dal catalogo il supporto che ha una resistenza allo snervamento superiore al valore richiesto. Scelto il supporto, si procede con una verifica a sfilamento, per ricavare la lunghezza di ancoraggio, ed una verifica a rottura per trazione.

- ***Verifica a sfilamento***

È necessario calcolare la lunghezza di ancoraggio affinché non avvenga lo sfilamento. Questa può essere calcolata facendo riferimento all'approccio di *Bustamante e Doix* (1985) [12] e applicando i coefficienti di sicurezza parziali suggeriti dalla norma NTC2018. Il tiro di progetto si pone uguale alla resistenza attritiva (8):

$$T_{vtr} \cdot \gamma_F = \frac{\pi \cdot D_s \cdot q_s \cdot L_s}{\gamma_R \cdot \xi} \tag{8}$$

Dove:

- T_{vtr}, tensione a cui è soggetto il tubo;
- q_s, resistenza attritiva lungo la superficie laterale del bulbo. Questa è stata dedotta da uno specifico *abaco* [12];
- L_s, lunghezza di ancoraggio;
- D_s, diametro medio del bulbo di ancoraggio. Tale quantità si può valutare considerando la modalità di iniezione della malta a mezzo della seguente:

$$D_s = D_d \cdot \alpha \tag{9}$$

D_d è il diametro del foro, assunto pari a circa 3-4 volte il diametro del tubo. Il termine α è un coefficiente legato al tipo di terreno e alla modalità di iniezione della malta [12].

L'azione di tiro è moltiplicata per un coefficiente parziale γ_F che la amplifica, mentre le resistenze sono ridotte attraverso γ_R, che varia nel caso il tubo sia permanente o provvisorio, e ξ che è collegato al numero di prove di sfilamento in situ, eseguite sul tubo.

I coefficienti parziali sono forniti dalle NTC 2018 (Approccio A1+M1+R3). In tal modo è possibile eseguire la verifica a sfilamento e ricavare la lunghezza di ancoraggio.

- ***Verifica a rottura per trazione***

In questo caso è necessario rispettare la gerarchia delle resistenze, ossia che lo sfilamento avvenga prima della rottura dell'ancoraggio; tale verifica prevede che il tiro di calcolo sia inferiore alla resistenza del tubo scelto (10):

$$E_d \leq R_d \tag{10}$$

Dove, E_d è l'azione di progetto corretta mediante il coefficiente di sicurezza, mentre R_d è la resistenza di progetto dell'elemento di ancoraggio.

2.3 Analisi statica della galleria

2.3.1 Il metodo del rilascio tensionale

L'azione, ovvero, l'avanzamento del fronte all'interno del mezzo, produce una perturbazione dello stato tensionale nel mezzo. A seguito dello scavo si ha la canalizzazione delle tensioni e quindi delle zone di sovratensione, ovvero si ha un incremento del deviatore degli sforzi. A seconda dell'entità di questo incremento e in funzione del tipo di mezzo e dalle sue caratteristiche meccaniche varia l'ampiezza della zona perturbata. L'ampiezza della zona perturbata è definita dal *raggio di influenza del fronte di scavo* R_f; all'interno di questo spazio avviene la transizione da uno stato tensionale triassiale ad uno stato tensionale piano ($\sigma_3 \rightarrow 0$). È possibile distinguere tre zone:

1. Zona indisturbata, dove l'ammasso non risente della presenza del fronte;
2. Zona del fronte di scavo o di transizione, dove si risente notevolmente della presenza del fronte;
3. Zona scavata, dove il fronte non ha più influenza.

Si può notare che passando dalla zona indisturbata lungo la zona di transizione la tensione σ_3 tende gradualmente ad azzerarsi fino al completo azzeramento nella zona di stabilizzazione, dove lo stato tensionale diventa piano.

Per questo motivo il problema dello scavo di una galleria è un problema prettamente tridimensionale, e richiede un modello numerico tridimensionale. Tuttavia, per tenere conto delle condizioni tenso-deformative tridimensionali in prossimità del fronte di scavo mediante un modello più semplice è possibile ricorrere al ***metodo del rilascio tensionale*** [13]. In questo metodo si considera un modello bidimensionale (condizioni di deformazione piana) e si simula il progressivo detensionamento a mezzo di una *pressione interna fittizia* p_i. Se la pressione fittizia è pari alla tensione geostatica iniziale p_0 significa che la galleria ancora non è stata scavata, se invece è minore significa che si ha, appunto, un detensionamento.

È conveniente, a tal fine, introdurre **il coefficiente di rilascio tensionale λ**, variabile tra 0 ed 1, in tal modo è possibile studiare la tridimensionalità del problema trattandolo come un problema piano (11).

$$p_i = (1 - \lambda) \cdot p_0 \qquad (11)$$

Le misure sperimentali mostrano (*Figura 2.3.1*) che la deformazione inizia nel terreno a monte del fronte di scavo e che in corrispondenza del fronte si ha non meno del 30% delle deformazioni totali di convergenza (nel caso di tunnel profondi) mentre nel caso di tunnel superficiali, in corrispondenza del fronte, si ha uno spostamento pari al 50% dello spostamento massimo in superficie.

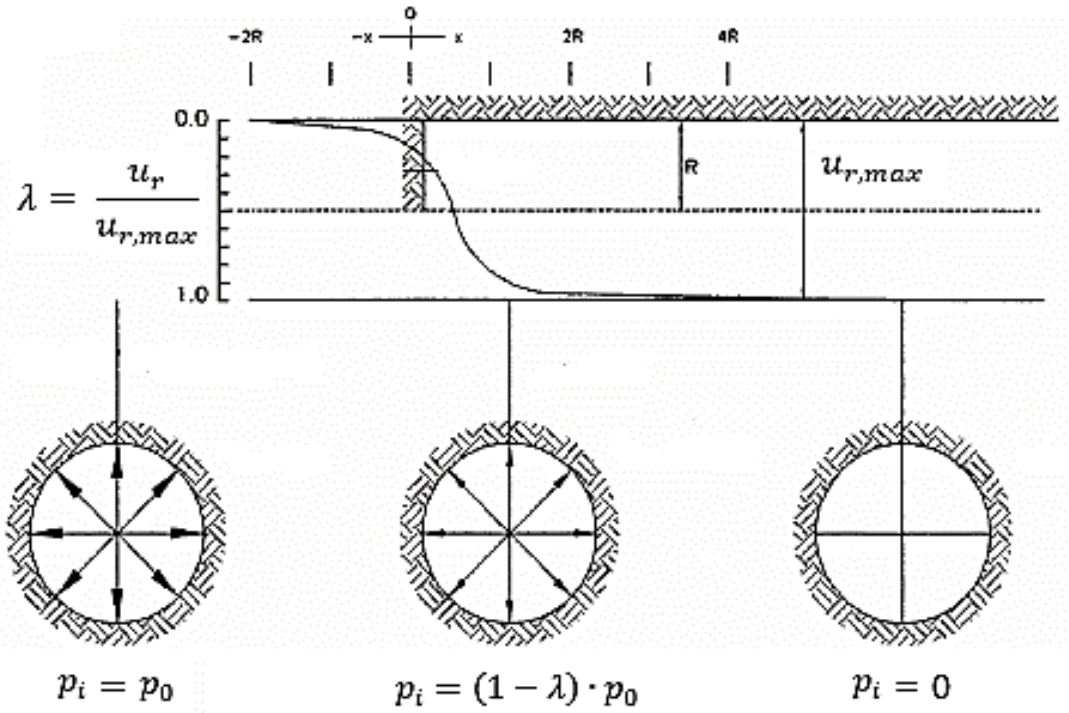


Figura 2.3.1: Andamento dello spostamento radiale in funzione della distanza dal fronte [13]

Questo detensionamento può essere riprodotto a mezzo del coefficiente di rilascio tensionale;

- $\lambda = 0 \rightarrow$ La tensione di contenimento al fronte è uguale alla pressione geostatica iniziale. Lo stato tensionale è naturale, lo stato di sollecitazione è triassiale e i fenomeni deformativi sono nulli;
- $\lambda = 1 \rightarrow$ La tensione di contenimento al fronte è nulla. Lo stato di sollecitazione è biassiale, lo stato di deformazione è piano e i fenomeni deformativi si sono esauriti o sono in fase di esaurimento.

In tal modo è possibile simulare l'avanzamento dello scavo, il passaggio da uno stato tensionale triassiale ad uno piano, e quindi il progressivo annullamento della pressione σ_3.

Nella modellazione bidimensionale si deve inserire una pressione interna nel tunnel già scavato, con intensità pari alla tensione geostatica e moltiplicare questa pressione interna per $\beta = 1 - \lambda$. Come si può notare, il coefficiente di rilascio tensionale ha un'importanza non indifferente ai fini del calcolo, poiché si sintetizza in un solo coefficiente l'effetto dell'azione di scavo e quindi il conseguente detensionamento. È quindi fondamentale stimare, per ogni fase costruttiva, il rilascio tensionale più appropriato. Purtroppo non esistono teorie e quindi formulazioni che ci consentono di stimare il rilascio tensionale di ogni fase costruttiva, è quindi compito del progettista fissare un valore di λ per ogni fase, in base alla sua esperienza, e giustificare tale decisione, se è richiesta, andando a creare un modello tridimensionale e calcolando in tal modo l'effettivo rilascio tensionale.

Nel software Plaxis2D, utilizzato nel caso studio, è possibile simulare l'effetto tridimensionale andando a variare il coefficiente ΣM_{stage} senza applicare nessun carico nel tunnel. Per calcolare il coefficiente ΣM_{stage} è possibile utilizzare la seguente relazione: (12)

$$\Sigma M_{stage,i} = \frac{\lambda_i - \lambda_{i-1}}{1 - \lambda_{i-1}} \tag{12}$$

2.3.2 Definizione del modello geomeccanico

Per scegliere adeguatamente la geometria del modello è necessario distanziare i bordi dall'opera di interesse di una distanza pari a dieci volte la dimensione principale dell'opera, al fine di prevenire influenze delle condizioni al contorno sui risultati della modellazione. Una volta definita la geometria e inserita l'opera da realizzare, si deve discretizzare il dominio in elementi finiti; l'insieme di tali elementi prende il nome di *mesh* ed essa può essere più o meno fitta a seconda delle esigenze, più è fitta maggiore è il grado di accuratezza del risultato ma di contro aumenta l'onere computazionale e viceversa. È consigliabile andare ad inserire una *mesh* più fitta nella zona in cui ci si aspettano le maggiori variazioni tensionali, e meno fitta man mano che ci si allontana. Infine si devono inserire le condizioni al contorno (*Figura 2.3.2*).

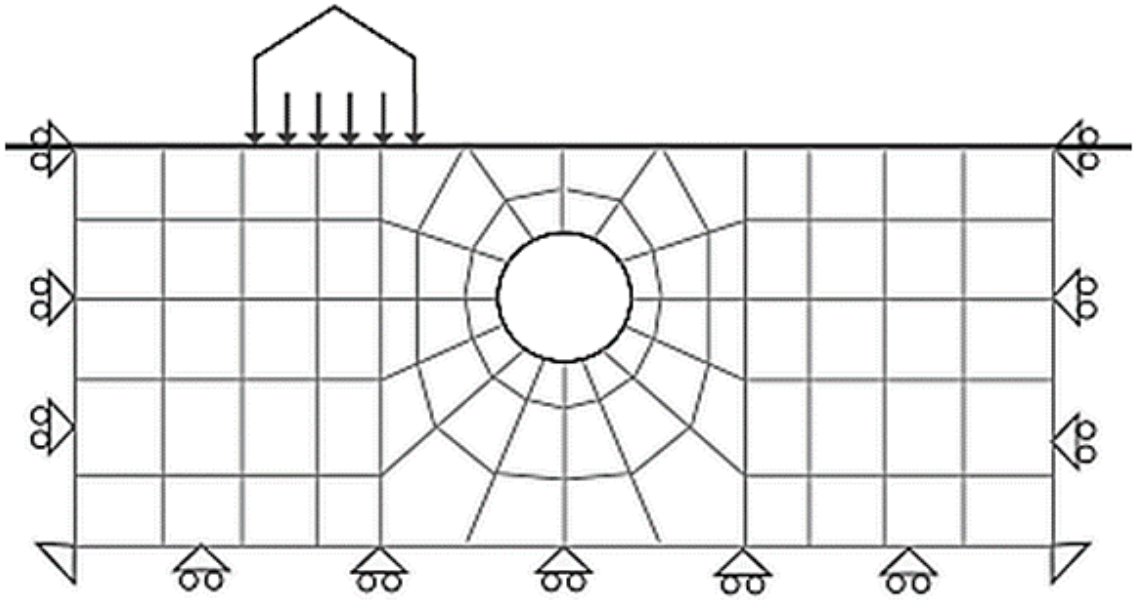


Figura 2.3.2: Esempio di modello agli elementi finiti

L'obiettivo principale delle analisi statiche è quello di simulare la reazione del mezzo a seguito dell'azione che viene esercitata su di esso. È quindi di fondamentale importanza andare a simulare il comportamento meccanico del mezzo in maniera adeguata, poiché al variare delle sue caratteristiche meccaniche varia la sua risposta deformativa (reazione) a seguito dello scavo (azione).

2.3.2.1 Modellazione del mezzo

I legami costitutivi sono dei modelli matematici che stabiliscono una relazione tra le tensioni e le deformazioni e consentono di caratterizzare il comportamento meccanico dei materiali. È importante sottolineare che la scelta del legame costitutivo da adottare non dipende solo dal tipo di materiale ma dipende anche dal tipo di fenomeno fisico considerato. Nei legami lineari permane la classica relazione che lega sforzi e deformazioni, mediante una matrice delle costanti elastiche (13)

$$\{\sigma\} = [C] \cdot \{\varepsilon\} \tag{13}$$

A seconda del tipo di legame che si considera, varia la matrice delle costanti elastiche.
Il ***modello elastico****,* nel caso di un corpo isotropo ed omogeneo, richiede la definizione di due costanti elastiche, il modulo di *Poisson* e il modulo di *Young*. In base a questo modello le deformazioni sono reversibili. È possibile utilizzare tale modello per modellare il comportamento meccanico dei sistemi di stabilizzazione o comunque per simulare elementi rigidi, ma non si deve utilizzare per modellare il comportamento meccanico del mezzo.
Il ***modello lineare elastico perfettamente-plastico Mohr-Coulomb*** prevede l'utilizzo di cinque parametri: il modulo di *Poisson*, il modulo di *Young*, la coesione, l'angolo di attrito e l'angolo di dilatanza. In questo caso si avranno deformazioni reversibili ed irreversibili. Per la definizione di tale modello è necessario definire una *legge di plasticizzazione*, ossia l'equazione di una superficie nella rappresentazione spaziale delle tensioni, oltre la quale si manifestano le deformazioni irreversibili, e dunque la *legge di flusso plastico* che individui la direzione delle deformazioni plastiche rispetto alla superficie di plasticizzazione.
Il ***modello hardening soil*** [14] è un modello elastoplastico incrudente iperbolico. L'incrudimento è funzione sia delle deformazioni distorsionali plastiche sia delle deformazioni volumetriche plastiche. Il modello è quindi in grado di simulare, tra l'altro, la riduzione irreversibile di volume del terreno. Questo modello può essere utilizzato per simulare il comportamento sia di sabbie e di ghiaie sia di terreni più compressibili come argille e limi.
La tensione critica che determina il passaggio dal ramo elastico al ramo plastico è determinata secondo criteri di rottura opportuni alle due condizioni limite di analisi ovvero:

- ***Condizioni non drenate*** (C.U.) o di breve termine in terreno coesivo. In queste condizioni l'analisi può essere condotta in termini di tensioni totali e il criterio di rottura applicato è in genere quello di Von Mises.
- ***Condizioni drenate*** (C.D.) o di lungo termine per i terreni coesivi. In queste condizioni l'analisi viene condotta in termini di tensioni efficaci ed è chiamato in causa il comportamento attritivo tipico del terreno. Il criterio di rottura associato a questo tipo di comportamento è quello di Mohr-Coulomb. L'adozione del modello di terreno alla Mohr-Coulomb è in molti casi sufficientemente approssimata per il calcolo delle sollecitazioni che interessano l'opera che interagisce con il terreno.

2.3.2.2 Modellazione degli interventi di stabilizzazione

Per la creazione del modello geomeccanico è necessario dover modellare in maniera adeguata gli interventi di stabilizzazione, inserire all'interno del modello tali elementi e definire il loro comportamento meccanico e quindi le loro caratteristiche meccaniche.

- ***Interventi di precontenimento***

Gli interventi di precontenimento agiscono all'interno dell'ammasso a monte del fronte di scavo quando questo è ancora sollecitato da sollecitazioni di tipo triassiale, e hanno la funzione di impedire alla tensione principale minore di decadere. Si è visto che è necessario rendere il nucleo di terreno al fronte di scavo un elemento strutturale di caratteristiche geomeccaniche adeguate a risolvere problemi di stabilità. Alla luce di quanto detto, è possibile modellare tali interventi andando ad inserire all'interno del dominio la loro geometria e conferendogli le loro caratteristiche meccaniche. Come modello costitutivo si può utilizzare il modello elastico perfettamente-plastico di Mohr-Coulomb. La difficoltà principale sta nell'andare a stabilire le caratteristiche meccaniche del materiale che si realizza poiché, per esempio nel caso del jet grouting, la resistenza raggiunta a seguito del trattamento dipende dalla quantità di cemento rimasta nel terreno, dal diametro della colonna, dal tipo di terreno e dalla miscela realizzata. È quindi difficile andare a stimare i nuovi parametri del terreno stabilizzato, le imprese specializzate forniscono comunque, dei limiti raggiungibili in funzione del tipo di terreno da trattare.

- ***Interventi di contenimento***

Gli interventi di contenimento agiscono a valle del fronte di scavo ed hanno la funzione di regimare i fenomeni deformativi al contorno del cavo esercitando la pressione di confinamento necessaria per assicurare la stabilità di quest'ultimo anche quando il fronte si è allontanato. Tali interventi si possono modellare attraverso elementi piastra ed essendo elementi rigidi è possibile assumere come legame costitutivo il modello elastico lineare, di conseguenza i parametri meccanici richiesti sono il modulo di *Poisson* ν e il modulo di *Young* E.
È possibile esprimere le caratteristiche geometriche e meccaniche del supporto in un unico parametro, il rapporto di compressibilità-flessibilità $\rho_{c\text{-}f}$ (14).

$$\rho_{CF} = \frac{DR^2}{K} \tag{14}$$

Dove R è il raggio del tunnel, D è il coefficiente di compressibilità mentre K è il coefficiente di flessibilità dipendenti dall'area trasversale A del rivestimento, dal momento di inerzia I e dal modulo di *Young* E del rivestimento. Questi coefficienti, in condizioni di stato tensionale piano, sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$D = EA \qquad K = EI \tag{15}$$

In caso di stato di deformazione piana sia D che K devono essere divisi per $(1\text{-}\nu^2)$. Nel caso di un arco a sezione rettangolare il rapporto di compressibilità-flessibilità (16) diventa:

$$\rho_{CF} = \frac{12R^2}{t^2} \tag{16}$$

È possibile andare a diagrammare questa funzione (*Figura 2.3.3*).

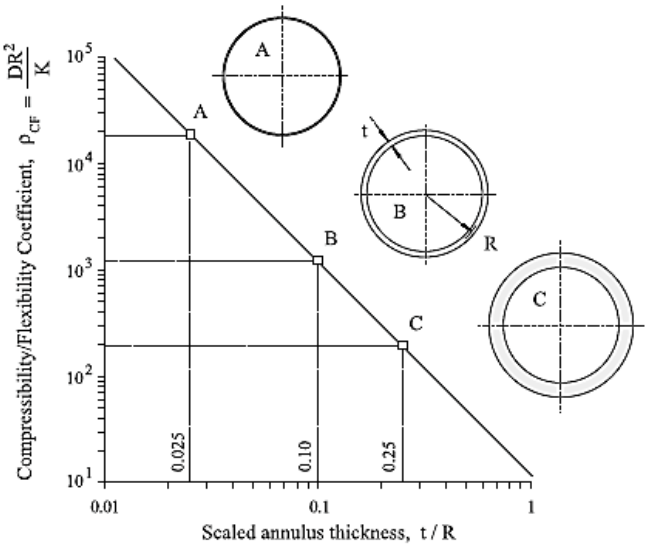


Figura 2.3.3: Rapporto di compressibilità-flessibilità [15]

Si può notare che più è piccolo lo spessore t del supporto (minore *D* e *K*) più è grande l'indice di compressibilità-flessibilità. Quindi possiamo distinguere:

- Supporto flessibile → $\rho_{c\text{-}f}$ elevato;
- Supporto rigido → $\rho_{c\text{-}f}$ basso.

Nella modellazione degli interventi di contenimento di prima e di seconda fase si seguono delle procedure differenti.

- **Interventi di contenimento di 1ª fase**

Gli interventi di prima fase hanno la funzione di stabilizzare completamente e in breve tempo i fenomeni deformativi legati alla canalizzazione delle tensioni al contorno dello scavo. A tal fine, è pratica comune utilizzare un rivestimento composito avente come matrice lo shotecrete e come rinforzo le centine (steel sets). Per modellare questo materiale è necessario capire la quota parte di sollecitazioni che viene assorbita dallo shotecrete e quella assorbita dalle centine (*Figura 2.3.4*).

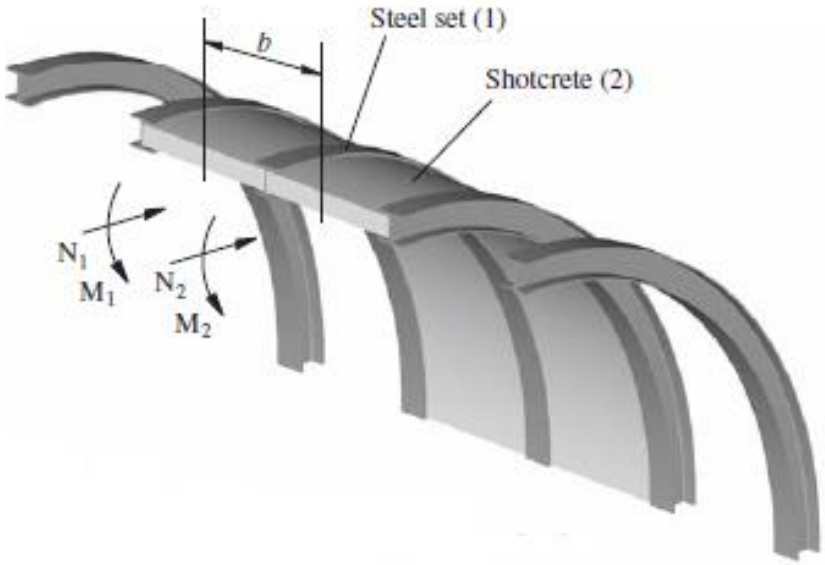


Figura 2.3.4: Ripartizione delle sollecitazioni tra shotecrete e centine [15]

Per risolvere questo problema è possibile fare riferimento *all'**approccio della sezione equivalente*** [15].
Il supporto (*Figura 2.3.5*) è composto da due elementi: centina (Unità 1) e shotecrete (Unità 2). In questa sezione di supporto composito di larghezza *b*, comprendente *n* unità di materiale 1 ed *n* unità di materiale 2, è possibile definire il passo *s* come *s = b / n*.

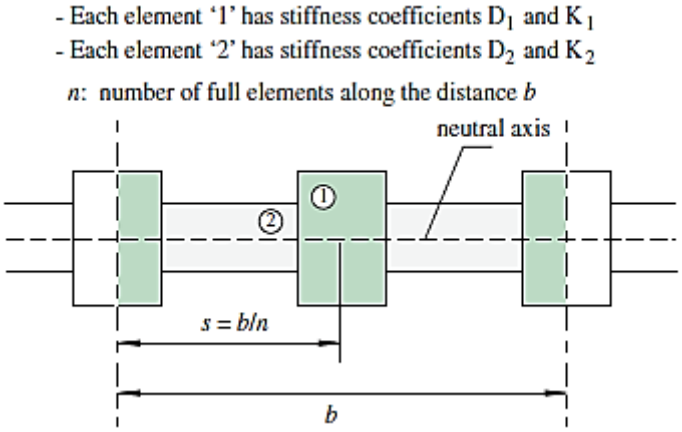


Figura 2.3.5: Schematizzazione del materiale composito [15]

Questa sezione può essere considerata come una sezione equivalente, con caratteristiche meccaniche e geometriche equivalenti (*Figura 2.3.6*). In tal modo è possibile modellare il supporto come un unico materiale che però ha un comportamento meccanico equivalente al materiale composito. È possibile ricavare le caratteristiche geometriche e meccaniche attraverso le seguenti relazioni:

Caratteristiche geometriche

$$t_{eq} = \sqrt{12\frac{K_1 + K_2}{D_1 + D_2}} \qquad I_{eq} = 1 \cdot \frac{t_{eq}^3}{12} \quad A_{eq} = t_{eq} \cdot 1 \tag{17}$$

Caratteristiche meccaniche

$$E_{eq} = \frac{n(D_1 + D_2)}{b t_{eq}} \tag{18}$$

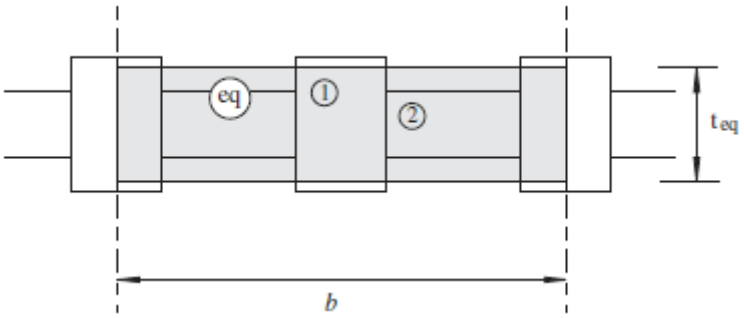


Figura 2.3.6: Sezione equivalente del supporto composito [15]

Una volta che sono note le caratteristiche geometriche e meccaniche del supporto di prima fase è possibile inserirle nel modello numerico. È importante prendere in considerazione il fatto che lo shotecrete (miscela cementizia) non raggiunge immediatamente le sue massime caratteristiche meccaniche, poiché prima che esso raggiunga la sua rigidezza massima si devono esaurire le fasi di presa e indurimento. Per tenere in considerazione questo importante

aspetto si possono considerare due materiali invece di uno: “shotecrete fresco” e “shotecrete maturo”. Nel primo caso, si considera una rigidezza minore di quella massima ($E_2 < E_2/2$). Sarà dunque necessario inserire nel modello una fase costruttiva in più in modo da simulare la maturazione dello shotecrete.

- **Interventi di contenimento di 2ª fase**

Gli interventi di seconda fase hanno la funzione di garantire la stabilità a lungo termine del cavo, assorbendo gli eventuali fenomeni di spinta differiti (rigonfiamento, fluage) che possono manifestarsi. Poiché il rivestimento del tunnel è soggetto a sollecitazioni di pressoflessione e di taglio, esso dovrà avere una certa rigidezza flessionale *EI* ed una rigidezza assiale *EA*. Quindi i parametri geometrici richiesti sono l’area trasversale *A* e il momento d’inerzia *I* (19), entrambi valutati per unità di lunghezza (*Figura 2.3.7*).

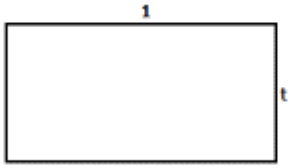


Figura 2.3.7: sezione trasversale elemento plate del rivestimento definitivo

$$A = t \cdot 1 \qquad I = 1 \cdot \frac{t^3}{12} \tag{19}$$

2.3.3 Dimensionamento e verifica degli interventi di contenimento

Una volta che è stato creato il modello e sono state stabilite le varie fasi costruttive con i relativi valori di rilascio tensionale, è possibile avviare la fase di calcolo, durante la quale il software esegue in maniera automatica i calcoli. Il metodo agli elementi finiti fornisce come risultati di output gli spostamenti di tutti i nodi del dominio, e tramite interpolazione fornisce anche gli spostamenti all’interno di ogni elemento finito e quindi in ogni punto del dominio. Noti gli spostamenti, il programma a mezzo di calcoli matriciali è capace di ricavare le deformazioni e le tensioni di ogni nodo e quindi, note quest’ultime, le sollecitazioni degli elementi strutturali. A tal fine è utile, durante la fase di interpretazione, controllare i risultati e confrontarli con modelli analitici, se esistono, in modo tale da avere un riscontro e denunciare eventuali discordanze. Una volta che i risultati sono stati controllati si può procedere alla fase di dimensionamento e verifica degli interventi di contenimento.

2.3.3.1 Interventi di contenimento di 1ª fase

Nel caso degli interventi di contenimento di prima fase non è possibile procedere direttamente con le verifiche poiché prima è necessario capire la quota parte di sollecitazione che assorbono shotecrete e centina. L’analisi numerica restituisce come risultati di output le sollecitazioni a cui è soggetto il materiale fittizio a comportamento meccanico equivalente che è stato inserito nei dati di input. È in questa fase che si ripartisce la sollecitazione ai due materiali collaboranti (lo stesso procedimento si ripete sia per shotecrete fresco che maturo). Per effettuare tale ripartizione si fa ancora riferimento all’***approccio della sezione equivalente*** [15]. Tale approccio permette di ricavare, in un primo momento, le caratteristiche di sollecitazione agenti su di essa (*Figura 2.3.8*), ed in un secondo momento le caratteristiche di sollecitazione agenti in entrambi i materiali (unità 1 e 2).

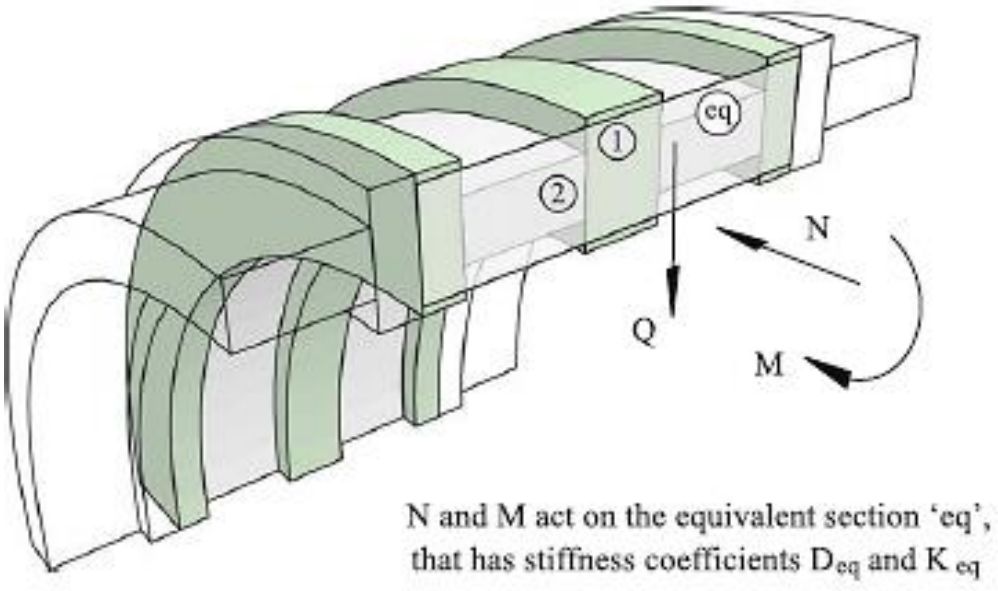
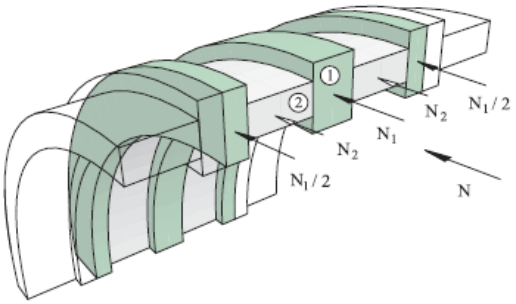
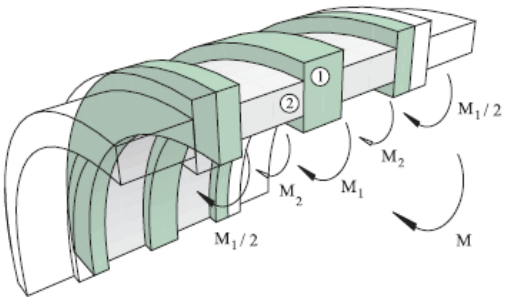


Figura 2.3.8: Caratteristiche di sollecitazione agenti sulla sezione equivalente [15]

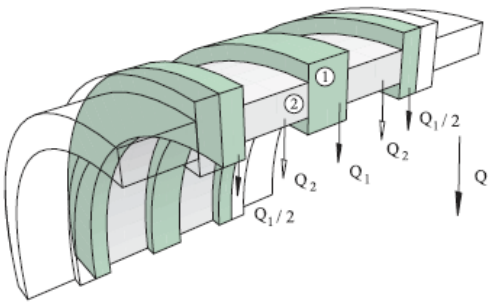
Note le sollecitazioni agenti sulla sezione equivalente, a mezzo delle relazioni 20, 21 e 22, è possibile ripartire le caratteristiche di sollecitazione in entrambi i materiali.



$$N_1 = \frac{ND_1}{n(D_1 + D_2)} \qquad N_2 = \frac{ND_2}{n(D_1 + D_2)} \tag{20}$$



$$M_1 = \frac{MK_1}{n(K_1 + K_2)} \qquad M_2 = \frac{MK_2}{n(K_1 + K_2)} \tag{21}$$



$$Q_1 = \frac{QK_1}{n(K_1 + K_2)} \qquad Q_2 = \frac{QK_2}{n(K_1 + K_2)} \tag{22}$$

Una volta ricavate le aliquote di sollecitazione relative ai due materiali è possibile procedere con le verifiche. Per ciò che riguarda la verifica lato centina (*Figura 2.3.9*), è possibile effettuare una verifica alle tensioni ammissibili a mezzo della teoria di *Tresca*.

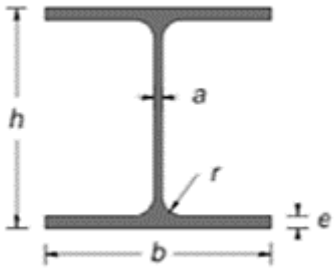


Figura 2.3.9: Sezione trasversale della centina

Si ricava quindi la massima tensione agente σ_p e la si confronta con la massima tensione ammissibile del materiale f_y. A mezzo della formula di *Navier* si trova la tensione normale massima σ_{max} (23) mentre a mezzo della (24) si ricava la tensione tangenziale massima τ_{max}. Note queste tensioni si ottiene la tensione massima a mezzo della formula di *Tresca* e la si confronta con la massima tensione ammissibile (25). Facendo riferimento alla normativa, la tensione ammissibile deve essere preventivamente abbattuta di un coefficiente di sicurezza γ_s = 1.15 nel caso delle centine, γ_c = 1.50 nel caso dello shotecrete.

$$\sigma_{max} = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_1 s}{I_1} \cdot \left(\frac{h_1}{2} - e_1\right) \tag{23}$$

$$\tau_{max} = s_y \cdot s \cdot \frac{Q_1}{a_1(h_1 - 2e_1)} \tag{24}$$

$$\sqrt{\sigma_{max}^2 + 4\tau_{max}^2} < \frac{f_y}{\gamma_s} \tag{25}$$

Dove s_y è un coefficiente moltiplicativo sempre maggiore dell'unità che dipende dalla geometria della sezione; ai fini del calcolo si assume pari ad 1.50. Inoltre, come si può notare dalle formule, sia la tensione normale che quella tangenziale è calcolata in prossimità dell'anima della sezione.

Per quanto riguarda lo shotecrete, si effettua una semplice verifica a compressione (26,27 e 28).

$$A_2 = \frac{1}{n} \cdot bh_2 - A_1 \tag{26}$$

$$I_2 = \frac{1}{n} \cdot \frac{bh_2^3}{12} - I_1 \tag{27}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_2}{A_2} \pm \frac{M_2 s}{I_2} \cdot \left(\frac{h_2}{2}\right) < \frac{f_y}{\gamma_c} \tag{28}$$

Per quanto riguarda la verifica a taglio lato shotecrete, si fa riferimento alla verifica a taglio per sezioni non armate riportate nella normativa NTC2018.

2.3.3.2 Interventi di contenimento di 2ª fase

Nel caso degli interventi di contenimento di seconda fase è possibile procedere direttamente con le verifiche strutturali. A tal fine si fa riferimento a quanto riportato nella normativa NTC2018. È quindi necessario andare ad effettuare le seguenti verifiche:

- *Stato Limite Ultimo* (S.L.U)
- Verifica a pressoflessione;
- Verifica a taglio per elementi con armatura trasversale;
- Verifica al fuoco.
- *Stato Limite di Esercizio* (S.L.E)
- Stato limite di limitazione delle tensioni;
- Stato limite di apertura delle fessure.

Una volta dimensionate e verificate le armature longitudinali e trasversali da inserire è possibile redigere le sezioni tipo e gli esecutivi in modo da poter procedere alla fase di costruzione.

2.4 Analisi dinamica della galleria

La risposta di una galleria ad una eccitazione sismica è un problema complesso che richiede il coinvolgimento di diverse discipline. La risposta sismica delle opere sotterranee è diversa da quella delle strutture in superficie poiché la massa complessiva della struttura è piccola se confrontata con la massa del terreno circostante. Mentre il comportamento delle strutture in elevazione è regolato dalle caratteristiche inerziali della struttura, la risposta dinamica delle strutture in sotterraneo è governata dalla risposta deformativa del terreno circostante e della loro interazione cinematica; per tale motivo nel caso delle opere in sotterraneo viene trascurata la loro inerzia e si considera solo l'inerzia del terreno che le circonda. Sulla base di queste considerazioni l'analisi sismica delle opere in sotterraneo si focalizza sulle deformazioni indotte nel terreno e sulla loro interazione con la struttura. La valutazione degli incrementi di sollecitazione che insorgono nella struttura di rivestimento per effetto di un terremoto è un aspetto di rilievo nella progettazione di gallerie in zona sismica. Tali sollecitazioni dipendono dalla rigidezza relativa terreno-struttura, dalle condizioni di interfaccia, dallo stato tenso-deformativo iniziale del sottosuolo, dalla tipologia strutturale del rivestimento e, considerando lo sviluppo lineare della galleria, dalle caratteristiche geometriche dell'asse e dalla variabilità delle condizioni di sottosuolo lungo il tracciato.

Tradizionalmente le opere in sotterraneo vengono considerate meno vulnerabili rispetto alle corrispondenti opere fuori terra poiché le strutture in elevazione risentono dell'effetto della superficie libera; le onde superficiali sono assenti entro certe profondità, le caratteristiche del terreno migliorano al crescere della profondità e le dimensioni dello scavo sono piccole rispetto alla lunghezza d'onda predominante del moto del terreno. Le cause di danneggiamento delle opere sotterranee per effetto di un terremoto possono essere suddivise in tre categorie [16]:

- Danneggiamento dovuto allo scuotimento;
- Danneggiamento dovuto allo spostamento di faglia;
- Danneggiamento dovuto ad un fenomeno di instabilità che si verifica nel terreno (liquefazione, frane, etc.)

Si presentano dei danneggiamenti anche nel caso in cui c'è una diversa rigidezza tra elementi che costituiscono l'opera interrata (per esempio il collegamento tra il tunnel e il pozzo di ventilazione).

La risposta della galleria per effetto dello scuotimento causato da un evento sismico è influenzata da diverse variabili [16] come la forma, la dimensione e la profondità della struttura, le caratteristiche del terreno e/o dell'ammasso roccioso, l'intensità dell'evento sismico e le caratteristiche meccaniche della struttura e del suo rivestimento.

Le strutture in sotterraneo presentano le seguenti prestazioni in condizioni sismiche: [16]

- subiscono meno danni rispetto alle strutture superficiali;
- le gallerie profonde subiscono meno danni rispetto alle gallerie superficiali;
- il danno si può correlare all'accelerazione massima, alla magnitudo e alla distanza epicentrale;
- la durata dell'evento sismico, se elevata, può generare rottura per fatica;

Il danneggiamento dovuto allo scuotimento si verifica per le opere in sotterraneo nel caso di [16]:

- opere realizzate in prossimità di una sorgente sismica;
- eventi sismici di elevata intensità;
- scarse proprietà meccaniche del mezzo;
- gallerie non rivestite;

L'effetto del danneggiamento sul rivestimento può anche non essere immediato; se si ha la formazione di uno stato fessurativo si può avere infiltrazione di acqua verso la galleria, con asportazione del contenuto del materiale fine dalla matrice di terreno circostante.
Per stimare gli incrementi di sforzo indotti da un sisma è possibile utilizzare due approcci: nel primo si trascura la presenza della struttura e si considera la condizione di campo libero (free-field), nel secondo si tiene in conto dell'interazione dinamica mezzo-struttura.
Il campo di deformazioni a cui è soggetto un terreno in presenza di un sisma è complesso; ai fini ingegneristici per opere in sotterraneo soggette a scuotimento sismico è sufficiente considerare tre modi di deformazione [17]:

1) Compressione/estensione (*Figura 2.4.1*)

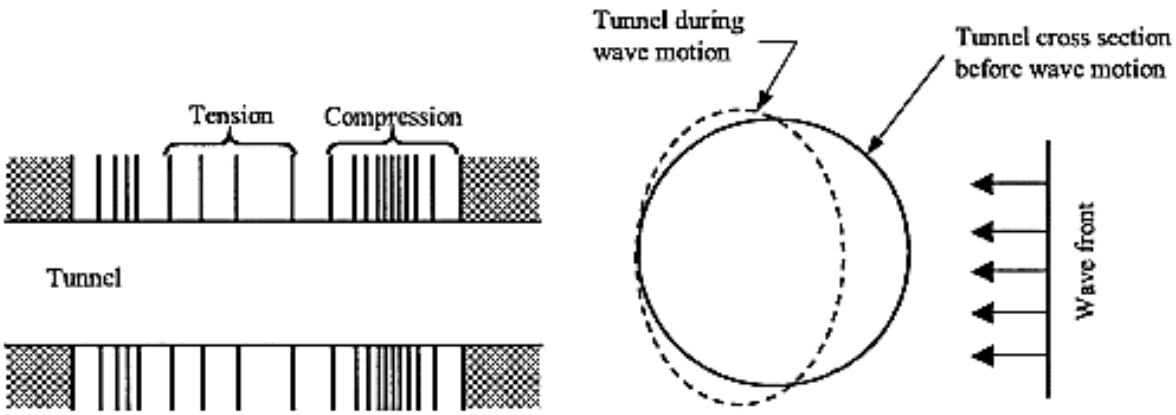


Figura 2.4.1: Compressione-estensione [17]

2) Flessione longitudinale (*Figura 2.4.2*)

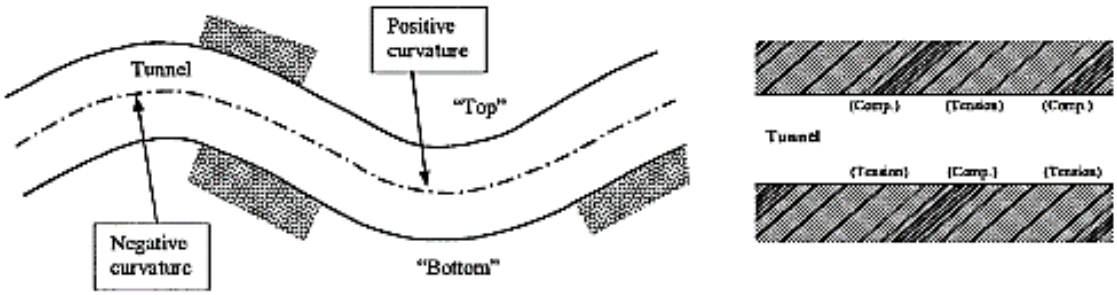


Figura 2.4.2: Flessione longitudinale [17]

3) Ovalizzazione della sezione trasversale (*Figura 2.4.3*)

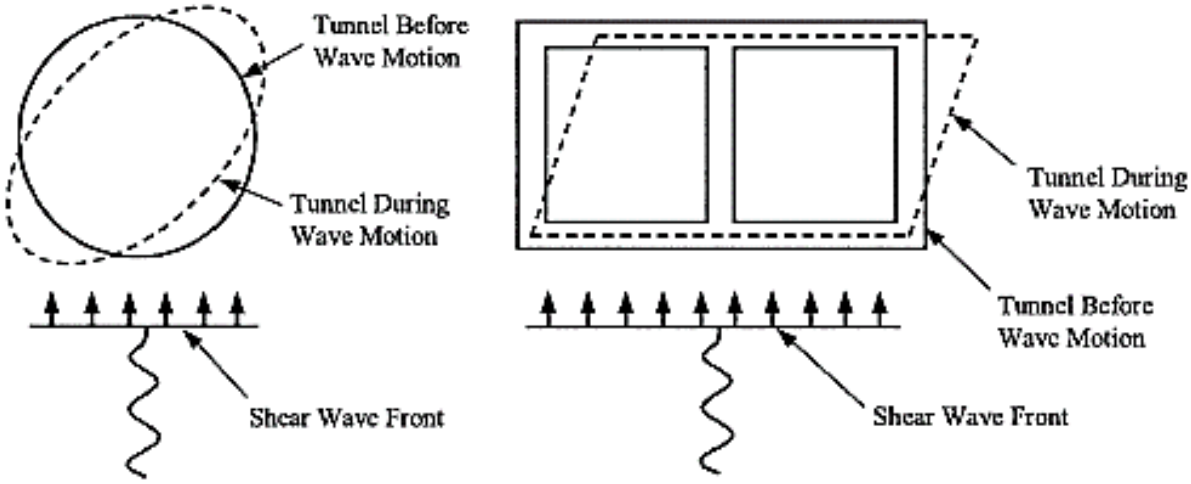


Figura 2.4.3: Ovaling nel caso di tunnel circolare, Racking del caso di tunnel scatolare [17]

Le onde sismiche producono una deformazione del rivestimento sia in direzione longitudinale che trasversale. In direzione longitudinale gli effetti del sisma si possono scomporre in azioni di compressione-trazione lungo l'asse del tunnel e in azioni di taglio-flessione trasversali al suo asse. In direzione trasversale il tunnel si ovalizza per effetto delle deformazioni di taglio del terreno e dei conseguenti momenti flettenti.

Le sollecitazioni dovute alla propagazione delle onde nella direzione longitudinale inducono fessure radiali, poco pericolose e meno critiche delle fessure longitudinali causate dalla propagazione delle onde nella direzione trasversale.

Esistono diversi metodi di analisi che è possibile utilizzare; a seconda del grado di raffinatezza dei risultati che generano, possono essere raggruppati in tre categorie:

- Metodi pseudo-statici;
- Metodi dinamici semplificati;
- Metodi dinamici rigorosi.

I metodi rigorosi generano risultati accurati ma richiedono un'attenta caratterizzazione del mezzo e richiedono la conoscenza dei suoi parametri meccanici dinamici, oltre a quelli statici. A differenza dei modelli rigorosi, i modelli semplificati non richiedono una caratterizzazione dinamica del mezzo e di conseguenza analizzano i fenomeni sotto importanti ipotesi restrittive e quindi forniscono dei risultati meno accurati.

In seguito si focalizzerà l'attenzione sui metodi semplificati. Tali metodi consentono la stima degli incrementi delle sollecitazioni nel rivestimento di un tunnel prodotto da un terremoto. Data la complessità del problema è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative tra cui il disaccoppiamento della risposta trasversale da quella longitudinale e dall'uso di legami costitutivi semplici.

In seguito verranno presentati le principali procedure di modellazione con approccio dinamico semplificato della risposta sismica trasversale di una galleria.

2.4.1 Definizione dell'azione sismica

2.4.1.1 Valutazione della pericolosità sismica

Per effettuare la caratterizzazione sismica di un sito è necessario valutare la sua pericolosità sismica. Per effettuare tale valutazione è possibile seguire un approccio probabilistico. L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) definisce la pericolosità come la "probabilità che in una data area ed in un determinato intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una fissata intensità, magnitudo o accelerazione di picco al suolo di interesse".

La pericolosità può essere valutata in relazione a diversi parametri di scuotimento (Intensità di *Arias* I_A, accelerazione spettrale, PGA). Il più comune tra questi è la PGA (peak ground acceleration) con cui si indica il valore massimo di accelerazione registrato al suolo durante lo scuotimento sismico. Tali registrazioni non tengono conto degli aspetti locali topografici e stratigrafici del sottosuolo, bensì fanno riferimento a condizioni standard:

- Affioramenti rigidi
- Affioramenti pianeggianti

Per la stima dei parametri di scuotimento è necessario fare riferimento alla procedura suggerita dalla normativa; nel caso della normativa italiana NTC2018 la procedura da seguire è la seguente.

In primis è necessario valutare la vita nominale di progetto V_N di un'opera, essa è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella *Tabella 2.4.1.* Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tabella 2.4.1: Valori minimi della Vita nominale di progetto per i diversi tipo di costruzione (NTC2018)

TIPI DI COSTRUZIONI		**Valori minimi di V_N [anni]**
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate.

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza.

Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava dalla (29), per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U:

$$V_R = V_N \cdot C_U \tag{29}$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in *Tabella 2.4.2*:

Tabella 2.4.2: Valori del coefficiente d'uso Cu (NTC2018)

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE Cu	0.7	1.0	1.5	2.0

Per la valutazione della pericolosità è possibile scegliere come parametro di scuotimento l'accelerazione di picco al suolo a_g. Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare le probabilità di superamento P_{V_R} nella vita di riferimento associate allo stato limite considerato per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche (*Tabella 2.4.3*).

Tabella 2.4.3: Probabilità di superamento (NTC2018)

Stato Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimo	SLV	10%
	SLC	5%

A questo punto è possibile calcolare il parametro che caratterizza la pericolosità sismica ovvero il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R a mezzo della (30).

$$T_R = -\frac{V_R}{\log(1 - P_{V_R})} \tag{30}$$

In alternativa al periodo di ritorno dell'azione sismica è possibile utilizzare il suo reciproco, ovvero la frequenza annuale di superamento (31)

$$\lambda = \frac{1}{T_R} \tag{31}$$

Nota la frequenza annuale di superamento, attraverso le mappe interattive della pericolosità sismica (http://esse1-gis.mi.ingv.it/) è possibile ricavare l'accelerazione di picco al suolo a_g. Inoltre, tali mappe forniscono gli spettri di risposta. Per quanto riguarda la magnitudo e la distanza epicentrale si fa riferimento ai grafici di disaggregazione della pericolosità sismica. Essi consentono di valutare in maniera probabilistica i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. La disaggregazione è espressa in termini di magnitudo e distanza $(M - R)$. Questo permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanze epicentrali R capaci di generare terremoti di magnitudo M.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie di sottosuolo (*Tabella 2.4.4*), si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S.

I valori di V_S sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione (32):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^{N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \tag{32}$$

Dove:

- h_i spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- N numero di strati;
- H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo H = 30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Tabella 2.4.4: Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (NTC2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D,* con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.
Per la valutazione dell'accelerazione massima si fa riferimento alla seguente relazione:

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T \qquad (33)$$

Dove:

S_S Coefficiente che tiene in conto dell'amplificazione stratigrafica

S_T Coefficiente che tiene in conto dell'amplificazione topografica (nel caso delle opere in sotterraneo si può assumere pari a 1)

Per la stima del coefficiente di amplificazione stratigrafica Ss è possibile fare riferimento alla *Tabella 2.4.5*.

Tabella 2.4.5: Espressioni di Ss (NTC2018)

Categoria di sottosuolo	Ss
A	1,00
B	$1{,}00 \leq 1{,}40 - 0{,}40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}20$
C	$1{,}00 \leq 1{,}70 - 0{,}60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}50$
D	$0{,}90 \leq 2{,}40 - 1{,}50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}80$
E	$1{,}00 \leq 2{,}00 - 1{,}10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}60$

Dove g è l'accelerazione di gravità mentre F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,20.

2.4.1.2 Valutazione della massima deformazione di taglio

Nota l'accelerazione massima agente nel sito di interesse è possibile stimare, in modo semplificato, la deformazione massima di taglio γ_{max} indotta nel terreno per effetto del sisma. A tal fine è possibile seguire la procedura semplificata proposta da *Hashash* (2001) [17]:

- ***Calcolo del decremento della PGA dovuto alla profondità***

Al fine di considerare il decremento della pericolosità sismica all'aumentare della profondità, si suggerisce (34) di applicare una riduzione alla Peak Ground Acceleration a mezzo di un coefficiente riduttivo C (*Tabella 2.4.6*); in questo modo si può ricavare l'accelerazione massima alla profondità del tunnel in esame.

$$a_{z,max} = C \cdot a_{max} \tag{34}$$

Tabella 2.4.6: Coefficiente riduttivo dell'accelerazione del terreno con la profondità del tunnel [17]

Tunnel depth (m)	Ratio of ground motion at tunnel depth to motion at ground surface
≤ 6	1.0
6–15	0.9
15–30	0.8
> 30	0.7

- ***Calcolo della peak ground velocity***

A mezzo del rapporto *k* tra la peak ground velocity e la peak ground acceleration (*Tabella 2.4.7*) è possibile ricavare la peak ground velocity (35) in funzione della magnitudo e della distanza epicentrale.

$$V_s = k \cdot a_{z,max} \tag{35}$$

Tabella 2.4.7: Rapporto fra velocità ed accelerazione sismica di picco per diversi materiali a diverse distanze dalla sorgente della sollecitazione sismica [17]

Moment magnitude (M_w)	Ratio of peak ground velocity (cm/s) to peak ground acceleration (g)		
	Source-to-site distance (km)		
	0–20	20–50	50–100
Rock[a]			
6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152
Stiff soil[a]			
6.5	94	102	109
7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
Soft soil[a]			
6.5	140	132	142
7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

[a]In this table, the sediment types represent the following shear wave velocity ranges: rock ≥ 750 m/s; stiff soil is 200–750 m/s; and soft soil < 200 m/s. The relationship between peak ground velocity and peak ground acceleration is less certain in soft soils.

- ***Calcolo della deformazione di taglio massima nel terreno***

St. John e Zahrah (1987) [18] sulla base della teoria della propagazione delle onde in un mezzo elastico omogeneo e isotropo, hanno sviluppato una procedura analitica per la stima delle deformazioni in condizioni di campo libero causate da un'onda monocromatica che investe il terreno con un prefissato angolo di incidenza (*Figura 2.4.4*).

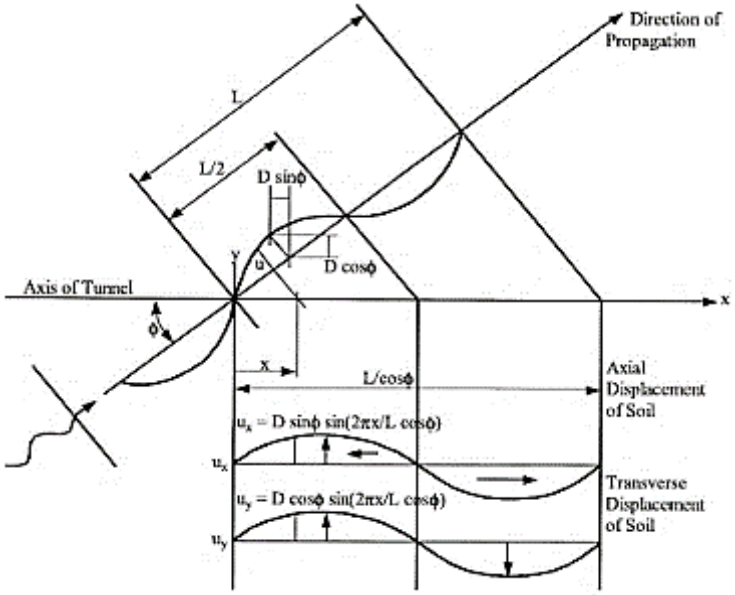


Figura 2.4.4: Modello analitico per la valutazione delle deformazioni del mezzo indotte da un'onda sismica [17]

A mezzo di questa teoria è possibile valutare le deformazioni assiali, tangenziali e la curvatura dovuta alle onde di compressione, di taglio e di *Rayleigh* indotte nel terreno.

Tabella 2.4.8: Deformazioni del mezzo indotte da un'onda sismica [17]

Wave type	Longitudinal strain	Normal strain	Shear strain	Curvature
P-wave	$\varepsilon_l = \frac{V_P}{C_P}\cos^2\phi$	$\varepsilon_n = \frac{V_P}{C_P}\sin^2\phi$	$\gamma = \frac{V_P}{C_P}\sin\phi\cos\phi$	$\frac{1}{\rho} = \frac{a_P}{C_P^2}\sin\phi\cos^2\phi$
	$\varepsilon_{lm} = \frac{V_P}{C_P}$ for $\phi = 0°$	$\varepsilon_{lm} = \frac{V_P}{C_P}$ for $\phi = 90°$	$\gamma_m = \frac{V_P}{2C_P}$ for $\phi = 45°$	$\frac{1}{\rho_{max}} = 0.385\frac{a_P}{C_P^2}$ for $\phi = 35°16'$
S-wave	$\varepsilon_l = \frac{V_S}{C_S}\sin\phi\cos\phi$	$\varepsilon_n = \frac{V_S}{C_S}\sin\phi\cos\phi$	$\gamma = \frac{V_S}{C_S}\cos^2\phi$	$K = \frac{a_S}{C_S^2}\cos^3\phi$
	$\varepsilon_{lm} = \frac{V_S}{2C_S}$ for $\phi = 45°$	$\varepsilon_{nm} = \frac{V_S}{2C_S}$ for $\phi = 45°$	$\gamma_m = \frac{V_S}{C_S}$ for $\phi = 0°$	$K_m = \frac{a_S}{C_S^2}$ for $\phi = 0°$
Rayleigh wave Compressional component	$\varepsilon_l = \frac{V_{RP}}{C_R}\cos^2\phi$	$\varepsilon_n = \frac{V_{RP}}{C_R}\sin^2\phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R}\sin\phi\cos\phi$	$K = \frac{a_{RP}}{C_R^2}\sin\phi\cos^2\phi$
	$\varepsilon_{lm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 0°$	$\varepsilon_{nm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 90°$	$\gamma_m = \frac{V_P}{2C_R}$ for $\phi = 45°$	$K_m = 0.385\frac{a_{RP}}{C_R^2}$ for $\phi = 35°16'$
Shear component		$\varepsilon_n = \frac{V_{RS}}{C_R}\sin\phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R}\cos\phi$	$K = \frac{a_{RS}}{C_R^2}\cos^2\phi$
		$\varepsilon_{nm} = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 90°$	$\gamma_m = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 0°$	$K_m = \frac{a_{RS}}{C_R^2}$ for $\phi = 0°$

Nel caso in esame si fa riferimento alla deformazione massima ($\Phi = 0$ °) indotta dalle onde di taglio (onde S).

$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_s} \tag{36}$$

Dove C_s è la velocità di propagazione delle onde S.

2.4.2 Risposta della sezione trasversale

2.4.2.1 Modello Analitico

L'analisi della sezione trasversale di una galleria in condizione di deformazione piana è stata effettuata da diversi autori, al fine di valutare le sovrasollecitazioni che insorgono durante il fenomeno di ovalizzazione della sezione (*Figura 2.4.5*).

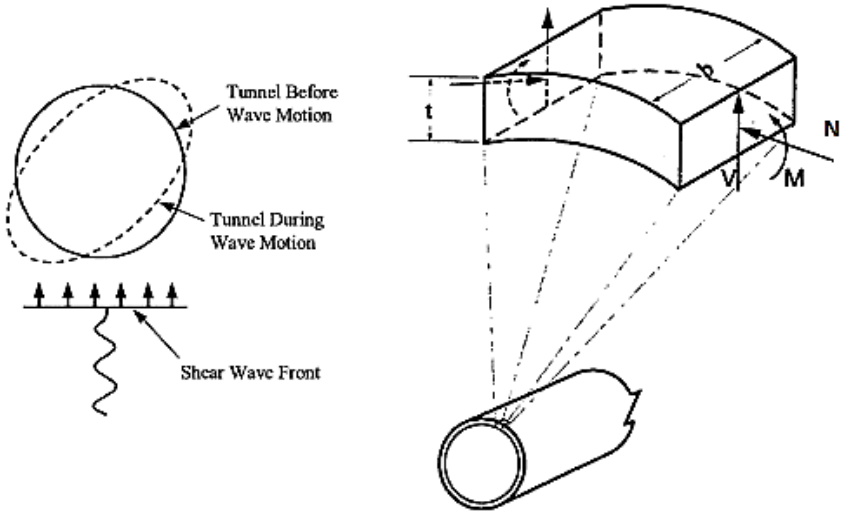


Figura 2.4.5: Ovalizzazione della sezione [17]

Il modello considerato [16] (*Figura 2.4.6*) può essere analizzato in due diverse situazioni a seconda se l'interfaccia terreno-struttura consente:

- Completo scorrimento (Full slip condition, $\tau_{r\vartheta} = 0$)
- Scorrimento impedito (No slip condition, $\tau_{r\vartheta} = \tau_{R\vartheta}$)

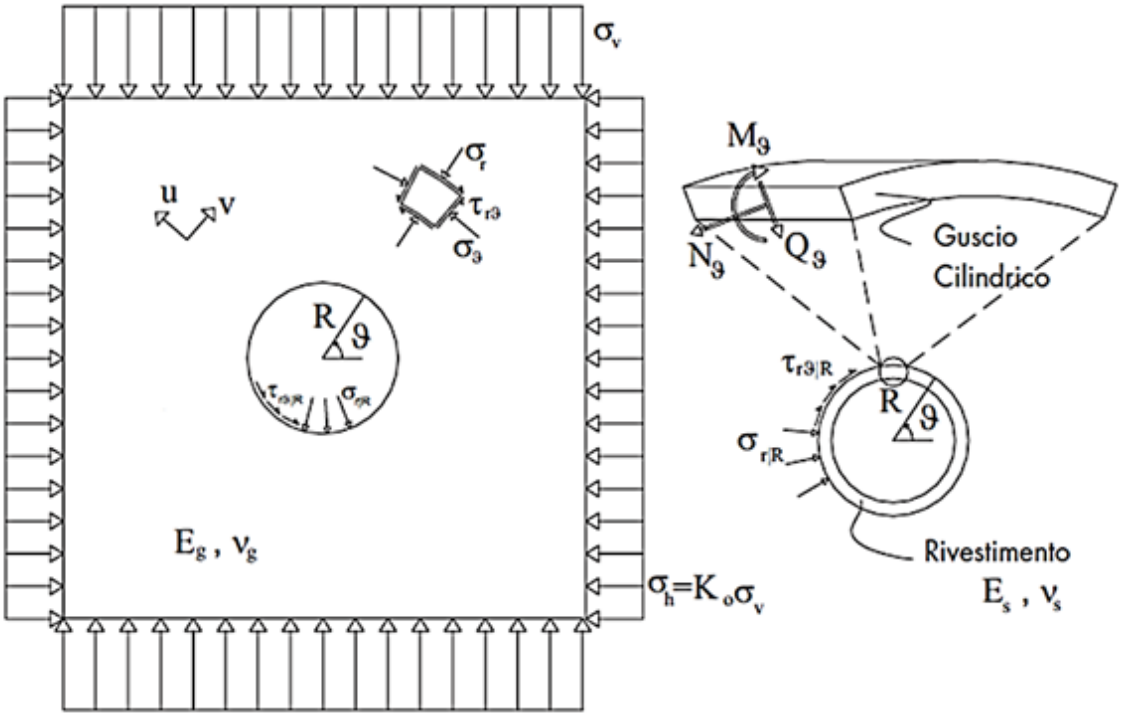


Figura 2.4.6: Modello continuo del mezzo e del guscio cilindrico del rivestimento [16]

Per analizzare analiticamente tale modello è necessario formulare alcune importanti ipotesi [16] tra le quali:

- Galleria circolare;
- Condizione di deformazione piana;
- Mezzo indefinitamente esteso;
- Mezzo elastico, isotropo ed omogeneo;
- Rivestimento del tunnel modellato come un guscio cilindrico in condizione di deformazione piana;
- Sia il mezzo che il rivestimento sono considerati privi di peso.

La forma più semplice per valutare la deformazione dovuta all'ovalizzazione è quella di considerare il tunnel con la stessa rigidezza del mezzo e quindi in condizioni di free-field, ignorando l'interazione tunnel-terreno. È quindi possibile studiare lo stesso fenomeno sia considerando la presenza del tunnel (*Tunnel Ground Interaction*) sia non considerando la sua presenza (Free-Field condition); in entrambi i casi è possibile valutare la deformazione diametrale nel seguente modo (37 e 38):

Free-Field condition
$$\frac{\Delta d}{d} = \pm\frac{\gamma_{max}}{2} \tag{37}$$

Tunnel Ground interaction
$$\frac{\Delta d}{d} = \pm 2\gamma_{max}(1 - \nu_g) \tag{38}$$

L'effetto della azione sismica può essere simulato considerando la risposta di una sezione trasversale soggetta ad un campo di deformazione uniforme di taglio puro applicato in condizioni pseudostatiche. Questo è possibile per due ragioni [16]:

- La lunghezza d'onda predominante del moto sismico che produce l'ovalizzazione della sezione è molto più grande delle dimensioni tipiche di una galleria;
- Gli effetti inerziali, sia nel rivestimento che nel mezzo, prodotti dall'interazione dinamica terreno-struttura sono modesti.

Per ottenere un campo di deformazione uniforme associato ad una condizione di taglio puro, è possibile applicare al mezzo uno stato di sforzo corrispondente ad un coefficiente di spinta a riposo K_o pari a -1 (*Figura 2.4.7*).

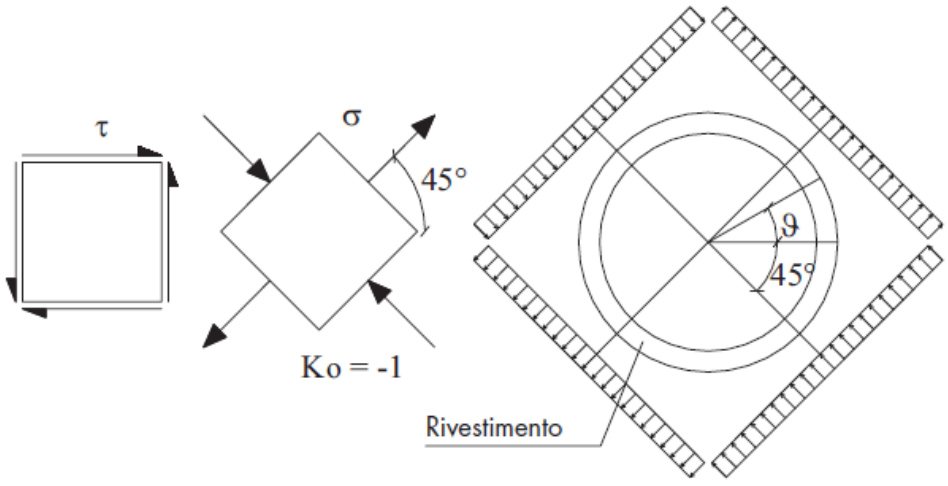


Figura 2.4.7: Stato tensionale corrispondente ad una condizione di taglio puro [16]

Calcolata la deformazione di taglio massima, come si è visto in precedenza, è possibile valutare il valore dello sforzo da imporre ai bordi del modello servendosi della teoria dell'elasticità (39).

$$\sigma = \tau = G \cdot \gamma_{max} = \frac{E_g}{2 \cdot (1 + \nu_g)} \cdot \gamma_{max} \tag{39}$$

Dove E_g e ν_g sono i parametri elastici del mezzo.
In letteratura sono presenti diverse soluzioni analitiche per il calcolo dell'incremento di sollecitazioni nel rivestimento tra cui, le più note sono la soluzione di *Wang* (1993) [19] e la soluzione di *Penzien* (2000) [20]. Entrambe le soluzioni forniscono risultati identici nel caso di completo scorrimento (*Full slip condition*) mentre nel caso di scorrimento impedito (*No slip condition*) la soluzione di *Penzien* sottostima lo sforzo assiale. A mezzo di un modello numerico *Hashash* (2005) [17] ha mostrato che la soluzione di *Wang* (1993) [19] conduce a risultati più corretti.
La risposta del rivestimento è funzione della rigidezza del mezzo; per sinterizzare la risposta del rivestimento al variare del tipo di mezzo è conveniente introdurre due indici [20], l'*indice di compressibilità* C e l'*indice di flessibilità* F (40):

$$C = \frac{E_g(1 + \nu_s^2)R}{E_s t(1 + \nu_g)(1 - 2\nu_g)} \qquad F = \frac{E_g(1 - \nu_s^2)R^3}{6E_s I(1 + \nu_g)} \tag{40}$$

Dove E_g e ν_g sono il modulo elastico e il modulo di *Poisson* del mezzo mentre E_s e ν_s quelli del rivestimento, I è il momento di inerzia del rivestimento e t il suo spessore mentre R è il raggio del tunnel.
C ed F rappresentano una misura della rigidezza relativa del mezzo rispetto al rivestimento per effetto di un carico, C rappresenta la rigidezza assiale mentre F la rigidezza flessionale del rivestimento rispetto al mezzo; entrambi contribuiscono a far resistere il rivestimento al fenomeno della ovalizzazione.
In seguito verranno esposte le soluzioni di *Wang* e di *Penzien* nei casi di completo scorrimento e assenza di scorrimento.

- ***Full slip condition*** **(Wang,1993)** [19]

- Deformazione diametrale (41)

$$\frac{\Delta d_{lining}}{\Delta d_{free-field}} = \frac{2}{3} K_1 F \tag{41}$$

- Sforzo Normale (42)

$$N_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_g}{(1 + \nu_g)} R \gamma_{max} \tag{42}$$

- Momento flettente (43)

$$M_{max} = \pm\frac{1}{6}K_1\frac{E_g}{(1+\nu_g)}R^2\gamma_{max} \tag{43}$$

Dove:

$$K_1 = \frac{12(1-\nu_g)}{2F+5-6\nu_g} \tag{44}$$

Nel caso di no slip condition è possibile fare riferimento a quanto proposto da *Hoeg* [21], *Schwartz e Einstein* [22] che ci permettono di ricavare lo sforzo normale. Per quanto riguarda il momento flettente si utilizza la relazione di *Wang* anche nel caso di full slip condition.

- ***No slip condition*** **(Hoeg,1968; Schwartz and Einstein,1980)** [21] [22]

- Deformazione diametrale (45)

$$\frac{\Delta d_{lining}}{\Delta d_{free-field}} = \frac{2}{3}K_1F \tag{45}$$

- Sforzo Normale (46)

$$N_{max} = \pm K_2\frac{E_g}{(1+\nu_g)}R\gamma_{max} \tag{46}$$

- Momento flettente (47)

$$M_{max} = \pm\frac{1}{6}K_1\frac{E_g}{(1+\nu_g)}R^2\gamma_{max} \tag{47}$$

Dove:

$$K_2 = 1 + \frac{F\left[(1-2\nu_g)-(1-2\nu_g)C\right]-\frac{1}{2}(1-2\nu_g)^2+2}{F\left[(3-2\nu_g)+(1-2\nu_g)C\right]+C\left[\frac{5}{2}-8\nu_g+6\nu_g^2\right]+6-8\nu_g} \tag{48}$$

- ***Full Slip condition*** **(Penzien,2000)** [20]

- Deformazione diametrale (49)

$$\Delta d_{lining} = R^n\Delta d_{free-field} = R^n\frac{d}{2}\gamma_{max} \tag{49}$$

- Sforzo Normale (50)

$$N_\vartheta = -\frac{12E_sI\Delta d_{lining}}{D^3(1-\nu_s^2)}\cos 2\left(\vartheta+\frac{\pi}{4}\right) \tag{50}$$

- Sforzo di Taglio (51)

$$Q_\vartheta = -\frac{24E_sI\Delta d_{lining}}{D^3(1-\nu_s^2)}\sin 2\left(\vartheta+\frac{\pi}{4}\right) \tag{51}$$

- Momento flettente (52)

$$M_\vartheta = -\frac{6E_s I \Delta d_{lining}}{D^2(1-\nu_s^2)} \cos 2\left(\vartheta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (52)$$

Dove R (*Racking ratio*) definito nel seguente modo:

$$R^n = \pm \frac{4(1-\nu_g)}{(\alpha^n + 1)} \quad (53)$$

$$\alpha^n = \frac{12E_s I(5-6\nu_g)}{D^3 G_g (1-\nu_s^2)} \quad (54)$$

Dove D è il diametro del tunnel e G_g il modulo di taglio.

- ***No Slip condition*** **(Penzien,2000)** [20]

- Deformazione diametrale (55)

$$\Delta d_{lining} = R^n \Delta d_{free-field} = R^n \frac{d}{2} \gamma_{max} \quad (55)$$

- Sforzo Normale (56)

$$N_\vartheta = -\frac{24E_s I \Delta d_{lining}}{D^3(1-\nu_s^2)} \cos 2\left(\vartheta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (56)$$

- Sforzo di Taglio (57)

$$Q_\vartheta = -\frac{24E_s I \Delta d_{lining}}{D^3(1-\nu_s^2)} \sin 2\left(\vartheta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (57)$$

- Momento flettente (58)

$$M_\vartheta = -\frac{6E_s I \Delta d_{lining}}{D^2(1-\nu_s^2)} \cos 2\left(\vartheta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (58)$$

Dove R (*Racking ratio*) definito nel seguente modo:

$$R^n = \pm \frac{4(1-\nu_g)}{(\alpha^n + 1)} \quad (59)$$

$$\alpha^n = \frac{24E_s I(3-4\nu_g)}{D^3 G_g (1-\nu_s^2)} \quad (60)$$

Sotto le stesse ipotesi e considerando lo stesso modello, *Corigliano* [23] ha formulato una soluzione in forma chiusa che consente di ricavare lo sforzo normale e il momento in ogni punto del rivestimento, sia in condizioni di totale scorrimento che in condizioni di scorrimento impedito.
Le soluzioni analitiche consentono di evidenziare quali sono le grandezze che governano la risposta della struttura in condizioni sismiche:

- ***Interfaccia mezzo-struttura***

La condizione di interfaccia influenza la risposta sismica di una galleria, tuttavia le sovrasollecitazioni di taglio e momento sono poco sensibili alla condizione di interfaccia e presentano dei valori più critici nel caso di scorrimento libero (Full slip). Lo sforzo normale è

invece molto sensibile, infatti si hanno valori molto elevati nel caso di scorrimento impedito (No slip) e dei valori decisamente più bassi nel caso di scorrimento libero (Full slip) (*Figure 2.4.8 e 2.4.9*). Il caso di scorrimento completo si può avere in terreni teneri o nel caso di eventi di forte intensità, in altri casi è possibile considerare una condizione intermedia tra completo scorrimento e scorrimento impedito [16].

- ***Rapporto di rigidezza*** **F**

Come si è visto il parametro di flessibilità *F* regola la rigidezza del rivestimento del tunnel in funzione di quella del terreno; a seconda del suo valore possiamo distinguere:

- F << 1 → Struttura molto rigida → nessuna deformazione;
- F < 1 → Struttura più rigida del mezzo → ovalizzazione rivestimento < free-field;
- F = 1 → Struttura con rigidezza uguale al mezzo → deformazione free-field;
- F > 1 → Struttura meno rigida del mezzo → ovalizzazione rivestimento > free-field

È possibile notare come variano il momento flettente (*Figura 2.4.8*) e lo sforzo normale (*Figura 2.4.9*) al variare del rapporto di rigidezza *F*, in entrambe le condizioni di interfaccia [16].

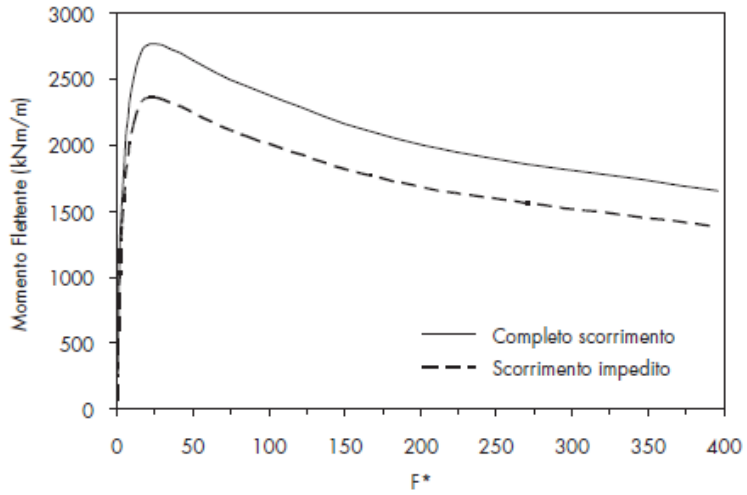


Figura 2.4.8: Variazione del momento flettente con l'indice di flessibilità [16]

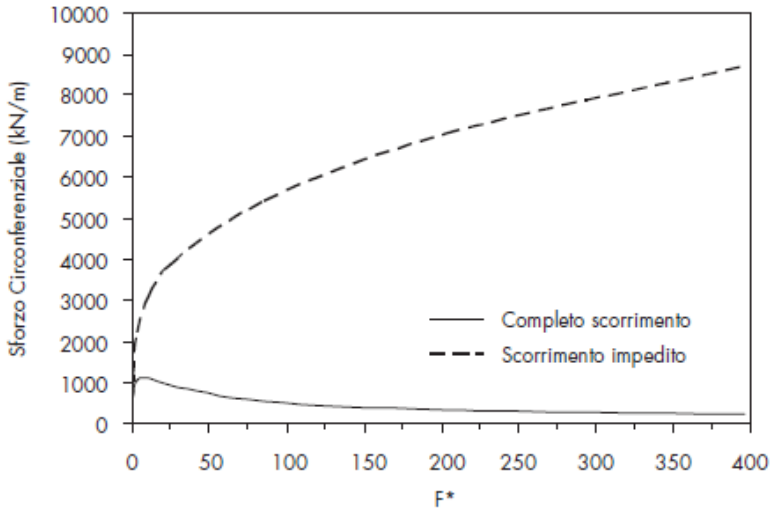


Figura 2.4.9: Variazione dello sforzo normale con l'indice di flessibilità [16]

Se consideriamo il rapporto di rigidezza F possiamo notare che:

- Terreno rigido: $E_g\uparrow \rightarrow F\uparrow$
- Rivestimento rigido: $E_sI\uparrow \rightarrow F\downarrow$
- Galleria di grande diametro: $R\uparrow \rightarrow F\uparrow$

Facendo variare, uno alla volta, i parametri del mezzo e del rivestimento (*Figura 2.3.10*) e mantenendo costanti gli altri si può dedurre l'andamento dell'indice di rigidezza al variare dei parametri.

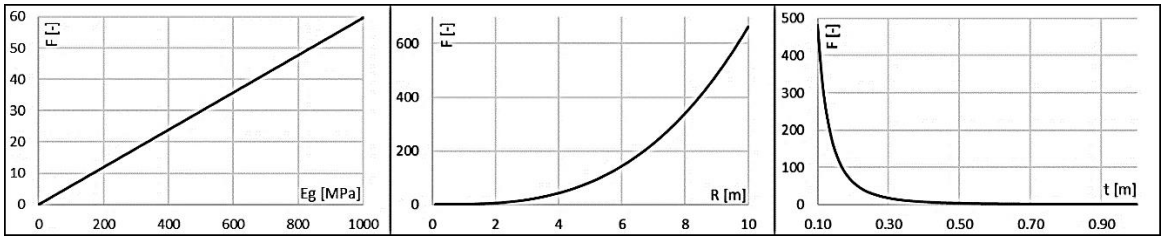


Figura 2.4.10: Andamento dell'indice di flessibilità al variare dei parametri del mezzo e del rivestimento

Quindi più il terreno è rigido più grande è il rapporto di rigidezza, stessa cosa se aumenta il raggio del tunnel. Se invece il rivestimento è molto rigido, il rapporto di rigidezza tende a diminuire; infatti, come si può vedere in *Figura 2.3.8*, più è rigido il rivestimento (quindi F bassa) più la struttura si carica e quindi maggiore è il momento flettente a cui essa è soggetta. Quindi nel caso di un tunnel con rivestimento rigido soggetto ad un sisma, esso anziché seguire tali spostamenti, deformandosi, cerca di restare fermo e per farlo si carica presentando elevati valori di momento flettente. Viceversa nel caso di rivestimento flessibile (F alta) il tunnel tende ad assecondare gli spostamenti imposti dal sisma, deformandosi, assorbendo una parte minore della sollecitazione.

- ***Deformazione di taglio massima***

L'entità della deformazione di taglio massima del terreno influenza notevolmente la risposta sismica del tunnel, poiché essa è strettamente legata ai parametri di scuotimento del sisma, quali la PGA e la magnitudo. La deformazione di taglio sintetizza l'azione sismica, quindi più il sisma è pericoloso (elevata magnitudo ed elevata PGA) più è grande la deformazione a cui è soggetto il mezzo e quindi il tunnel, di conseguenza i valori delle sovrasollecitazioni saranno maggiori. La deformazione a taglio diminuisce al diminuire della profondità. Essa ha un ruolo fondamentale nella risposta dinamica del terreno poiché un suo incremento comporta un decremento della rigidezza al taglio del terreno. A mezzo di prove dinamiche sperimentali (prova di taglio ciclico, colonna risonante etc..) è possibile caratterizzare il comportamento dinamico del terreno e ricavare le curve di decadimento (*Figura 2.4.11*); in assenza di prove dinamiche è possibile fare riferimento alle curve di decadimento empiriche (*Darendeli, Rollins* [24], etc..).

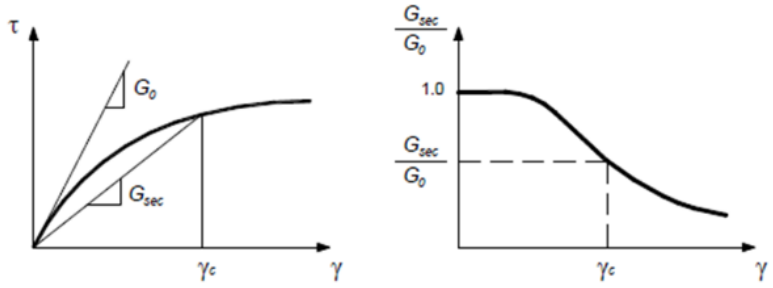


Figura 2.4.11: Curve di decadimento

Tuttavia, all'aumentare della deformazione a taglio, oltre al decremento della rigidezza a taglio si ha un incremento del *Damping*, il quale consente la dissipazione di energia e quindi la mitigazione dei danni dovuti al sisma. Di conseguenza il modulo elastico E e quindi G, deve essere quello corrispondente alla deformazione a taglio che si ha per quel evento sismico, e non quella a piccole deformazioni (caso statico). Quindi la procedura da adottare, in assenza di prove dinamiche, è quella di fare riferimento a delle curve di decadimento empiriche. A mezzo della deformazione di taglio massima si ricava il rapporto G/G_0 e quindi la G corrispondente, e a mezzo della formula che lega le tre costanti elastiche si ricava E. Nel caso in cui si inserisce la E a piccole deformazioni ovvero E_0 si sottostimano le sovrasollecitazioni dovute al sisma, infatti una E maggiore comporta un rapporto di flessibilità F maggiore e quindi delle sovrasollecitazioni inferiori (*Figura 2.4.8*).

2.4.2.2 Modello Numerico

Nel caso in cui il tunnel presenta una forma diversa da quella circolare, è necessario ricorrere a modelli numerici, per ricavare le sovrasollecitazioni dovute all'evento sismico. A tal fine è possibile riprodurre il modello analitico in un software agli elementi finiti, andando a costruire un modello numerico, tenendo in considerazione le stesse ipotesi ovvero:

- Galleria circolare;
- Condizione di deformazione piana;
- Mezzo indefinitamente esteso;
- Mezzo elastico, isotropo e omogeneo;
- Rivestimento del tunnel modellato come un guscio cilindrico in condizione di deformazione piana;
- Sia il mezzo che il rivestimento sono considerati privi di peso, con un conseguente stato tensionale nullo in ogni punto del dominio.

Per quando riguarda la sollecitazione sismica essa si può imporre a mezzo della deformazione massima γ_{max}; per applicarla al modello numerico è possibile applicare uno spostamento a farfalla ai lati del modello che permetta di indurre una deformazione di taglio puro al terreno (*Figura 2.4.12*).

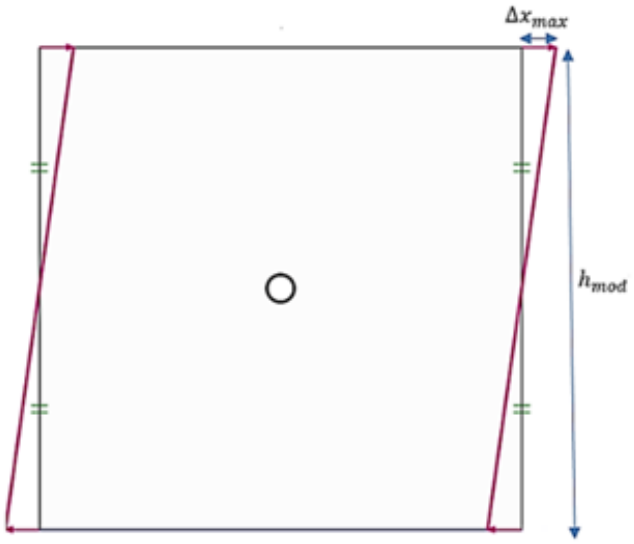


Figura 2.4.12: Modello numerico dinamico semplificato

Per calcolare lo spostamento Δx_{max}, si utilizza la seguente formula (61) [25]:

$$\Delta x_{max} = \gamma_{max} \left(\frac{h_{mod}}{2} \right) \tag{61}$$

Al fine di valutare se tale modello è coerente con il modello analitico, è stato condotto un confronto tra i risultati analitici e quelli numerici. Si è fatto riferimento all'esempio numerico riportato nell'articolo di *Hashash* [17] ed è stato costruito il modello numerico mediante il software Plaxis2D, mantenendo gli stessi dati del problema. I dati di input sono riportati in *Tabella 2.4.9*.

Tabella 2.4.9: Parametri del modello analitico dinamico semplificato

Parametri terreno	
ρ_g [kg/m³]	1920
C_g [m/s]	250
ν_g [-]	0.3
G_g [MPa]	120
E_g [MPa]	312

Parametri sisma	
M_w	7.5
d_e [km]	10
PGA [g]	0.5
C	0.9
a_s [g]	0.45
k	140
V_s [m/s]	0.63
Υ_{max}	0.0021

Parametri galleria	
R [m]	3
t [m]	0.3
z [m]	15
E_s [GPa]	24.80
ν_s [-]	0.2
A_s [m²/m]	0.3
I [m⁴/m]	0.0023

Si può notare che la densità del mezzo è diversa da zero, nonostante una delle ipotesi sia di mezzo privo di peso, questo perché tale valore è utilizzato per ricavare, attraverso la velocità di propagazione delle onde di taglio C_g, il modulo di rigidezza a taglio G, mentre ai fini del calcolo delle sovrasollecitazioni il terreno è considerato privo di peso. Per questo motivo nel modello numerico il valore della densità del mezzo è considerato nullo.
Per quanto riguarda i dati di input del modello numerico sono stati utilizzati i dati riportati in *Tabella 2.4.10*:

Tabella 2.4.10: Parametri del modello numerico dinamico semplificato

Parametri terreno	
ρ_g [kg/m³]	0
C_g [m/s]	250
ν_g [-]	0.3
G_g [MPa]	120
E_g [MPa]	312

Parametri sisma	
Υ_{max}	0.0021
h_{mod} [m]	106
Δx [m]	0.1113

Parametri galleria	
R [m]	3
t [m]	0.3
z [m]	15
E_s [GPa]	24.80
ν_s [-]	0.2
A_s [m²/m]	0.3
I [m⁴/m]	0.0023
E_sA_s [kN/m]	7.44E+06
E_sI [kNm²/m]	5.58E+04

Una volta costruito il modello e inseriti i parametri è possibile discretizzare il dominio in elementi finiti andando ad inserire la *mesh* (*Figura 2.4.13*).

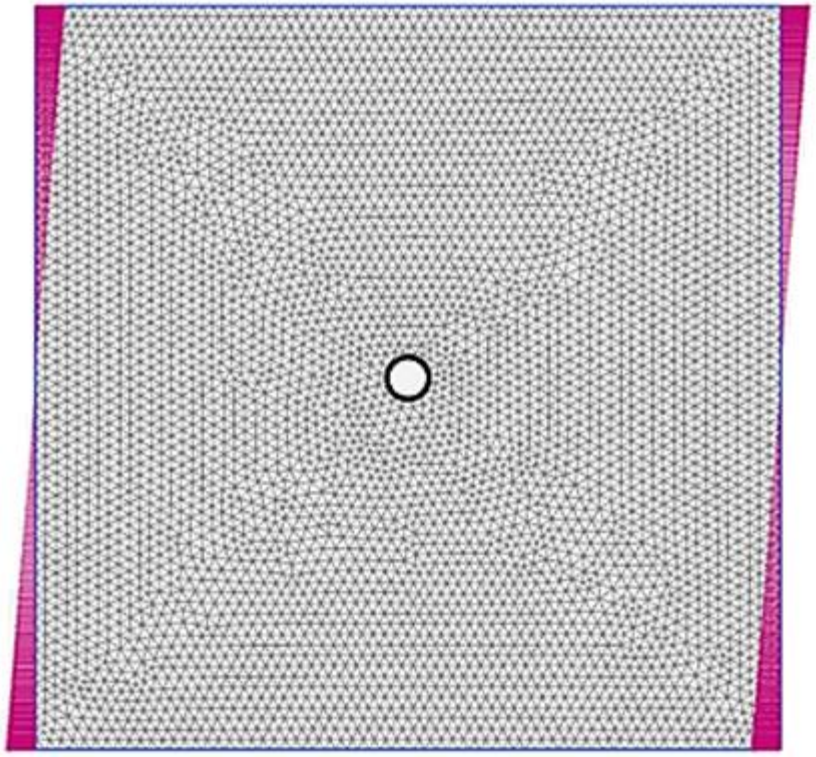


Figura 2.4.13:Modello numerico dinamico semplificato con mesh

Costruito il modello si scelgono le fasi di analisi, in questo caso si inseriscono tre fasi: nella prima si considera il modello in condizioni geostatiche senza galleria, nella seconda si effettua lo scavo e si inserisce il rivestimento e infine nella terza fase si attivano gli spostamenti imposti. La deformata che si ottiene dall'analisi è quella ricercata, ovvero l'ovalizzazione della sezione (*Figura 2.4.14*).

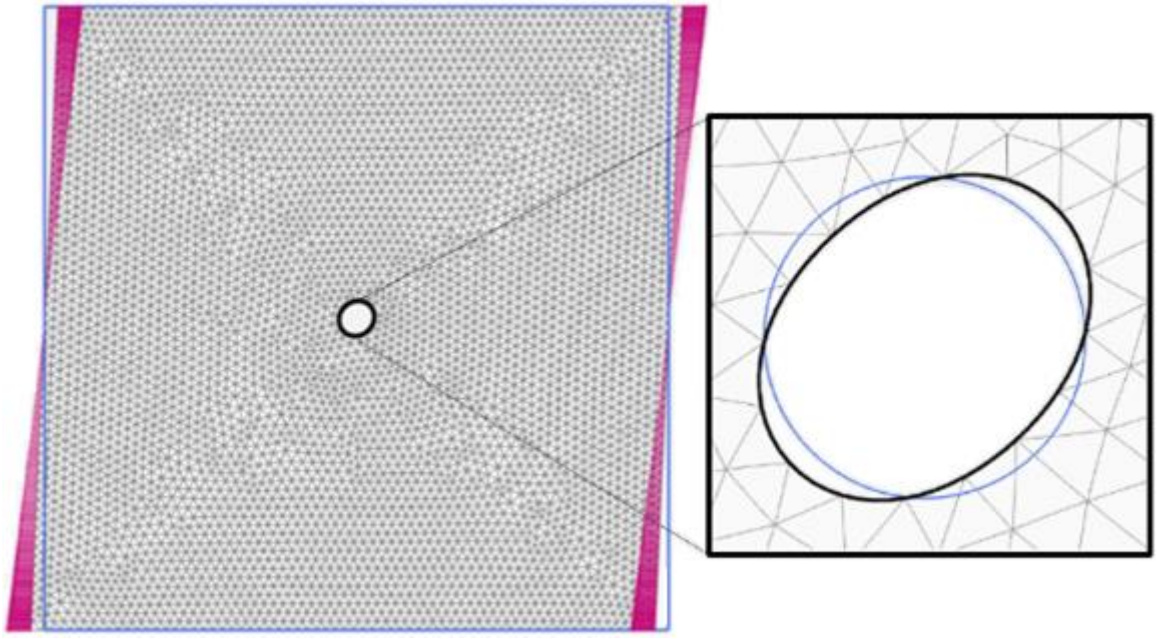


Figura 2.4.14: Deformata indotta nella galleria

Poiché la struttura è simmetrica e sollecitata simmetricamente, le sovrasollecitazioni hanno un andamento simmetrico (*Figura 2.4.15*).

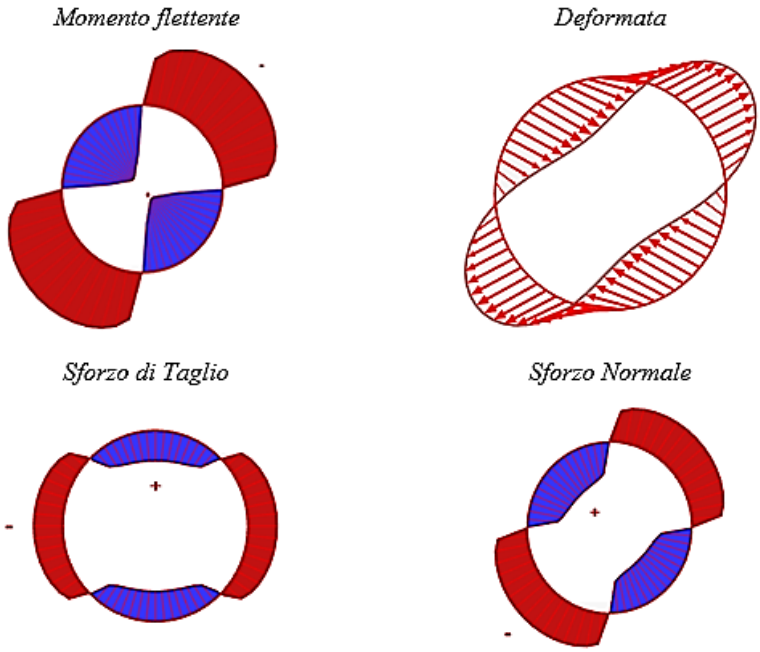


Figura 2.4.15: Andamenti delle sovrasollecitazioni dovute al sisma

Dall'andamento dei momenti si può dedurre la convenzione sui segni adottata dal software utilizzato (Plaxis2D). Per quanto riguarda il momento flettente, è negativo se tende le fibre all'estradosso se invece le fibre tese sono all'intradosso, è positivo. Sforzo normale negativo significa che c'è compressione, positivo che l'elemento strutturale è soggetto a trazione. Entrambe le condizioni di interfaccia presentano gli stessi andamenti delle sovrasollecitazioni e della deformata.

Infine si riporta il confronto tra le sovrasollecitazioni calcolate analiticamente, con le diverse teorie, e le sovrasollecitazioni calcolate a mezzo del modello numerico in entrambe le condizioni di interfaccia.

- ***Scorrimento impedito*** **(No slip condition, $\tau_{r\vartheta} = \tau_{R\vartheta}$)**

In questo caso il rivestimento si muove insieme al terreno poiché in prossimità dell'interfaccia si generano delle tensioni tangenziali che non consentono lo scorrimento. Per modellare questa situazione non è necessario inserire alcuna interfaccia tra il rivestimento e il terreno; nel caso in cui si inserisse un'interfaccia, essa dovrà avere caratteristiche meccaniche uguali a quelle del mezzo. Inoltre, il coefficiente di riduzione (nel caso di Plaxis2D è $R_{interface}$) dei parametri meccanici del materiale-interfaccia, deve essere posto pari ad uno, in modo tale da mantenere le stesse caratteristiche meccaniche del mezzo nell'interfaccia. Le tensioni tangenziali che si generano in prossimità dell'interfaccia presentano un valore massimo di circa 370 kPa (*Figura 2.4.16*)

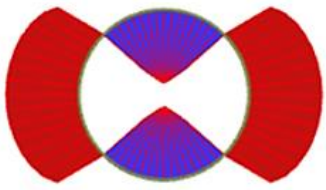


Figura 2.4.16:Tensione tangenziale all'interfaccia (No Slip)

Si riporta in seguito il confronto tra i risultati analitici e i risultati numerici nel caso di condizione di scorrimento impedito (*Figura 2.4.17*).

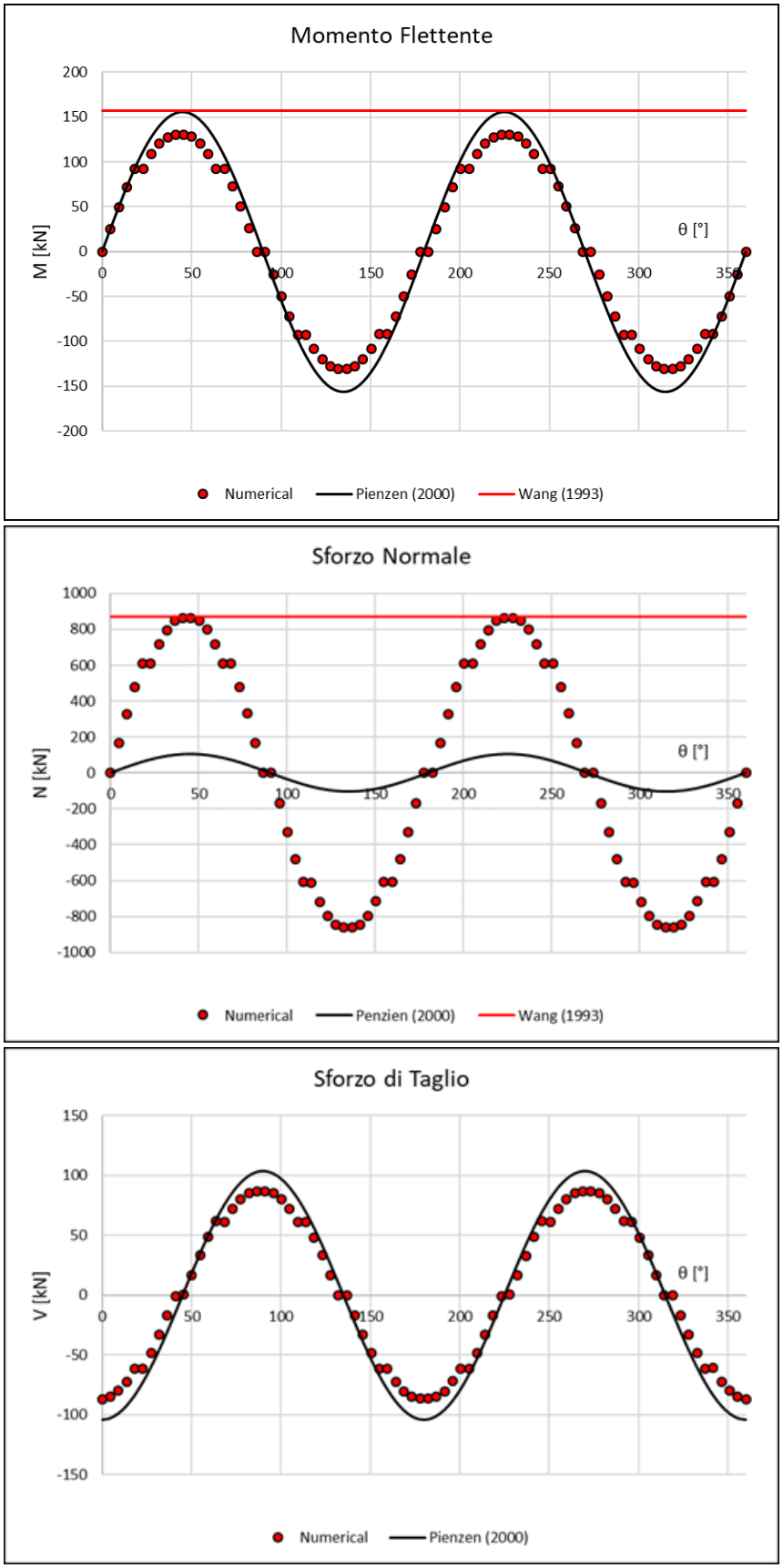


Figura 2.4.17: : Confronto tra i risultati analitici e i risultati numerici (No Slip Condition)

Come già detto in precedenza e come si può vedere dal grafico, la soluzione di *Penzien* sottostima lo sforzo normale (nel caso di scorrimento impedito), conformemente con quanto dimostrato da *Hashash* (2005) [17]. In *Tabella 2.4.11* sono riportate le differenze, espresse in percentuale, tra i risultati analitici e i risultati numerici nel caso di scorrimento impedito.

Tabella 2.4.11: Differenza tra risultati analitici e risultati numerici (No Slip)

No slip	***Penzien (2000)***	***Numerico***	***Differenza***
N_{max} [kN]	103.84	860.87	729.01%
M_{max} [kNm]	155.76	130.28	-19.56%
No slip	***Wang (1993)***	***Numerico***	***Differenza***
N_{max} [kN]	871.15	860.87	-1.19%
M_{max} [kNm]	157.34	130.28	-20.77%

Si può notare che lo sforzo normale calcolato con *Wang* presenta una differenza impercettibile, mentre il momento flettente calcolato con il modello numerico presenta una sottostima del 21% rispetto al modello analitico.

- ***Completo scorrimento*** **(Full slip condition, $\tau_{r\vartheta} = 0$)**

In questo caso il rivestimento non si muove insieme al terreno poiché in prossimità dell'interfaccia non si generano delle tensioni tangenziali. Per modellare questa situazione è necessario inserire una interfaccia tra il rivestimento e il terreno; essa dovrà avere caratteristiche meccaniche diverse da quelle del mezzo, più precisamente dovrebbe avere una resistenza al taglio nulla. Essendo che tale interfaccia è modellata come un mezzo elastico lineare, l'unica possibilità per annullare la sua resistenza al taglio e quella di rendere nulla la sua rigidezza al taglio G. Poiché è legato al modulo di *Young* E attraverso il modulo di *Poisson*, annullare G significa annullare E e ciò porta a dei risultati di output irrealistici. Per questo motivo il coefficiente di riduzione $R_{interface}$ non può essere posto pari a zero, ma deve avere un valore un po' più grande in modo tale da non generare instabilità numeriche. Facendo diversi tentativi si è visto che la condizione che più si avvicina ai modelli analitici è quella con una $R_{interface}$ pari a 0.1.

Le tensioni tangenziali che si generano in prossimità dell'interfaccia sono trascurabili, come ci si aspettava, infatti presentano un valore massimo di circa 13 kPa (*Figura 2.4.18*).

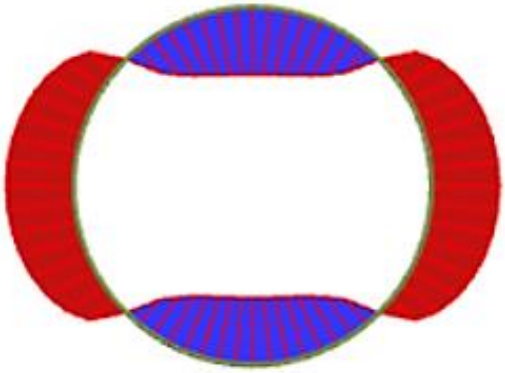


Figura 2.4.18: Tensione tangenziale all'interfaccia (Full Slip)

Si riporta in seguito il confronto tra i risultati analitici e i risultati numerici nel caso di condizione di completo scorrimento (*Figura 2.4.19*).

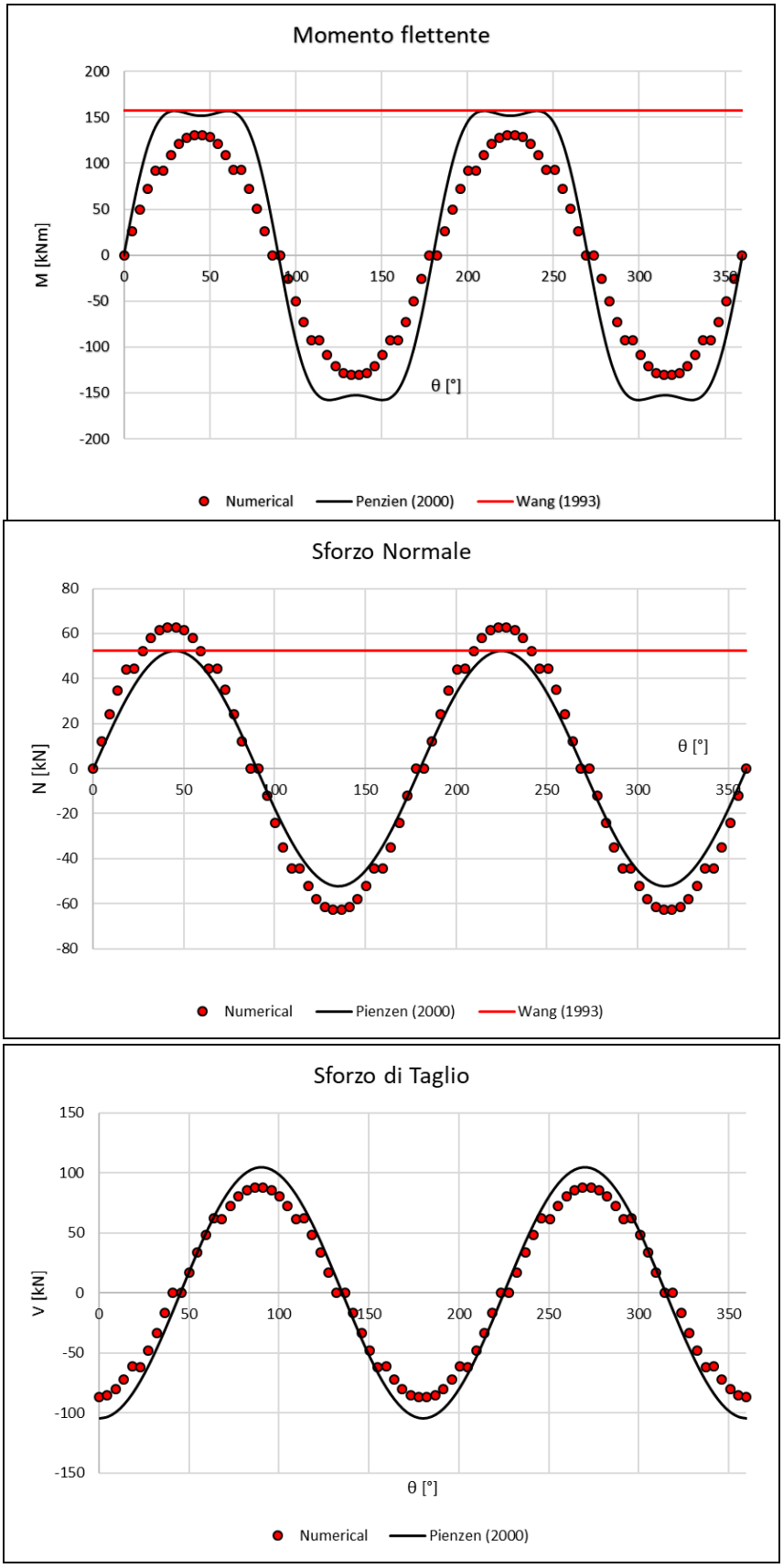


Figura 2.4.19: Confronto tra i risultati analitici e i risultati numerici (Full Slip Condition)

In *Tabella 2.4.12* sono riportate le differenze, espresse in percentuale, tra i risultati analitici e i risultati numerici nel caso di scorrimento libero.

Tabella 2.4.12 Differenza tra risultati analitici e risultati numerici (Full Slip)

Full slip	***Penzien (2000)***	***Numerico***	***Differenza***
N_{max} [kN]	52.44	62.61	16.25%
M_{max} [kNm]	157.34	130.75	-20.34%
Full slip	***Wang (1993)***	***Numerico***	***Differenza***
N_{max} [kN]	52.45	62.61	16.24%
M_{max} [kNm]	157.34	130.75	-20.34%

Si può notare che anche in questo caso il modello numerico fornisce risultati simili a quello analitico, con un massimo scostamento del 20 %. Si può osservare che man mano che si aumenta il valore di $R_{interface}$, i valori delle sollecitazioni di sforzo normale aumentano mentre quelli di momento e taglio rimangono stabili. Per quanto riguarda lacondizione di interfaccia, è possibile considerare una condizione intermedia ($R_{interface} \approx 0.5$) così come suggerito da *Hashash*.

Dall'analisi del confronto tra i risultati si può evincere che il modello numerico, sia nel caso di scorrimento impedito che nel caso di libero scorrimento, è in grado di riprodurre con un certo margine di errore i risultati analitici, dimostrando bontà del modello numerico.

L'utilizzo di analisi pseudo-statiche o di analisi dinamiche semplificate trascurano l'interazione dinamica tra galleria e terreno, la quale può essere modellata con analisi dinamiche complete mediante codici di calcolo numerico. A mezzo di queste modellazioni, che possono essere 2D o 3D, è possibile tenere in considerazione lo stato tenso-deformativo dell'ammasso e il comportamento plastico del terreno e della struttura.

Facendo riferimento a dei modelli fisici realizzati presso lo *Schofield Centre* dell'Università di Cambridge (UK) dove sono state eseguite delle prove in centrifuga su un modello di una galleria a scala ridotta, *Bilotta e Fabozzi* [26] hanno realizzato dei modelli numerici tridimensionali dove, utilizzando i modelli fisici come benchmark, hanno validato con successo il modello numerico tridimensionale. Una volta validato il modello essi hanno analizzato particolari situazioni e ne hanno tratto diverse conclusioni. Tra queste, essi hanno dimostrato che una volta che l'evento sismico si è concluso, il tunnel, oltre ad aver subito per tutta la durata dell'evento le sovrasollecitazioni (che possono portare ad una rottura per fatica), è soggetto ad una percentuale di queste sovrasollecitazioni anche dopo la fine dell'evento sismico (precisamente circa il 30%). In *Figura 2.4.20* è possibile vedere l'andamento delle sovrasollecitazioni nel tempo a seguito di una storia accelerometrica imposta al mezzo.

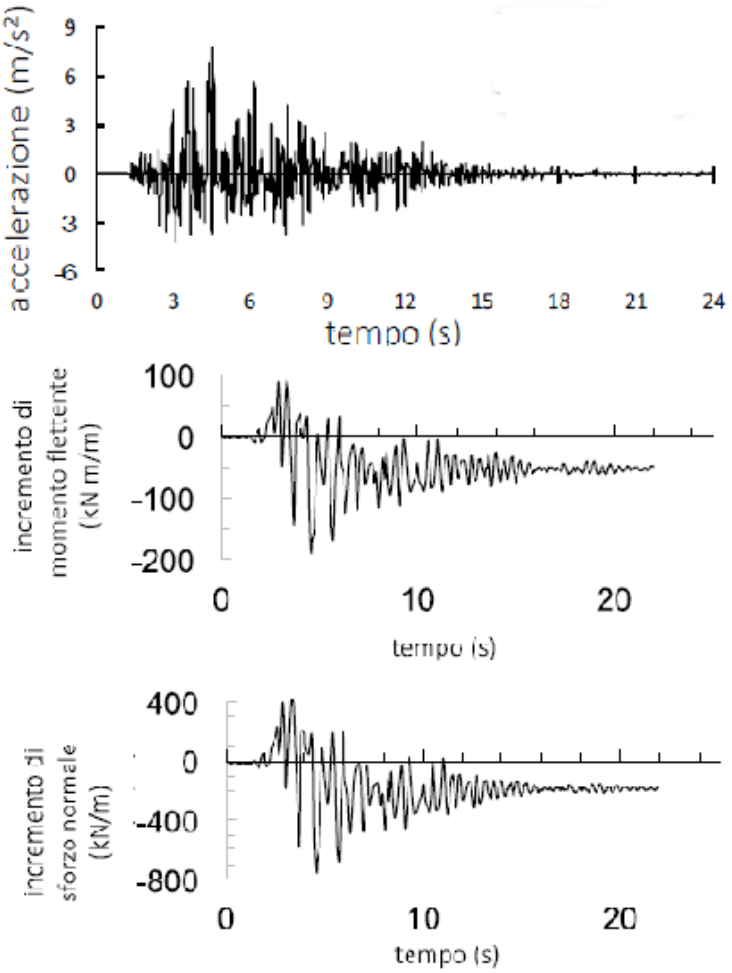


Figura 2.4.20: Andamento delle sovrasollecitazioni dovute ad un evento sismico [26]

Gli autori hanno anche studiato l'influenza del rivestimento segmentato in condizioni sismiche. Hanno dimostrato che, così come in condizioni statiche, le sollecitazioni agenti su un rivestimento segmentato sono inferiori rispetto ad un rivestimento continuo avente lo stesso spessore. Questo è dovuto al fatto che il rivestimento segmentato ha una rigidezza assiale e flessionale più bassa e quindi si carica di meno (*Figura 2.3.21*).

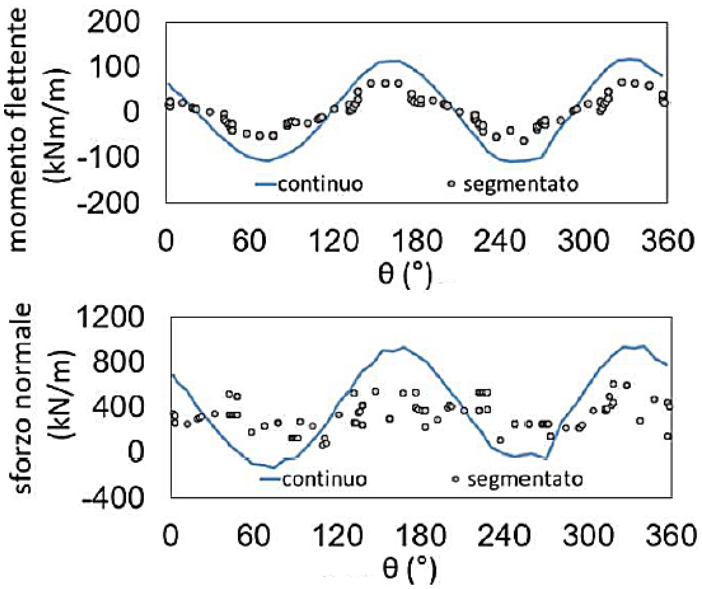


Figura 2.4.21: Confronto tra le sollecitazioni in un rivestimento a conci e in un rivestimento continuo [26]

La struttura a conci presenta una concentrazione di spostamenti e di rotazioni relative in corrispondenza dei giunti. Alla fine dell'evento sismico permangono rotazioni relative tra i conci, entità delle quali, in alcuni casi, è confrontabile con i valori di picco calcolati durante il sisma. Una eccessiva rotazione dei giunti può creare un loro danneggiamento con conseguente perdita di tenuta all'acqua.
Una volta che è stata svolta l'analisi in condizioni sismiche e ricavate le caratteristiche di sollecitazione indotte dal sisma, si può procedere con le verifiche strutturali. A tal fine è necessario che i risultati delle analisi pseudo-dinamiche, in termini di sollecitazioni interne, vengano combinati con i risultati delle analisi statiche. Le NTC2018 non danno precise indicazioni per quanto riguarda le combinazioni delle azioni nel caso di opere in sotterraneo, tuttavia è possibile fare riferimento alla combinazione sismica (62), impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E.

$$\mathrm{E} + G_1 + G_2 + \mathrm{P} + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} \qquad (62)$$

Nel caso di opere in sotterraneo è possibile associare le sollecitazioni alle azioni, e andare a sommare semplicemente le sollecitazioni statiche con le sollecitazioni dinamiche.
Una volta ricavate le sollecitazioni totali si può procedere alle verifiche allo Stato Limite Ultimo di pressoflessione e di taglio.

2.4.3 Risposta della sezione longitudinale

L'azione del sisma sulla galleria in direzione longitudinale induce delle deformazioni flessionali e assiali (*Figura 2.4.22*).

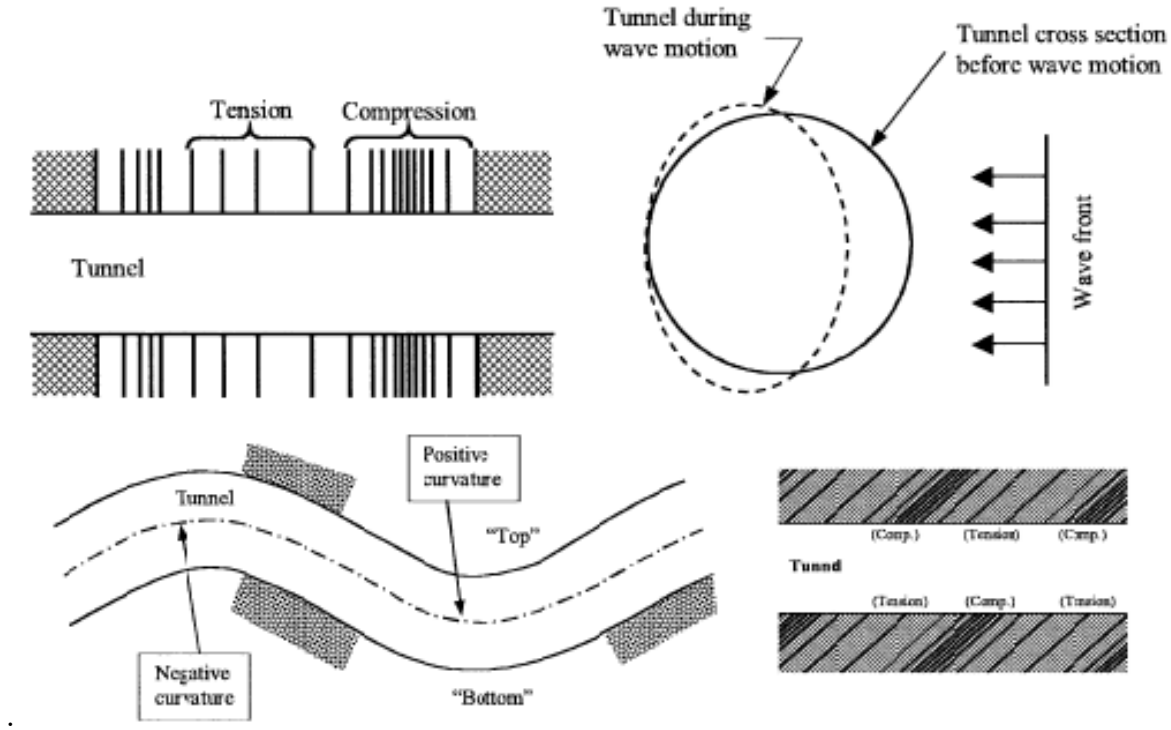


Figura 2.4.22: Deformazioni assiali e flessionali indotte dal sisma

Esistono diversi metodi di analisi del comportamento delle gallerie soggette a un'azione sismica che si propaga in direzione longitudinale [26]:

- Metodo della deformazione in campo libero (St. John & Zahrah, 1987) [18];
- metodo di deformazione sismica;
- metodi a molle;
- metodo a masse e molle con un grado di libertà;
- metodi a masse e molle con più gradi di libertà.

I primi due metodi ignorano la massa della galleria, di conseguenza non tengono in conto l'interazione inerziale terreno-struttura; le sollecitazioni calcolate vengono comunque successivamente modificate per tenere conto dell'interazione, attraverso coefficienti correttivi che sono funzione della rigidezza relativa terreno-struttura. I metodi a molle modellano l'interazione dinamica tra una trave elastica dotata di massa, che rappresenta il rivestimento della galleria, e gli elementi a molla visco-elastici che rappresentano il terreno (privo di massa). Per quanto riguarda i modelli a massa e molle, essi considerano anche l'inerzia del terreno nella soluzione dell'equilibrio dinamico. Nel modello ad un grado di libertà il terreno è modellato come una singola massa concentrata, mentre in quello a più gradi di libertà come una fila verticale di masse concentrate.
In alternativa si può ricorrere ad analisi numeriche 3D dinamiche complete: esse sono in grado di simulare l'intero processo di interazione dinamica tra galleria e terreno al passaggio di onde sismiche, e forniscono un quadro realistico della risposta dinamica della galleria.
Bilotta e Fabozzi [26] hanno realizzato un modello 3D per studiare la risposta sismica della sezione longitudinale. Per simulare tale fenomeno e trovare gli incrementi delle caratteristiche di sollecitazione lungo l'asse longitudinale del tunnel è necessario realizzare un modello tridimensionale, ed applicare in prossimità dell'interfaccia, Soil-Bedrock, una storia accelerometrica asincrona, poiché se si inserisce una storia accelerometrica sincrona (l'input sismico viene applicato uniformemente all'intera superficie di base) ogni punto del terreno, e quindi del tunnel, subisce la stessa accelerazione allo stesso istante di tempo e di conseguenza si avranno degli spostamenti rigidi del tunnel, senza nessun incremento delle caratteristiche di sollecitazione. Per riprodurre la propagazione longitudinale delle onde sismiche (input asincrono) essi hanno diviso il bedrock in strisce (*Figura 2.4.23*) ed hanno applicato ad ogni superficie la stessa storia accelerometrica sfalsata con un ritardo temporale (T_L,Time Lag); di conseguenza l'onda nella prima superficie inizia a propagarsi ($T_L = 0$) verso il piano campagna, dopo un certo tempo pari a T_L l'onda della seconda superficie inizia a propagarsi e così via. A mezzo di un'onda sismica asincrona è dunque possibile simulare la propagazione delle onde sismiche lungo la direzione longitudinale.

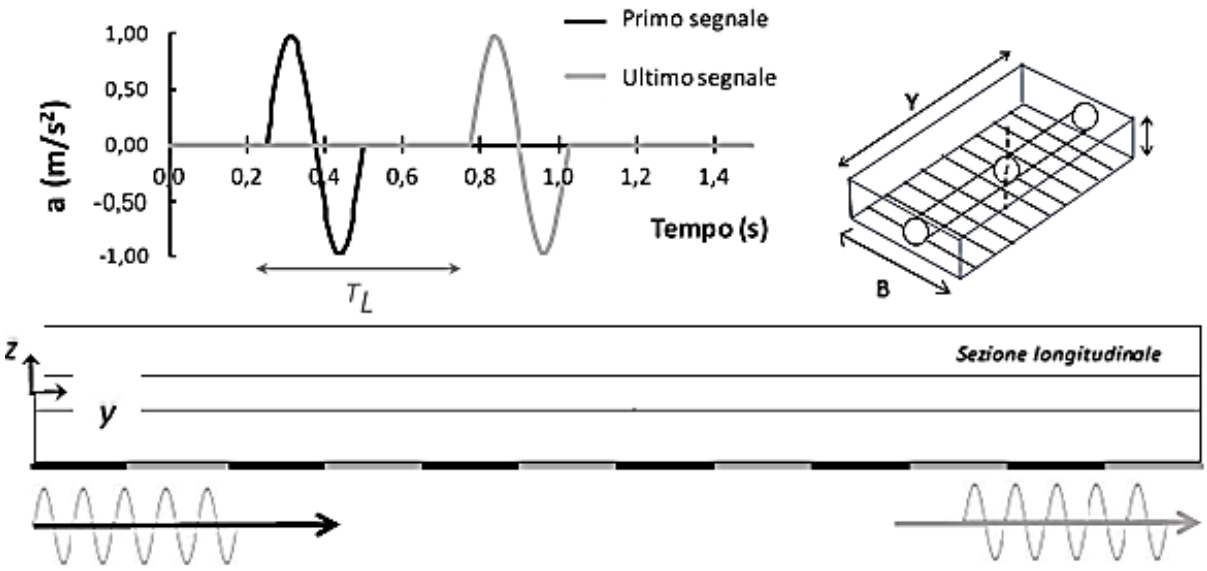


Figura 2.4.23: Asincronismo del moto sismico [26]

In questo modo i punti lungo la sezione longitudinale verranno investiti in tempi diversi; il punto che si trova all'origine degli assi sarà il primo ad essere assoggettato all'onda sismica mentre un altro punto ad una distanza y dall'origine, verrà sollecitato dopo un certo intervallo di tempo, che prende il nome di tempo di arrivo. In questo modo, essendo che ogni punto della sezione longitudinale del tunnel si deforma in un tempo differente, esso non è soggetto più ad uno spostamento rigido ma a spostamenti differenziali. Il rivestimento sarà soggetto a sollecitazioni di sforzo normale lungo l'asse della galleria, momento flettente nel piano orizzontale e da uno sforzo di taglio perpendicolare all'asse della galleria. (*Figura 2.4.25*). Tuttavia, le sollecitazioni flessionali e di taglio sono in genere trascurabili rispetto all'incremento di sforzo assiale [16].

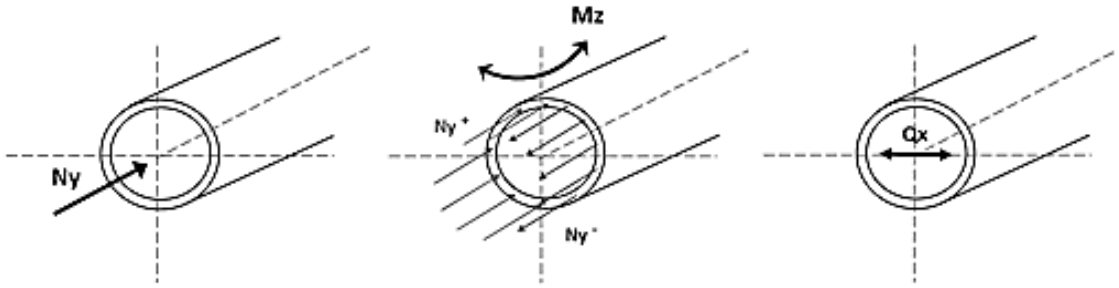


Figura 2.4.24: Caratteristiche di sollecitazione lungo la direzione longitudinale del tunnel [26]

Per far fronte a queste sovrasollecitazioni, è necessario inserire un'armatura di ripartizione in direzione longitudinale. Generalmente la scelta di armatura lungo la direzione longitudinale non deriva da un'analisi delle sollecitazioni; di solito viene utilizzata un'armatura di 1Φ16/30 cm in estradosso e in intradosso [16] o comunque un'armatura avente un'area complessiva pari ad 1/5 di quella inserita lungo la sezione trasversale. Nel caso in cui si è in una zona ad elevata pericolosità sismica è necessario condurre l'analisi lungo la direzione longitudinale, valutare gli incrementi di sollecitazione, dimensionare le sezioni ed effettuare le verifiche.

2.5 Considerazioni finali

Durante la fase di analisi e modellazione, una volta che sono state scelte le sezioni tipo da utilizzare, è necessario valutare l'intensità dell'azione stabilizzante che è necessario esercitare per poi dimensionare e verificare le sezioni tipo. A tal fine, come si è potuto vedere, si può ricorrere ai metodi numerici agli elementi finiti per analizzare il comportamento statico e dinamico della struttura, in modo tale da ricavare gli spostamenti e le sollecitazioni a cui sono soggette i rivestimenti e quindi dimensionare e verificare quest'ultimi, andando a stabilire le quantità di armature da disporre.
Finita la fase di dimensionamento, si inizia la fase costruttiva e quindi di verifica dove si andranno a monitorare gli spostamenti. Tuttavia, nel caso di tunnel superficiali è necessario valutare, in fase progettuale, l'interferenza tra lo scavo e le strutture limitrofe, edifici o sottoservizi che siano. A tale scopo, nel seguente capitolo, verrà illustrata la metodologia per la valutazione del rischio a cui sono soggette le strutture, in superficie (edifici) e in sotterraneo (tubazioni, fogne, etc..) a causa dell'apertura della cavità.

3 Analisi delle interferenze

3.1 Generalità

Lo scavo di gallerie in ambito urbano provoca necessariamente un disturbo in superficie, inducendo cedimenti (di entità variabile in funzione della profondità della galleria dal piano di fondazione degli edifici, dalle caratteristiche geotecniche dei terreni, etc..) nei fabbricati e nelle strutture ricadenti nell'area di influenza dello scavo. Per tale ragione, la realizzazione di strutture interrate in aree urbane richiede un'analisi delle problematiche legate agli scavi. Analogamente lo scavo all'interno di opere di sostegno, quali diaframmi o paratie, genera a tergo degli stessi, un disturbo nel terreno che potrebbe comportare cedimenti in corrispondenza dei fabbricati. Tali effetti devono essere valutati e, ove necessario, mitigati in maniera preventiva, operando, quindi, prima dell'effettuarsi degli scavi e mantenendo sotto osservazione il loro evolversi attraverso un accurato monitoraggio dei fenomeni tenso-deformativi nel terreno e nelle strutture, ponendo eventualmente in opera le contromisure per ricondurre le varie situazioni entro i limiti previsti.

Viene in seguito presentata una metodologia di analisi delle interferenze, che contempla la previsione dei cedimenti in superficie dovuti allo scavo del tunnel, da effettuarsi sia analiticamente che numericamente. La previsione del bacino di subsidenza rappresenta il punto di partenza per l'analisi delle interferenze; partendo da queste previsioni è possibile stimare il rischio a cui sono soggetti le strutture in superficie e le strutture interrate. In letteratura esistono diverse metodologie per il calcolo del rischio sugli edifici indotto dallo scavo di un tunnel, alcune di queste saranno illustrate nel presente capitolo. Tuttavia, per assegnare ad ogni edificio la classe di rischio è necessario tenere in considerazione anche il tipo e le condizioni strutturali dell'edificio, assegnando ad ogni edificio un indice di vulnerabilità.

Ovviamente, anche la più sofisticata analisi dei cedimenti può comportare dei problemi in fase di costruzione, poiché qualsiasi analisi effettuata, sofisticata o meno che sia, restituisce dei risulti di output che dipendono esclusivamente dai parametri geomeccanici del mezzo, i quali vengono ricavati durante la fase di indagine. Essendo la stima dei parametri geomeccanici affetta per sua natura, da un elevato grado di incertezza è probabile che, anche a mezzo di analisi molto sofisticate, si abbiano dei problemi durante la fase costruttiva. È per tale motivo che durante la fase operativa si devono eseguire accurati monitoraggi dei fenomeni tenso-deformativi nel mezzo e nelle strutture, ponendo in opera eventuali contromisure per ricondurre le varie situazioni entro i limiti previsti.

3.2 Previsione dei cedimenti superficiali

3.2.1 Modello Analitico

I cedimenti del terreno sono una conseguenza inevitabile dello scavo e della costruzione di un tunnel poiché l'apertura di una cavità causa il rilascio dello stato tensionale. Per evitare tali cedimenti si dovrebbe inserire, istantaneamente, un rivestimento infinitamente rigido, questo, ovviamente, è impossibile poiché non si può inserire il rivestimento in prossimità del fronte, ma solo ad una certa distanza; questa comporterà un rilascio tensionale (diminuzione della tensione di contenimento del fronte) e quindi l'innesco della risposta deformativa del mezzo (preconvergenza, estrusione e convergenza) in prossimità del tunnel. I fenomeni deformativi del terreno, che si instaurano a seguito dello scavo, si ripercuotono in superficie; da questo si può facilmente dedurre che i cedimenti in superficie saranno maggiori se è minore la copertura del tunnel.

I cedimenti totali sono composti da tre aliquote [5]:

- *Cedimenti immediati* (*breve termine*) causati dallo scavo della galleria, essi dipendono soprattutto dalla stabilità del fronte di scavo ma anche dalla distanza dal fronte dell'installazione del rivestimento del tunnel (rilascio tensionale).
- *Deformazione del rivestimento del tunnel*. È rilevante per gallerie di grande diametro a bassa profondità.
- *Cedimenti di consolidamento* (*lungo termine*): si ha il consolidamento primario (che normalmente si verifica in terreni coesivi o comprimibili durante la dissipazione delle sovrapressioni interstiziali) e il consolidamento secondario (dovuto al fluage).

Durante il processo di scavo, i processi deformativi del mezzo, quali la preconvergenza, la convergenza e l'estrusione, richiedono la rimozione di un volume maggiore di terreno rispetto al volume teorico. Questo volume extra scavato è noto come *perdita di volume* (*Volume Loss* V_L). Esso è funzione del mezzo, delle fasi costruttive (rilascio tensionale), del diametro del tunnel, del metodo di scavo, della rigidezza del supporto di prima fase ma soprattutto dalla rigidezza del nucleo di avanzamento.

Nella maggior parte dei casi, il volume netto della superficie di subsidenza (V_S) è approssimativamente uguale alla perdita di volume, V_L, alla profondità del tunnel (*Figura 3.2.1*).

Tuttavia, si può osservare che se si è in condizioni non drenate (assenza di variazioni volumetriche) $V_S = V_L$ mentre in condizioni drenate (presenza di variazioni volumetriche) $V_S < V_L$ [5].

Nonostante il fatto che la presenza di strutture esistenti sulla superficie del terreno modifichi lo sviluppo dei cedimenti, è importante studiare lo sviluppo del bacino di subsidenza indotto dall'apertura della cavità, in condizioni di campo libero (greenfield), ovvero senza considerare la presenza delle strutture.

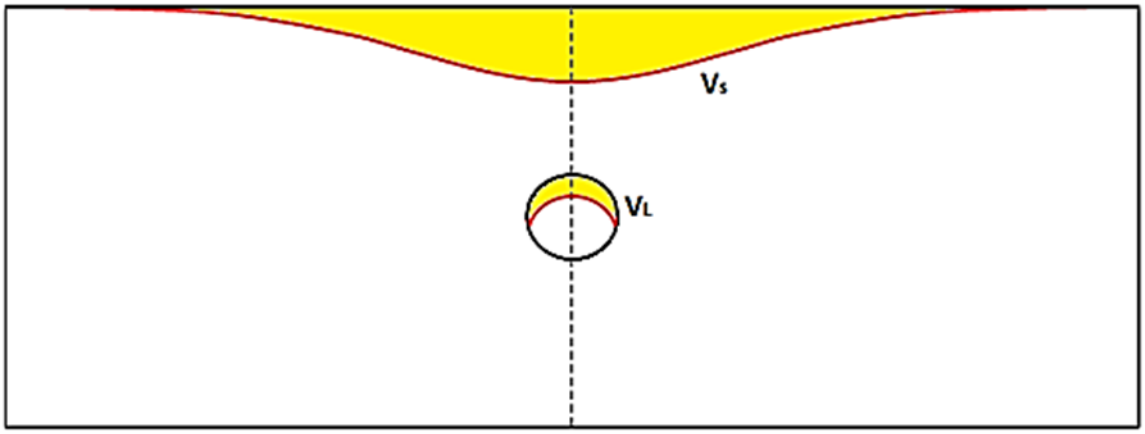


Figura 3.2.1: Schema rappresentativo del volume perso e del volume di subsidenza

Negli ultimi 50 anni diversi studiosi hanno analizzato il problema dei cedimenti indotti dallo scavo di un tunnel, in condizioni di greenfield, e sono stati pubblicati diversi articoli degni di nota. Nel 1969 a Città del Messico, *Ralph Peck* [27] presentò un inquadramento generale del problema. Dopo Peck molti altri studiosi si sono occupati di questo argomento tra cui *Rankin* (1988) [28], *Mair & Taylor* (1997) [29].

Lo studio per la definizione del bacino di subsidenza indotto dallo scavo di una galleria si basa sulle seguenti ipotesi [30]:

- Condizioni di campo libero (superficie orizzontale e assenza di sovraccarichi);
- Terreno omogeneo ed isotropo;
- Cedimento calcolato per una sezione distante dal fronte in condizione 2D (λ=1);
- Deformazioni del terreno a volume costante (condizioni non drenate).

Applicando le formulazioni analitiche, è stata ottenuta una distribuzione dei cedimenti assimilabile ad una curva di probabilità gaussiana (*Figura 3.2.2*) con il massimo cedimento verticale S_{max} lungo l'asse del tunnel, mentre quello longitudinale presenta la forma di una curva di probabilità gaussiana cumulata.

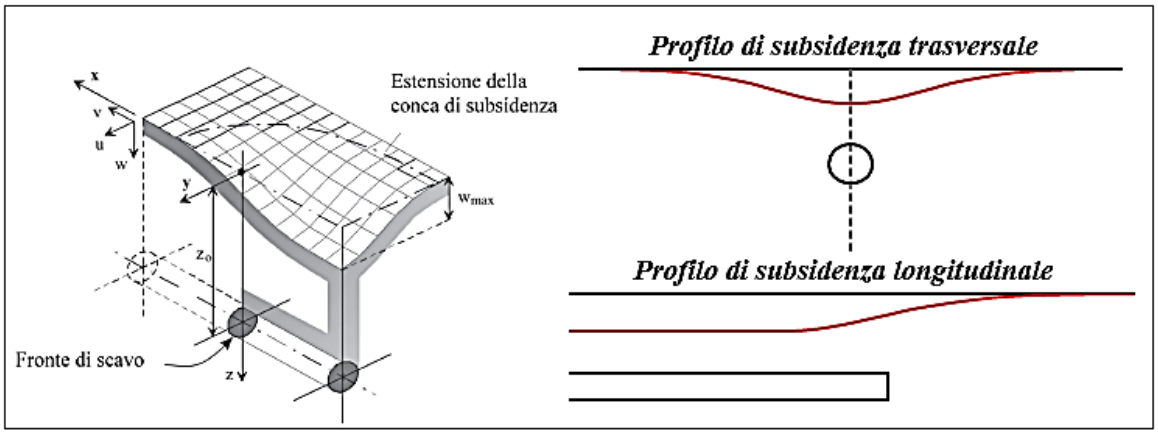


Figura 3.2.2: Cedimenti del terreno indotti dallo scavo di un tunnel

Il bacino di subsidenza trasversale ha una estensione pari a circa 3*i* dall'asse galleria, essendo *i* la distanza del punto di flesso dall'asse della galleria. Quest'ultimo divide il bacino di inflessione in tre parti: la porzione centrale del bacino, che prende il nome di ***sagging*** (deformazioni di compressione) e le due porzioni laterali che prendono il nome di ***hogging*** (deformazioni di trazione) (*Figura 3.2.3*).

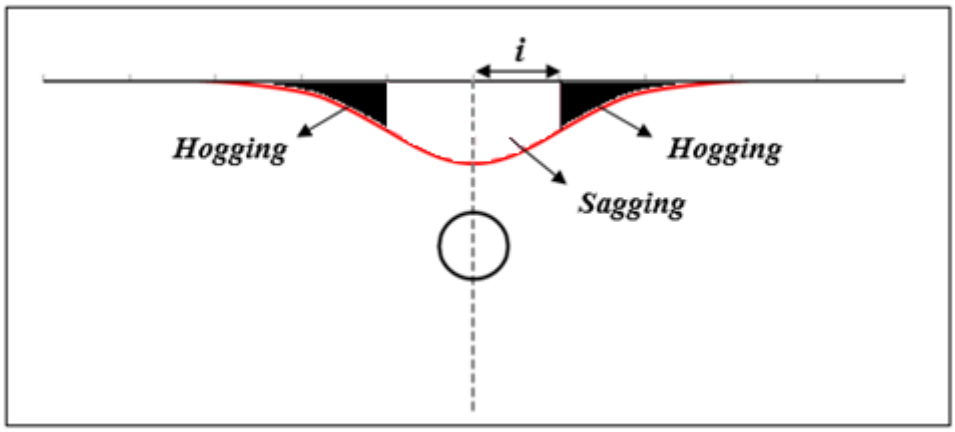


Figura 3.2.3: Curva di subsidenza trasversale

Attewell e Woodman (1982) [31] hanno messo a punto una espressione generale per calcolare la superficie di subsidenza, che consente di ricavare sia la curva di subsidenza trasversale che longitudinale. In seguito, si analizzerà l'andamento della curva di subsidenza trasversale. Tale curva è descritta dalla seguente espressione (63):

$$s_v = s_{max} \cdot \ exp\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right) \tag{63}$$

Dove:

s_{max}:	Massimo cedimento verticale in asse galleria
S_v:	Cedimento verticale a distanza y
y:	Distanza di un punto generico dall'asse della galleria
i:	Distanza tra il punto di flesso e l'asse della galleria

Se si integra la curva gaussiana rispetto a y, si ottiene l'area sottesa ovvero il volume del bacino di subsidenza Vs per unità di lunghezza del tunnel (64):

$$V_S = \int_{-\infty}^{+\infty} s_v = \sqrt{2\pi} \cdot i \cdot s_{max} \tag{64}$$

È possibile definire il Volume loss V_L come il rapporto tra il V_S e l'area di scavo A_S del tunnel (65), infatti esso rappresenta la percentuale di scavo extra necessaria per mantenere l'area di scavo teorica A_S. Di conseguenza Vs è definita come una percentuale (V_L) dell'area di scavo As.

$$V_L = \frac{V_S}{A_S} \tag{65}$$

È, dunque, possibile riscrivere la (63) nella seguente forma:

$$s_v = \frac{V_L \cdot A_S}{i\sqrt{2\pi}} \cdot \ exp\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right) \tag{66}$$

Tale funzione presenta due parametri, i quali dipendono dalle caratteristiche del mezzo e dalla geometria.

Il valore del parametro *i* è in genere stimato a mezzo di criteri empirici. In letteratura esistono diverse relazioni, tra cui:

- *Schmidth* (1969) [32] (67);

$$\frac{2i}{D} = K \cdot \left(\frac{z_0}{D}\right)^n \tag{67}$$

- *O'Reilly & New* (1982) [33] (68).

$$i = K \cdot z_0 \tag{68}$$

Avendo indicato con z_0 la profondità dell'asse della galleria, con *D* il suo diametro e con *K* un parametro che dipende dalla natura del terreno e dalle sue caratteristiche di addensamento e consistenza.
I valori del parametro *K* sono tipicamente compresi tra 0.2 e 0.3 per sabbie sopra la falda, tra 0.4 e 0.5 per argille consistenti e tra 0.6 e 0.7 per argille tenere [5]. Si può notare (*Figura 3.2.4*) come varia la curva di subsidenza al variare del parametro *K* (e quindi di *i*) a parità di Volume loss.

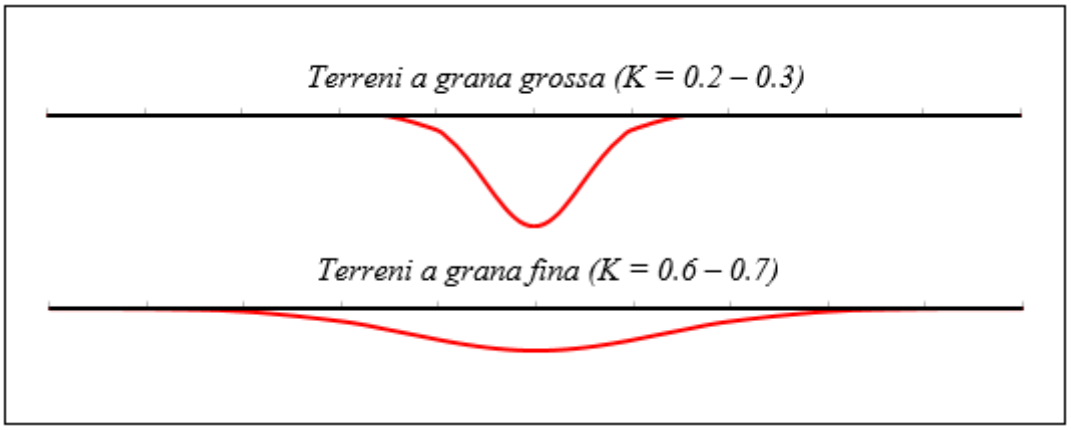


Figura 3.2.4:Curva di subsidenza nei terreni a grana grossa e nei terreni a grana fina

Nel caso in cui si è interessati a conoscere il cedimento al piano di fondazione, sostituendo (z_0 - *z*), con z profondità del piano di fondazione, si rischia di sovrastimare il cedimento massimo e di sottostimare la larghezza della curva di subsidenza (S_{max} maggiore e *i* minore). Se si hanno a disposizione risultati di monitoraggio per la calibrazione, è possibile affinare la soluzione utilizzando la formulazione di *Moh*, (1996) [34], nella quale compare il parametro *m* da calibrare.

$$i_z = \left(\frac{D}{2}\right)\left(\frac{z_0}{D}\right)^{0.8}\left(\frac{z_0 - z}{z_0}\right)^m \tag{69}$$

Gli spostamenti ai quali si è fatto finora riferimento derivano dalle nuove condizioni di equilibrio che si manifestano a seguito dell'avanzamento del fronte di scavo e della realizzazione del rivestimento. Nei terreni a grana fina, le deformazioni aggiuntive si possono manifestare per gallerie sottofalda, a causa delle variazioni di pressione interstiziale indotte dallo scavo e dall'azione di drenaggio del rivestimento. Queste deformazioni si manifestano

progressivamente nel corso del processo di consolidazione conseguente la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali e i corrispondenti cedimenti superficiali si sommano a quelli indotti dallo scavo, tendendo, in genere, ad allargare la conca di subsidenza. Di questi ulteriori fenomeni esiste un'ampia evidenza sperimentale e sono disponibili studi parametrici [30].
Se si hanno più strati di terreno, è consigliabile calcolare un valore di *k* equivalente, pesato sugli spessori dei diversi strati [5].
Per quanto riguarda il Volume loss V_L, esso dipende dalla tecnica di scavo e dalle caratteristiche del terreno, varia entro un range 0.5% - 2% e in alcuni casi può raggiungere anche il 3 %. Nel caso di scavo meccanizzato, solitamente, non supera lo 0.5%. Tuttavia, sotto l'ipotesi di deformazioni volumetriche nulle, è possibile ricavare il volume loss in funzione del diametro dello scavo D e dello spostamento radiale del tunnel u_r (70).

$$V_L = \frac{4u_r}{D} \tag{70}$$

Per la valutazione delle componenti orizzontali degli spostamenti, si ammette che i vettori spostamento nel piano ortogonale all'asse della galleria siano diretti verso il centro della galleria [30]. Indicando con α l'angolo che il vettore spostamento totale forma con la direzione verticale, è possibile stimare gli spostamenti orizzontali. È possibile ricavare tale angolo in funzione della profondità del tunnel e della posizione del punto considerato (71).

$$s_h = \frac{y}{z_0} \cdot s_v \tag{71}$$

Andando a derivare lo spostamento orizzontale rispetto all'ascissa *y*, è possibile ricavare la deformazione orizzontale (72)

$$\varepsilon_h = \frac{ds_h}{dy} = \frac{s_{max}}{z_0}\left(1 - \frac{y^2}{i^2}\right) e^{\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right)} \tag{72}$$

L'andamento degli spostamenti verticali, orizzontali e delle deformazioni orizzontali del terreno è rappresentato in *Figura 3.2.5*.

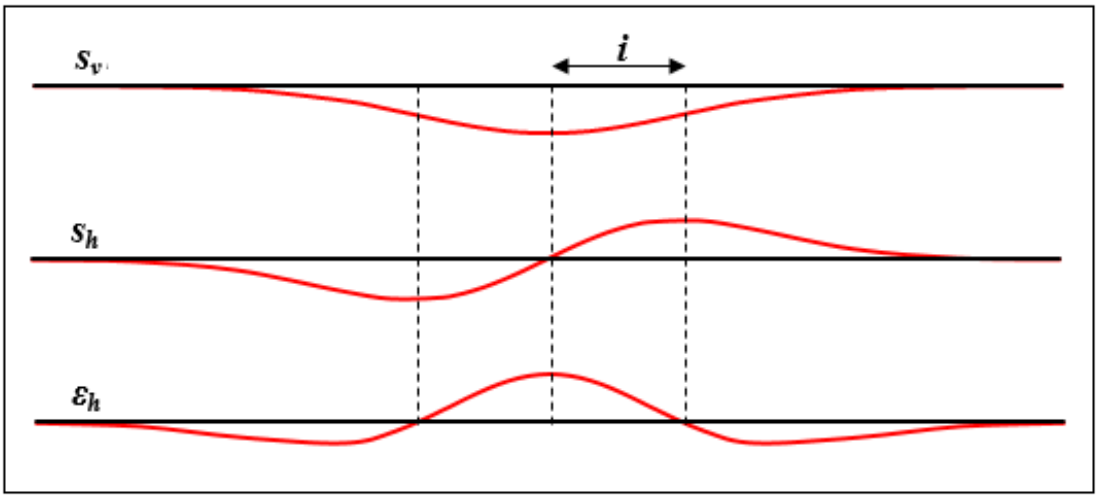


Figura 3.2.5: Andamento degli spostamenti verticali, orizzontali e delle deformazioni orizzontali

Solitamente i cedimenti in superficie lungo l'asse longitudinale, iniziano in corrispondenza di una data sezione a partire da una distanza pari a 1 – 1.5 volte il diametro di scavo e terminano ad una distanza di 2 – 3 volte il diametro di scavo a tergo del fronte. Il loro andamento può essere descritto analiticamente [5] [31]; in genere il cedimento verticale in asse galleria al fronte di scavo S_v risulta essere il 50% del valore massimo $S_{max.}$

Come si è potuto notare, è possibile risolvere interamente il problema dell'analisi di subsidenza (greenfield) per via analitica, tuttavia per fare ciò è necessaria la stima di due parametri (V_L e i) che permettono la calibrazione del modello. La stima di questi due parametri non è semplice, soprattutto nel caso di terreni stratificati e disomogenei ma anche nel caso in cui si effettuano dei trattamenti di miglioramento del fronte di scavo. In tali casi è possibile ricorrere al calcolo numerico per la stima del bacino di subsidenza. Nel caso in cui è necessario valutare il bacino di subsidenza per un certo numero di sezioni, l'utilizzo del metodo numerico diventa oneroso in termini di tempo, tuttavia è possibile accoppiare i modelli (analitico e numerico) per stimare i due parametri V_L e i, per ogni zona a comportamento tenso-deformativo omogeneo, in modo tale da far coincidere la curva di subsidenza analitica e la curva di subsidenza numerica. Una volta stimati i due parametri si può utilizzare il modello analitico per le diverse sezioni a comportamento tenso-deformativo omogeneo, e ricavare le curve di subsidenza per ogni sezione dell'intero tracciato.

3.2.2 Modello numerico

Come detto in precedenza, è possibile servirsi di un modello numerico per tarare i parametri del modello analitico. La costruzione del modello numerico segue gli stessi passi che sono stati illustrati nel capitolo due. Una volta che è stato costruito il modello e che sono stati eseguiti i calcoli è possibile analizzare i cedimenti indotti dallo scavo del tunnel (*Figura 3.2.6*).

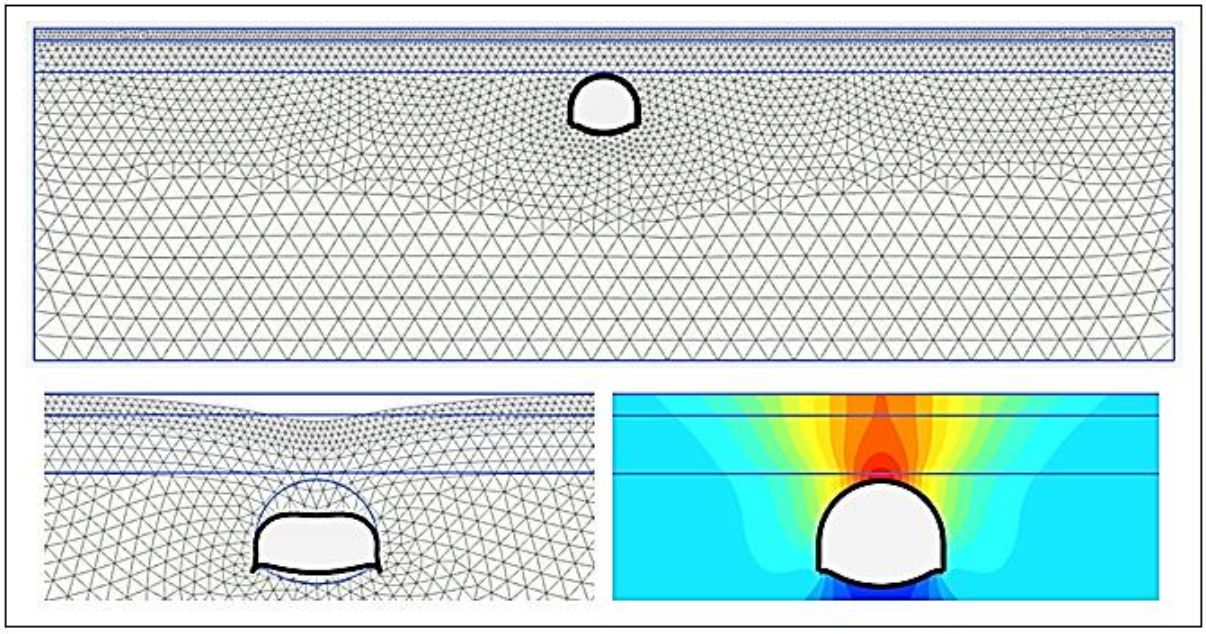


Figura 3.2.6: Curva di subsidenza numerica

Nota la curva di subsidenza numerica è possibile fare affidamento su di essa per stimare i parametri i e V_L. Per quanto riguarda la distanza del flesso dall'asse della galleria si prende quella del modello numerico andando a vedere dove si trova il punto di flesso e misurando tale

distanza. Per quanto riguarda il calcolo del Volume loss numerico si va a calcolare il volume per unità di lunghezza dei cedimenti *Vs* (*Figura 3.2.7*) (73) in superficie e si divide per l'area del tunnel *As* (65).

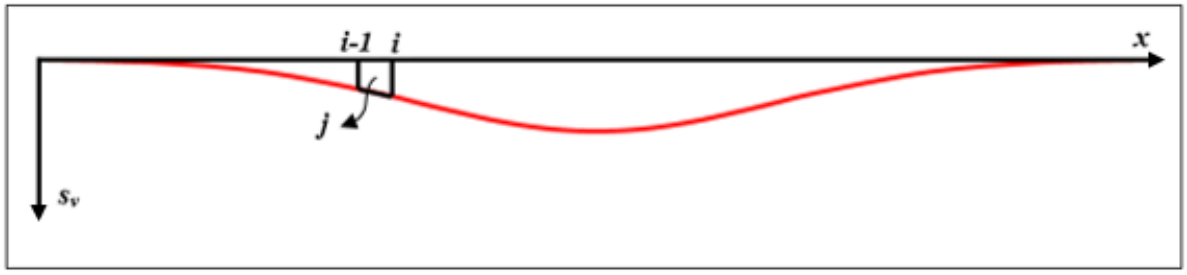


Figura 3.2.7: Elemento infinitesimo della curva di subsidenza

$$V_S = \sum_{j=1}^{n} \frac{(s_{v,(i-1)} + s_{v,i}) \cdot (x_i - x_{(i-1)})}{2} \qquad (73)$$

Una volta ricavati i due parametri a mezzo del modello numerico (che consente di tenere in considerazione eventuali sovraccarichi in superficie, diverse stratigrafie ed altre condizioni al contorno) è possibile calibrare il modello analitico e ricavare la curva di subsidenza per ogni sezione dei tratti a comportamento tenso-deformativo omogeneo con le quali è stato suddiviso l'intero tracciato durante la fase di diagnosi. È quindi necessario realizzare un modello numerico per ogni tratto a comportamento tenso-deformativo omogeneo e tarare il corrispondente modello analitico. Una volta ricavate le curve di subsidenza analitiche si può passare allo studio dell'interferenza con le strutture sovrastanti il tunnel, andando ad assegnare ad ogni struttura la sua corrispondente classe di rischio, in funzione delle caratteristiche della struttura e della curva di subsidenza. Nel caso in cui il rischio risulta essere eccessivo è necessario predisporre degli interventi di stabilizzazione, in modo da ridurre l'entità dei cedimenti superficiali e quindi il rischio delle strutture. A tal fine, si può ricorrere a degli interventi di precontenimento. Una volta deciso l'intervento di precontenimento da realizzare è necessario ripetere la stessa procedura per verificare la sua efficacia, quindi si dovranno realizzare altri modelli numerici (tenendo in considerazione il precontenimento), tarare i modelli analitici e rifare l'analisi delle interferenze con gli edifici e calcolare il rischio indotto dallo scavo del tunnel per ogni edificio. Se tale rischio è accettabile significa che l'intervento di precontenimento è efficace, se non lo è bisogna considerare un altro tipo di precontenimento e rifare la stessa procedura.
Per ciò che riguarda la curva di subsidenza longitudinale, si può ricavare anche numericamente a mezzo di modelli 3D e di modelli 2D longitudinali.

3.3 Interferenza con gli edifici

La valutazione del rischio di danno agli edifici in superficie dovuto ai cedimenti superficiali indotti dallo scavo di un tunnel, consiste in due gruppi di attività [5]:

- Building Condition Survey (BCS);
- Building Risk Assessment (BRA).

L'indagine sulle condizioni degli edifici (BCS) ha lo scopo di indagare sullo stato d'arte degli edifici per poi valutare il rischio (BRA) dovuto ai cedimenti.

3.3.1 Building Condition Survey (BCS)

Il BCS consiste nella raccolta di informazioni sulla storia degli edifici, ricadenti all'interno della zona di influenza delle opere di costruzione sotterranee, e sulle sue caratteristiche (prima della costruzione), attraverso le quali si valuta la vulnerabilità dell'edificio.

Ad ogni edificio è assegnato un numero di riferimento univoco, fondamentale per il controllo e la comunicazione delle informazioni relative a ciascuna proprietà. Per la fase di indagine precedente alla costruzione, le attività per ogni singolo edificio si concentrano sui seguenti aspetti [5]:

- *Ricerca d'archivio* per raccogliere informazioni su: l'età dell'edificio, i disegni del progetto, il tipo e la profondità delle fondazioni, il numero di piani, il tipo di struttura portante, la storia dei precedenti lavori di riparazione e l'aggiunta di extra piani. La ricerca determinerà anche se l'edificio è inscritto in elenchi di beni storici o architettonici che lo renderanno un edificio particolarmente sensibile.
- *Ispezione visiva delle condizioni dell'edificio*: tutte le parti visibili di un edificio saranno ispezionate e riportate per quanto riguarda l'utilizzo, l'osservazione delle crepe e la verticalità, l'elenco dei difetti e le registrazioni fotografiche.

Le fotografie devono includere: foto di identificazione della facciata; fotografia di ogni elevazione; fotografie generali dell'interno per stabilire le condizioni generali; fotografie dettagliate di difetti rilevanti in cui l'uso di disegni e testo descrittivo non sono adeguati (ad esempio aree di penetrazione dell'umidità, segni significativi di cedimenti strutturali e fessurazioni, fessurazioni complesse).

Il risultato del BCS precedente alla costruzione verrà utilizzato per valutare la vulnerabilità degli edifici ispezionati. La vulnerabilità è una caratteristica intrinseca di un edificio che dipende dalla sua storia e che esprime fino a che punto le condizioni dell'edificio sono ottimali e perfette. Maggiore è la vulnerabilità, minore è la sua tolleranza verso la deformazione addizionale, prima di esibire un tipo specifico di danno.

È possibile esprimere la vulnerabilità attraverso un cosiddetto Indice di Vulnerabilità I_V [35] che deriva da un'analisi delle informazioni raccolte durante il BCS.

L'indice di vulnerabilità verrà poi utilizzato per stabilire un eventuale fattore riduttivo dei valori limite dei parametri di controllo che compaiono nelle classificazioni di rischio, le quali sono generalmente riferite a fabbricati in buono stato di conservazione.

La valutazione dell'indice deriva dall'analisi delle informazioni reperite nella fase di indagine e raccolte nelle schede di rilievo, attraverso l'uso del giudizio ingegneristico, in base agli aspetti che influenzano in modo diretto i seguenti macro-aspetti:

- comportamento strutturale del fabbricato (tipologia di struttura, numero di piani, confini in pianta dell'immobile);
- tipologia e profondità delle fondazioni;
- funzionalità dell'immobile e destinazione d'uso;
- Quadro fessurativo generale;
- Orientamento della struttura rispetto all'asse della galleria;

A ciascuna voce sono assegnati diversi valori e un peso complessivo; la somma di tutti i pesi rappresenta l'indice di vulnerabilità dell'edificio ($I_{v,max}$ = 100). A valori bassi dell'indice corrispondono situazioni migliori dal punto di vista della capacità dell'edificio di sopportare deformazioni, ossia più è basso l'indice di vulnerabilità meno vulnerabile è l'edificio. Tale indice è classificato in cinque categorie, con diversi gradi di gravità:

- $0 < I_v < 20$ → trascurabile
- $20 < I_v < 40$ → bassa
- $40 < I_v < 60$ → media
- $60 < I_v < 80$ → alta
- $80 < I_v < 100$ → elevata

Il calcolo dell'indice si effettua a mezzo della seguente relazione (74)

$$I_V = \sum F_j \cdot C_j \tag{74}$$

F_j è il peso che è stato assegnato ai campi specifici indicati nella *Tabella 3.3.1*.

Tabella 3.3.1: Valori del peso Fj

Caratteristiche	**Fj**
Struttura	1.5
Fondazioni	1
Numero di piani fuori terra	1
Orientamento (L_1/L_2)	1.75
Effetto gruppo	1.5
Fessure	1.75
Destinazione d'uso	1.5

C_j, il coefficiente caratteristico, dipende dalle diverse opzioni disponibili nei singoli campi; i relativi valori sono riportati in *Tabella 3.3.2*.

Tabella 3.3.2: Valori del coefficiente caratteristico

Struttura	**C_j**
Acciaio	2.5
Cemento armato	5
Misto (cls & steel)	7.5
Muratura	10

Fondazioni	C_j
Profonde	2.5
Sup. continue	5
Sup. isolate	10

Numero di piani	C_j
1	2.5
2<n<3	5
4<n<5	7.5
>6	10

Orientamento (L_1/L_2)	C_j
<0.5	5
Tra 0.5 e 2	6
>2	10

Effetto gruppo	C_j
Parallela al tunnel	5
Perpendicolare al tunnel	5
Isolata	10

Fessure	C_j
Assenti	0
Leggere	2.5
Rilevanti localizzate	5
Rilevanti generalizzate	7.5
Gravi	10

Destinazione d'uso	C_j
Abbandonato	2.5
Privato	5
Pubblico o istituzionale	7.5
Altamente sensibile	10

Dove L_1 e L_2 sono le lunghezze caratteristiche dell'edificio (*Figura 3.3.1*).

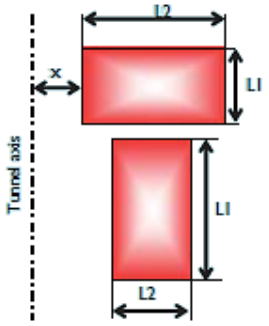


Figura 3.3.1: orientamento dell'edificio [5]

Per ogni edificio, verranno compilate delle schede tecniche contenenti l'indice di vulnerabilità e tutte le informazioni raccolte durante l'indagine. In tal modo si caratterizza lo stato d'arte degli edifici andando a denunciare eventuali fessure e meccanismi di rottura che insistono nell'edificio ancor prima dello scavo del tunnel. Durante la fase di indagine è possibile che insorgano eventuali criticità, tra queste è possibile che negli architettonici degli edifici non si trovino alcune importanti informazioni. Spesso è difficile, soprattutto in edifici antichi, trovare informazioni riguardo alle fondazioni; in quel caso è consigliabile considerare, ai fini del calcolo dell'indice di vulnerabilità, fondazioni isolate poiché ad esse è stato assegnato il coefficiente caratteristico più alto, in tal modo si va a vantaggio di sicurezza. A volte può capitare che l'archivio relativo ad un certo edificio non venga fornito dall'ente catastale, in tal caso si ricava l'indice di vulnerabilità basandosi solo sull'analisi visiva dell'edificio. Una volta che è stato definito l'indice di vulnerabilità di ogni struttura si passa alla valutazione del rischio a cui è soggetto quell'edificio per effetto dei cedimenti indotti dallo scavo del tunnel.

3.3.2 Building Risk Assessment (BRA)

Per ciò che riguarda l'entità del danneggiamento, i danni indotti possono essere classificati secondo le seguenti categorie [5]:

- *Danni estetici*: riguardano lievi fessurazioni o dislocamenti in tamponamenti, pareti divisorie, pavimentazioni, e finiture in genere. Questi effetti possono essere tollerati in quanto eventualmente facilmente riparabili, soprattutto per fabbricati ordinari;
- *Danni funzionali:* riguardano la perdita di funzionalità di alcune parti della struttura o di strumentazioni in essa alloggiate, senza che sia messa in pericolo l'integrità o la sicurezza della struttura stessa. L'interruzione di funzionalità può, però, avere gravi conseguenze economiche sulla vita dell'immobile;
- *Danni strutturali:* riguardano la fessurazione (strutture in c.a.) o l'eccessiva deformazione (strutture in muratura portante) di elementi strutturali. L'entità delle deformazioni subite dall'edificio o parte di esso può portare al collasso di singoli elementi strutturali, alla connessione di questi e, al limite, al collasso dell'intero edificio.

Le classificazioni dei danni disponibili nella letteratura tecnica si basano sia sul tipo di danno che sull'intervallo di valori che determinati parametri di controllo assumono come conseguenza dei cedimenti indotti dallo scavo. Le classificazioni dei danni utilizzano diversi parametri di controllo in base al tipo specifico di strutture cui si riferiscono. Per definire in maniera più precisa il comportamento degli edifici nei confronti della subsidenza e, quindi, individuare i parametri che maggiormente inducono il loro danneggiamento, è necessario effettuare una prima distinzione sulla base della tipologia delle fondazioni:

- *Fondazioni continue*: in questa categoria ricadono tutti gli edifici fondati su platea e su travi rovesce;
- *Fondazioni isolate*: in questa categoria ricadono tutti gli edifici fondati su plinti e su pali.

È quindi necessario dapprima individuare i parametri identificativi dello stato deformativo indotto in funzione della tipologia strutturale e delle fondazioni, e associare a questi delle *categorie di rischio*. In sintesi, questi parametri identificativi possono essere identificati secondo i seguenti punti:

Per strutture caratterizzate da *fondazioni continue*, si può fare riferimento alla classificazione proposta da *Burland e Wroth* (1974) [36]. In questa metodologia la struttura viene modellata come una trave continua (*Figura 3.3.2*) e il parametro di valutazione del danno è la **deformazione massima di trazione** che subisce l'edificio (ε_{max}), che è funzione del rapporto di deflessione Δ_{max}/L, dove Δ_{max} è il cedimento differenziale massimo mentre L è la larghezza dell'edificio. La deformazione massima di trazione deve essere confrontata con la deformazione limite (ε_{lim}) di trazione fornita dalle classificazioni.

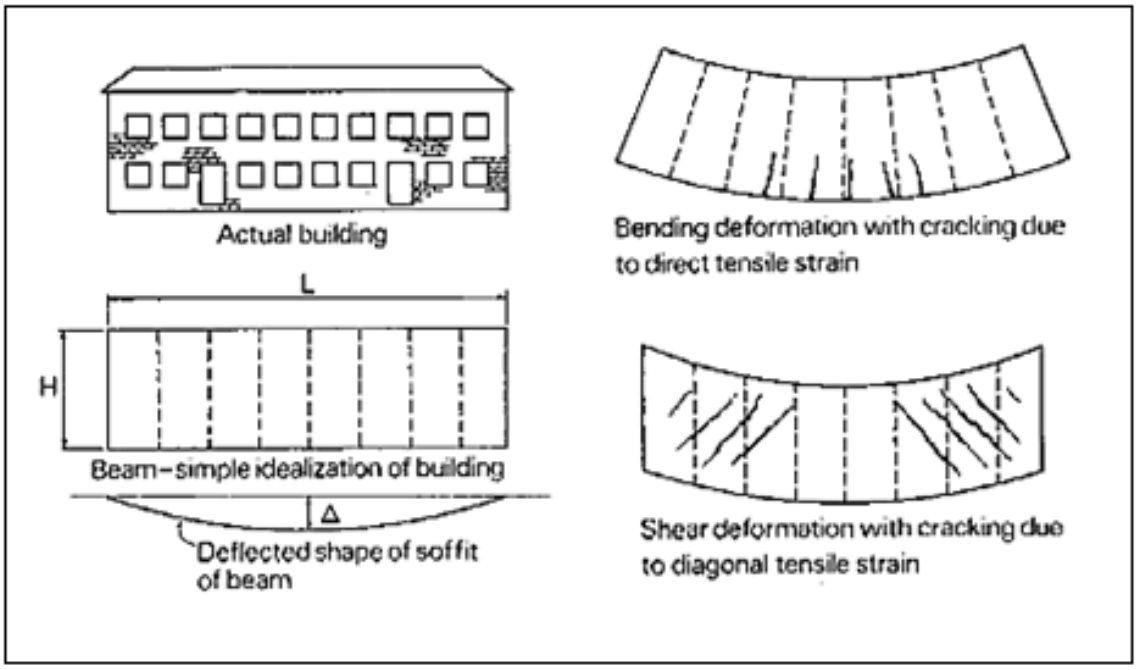


Figura 3.3.2: Frattura dovuto al momento flettente e al taglio [36]

Per la valutazione della massima deformazione di trazione è possibile fare riferimento alle formulazioni 75 e 76 [36] che consentono di ricavare la deformazione di trazione dovuta al momento flettente $\varepsilon_{b,max}$ e al taglio $\varepsilon_{d,max}$ sia nel caso di *hogging* che di *sagging* (*Figura 3.3.3*). Le costruzioni in prossimità dell'asse della galleria tendono ad assumere una configurazione deformata con la concavità verso l'alto (*sagging*), mentre le costruzioni più lontane dall'asse, oltre il punto di flesso del profilo di subsidenza, tendono ad assumere una configurazione deformata con concavità verso il basso (*hogging*). Le costruzioni che subiscono fenomeni di *hogging* manifestano in genere risentimenti più apprezzabili delle costruzioni che subiscono fenomeni di *sagging.* Ciò è dovuto al vincolo esercitato dal terreno nelle situazioni di *sagging,* che tende a limitare gli effetti della subsidenza nelle parti basse della costruzione rispetto a quanto accade per le situazioni di *hogging*, dove la curva di subsidenza induce maggiori effetti nelle parti alte, libere di deformarsi [30].

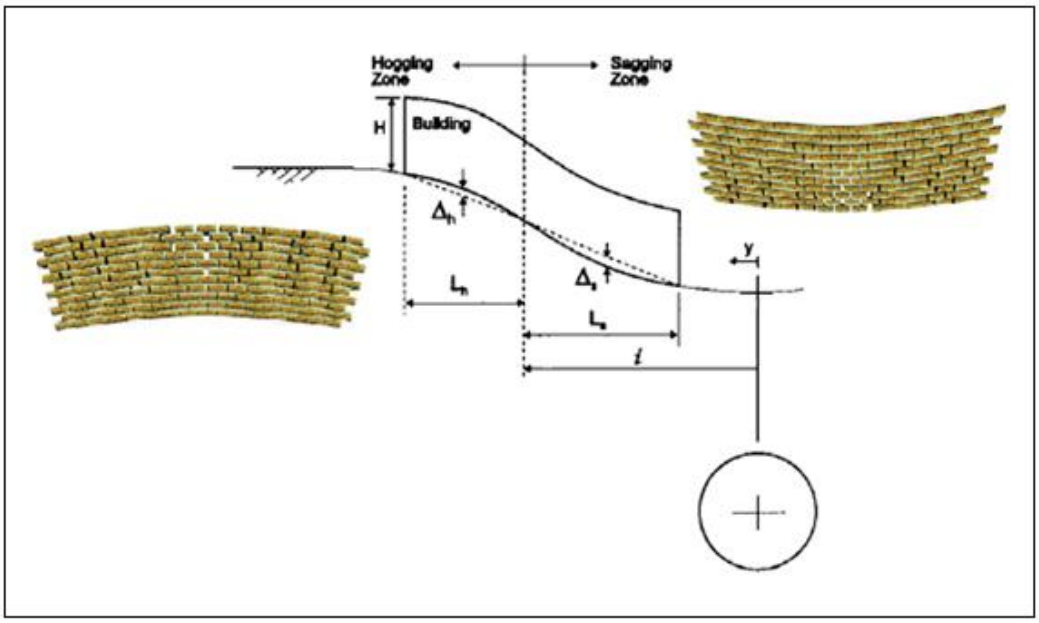


Figura 3.3.3: Hogging e sagging zone [30]

$$\frac{\Delta}{L} = \left(\frac{L}{12y} + \frac{3I}{2yLH} \cdot \frac{E}{G}\right) \varepsilon_{b,max} \tag{75}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left(1 + \frac{HL^2}{18I} \cdot \frac{G}{E}\right) \varepsilon_{d,max} \tag{76}$$

Dove E e G sono il modulo di *Young* ed il modulo di rigidezza al taglio, il loro rapporto vale $E/G = 2.6$ per strutture in muratura ed $E/G = 12.5$ per strutture in cemento armato. Se si considera l'edificio come una trave, nel caso di *sagging* la distanza dell'asse neutro dal bordo della trave vale $t = H/2$ mentre il momento di inerzia è pari a $I = H^3/12$. In *hogging* $t = H$, $I = H^3/3$. Inoltre, è necessario considerare la deformazione orizzontale media del terreno e considerarla nel calcolo finale. Nel caso di deformazione dovuta al momento, la deformazione totale si ricava andando a sommare i due contributi (77) mentre nel caso di deformazione dovuta al taglio si ottiene combinando le due mediante i circoli di *Mohr* (78).

$$\varepsilon_{b,tot} = \varepsilon_{h,medio} + \varepsilon_{b,max} \tag{77}$$

$$\varepsilon_{d,tot} = 0.35 \cdot \varepsilon_{h,medio} + \sqrt{(0.65 \cdot \varepsilon_{h,medio})^2 + \varepsilon_{d,max}^2} \tag{78}$$

Una volta ricavate la $\varepsilon_{b,tot}$ e la $\varepsilon_{d,tot}$ si considera il valore massimo tra i due (79 e 80). Si avranno due massimi, uno per *hogging* e uno per il *sagging*: tra questi due si considera il massimo (81) e si confronta con la ε_{lim} facendo riferimento alla classificazione di *Burland* [36] (*Tabella 3.3.4*).

$$(\varepsilon_{max})_{sagg} = \max(\varepsilon_{b,tot}; \varepsilon_{d,tot}) \tag{79}$$

$$(\varepsilon_{max})_{hagg} = \max(\varepsilon_{b,tot}; \varepsilon_{d,tot}) \tag{80}$$

$$\varepsilon_{max} = \max[(\varepsilon_{lim})_{sagg};\ (\varepsilon_{lim})_{hogg}] \tag{81}$$

Tabella 3.3.3: Classificazione utilizzata per la valutazione del danneggiamento di edifici a fondazioni continue [36]

Classe di rischio	***Tipo di danno***	***Descrizione del danno***
0 (*estetico*)	*Irrilevante, non visibile*	Crepe a "corda di crine".
1 (*estetico*)	*Molto lieve*	Crepe leggere. Eventuali fessurazioni isolate all'interno degli edifici. Crepe nei tavolati in laterizio osservabili con attente ispezioni.
2 (*estetico*)	*Lieve*	Molte fessurazioni all'interno dell'edificio: crepe visibili, possibili infiltrazioni dovute all'umidità.
3 (*estetico/funzionale*)	*Medio*	Danni a porte e finestre. Danni da infiltrazioni di umidità. Possibili danneggiamenti alle tubature.
4 (f*unzionale*)	*Elevato*	Onde e rigonfiamenti sulle pavimentazioni e sui muri. Perdita della capacità portante della struttura.
5 (*strutturale*)	*Molto elevato*	Notevole perdita della capacità portante della struttura. Pericolo d'instabilità strutturali.

Classificazione dei danni, tipo quella riportata in *Tabella 3.3.3* sono valide per gli edifici in buone condizioni, cioè senza difetti iniziali. Di conseguenza, la classificazione deve essere corretta per adattarsi alle condizioni degli edifici in base all'indice di vulnerabilità. Per tenere in considerazione la vulnerabilità dell'edificio si dividono i valori dei parametri di controllo per un fattore di riduzione F_R che va da 1 a 2 [5] (*Tabella 3.3.4*).

Tabella 3.3.4: Correzione degli intervalli di valori del parametro di controllo (Burland) [5]

Category of damage	*Vulnerability index I_v of the building*									
	Negligible		*Low*		*Slight*		*Medium*		*High*	
	$0 < I_v < 20$		$20 < I_v < 40$		$40 < I_v < 60$		$60 < I_v < 80$		$80 < I_v < 100$	
	Reduction factor F_R									
	$F_R = 1.0$		$F_R = 1.25$		$F_R = 1.50$		$F_R = 1.75$		$F_R = 2.0$	
	Control parameter									
	ε_{lim} [%]		ε_{lim} [%]		ε_{lim} [%]		ε_{lim} [%]		ε_{lim} [%]	
	min.	*max.*	*min.*	*max.*	*min.*	*max.*	*min.*	*max.*	*min.*	*max.*
0	0,000	0,050	0,000	0,040	0,000	0,033	0,000	0,029	0,000	0,025
1	0,050	0,075	0,040	0,060	0,033	0,050	0,029	0,043	0,025	0,038
2	0,075	0,150	0,060	0,120	0,050	0,100	0,043	0,860	0,038	0,075
3	0,150	0,300	0,120	0,240	0,100	0,200	0,860	0,171	0,075	0,150
4 to 5	>0,300		>0,240		>0,200		>0,171		>0,150	

Il significato della correzione è il seguente: a parità di cedimento indotto a livello del piano di fondazione, un edificio molto vulnerabile subisce danni molto più elevati (appartiene ad una classe di rischio più alta) di un edificio poco vulnerabile.

Per strutture con *fondazioni isolate* il danneggiamento è causato principalmente dal cedimento differenziale fra i plinti o fra i pali. In questo caso si fa riferimento alla classificazione proposta da *Rankin* (1988) [28] (*Tabella 3.3.5*). Tale classificazione considera come parametri di

controllo la distorsione angolare massima β_{max} e il cedimento massimo S_{max} subito dall'edificio (*Figura 3.3.4*).

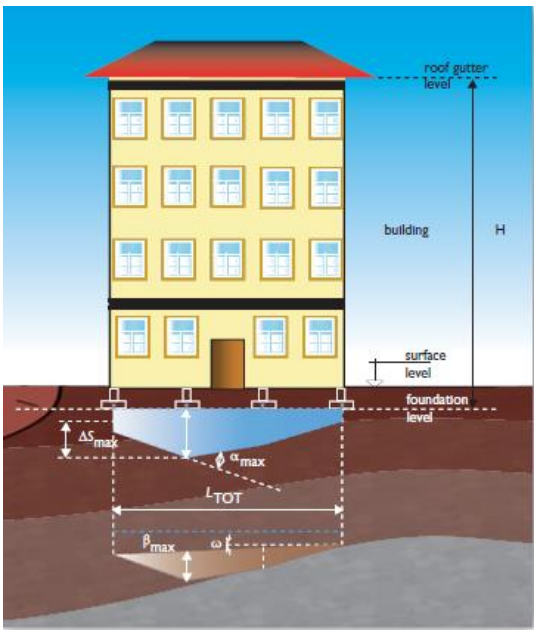


Figura 3.3.4: Parametri di controllo (Rankin, 1988) [5]

Tabella 3.3.5: Classificazione utilizzata per la valutazione del danneggiamento di edifici a fondazioni isolate(Rankin)

Classe di rischio	***Tipo di danno***	***Descrizione del danno***
1 (*estetico*)	*Irrilevante, non visibile*	Improbabile danno superficiale.
2 (*estetico*)	*Lieve*	Possibile danno superficiale senza conseguenze strutturali
3 (*funzionale*)	*Medio*	Probabile danno superficiale e possibile danno strutturale ed alle tubature
4 (*strutturale*)	*Elevato*	Probabile danno strutturale ed alle tubature

Infine per tenere in considerazione la vulnerabilità dell'edificio si fa riferimento alla *Tabella 3.3.6* [5]:

Tabella 3.3.6: Correzione degli intervalli di valori dei parametri di controllo (Rankin) [5]

Category of damage	*Vulnerability index I_v of the building*									
	Negligible		*Low*		*Slight*		*Medium*		*High*	
	$0 < I_v < 20$		$20 < I_v < 40$		$40 < I_v < 60$		$60 < I_v < 80$		$80 < I_v < 100$	
	Reduction factor F_R									
	$F_R = 1.0$		$F_R = 1.25$		$F_R = 1.50$		$F_R = 1.75$		$F_R = 2.0$	
	Control parameter									
	S_{max} *[mm]*	β_{max}	S_{max} *[mm]*	β_{max}	S_{max} *[mm]*	β_{max}	S_{max} *[mm]*	β_{max}	S_{max} *[mm]*	β_{max}
1	<10	<1/500	<8	<1/625	<6.7	<1/750	<5.7	<1/875	<5	<1/1000
2	10–50	1/500–1/200	8–40	1/625–1/250	6.7–33	1/750–1/300	5.7–28.5	1/875–1/350	5–25	1/1000–1/400
3	50–75	1/200–1/50	40–60	1/250–1/63	33–50	1/300–1/75	28.5–43	1/350–1/88	25–37.5	1/400–1/100
4	>75	>1/50	>60	>1/63	>50	>1/75	>43	>1/88	>37.5	>1/100

Al fine di unificare la nomenclatura esistente fra i due tipi di classificazione, sono state assimilate in funzione della tipologia di danno potenziale verificabile e dell'entità del danneggiamento: le categorie 0 e 1 (danni trascurabili o molto lievi) e le categorie 4 e 5 (danni elevati e molto elevati) di *Burland*, ottenendo una correlazione fra questa categoria di rischio e quella di *Rankin*. Questo permette di uniformare gli indici di riferimento che possono essere utilizzati per definire il livello di danneggiamento potenziale e gli eventuali interventi da mettere in opera.

Tuttavia, non sempre è possibile risalire alla tipologia di fondazioni dell'edificio, in tal caso è consigliabile calcolare il rischio con entrambi i metodi e considerare quello maggiore in modo tale da mettersi in vantaggio di sicurezza.

Per gli edifici che risultano essere a rischio, si deve ricorrere a calcoli più dettagliati eseguendo analisi supplementari con modellazione numerica 2D e/o 3D dettagliata, consentendo la simulazione adeguata dell'interazione suolo-struttura [30].

Infine, una volta calcolato il rischio di ogni edificio lungo il tracciato del tunnel, si possono costruire delle mappe tematiche con il tracciato del tunnel, le curve di isocedimento e con le classi di rischio degli edifici. Una volta iniziati gli scavi si procede al monitoraggio degli edifici più sensibili e si definiscono dei valori di soglia entro i quali fermare l'attività di scavo.

3.4 Interferenza con i sottoservizi

È spesso necessario effettuare semplici valutazioni del potenziale danno a cui sono soggetti i servizi interrati (tubazioni interrate) a seguito dello scavo di un tunnel. Le valutazioni possono essere fatte sulla base di semplici criteri, evitando la necessità di analisi sofisticate.
L'entità della deformazione a cui è soggetto il tubo e le variazioni nel momento flettente dipendono dalla distribuzione dei cedimenti del terreno e dalla rigidezza relativa tubo-terreno. In funzione della rigidezza relativa tubo-terreno si possono distinguere due tipi di comportamento [5] *(Figura 3.4.1)*:

- Tubo perfettamente flessibile;
- Tubo perfettamente rigido.

Nel primo caso (la rigidezza del tubo è inferiore a quella del terreno) il tubo si muove insieme al terreno e si deforma, mentre nel secondo caso il tubo non asseconda tali movimenti e si carica (insorgono delle sovrasollecitazioni dovute allo scavo del tunnel), si sposta e ruota rigidamente poiché le giunzioni sono flessibili.

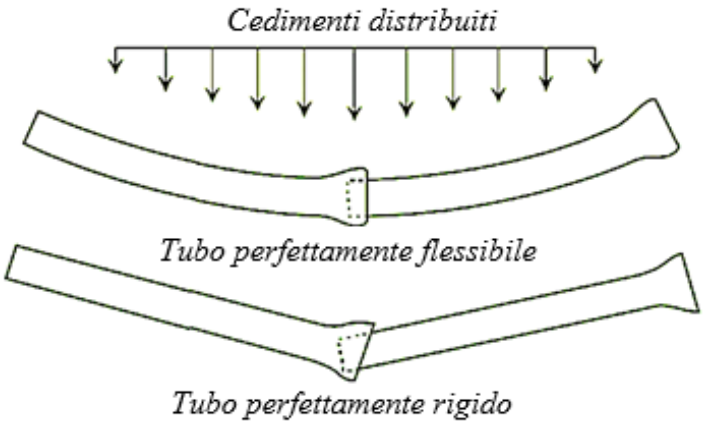


Figura 3.4.1: Tubo flessibile e tubo rigido [5]

Per studiare tale problema e ricavare il momento flettente che agisce sul tubo a seguito dello scavo del tunnel, si può fare riferimento a quanto proposto da *Vorster et al*. (2005) [37]. Nel caso di tunnel e tubo perpendicolari (*Figura 3.4.2*) il momento flettente massimo si ha in corrispondenza dell'asse del tunnel.

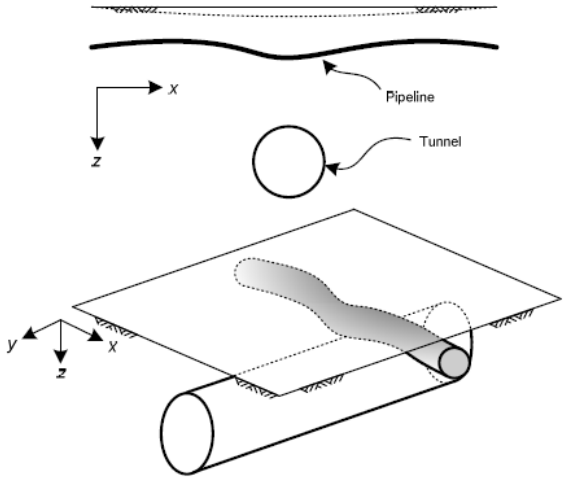


Figura 3.4.2: Schematizzazione del problema [37]

È possibile fare riferimento alla *soluzione elastica continua* [37] che considera un comportamento lineare. Le ipotesi che stanno alla base di questa soluzione sono le seguenti:

- Il tunnel non risente della presenza del tubo;
- Il tubo si considera come un corpo continuo elastico ed omogeneo ed è scavato in un mezzo omogeneo;
- Si considerano i cedimenti in condizione di campo libero;
- Il tubo rimane in contatto con il suolo.

A mezzo di queste ipotesi è possibile ricavare delle formule che consentono di stimare il momento flettente (82, 83 e 84) (*Figura 3.4.3*).

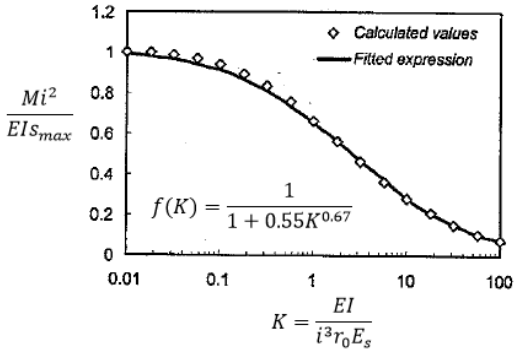


Figura 3.4.3: Andamento del momento in funzione della rigidezza relativa [37]

$$K = \frac{EI}{i^3 r_0 E_s} \tag{82}$$

$$f(K) = \frac{1}{1 + 0.55K^{0.67}} \tag{83}$$

$$f(K) = \frac{Mi^2}{EIs_{max}} \tag{84}$$

Dove *EI* sono il modulo di *Young* ed il momento di inerzia del tubo, E_s il modulo di deformabilità del terreno e r_0 il raggio del tubo.

È comunque possibile esprimere, in maniera equivalente, il momento flettente attraverso la seguente forma (85):

$$M = \frac{EIs_{max}}{i^2 + 0.55(EI)^{0.67} E_s^{-0.67} r_0^{-0.67}} \tag{85}$$

Attraverso tale formulazione si può notare la diretta proporzionalità tra il momento flettente e il cedimento massimo, questo è dovuto al fatto di aver assunto un sistema lineare.

Se si usa il modulo elastico a piccole deformazioni, è necessario inserire il cedimento corrispondente alla quota del tubo, se non si conosce tale cedimento si può considerare il cedimento in superficie a patto di far riferimento ad un modulo di *Young* del terreno decrementato.

Inoltre, si può fare riferimento alla soluzione di *Attewell* (1986) [37] [38] nella quale si è considerato il problema di interazione tunnel-tubo con il *modello di Winkler.*

A mezzo del modulo di sottofondo *K* si può passare dai cedimenti in superficie ad un sistema di forze equivalente che produce gli stessi cedimenti (*Figura 3.4.4*); una volta note tali forze è possibile considerare la soluzione di *Winkler* per ricavare il momento flettente.

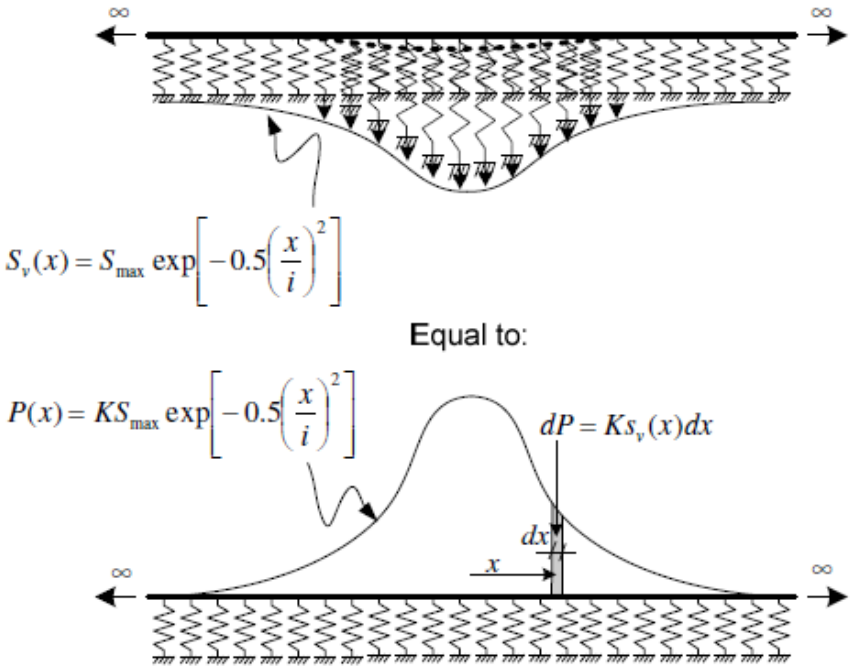


Figura 3.4.4: Sistema di forze equivalente [39]

Per la valutazione del modulo di sottofondo si può ricorrere alla soluzione di *Vesic* (1961) [40] (86):

$$K_\infty = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{EI}} \cdot \left[\frac{E_s}{1-\nu^2}\right] \tag{86}$$

Nel caso in esame $B = 2 \cdot r_0$. Questa equazione si riferisce al caso in cui la trave rimane appoggiata sulla superficie del semispazio infinito di terreno, *Attewell* (1986) [38] suggerisce di considerare come modulo di sottofondo il doppio di quello calcolato $K = 2K_\infty$ al fine di tenere in considerazione il fatto che il tubo è interrato. Una volta ricavata K si può risalire alle forze equivalenti P (*Figura 3.4.4*) e quindi stimare il momento flettente agente sul tubo (*Winkler*) [37] (87):

$$M = 0.37Pb\left(\frac{EI}{E_s b^4}\right)^{0.27} \cdot (1-\nu^2)^{0.25} \tag{87}$$

Dove $2b = B$.

Nel caso in cui si è in presenza di tunnel e tubo paralleli, si può fare riferimento alla soluzione di *Winkler*. Nel caso di tunnel-tubo paralleli la situazione critica si ha prima del raggiungimento del cedimento massimo, poiché il tubo è sollecitato solo durante la fase di costruzione e di avanzamento del tunnel. Esso sarà soggetto ad un momento flettente che si genera prima dell'arrivo del fronte e si esaurisce dopo che il fronte è ad una certa distanza.

Una volta calcolato il momento flettente si può procedere con una verifica. È possibile definire un coefficiente di sicurezza (88) mediante il rapporto tra il cedimento a rottura e il cedimento calcolato mediante l'analisi numerica.

$$FS = \frac{s_{v,rottura}}{s_v} \tag{88}$$

3.5 Considerazioni finali

Lo scavo di un tunnel superficiale provoca dei cedimenti in superficie i quali possono essere previsti a mezzo di modelli analitici e numerici. Nel presente capitolo si è visto come, una volta calcolati i cedimenti, assegnare ad ogni edificio sovrastante il passaggio del tunnel una classe di rischio. Tuttavia, per tenere in considerazione lo stato d'arte dell'edificio si assegna ad essa un indice di vulnerabilità che combinato al bacino di subsidenza consente la classificazione del rischio degli edifici. Infine, si è descritto come valutare e verificare l'interazione tra lo scavo ed eventuali sottostrutture. Si sottolinea l'importanza di un adeguato piano di monitoraggio delle strutture più sensibili allo scavo.
Nel prossimo capitolo si illustreranno i risultati del progetto del prolungamento della linea 1 della metropolitana automatica di Torino, oggetto di studio del presente elaborato di tesi svolto presso l'azienda GEODATA Engineering S.p.A.

4 Caso studio: La metropolitana di Torino

4.1 Generalità

Il caso studio si riferisce alla progettazione della Metropolitana Automatica di Torino - Linea 1 - Tratta 3 - Prolungamento ovest – Lotto Funzionale 2 “Collegno Centro - Cascine Vica”.
Il tracciato del prolungamento dell’attuale linea 1 è stato suddiviso in due lotti funzionali (*Figura 4.1.1*), nel presente elaborato si prenderà in considerazione il 2° lotto funzionale. Il tunnel ha una copertura compresa tra 6.00 m e 9.00 m dal piano campagna ed interessa un sottosuolo caratterizzato da depositi fluvio-glaciali costituiti da ghiaie eterometriche immerse in una matrice sabbiosa, sottostanti lo strato di riporti antropici superficiali costituiti prevalentemente da ghiaia e ciottoli. In alcuni tratti del tracciato sono stati individuati dei depositi di limo di origine eolica interposti tra i due tipi di terreno menzionati precedentemente. Lo sviluppo complessivo del tratto di galleria naturale è pari a circa 1.75 km: essa si estende dalla PK 1+753 corrispondente alla fine del 1° lotto costruttivo, fino alla fine del 2° lotto costruttivo PK 3+684 e collega la futura Stazione Collegno Centro (1° Lotto Funzionale), con le future stazioni Leumann e Cascine Vica incluse nel 2° lotto funzionale del prolungamento ovest.
Completano le opere civili lungo linea due pozzi intertratta con funzione di ventilazione ed accesso dei soccorsi, tre nicchie per alloggiamento dei motori ed un pozzo terminale ubicato a sud dell’asse della galleria e collegato con essa attraverso un tronchino di collegamento con uno sviluppo di 8.00 m. Inoltre, sono previste due stazioni ed un parcheggio di interscambio a Cascine Vica. Nel presente elaborato ci si dedicherà solo al tratto di galleria.

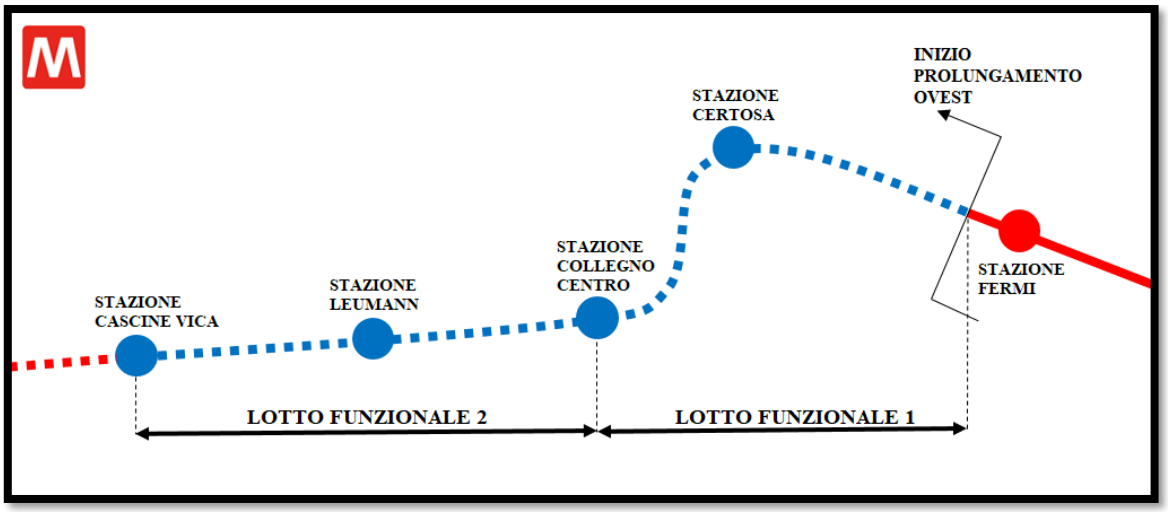


Figura 4.1.1: Tracciato del prolungamento della metropolitana di Torino

Le scelte progettuali illustrate nel seguito, sono mirate a minimizzare gli effetti indotti dagli scavi sugli edifici, manufatti circostanti, infrastrutture trasportistiche, e reti di sottoservizi esistenti, laddove non è prevista la deviazione, o di nuova realizzazione. La costruzione della galleria a foro cieco è prevista con metodo di scavo tradizionale attraverso la messa in opera di due sezioni tipo di consolidamento, scavo e sostegno. Date le ridotte coperture e considerato che la galleria insiste prevalentemente al di sotto di strade

urbane/suburbane, o aree libere da fabbricati, per la maggior parte del tracciato gli scavi saranno preceduti dall'esecuzione di consolidamenti del terreno dalla superficie (nel seguito Sezione Tipo 1). In corrispondenza del sottoattraversamento degli incroci stradali, per non creare un disturbo al flusso dei trasporti e in corrispondenza di sottoservizi (disturbo a mezzo del consolidamento dalla superficie) lo scavo sarà realizzato eseguendo gli interventi di precontenimento direttamente dal fronte di scavo e non dalla superficie (nel seguito Sezione Tipo 2).
Per le sezioni tipo 1 e 2 della galleria a foro cieco sono state condotte analisi bidimensionali agli elementi finiti, che, mediante la simulazione delle fasi esecutive, hanno permesso di individuare lo stato tenso-deformativo atteso ed eseguire i dimensionamenti e le verifiche geotecniche e strutturali elaborate in conformità al metodo degli stati limite. Nei seguenti capitoli verranno riportati tutti i passi della progettazione delle due sezioni tipo, con riferimento a ciò che è stato descritto nei capitoli precedenti. Infine, verrà anche analizzata l'interferenza con le sovrastrutture e con i sottoservizi.

4.2 Fase di indagine

4.2.1 Inquadramento geografico

L'opera in progetto si sviluppa nel sottosuolo dei territori di Collegno e Rivoli, comuni situati ad ovest di Torino e a nord di Grugliasco (*Figura 4.2.1*).

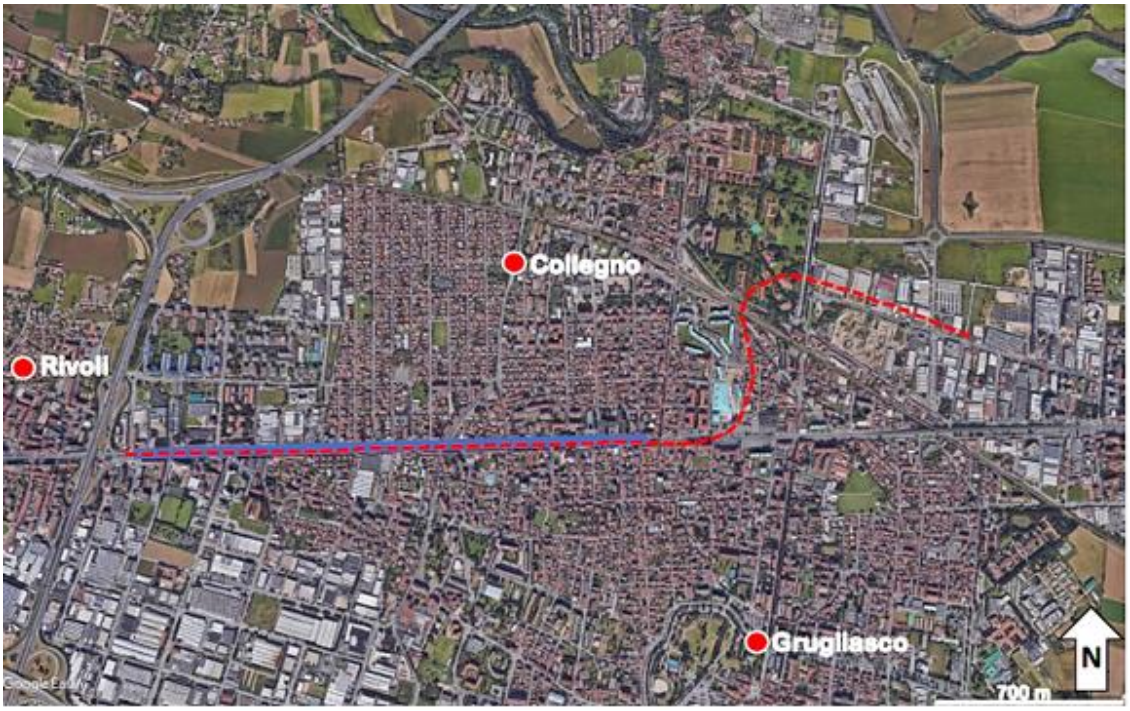


Figura 4.2.1: Inquadramento geografico

L'area oggetto di studio si inserisce in un contesto urbano di pianura fortemente antropizzato e con ridotte possibilità di osservare la originaria superficie topografica naturale; il tessuto urbano locale è costituito prevalentemente da edifici a utilizzo residenziale/commerciale.

4.2.2 Indagini Geognostiche

Durante la campagna di indagini geognostiche sono stati eseguiti diversi sondaggi tra cui: sondaggi a carotaggio continuo (sigla BH) con esecuzione di prove SPT; sondaggi a distruzione (sigla S) a cui si affiancano le diagrafie ed infine i sondaggi ambientali (sigla SA), effettuati mediante carotaggio continuo per prelievo di campioni indisturbati. La campagna di sondaggi geognostici ha come scopo quello di caratterizzare la stratigrafia dal punto di vista geologico, geotecnico e ambientale mediante prove in situ e il prelevamento di campioni sia rimaneggiati che indisturbati per la caratterizzazione del terreno dal punto di vista sia geotecnico che ambientale (inquinanti, amianto, etc.).

Uno dei sondaggi a distruzione è stato spinto alla profondità di 55 m in modo da intercettare la falda, che nell'area di Collegno e di Rivoli è particolarmente profonda. In questo scavo è stato installato un piezometro, per poter monitorare le variazioni freatiche durante e dopo i lavori. Quindi lungo lo sviluppo della galleria si può considerare che il terreno si trovi in condizione di *assenza di falda*, essendo che la copertura massima della galleria è di circa 9 m. Inoltre, sono state condotte indagini di tipo MASW (Multi-Channel Analysis of Surface Waves) finalizzate alla determinazione della velocità di propagazione delle onde di taglio Cs in funzione della profondità. Sono state condotte diverse indagini, tuttavia ai fini del calcolo della deformazione a taglio a cui è soggetto il terreno in presenza di un sisma, si è fatto riferimento ad una velocità di propagazione delle onde di taglio corrispondente ad una sola sezione di indagine e corrispondente ad una profondità di 6 metri. Tale valore della velocità di propagazione delle onde di taglio è pari a 400 m/s.

4.2.3 Caratterizzazione geotecnica

La campagna di indagini geognostiche effettuata ha permesso di ricostruire con maggiore dettaglio la stratigrafia geologica dell'area oggetto di studio. Sulla base dei risultati dei sondaggi e delle prove è stata individuata una stratigrafia locale riassunta nella *Tabella 4.2.1*.

Tabella 4.2.1: Unità geotecniche

Unità Geotecniche	Descrizione
UG0	Pavimentazione, riporti antropici, terreni rimaneggiati e/o vegetali.
UG1	Depositi fluvioglaciali: sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose con clasti eterometrici.
UG2	Depositi superficiali di limi e sabbie fini, di origine eolica (loess).

UG0 Terreni di riporto e vegetali: L'unità geotecnica in questione comprende i rilevati stradali, i riporti antropici e/o rimaneggiati, i terreni di copertura caratterizzati da alterazione superficiale. Questi terreni si ritrovano su tutta l'area in esame e sono costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie con ciottoli, frammenti lateritici e asfalto scarificato; essa è caratterizzata da uno spessore costante che generalmente ha una profondità compresa tra 1.5 e 2.5 m (*Figura 4.2.2*).

Figura 4.2.2: UG0 Terreni di riporto e vegetali

UG1 Depositi fluvioglaciali: Si tratta dell'unità principale che caratterizza l'area di interesse e si rinviene sistematicamente al di sotto del terreno superficiale sino ad una profondità massima indagata di 55 m. All'interno di tale unità avverranno le opere di scavo di gallerie, pozzi e stazioni. Questa unità è caratterizzata da una distribuzione spaziale discontinua sia in senso orizzontale che verticale. I depositi che la compongono si presentano costituiti da ghiaie eterometriche immerse in una matrice sabbiosa debolmente limosa di colore da grigio a grigio bruno, derivanti dal trasporto e successiva rielaborazione dei depositi glaciali ad opera dei torrenti alimentati dalle acque di fusione dei ghiacciai. A intervalli di materiale sciolto si alternano livelli addensati con frequenti livelli decimetrici molto addensati, più frequenti con l'aumentare della profondità. Raramente si individuano livelli cementati di spessori decimetrici mentre sono comuni e diffusi livelli mediamente cementati di spessore centimetrico a cui si alternano livelli debolmente cementati (*Figura 4.2.3*).

Figura 4.2.3: UG1 Depositi fluvioglaciali

UG2 Depositi superficiali di loess: Sono depositi costituiti da limi sabbiosi e sabbie fini, che caratterizzano gli spessori più superficiali del settore terminale del Lotto 2.
Lungo l'asse di galleria presentano uno spessore massimo e costante di circa 4-5m fino a fine tratta (*Figura 4.2.4*).

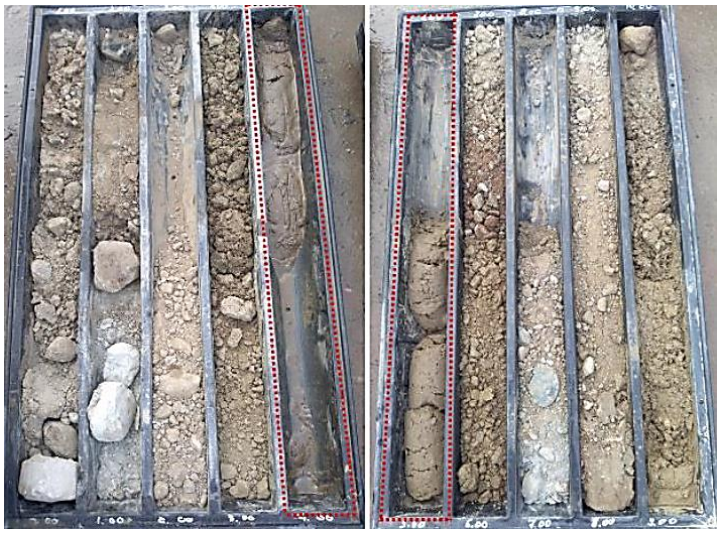


Figura 4.2.4: UG2 Depositi superficiali di loess

Sulla base delle indagini svolte è stata condotta la caratterizzazione geotecnica delle unità riconosciute e individuate lungo il tracciato, definendo per ciascuna di queste i criteri di resistenza (Morh-Coulomb) ed i parametri connessi, nonché le caratteristiche di deformabilità (*Tabella 4.2.2*).

Tabella 4.2.2: Parametri geotecnici del terreno

Unità geotecnica	γ [kN/m³]	E [MPa]	ν [-]	φ [°]	c [kPa]
UG0	19	15	0.35	29	0
UG1	19	160	0.3	36	10
UG2	19	12.5	0.25	21	0

Per quanto riguarda il coefficiente di spinta a riposo, si fa riferimento alla relazione di Jacky (1944) (valida per terreni normalconsolidati) (77).

$$K_0 = 1 - \sin\varphi \qquad (77)$$

4.3 Analisi di stabilità del fronte di scavo

La risposta deformativa allo scavo dei terreni che si possono incontrare durante la realizzazione di un'opera in sotterraneo può essere analizzata mediante analisi tensionale. Considerato il contesto urbano in cui si inserisce la galleria in progetto, la bassa copertura della linea sotterranea nonché la natura litologica del sottosuolo, a mezzo di una analisi costi-benefici è stato deciso che il metodo di scavo idoneo è quello di tipo tradizionale.
Sulla base degli elementi raccolti in fase di indagine è possibile fare delle previsioni sul possibile comportamento tenso-deformativo della galleria in assenza di interventi di stabilizzazione. Il tracciato del tunnel si sviluppa in un ambiente urbanizzato, il tunnel sottopassa, con ridotta copertura, degli edifici sensibili; è quindi necessario operare degli interventi di precontenimento del cavo in modo da limitare i cedimenti in superficie. Per tale motivo l'intero tracciato è considerato in categoria C [4]. Per giustificare tale assunzione, è stata effettuata una verifica di stabilità del fronte di scavo a mezzo del modello di *Caquot* [10] (*Tabella 4.3.1*), la quale restituisce una pressione critica positiva, dunque, aldilà del fatto di salvaguardare gli edifici in superficie, è necessario stabilizzare il fronte essendo esso instabile.

Tabella 4.3.1: Analisi di stabilità del fronte di scavo

Parametri Input			
h [m]	13.5	**ϒ[kN/m³]**	19
R [m]	4.50	**c [kPa]**	10
q_s [kPa]	20	**ϕ [°]**	36
L [m]	9.00	**k**	2
a [m]	6.34	**FS**	2
Parametri Output			
p_s [kPa]		54.14	

Poiché l'estensione del tracciato è modesta e presenta una bassa variazione della potenza dei vari strati, si è deciso di considerare una sola sezione rappresentativa dell'intero tracciato. Facendo riferimento ad essa sono stati svolti i calcoli di dimensionamento e verifica degli interventi di stabilizzazione. In base a queste considerazioni si è potuto costruire il modello geomeccanico (*Figura 4.3.1*). Il modello numerico è stato realizzato con il software agli elementi finiti Plaxis2D, il dominio è stato discretizzato a mezzo di elementi triangolari a 15 nodi.

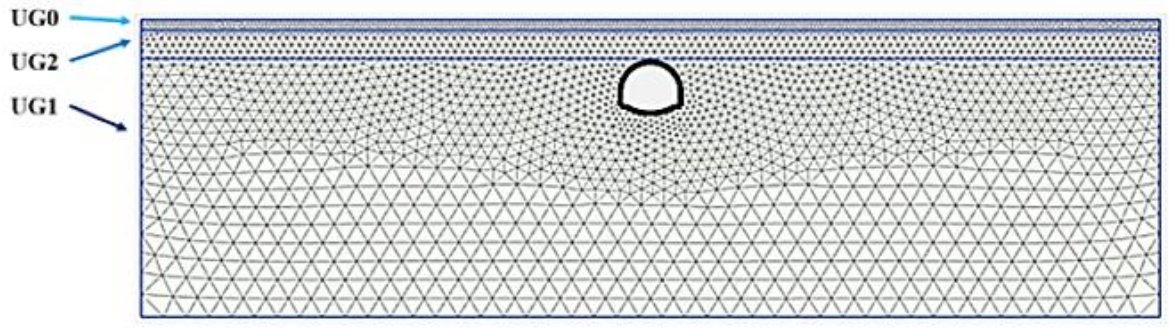


Figura 4.3.1: Modello geomeccanico

Al fine di dimostrare ulteriormente la necessità di un intervento di precontenimento, si è costruita numericamente la curva caratteristica (*Figura 4.3.2*), inserendo 11 fasi di simulazione facendo variare il coefficiente di rilascio tensionale λ e quindi, poichè è stato utilizzato Plaxis2D, il coefficiente ΣM_{STAGE}. Il calcolo numerico arriva a convergenza fino al rilascio tensionale λ = 0.5 dopo il quale avviene la rottura ed il calcolo numerico si ferma e non arriva a convergenza.

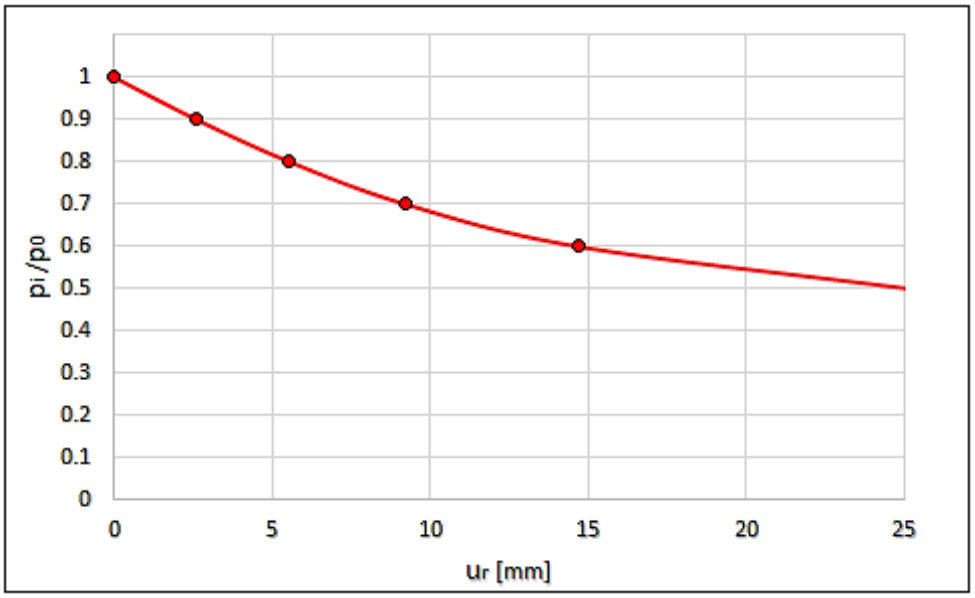


Figura 4.3.2: Curva caratteristica in assenza di intervento di precontenimento

Si può notare che per un rilascio tensionale pari al 50% si ha uno spostamento verticale sulla corona pari a 2.5 cm il quale non è ammissibile; inoltre, il fatto che il calcolo non va a convergenza è indice di una plasticizzazione diffusa e quindi della rottura del terreno. In questo caso non si ha alcuna formazione del ricercato effetto arco. Quindi è necessario creare un effetto arco artificiale capace di produrre una adeguata canalizzazione delle tensioni nell'intorno della cavità.

A tal fine, sono state scelte due sezioni tipo, le quali prevedono un intervento di precontenimento. La sezione tipo 1 prevede un consolidamento del fronte direttamente dalla superficie. Tuttavia, al fine di non interrompere il traffico in prossimità degli incroci, e non causare dei danni ai sottoservizi con i trattamenti dalla superficie, si è deciso di usare un'altra sezione tipo, dove l'intervento di preconsolidamento al contorno del cavo sarà effettuato dal fronte di scavo.

Vista la presenza dei depositi superficiali di limi e sabbie fini (UG2) a bassa permeabilità è necessario utilizzare come consolidamento la tecnica del jet grouting, la quale può essere utilizzata anche in presenza di materiali a bassa permeabilità (*Figura 1.3.9*). L'obiettivo è quello di migliorare le caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno naturale in ottemperanza ai seguenti parametri minimi prestazionali:

- Coesione $\rightarrow c \geq 150\ kPa$
- Modulo elastico $\rightarrow E \geq 450\ MPa$

Questi parametri sono stati scelti facendo riferimento alle indicazioni dell'impresa specializzata, sono stati comunque confrontati con i parametri calcolati mediante le formule presenti in letteratura, i quali forniscono dei valori superiori; si è comunque deciso di utilizzare,

a vantaggio di sicurezza, i precedenti parametri. Quindi, come parametri meccanici del consolidamento sono stati considerati quelli del terreno trattato aventi coesione c = 150 kPa e rigidezza E = 450 MPa.
In seguito, verranno illustrate le due sezioni tipo e le relative fasi costruttive.

4.3.1 Sezione tipo 1

La sezione tipo 1 si applica per la maggior parte del tracciato in progetto ed è specifica per quei tratti dove è possibile effettuare i consolidamenti dalla superficie. I consolidamenti sono costituiti da trattamenti distribuiti in modo da realizzare uno schema a *capanna (Figura 4.3.3)*. Quest'ultimo ricade negli interventi di tipo migliorativo poiché permette di incrementare le caratteristiche di resistenza al taglio del terreno trattato (*Figura 1.3.8 b*). Il rivestimento di prima fase è costituito da centine e calcestruzzo proiettato (*Figura 4.3.4*) mentre il rivestimento definitivo è in cemento armato (*Figura 4.3.5*).

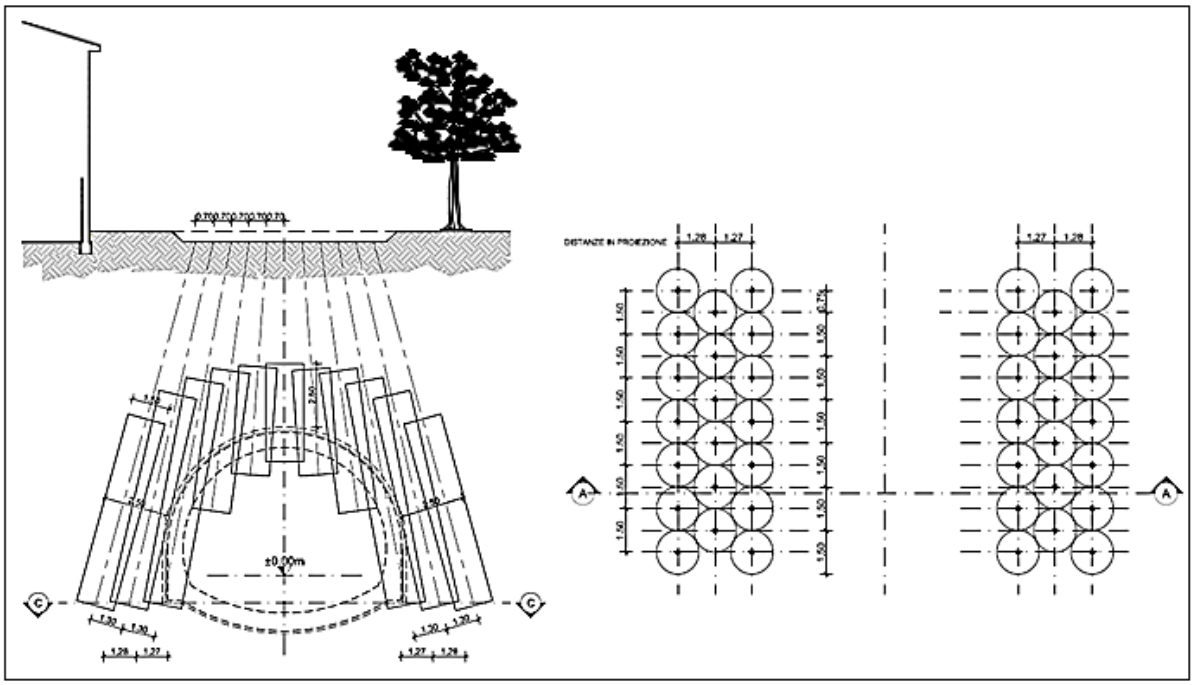


Figura 4.3.3: Intervento di consolidamento dalla superficie

Per quanto riguarda gli interventi di prima fase si utilizzano centine 2IPN140/1.00 m di acciaio S275 e calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C25/30. Come rivestimento definitivo si utilizza un calcestruzzo C25/30 e un acciaio B450C. I piedritti e la calotta prevedono un rivestimento definitivo avente uno spessore di 60 cm mentre l'arco rovescio e le murette uno spessore di 70 cm. Il copriferro si assume pari a 5 cm.

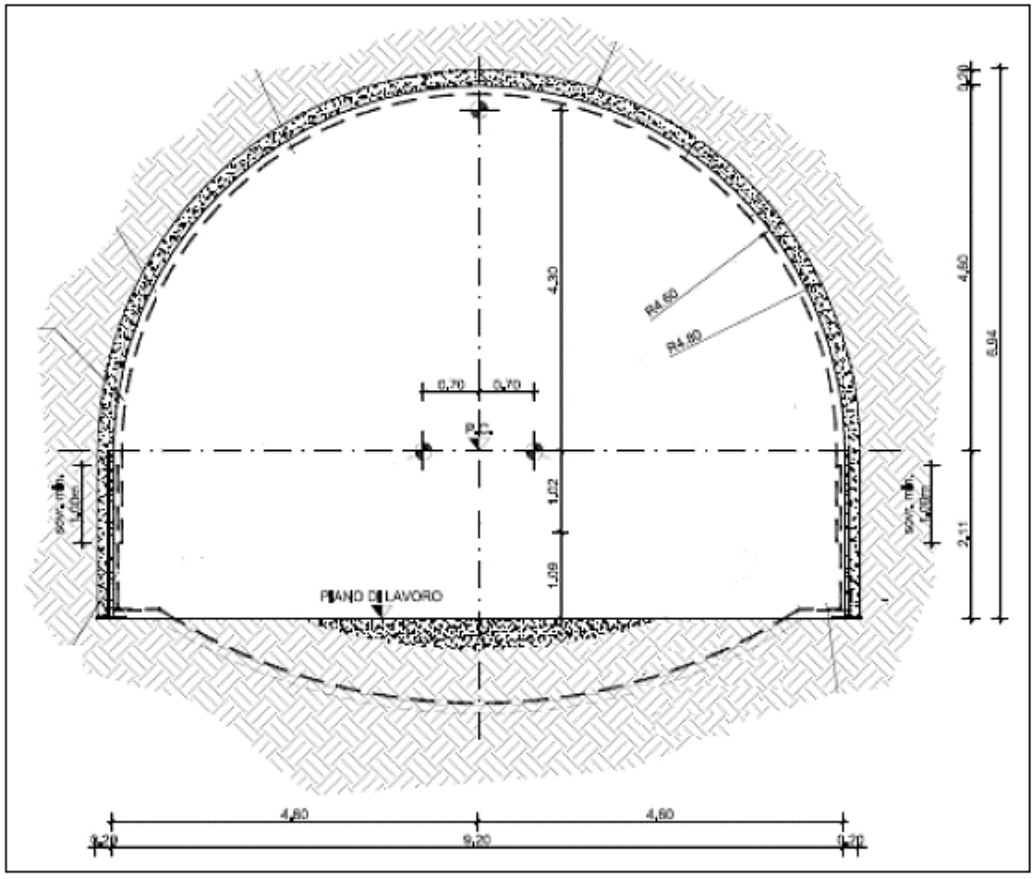


Figura 4.3.4: Sostegno di prima fase Sezione Tipo 1

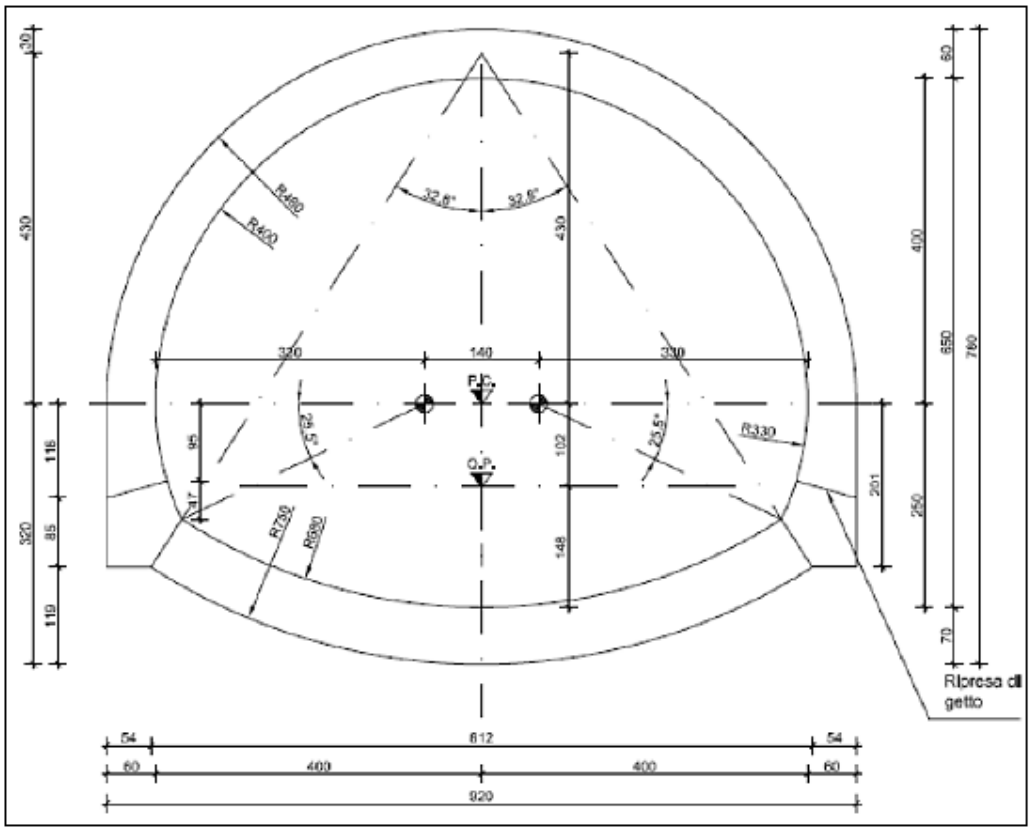


Figura 4.3.5: Sostegno di seconda fase della Sezione Tipo 1

Le fasi esecutive relative alla sezione tipo 1 sono:

1. Esecuzione del consolidamento del terreno mediante trattamenti eseguiti dalla superficie;
2. Scavo di avanzamento (1 m) a piena sezione con applicazione di cls proiettato fibro-rinforzato (spessore = 5 cm) ad ogni sfondo per esigenze di sicurezza;
3. Collocazione in opera del sostegno di prima fase: centine metalliche e cls proiettato fibro-rinforzato (spessore = 20 cm);
4. Scavo dell'arco rovescio e getto di cls magro (C12/15) di sottofondo (spessore = 10 cm);
5. Posa sistema di impermeabilizzazione, dove previsto, e getto dell'arco rovescio;
6. Posa impermeabilizzazione sui piedritti ed in calotta;
7. Posa armatura e getto di calotta e piedritti.

Andando a costruire la curva caratteristica numerica si può notare che, in presenza del consolidamento dal piano campagna, si ha un netto miglioramento della risposta deformativa del mezzo. Lo spostamento massimo sulla corona, relativo al totale rilascio tensionale ($\lambda = 1$), risulta essere di circa 11 mm ed inoltre il calcolo numerico arriva a convergenza diversamente da quanto accadeva nel caso di assenza di precontenimento (*Figura 4.3.6*).

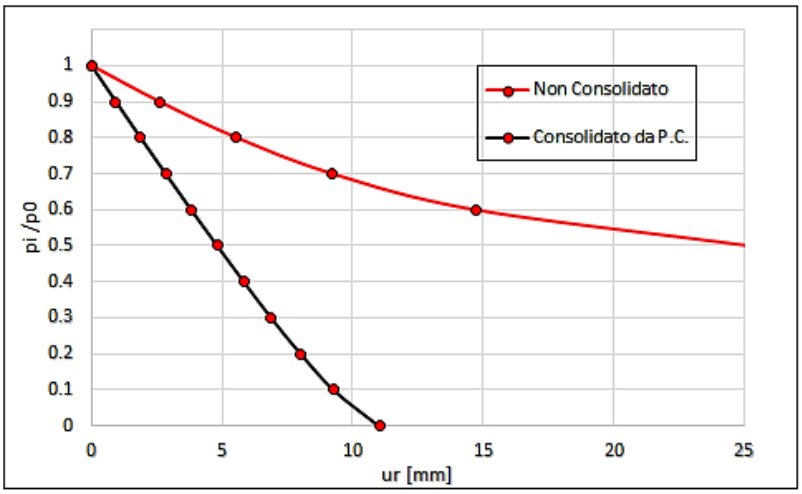


Figura 4.3.6: Curva caratteristica sezione tipo 1

Inoltre, la pressione di contenimento del fronte di scavo, nel caso di terreno consolidato, risulta essere negativa, il che significa che il fronte è stabile (*Tabella 4.3.2*).

Tabella 4.3.2: Verifica della stabilità del fronte di scavo (Sezione tipo 1)

Parametri Input			
h [m]	13.50	**Υ[kN/m³]**	19
R [m]	4.50	**c [kPa]**	150
q_s [kPa]	20	**ϕ [°]**	36
L [m]	9.00	**k**	2
a [m]	6.34	**FS**	2
Parametri Output			
p_s [kPa]		-95.12	

4.3.2 Sezione tipo 2

La sezione tipo 2 si applica in prossimità degli incroci e nei tratti in cui non è possibile effettuare il consolidamento dall'alto; essa comporta dei tempi di costruzione molto più lunghi rispetto alla sezione tipo 1. Il trattamento viene effettuato realizzando, in avanzamento al fronte di scavo, delle colonne sub-orizzontali di jet grouting leggermente divergenti (distribuite uniformemente attorno all'estradosso della calotta e dei piedritti della galleria) e l'impiego di barre in vetroresina inserite nel fronte di scavo (*Figura 4.3.7*). Il rivestimento di prima fase è costituito da centine e calcestruzzo proiettato (*Figura 4.3.7*) mentre il rivestimento definitivo è in cemento armato (*Figura* 4.3.8).

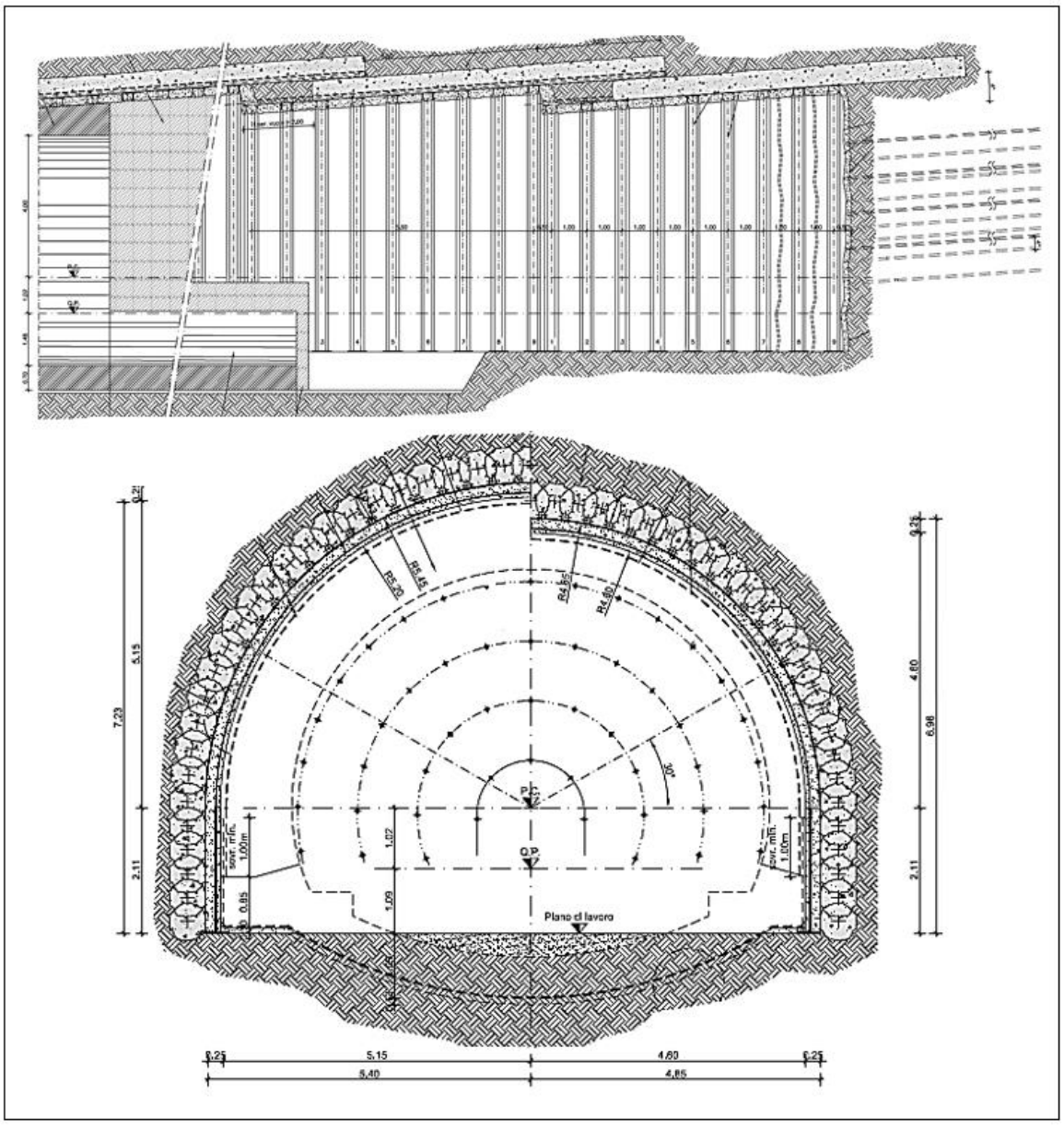


Figura 4.3.7: Tecnica di precontenimento della sezione tipo 2

Tale intervento ricade negli interventi di *tipo misto* poiché permette un'azione *protettiva* (le colonne sub-orizzontali permettono la canalizzazione delle tensioni all'esterno del nucleo d'avanzamento) ma anche un'azione di *rinforzo* (le barre di vetroresina inserite nel fronte

agiscono direttamente sulla consistenza del nucleo d'avanzamento migliorandone le caratteristiche naturali di resistenza e deformabilità).
Per quanto riguarda gli interventi di prima fase, si utilizzano centine 2IPN180/1.00 m di acciaio S275 e calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di classe C25/30. Come rivestimento definitivo si utilizza un calcestruzzo C25/30 e un acciaio B450C. I piedritti e la calotta presentano uno spessore variabile che va dai 60 cm ai 120 cm, tuttavia ai fini del calcolo si considera uno spessore di 60 cm. L'arco rovescio e le murette hanno uno spessore di 70 cm. Il copriferro si assume pari a 5 cm.

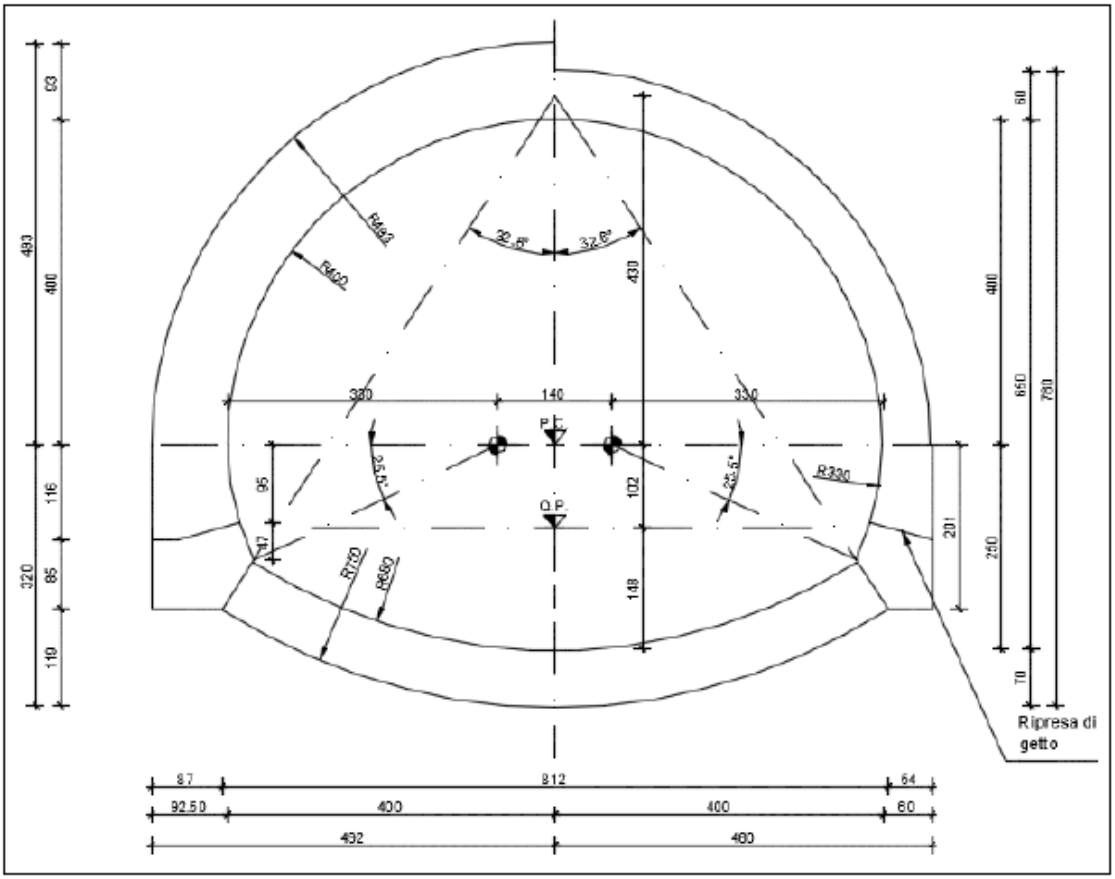


Figura 4.3.8: Sostegno di seconda fase della sezione tipo 2

Le fasi esecutive relative alla sezione tipo 2 sono:

1. A partire dalla fine della sezione tipo 1 eseguire una protezione del fronte di scavo con cls proiettato fibrorinforzato (spessore = 15 cm);
2. Esecuzione del consolidamento della calotta mediante colonne in jet grouting (diametro D = 60 cm; passo s = 40 cm; lunghezza L =10 m);
3. Esecuzione dell'ombrello di infilaggi sub-orizzontali;
4. Esecuzione del consolidamento del fronte con le barre di vetroresina;
5. Scavo di avanzamento con sfondo pari a 1 m;
6. Protezione del fronte di scavo con cls proiettato fibro-rinforzato (spessore = 5 cm);
7. Collocazione in opera delle centine metalliche e del cls proiettato fibro-rinforzato;
8. Ripetizione delle precedenti fasi al fine di realizzare un tratto complessivo di galleria di lunghezza pari a 8.5 m;

9. Ripetizione delle precedenti fasi al fine di realizzare un tratto complessivo di galleria di lunghezza pari a 18 m (circa due campi di scavo);
10. Scavo dell'arco rovescio e getto di cls magro di sottofondo (spessore = 10 cm) per un tratto di lunghezza pari a circa 8,50 m;
11. Posa del sistema di impermeabilizzazione dove previsto, getto arco rovescio e murette per un tratto pari a 8.5 m ed esecuzione del ritombamento al di sopra dell'arco rovescio per realizzare un piano di lavoro fino alla quota di imposta delle centine;
12. Ripetizione delle precedenti fasi fino alla realizzazione di un tratto di galleria di lunghezza pari a circa 5 campi di scavo (≈ 36 m);
13. Posa impermeabilizzazione sui piedritti ed in calotta nel primo campo di scavo;
14. Posa armatura e getto di calotta e piedritti del primo campo di scavo.

Il calcolo numerico della curva caratteristica in presenza del consolidamento dal fronte (trascurando la presenza dei tubi in vetroresina), effettuato in maniera analoga alla sezione tipo 1, arriva a convergenza fino al rilascio tensionale $\lambda = 0.8$ dopo il quale non si arriva a convergenza. Si può notare che per un rilascio tensionale pari all' 80% si ha uno spostamento verticale sulla corona pari a 2.1 cm il quale non è ammissibile, inoltre, la non convergenza del calcolo è indice di una plasticizzazione diffusa del terreno (*Figura 4.3.9*).

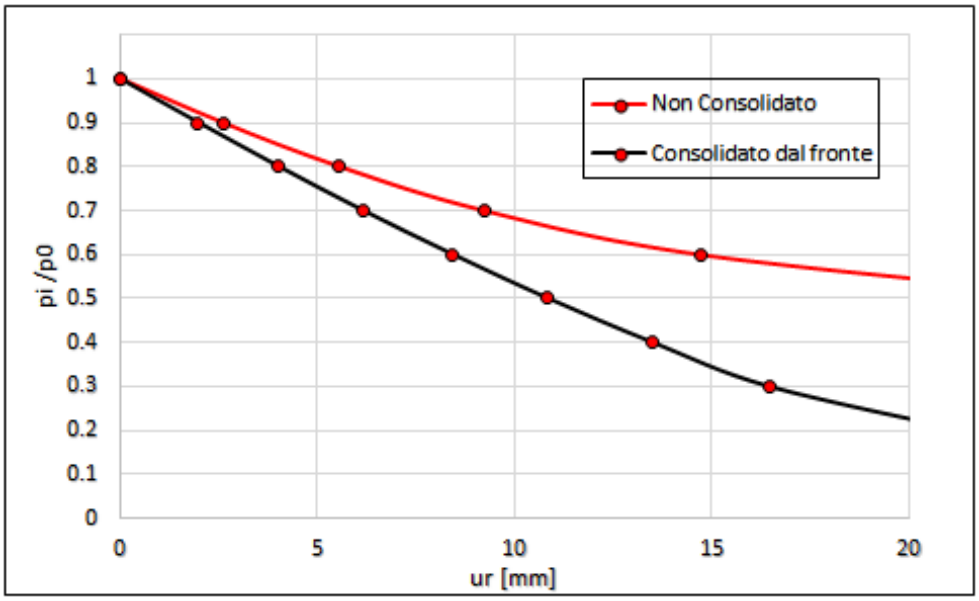


Figura 4.3.9: Curva caratteristica sezione tipo 2

Il calcolo della pressione di contenimento per il dimensionamento delle barre in vetroresina viene effettuato andando a trascurare l'effetto delle colonne di jet grouting sub-orizzontali; quindi, la pressione di contenimento è pari a quella che si ottiene in condizioni di assenza di consolidamento, riportata in *Tabella 4.3.1.* Il dimensionamento dei tubi in vetroresina è stato eseguito facendo riferimento a quanto esposto nel capitolo 2 (*Tabella 4.3.3*).

La lunghezza dei tubi L_{tot} deve tenere in conto della lunghezza del tratto instabile $i = a - {}^{L}/_{2}$, dove L è la lunghezza del tratto non sostenuto, e della lunghezza di un campo di scavo, che è di 8.5 m.

Tabella 4.3.3: Dimensionamento delle barre in VTR

Parametri fronte		*Parametri VTRϕ60/40*		*Parametri Normativa*	
A [m²]	63,1	**ϕ_{est} [mm]**	60	**γ_F**	1,30
a [m]	4,54	**ϕ_{int} [mm]**	40	**γ_R**	1,20
L [m]	1,50	**f_{yk} [MPa]**	500	**ξ**	1,80
i [m]	3,79	**A [mm²]**	1570,80		
p_s [kPa]	54,14	**T_y [kN]**	785,40		
		T_{tot} [kN]	3416,23		
		n [-]	50		
		T_{VTR} [kN]	68,32		

Verifica a sfilamento		*Verifica a snervamento*	
D_D [m]	0.11	**E_d [kN]**	68.32
α	1,40	**R_d [kN]**	581.78
q_s [kPa]	150		
D_s [m]	0.198		
L_s [m]	2.64		
L_{tot} [m]	14.93		

In definitiva, per ogni sfondo (campo di scavo) verranno impiegate 50 tubi in vetroresina con diametro esterno di 60 mm e diametro interno di 40 mm con una lunghezza totale di 15 m.

4.4 Analisi e modellazione

Si è proceduto ad analizzare, mediante approccio numerico, entrambe le sezioni di progetto, individuando le sollecitazioni indotte nel rivestimento. Le analisi sono state condotte sia in condizioni statiche che dinamiche. Nel caso dell'analisi statica, come *legame costitutivo del mezzo* si è scelto di utilizzare il modello elastoplastico incrudente ***hardening soil*** in modo tale da simulare la riduzione irreversibile di volume del mezzo. Gli *interventi di consolidamento* sono stati modellati con il legame costitutivo ***elastico perfettamente plastico Mohr-Coulomb***, mentre gli *interventi di contenimento* con il legame ***elastico lineare***. Per ciò che riguarda l'analisi dinamica, come si è visto, sia il mezzo che il contenimento sono modellati con un legame costitutivo elastico lineare.

Verrà riportata per prima la modellazione statica e dopo la modellazione dinamica di entrambe le sezioni tipo ed infine le verifiche per il dimensionamento del rivestimento definitivo.

4.4.1 Analisi statica della galleria

Per ciò che riguarda l'analisi statica delle due sezioni tipo si è fatto riferimento a quanto esposto nel capitolo 2.

4.4.1.1 Costruzione del modello geomeccanico

È stato creato il modello numerico (*Figura 4.4.1*) avente le caratteristiche meccaniche riportate in *Tabella 4.2.2* e caratteristiche geometriche riportate in T*abella 4.4.1*:

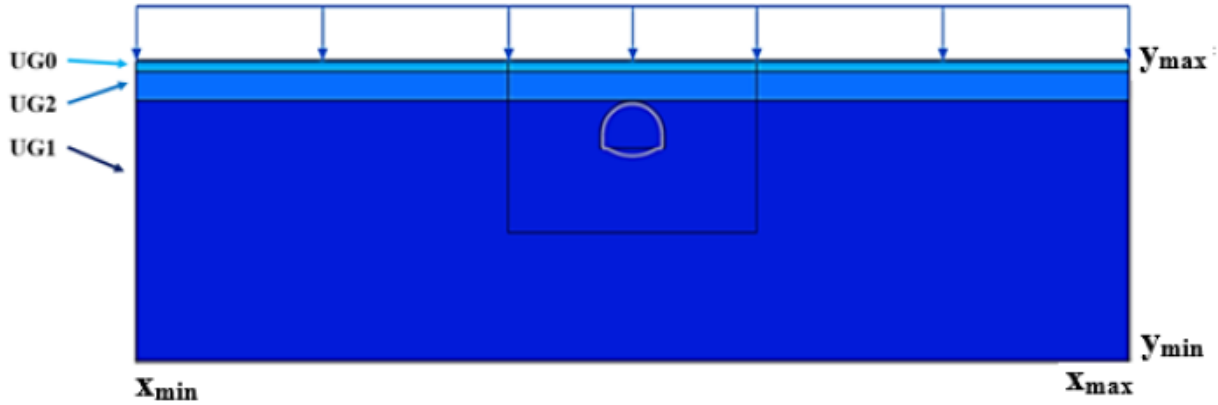


Figura 4.4.1: Modello geomeccanico

Tabella 4.4.1: Caratteristiche geometriche del modello geomeccanico

Bedrock	y_{min} = - 40 m
Piano campagna	y_{max} = 6.6 m
Estremo sinistro	x_{min} = - 80 m
Estremo destro	x_{max} = 80 m
Spessore UG0	1.6 m
Spessore UG2	5.0 m
Spessore UG1	40.0 m
Falda	Assente
Carico accidentale	20 kPa

Per ragioni di sicurezza, per tenere in considerazione il peso degli edifici, della strada e delle auto, è stato applicato un sovraccarico, al fine di incrementare lo stato tensionale (carico accidentale). Una volta costruito il modello numerico, con l'ausilio del software agli elementi finiti Plaxis2D, si procede con la discretizzazione del dominio in elementi finiti, con forma triangolare e con 15 nodi. Inoltre, per una maggiore precisione dei risultati si infittisce la mesh in corrispondenza del tunnel e in superficie (*Figura 4.4.2*).

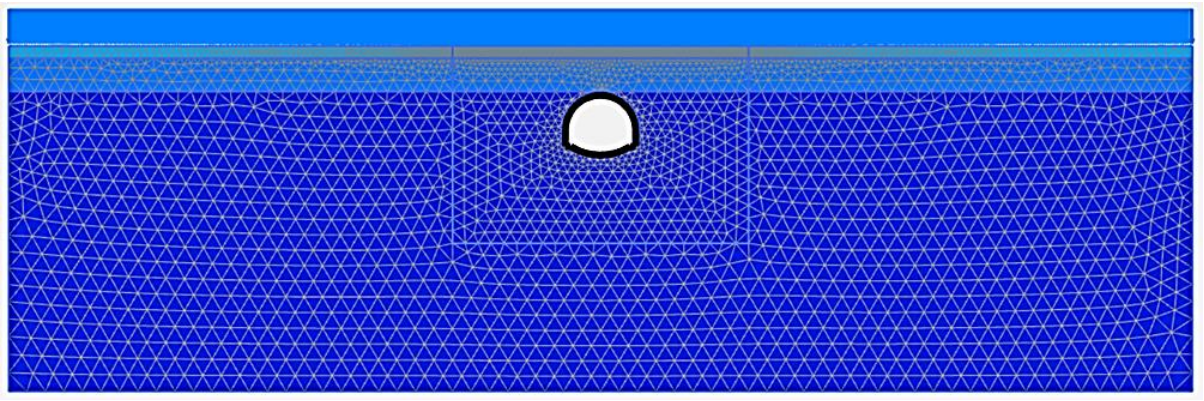


Figura 4.4.2: Modello geomeccanico con mesh

L'intervento di precontenimento è stato simulato andando ad inserire un materiale avente una certa geometria e determinate caratteristiche meccaniche (E = 450 MPa c = 150 kPa φ = 36°) (*Figura 4.4.3*).

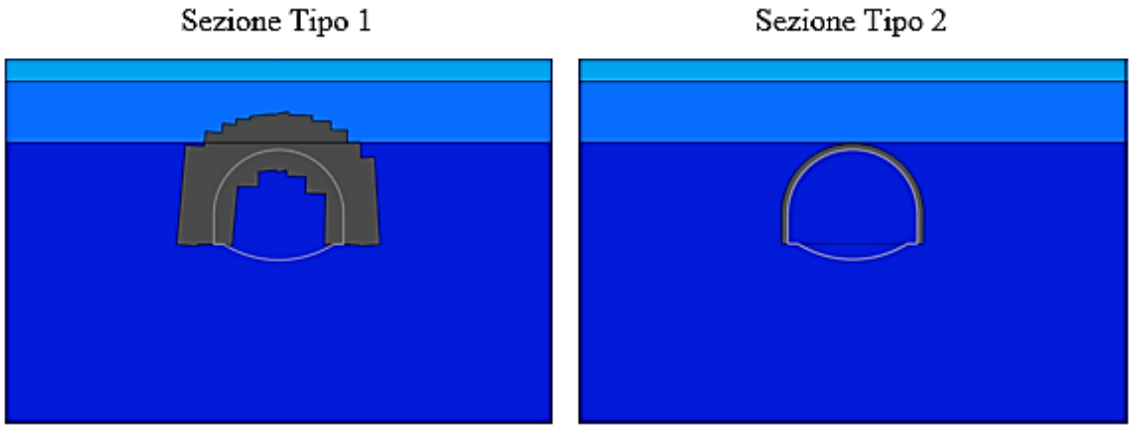


Figura 4.4.3: Modellazione del precontenimento

Gli interventi di stabilizzazione presentano le caratteristiche meccaniche riportate in *Tabella 4.4.2*. Le caratteristiche meccaniche degli interventi di prima fase sono state ricavate facendo riferimento al metodo proposto da *Carranza-Torres* [15] esposto nel secondo capitolo.

Tabella 4.4.2: Caratteristiche meccaniche degliinterventi di stabilizzazione

Interventi di stabilizzazione di 1ª fase					
Sezione Tipo 1			Sezione Tipo 2		
	Fresco	Maturo		Fresco	Maturo
EA [kN/m]	4.20E+06	8.01E+06	EA [kN/m]	4.85E+06	8.75E+06
EI [kNm^2/m]	2.11E+04	4.10E+04	EI [kNm^2/m]	2.53E+04	4.56E+04
Interventi di stabilizzazione di 2ª fase					
Sezione Tipo 1 e Sezione Tipo 2					
	Calotta e piedritti		Arco Rovescio		
EA [kN/m]	1.89E+07		2.20E+07		
EI [kNm^2/m]	5.67E+05		9.00E+5		

Le fasi costruttive sono state simulate con i relativi rilasci tensionali (*Tabella 4.4.3*).

Tabella 4.4.3: Fasi della simulazione numerica

Sequenza di analisi			
Sezione tipo 1		Sezione Tipo 2	
Fase 0	Condizione Geostatica;	Fase 0	Condizione Geostatica;
Fase 1	Attivazione del sovraccarico;	Fase 1	Attivazione del sovraccarico;
Fase 2	Attivazione del consolidamento;	Fase 2	Attivazione del consolidamento;
Fase 3	Situazione al fronte di scavo ($\lambda = 0.5$);	Fase 3	Situazione al fronte di scavo ($\lambda = 0.3$);
Fase 4	Situazione a 1 m dal fronte e installazione del sostegno di 1ª fase (fresco) ($\lambda = 0.8$);	Fase 4	Situazione a 0.5 m dal fronte e installazione del sostegno di 1ª fase (fresco) ($\lambda = 0.6$);
Fase 5	Situazione lontano dal fronte (cls maturo) ($\lambda = 1.0$);	Fase 5	Situazione lontano dal fronte (cls maturo) installazione dell'arco rovescio ($\lambda = 0.8$);
Fase 6	Getto del rivestimento definitivo in calotta e nei piedritti e getto dell'arco rovescio;	Fase 6	Getto del rivestimento definitivo in calotta e nei piedritti ($\lambda = 1.0$);
Fase 7	Condizioni a lungo termine (disattivazione del rivestimento di 1ª fase e del consolidamento).	Fase 7	Condizioni a lungo termine (disattivazione del rivestimento di 1ª fase e del consolidamento).

È importante sottolineare che gli spostamenti indotti dall'applicazione del carico superficiale sono stati annullati, in modo tale che i risultati del calcolo e quindi il bacino di subsidenza, sia depurato dagli spostamenti dovuti al carico. In tal modo, la presenza del carico ha solo lo scopo di incrementare lo stato tensionale iniziale che da triangolare diventa trapezoidale. Infine, è possibile avviare il calcolo numerico.

4.4.1.2 Caratteristiche di sollecitazione

I risultati della modellazione in termini di andamenti delle caratteristiche di sollecitazione nel rivestimento definitivo (Fase 7) sono riportati nella *Figura 4.4.4*.

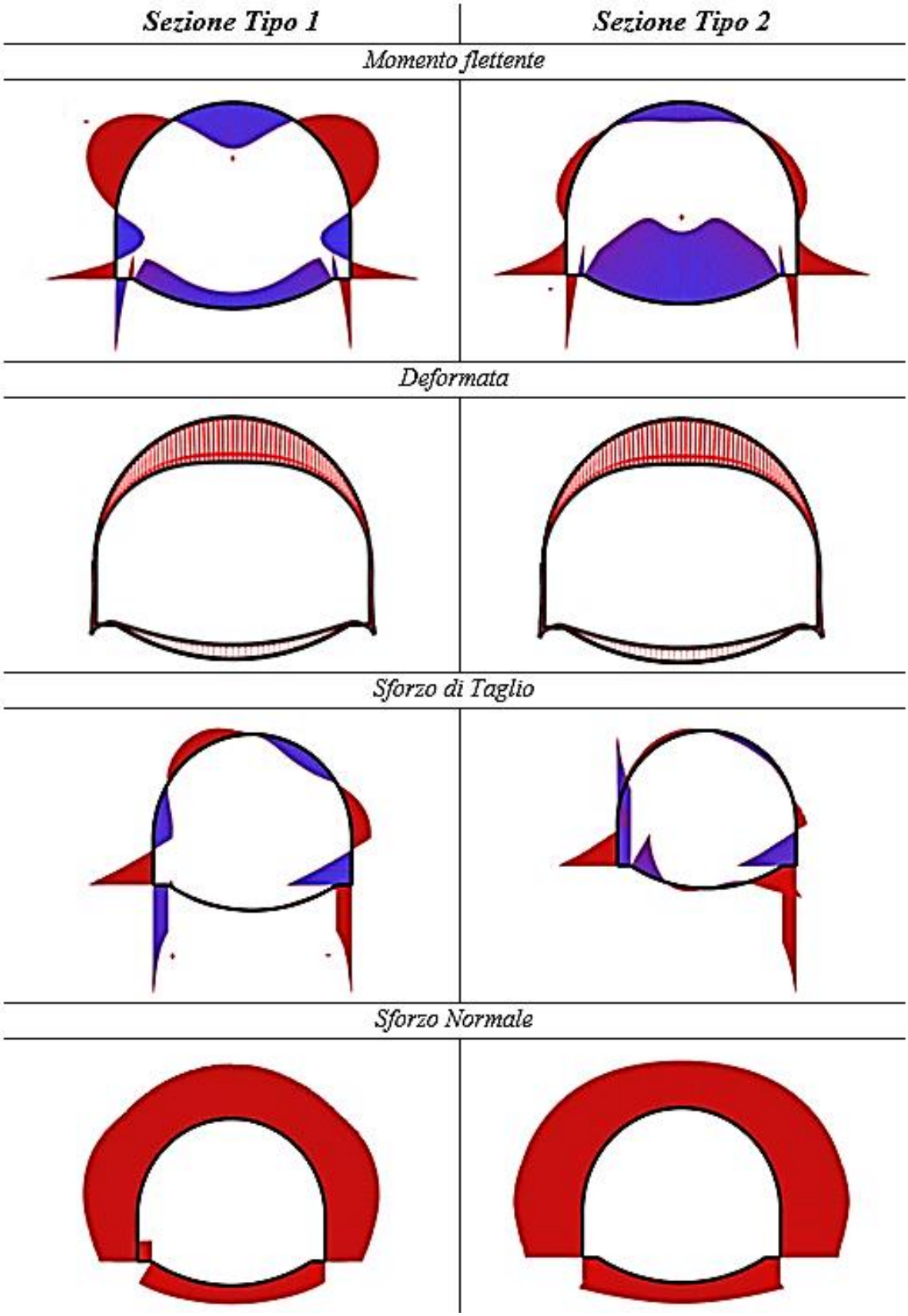


Figura 4.4.4: Caratteristiche di sollecitazione

I valori massimi e minimi delle caratteristiche di sollecitazione che si ottengono nella condizione a lungo termine (Fase 7) sono riportati in *Tabella 4.4.4*.

Tabella 4.4.4: Sollecitazioni nel rivestimento definitivo

Sollecitazioni	**Sezione tipo 1**	**Sezione tipo 2**
M_{max} [kNm/m]	112.21	214.75
M_{min} [kNm/m]	-112.21	-197.59
Q_{max} [kN/m]	327.24	500.93
Q_{min} [kN/m]	-326.55	-496.06
N_{max} [kN/m]	-180.41	-190.72
N_{min} [kN/m]	-595.75	-667.83
$u_{r,max}$ [mm]	11.41	11.36

Ovviamente, come risultati di calcolo, si ottengono anche le sollecitazioni negli interventi di prima fase; i valori massimi e minimi sono riportati in *Tabella 4.4.5:*

Tabella 4.4.5: Sollecitazioni nel rivestimento di prima fase

Sollecitazioni	**Sezione tipo 1**		**Sezione tipo 2**	
	Fresco	Maturo	Fresco	Maturo
M_{max} [kNm/m]	3.28	3.37	12.06	20.69
M_{min} [kNm/m]	-0.88	-1.07	-4.16	-91.13
Q_{max} [kN/m]	17.11	9.95	26.96	176.80
Q_{min} [kN/m]	-11.3	-6.50	-25.85	-175.70
N_{max} [kN/m]	-38.70	1.37	-57.71	-365.10
N_{min} [kN/m]	-181.65	-327.71	-224.65	-550.50

4.4.2 Analisi dinamica della galleria

L'analisi dinamica è stata condotta al fine di analizzare la risposta della sezione trasversale della galleria, e ricavare le sovrasollecitazioni dovute al sisma. A tal fine si è seguita la procedura illustrata in precedenza nel capitolo 2.

4.4.2.1 Valutazione della pericolosità sismica

Per la valutazione della pericolosità sismica è stato scelto come parametro di scuotimento l'accelerazione di picco al suolo PGA.

La vita di riferimento dell'opera oggetto di studio è V_N =100 anni mentre la classe d'uso è la III a cui corrisponde un coefficiente d'uso C_u = 1.5. A mezzo di queste è possibile calcolare il periodo di riferimento che vale V_R= 150 anni. Lo stato limite considerato è quello di stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) al quale corrisponde una probabilità di superamento P_{VR} = 10%. A questo punto è possibile calcolare il periodo di ritorno T_R = 1424 anni e il suo reciproco, ovvero la frequenza annuale di superamento λ= 0.000702.

Una volta calcolati questi parametri, a mezzo del sito dell'INGV si può scegliere il punto della griglia in cui ricade il comune di interesse (in questo caso Rivoli e Collegno) e visualizzare la tabella che fornisce i valori di PGA in funzione delle frequenze annuali di superamento e dei percentili. Nella *Tabella 4.4.6* sono riportati i valori di PGA del comune di Rivoli; poiché i comuni di Rivoli e Collegno sono molto vicini, si è considerato solo il comune di Rivoli. Poiché

il valore di λ = 0.000702 non è presente in tabella, è necessario fare una interpolazione, tra il valore della PGA relativa alla λ = 0.0004 e quella λ = 0.0010, entrambi corrispondenti al 50° percentile. Il valore della dell'accelerazione massima ottenuta è PGA = 0.09 g.

Tabella 4.4.6: Valori della PGA (INGV)

Frequenza annuale di superamento	PGA(g) (Coordinate del punto lat: 45.0877, lon: 7.5433, ID: 13569)		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.0848	0.108	0.1251
0.001	0.0636	0.0842	0.0972
0.0021	0.0499	0.0691	0.0789
0.005	0.0357	0.0537	0.0603
0.0071	0.0307	0.0479	0.0538
0.0099	0.0261	0.0428	0.0481
0.0139	0.0214	0.038	0.042
0.02	0.0171	0.0336	0.0366
0.0333	0.0115	0.0271	0.0296

Mediante la disaggregazione della pericolosità (sempre fornita dal sito) si ricavano la magnitudo e la distanza epicentrale (*Figura 4.4.5*).

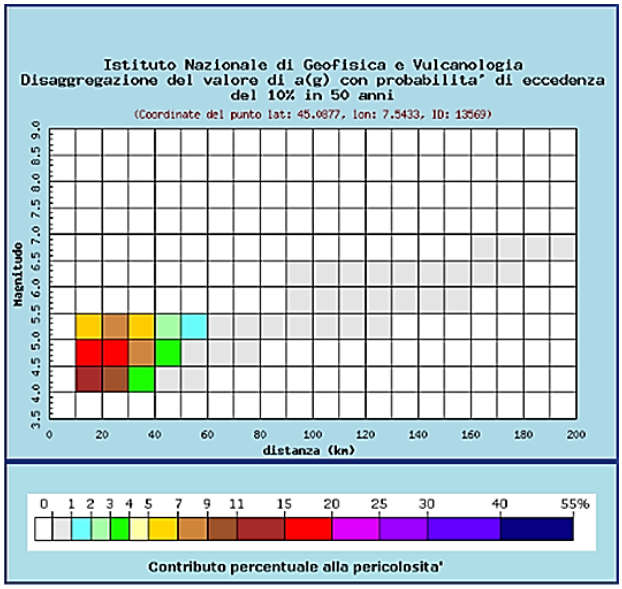


Figura 4.4.5: Disaggregazione della pericolosità (INGV)

Il range di distanze epicentrali e magnitudo che influiscono maggiormente sulla probabilità di superamento del 10 % e quindi sulla pericolosità sismica è:

- Magnitudo M: (4 ÷ 6)
- Distanze d: (0 ÷ 30)

Per tenere in considerazione l'amplificazione stratigrafica si fa riferimento a quanto detto nel capitolo 2: nel caso in esame il terreno è stato classificato di tipo C, e il coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta essere S_S = 1.5. Si ricava, infine, l'accelerazione massima, che risulta essere:

$$a_{max} = 0.135\ g$$

4.4.2.2 Valutazione della massima deformazione di taglio

Nota l'accelerazione massima agente nel sito di interesse è possibile stimare, in modo semplificato, la deformazione massima di taglio γ_{max} del terreno per effetto del sisma. Nel caso in esame il tunnel si trova ad una profondità compresa tra 6 - 9 m per cui il coefficiente di deamplificazione C che tiene in conto la profondità è C = 0.9; si può ricavare l'accelerazione massima alla profondità del tunnel:

$$a_{z,max} = 0.121\ g$$

Per quanto riguarda il calcolo della peak ground velocity si utilizza il rapporto k = 140:

$$V_s = 17.01 \text{ cm/s}$$

Infine, è necessario calcolare la deformazione di taglio massima dovuta alle onde di taglio.

$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_s} = \frac{0.1701}{400} = 0.0425\%$$

A questo punto, si può calcolare lo spostamento massimo Δx_{max} da imporre nel modello numerico (h_{mod} = 128 m).

$$\Delta x_{max} = \gamma_{max}\left(\frac{h_{mod}}{2}\right) = 0.000425 \cdot 64 = 0.027\ m = 27\ mm$$

Per quanto riguarda la condizione di interfaccia si è deciso di considerare una situazione intermedia tra full slip e no slip condition ($R_{Interface}$ = 0.55). Una volta calcolati i parametri è possibile costruire il modello numerico dinamico semplificato (*Figura 4.4.6*).

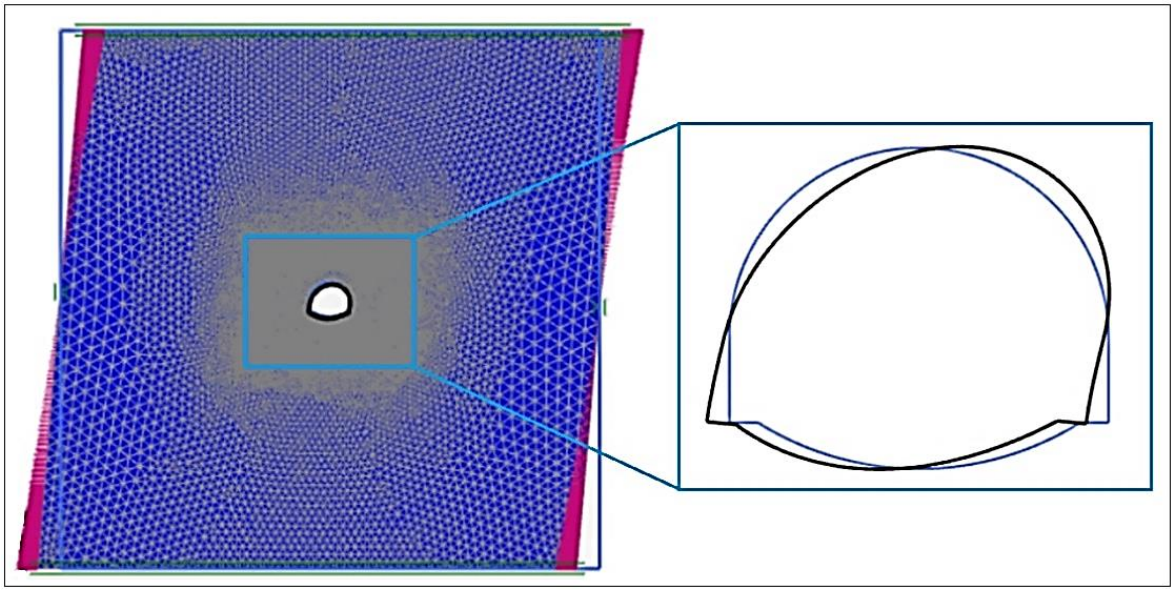


Figura 4.4.6: Modello dinamico semplificato

4.4.2.3 Sovrasollecitazioni dovute al sisma

La condizione dinamica viene studiata in assenza di intervento di consolidamento, per cui il modello dinamico semplificato delle due sezioni tipo è identico, essendo che le due sezioni tipo presentano le stesse dimensioni di scavo e lo stesso rivestimento definitivo. Si ottengono gli andamenti delle caratteristiche di sollecitazione dovute al sisma riportati in *Figura 4.4.7*.

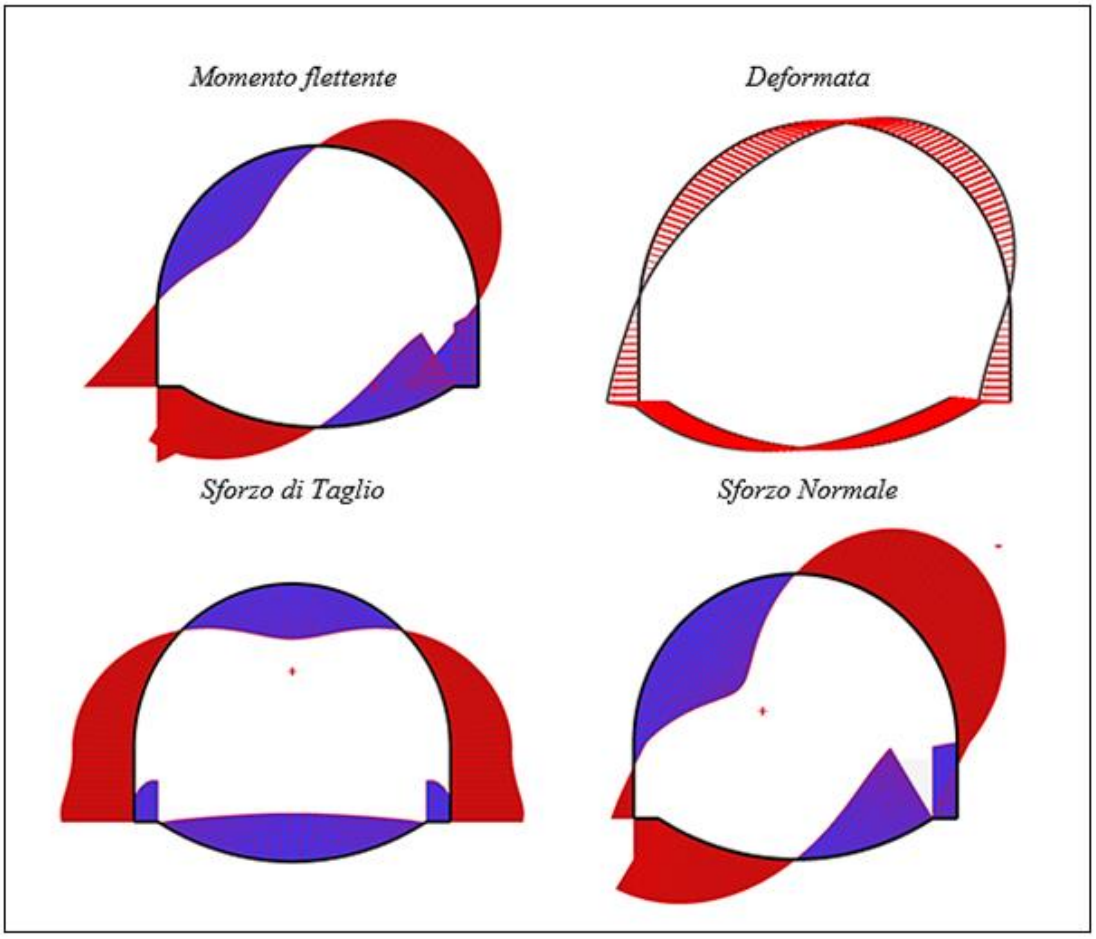


Figura 4.4.7: Andamento delle sovrasollecitazioni dovute al sisma

L'indice di flessibilità F, calcolato per una sezione circolare avente un raggio equivalente, risulta essere F = 14, superiore all'unità, questo significa che la struttura è meno rigida del mezzo. Si ha, quindi, una ovalizzazione del rivestimento maggiore di quella che si ha in condizioni free-field. Le sollecitazioni massime e minime sono riportate in *Tabella 4.4.7*.

Tabella 4.4.7: Sollecitazioni dovute al sisma

Sollecitazioni	**Sezione tipo 1 e 2**
M_{max} [kNm/m]	179.49
M_{min} [kNm/m]	-179.49
Q_{max} [kN/m]	59.56
Q_{min} [kN/m]	-81.49
N_{max} [kN/m]	93.24
N_{min} [kN/m]	-93.24

Le sovrasollecitazioni dovute al sisma devono essere sommate alle sollecitazioni statiche al fine di procedere con le verifiche strutturali.

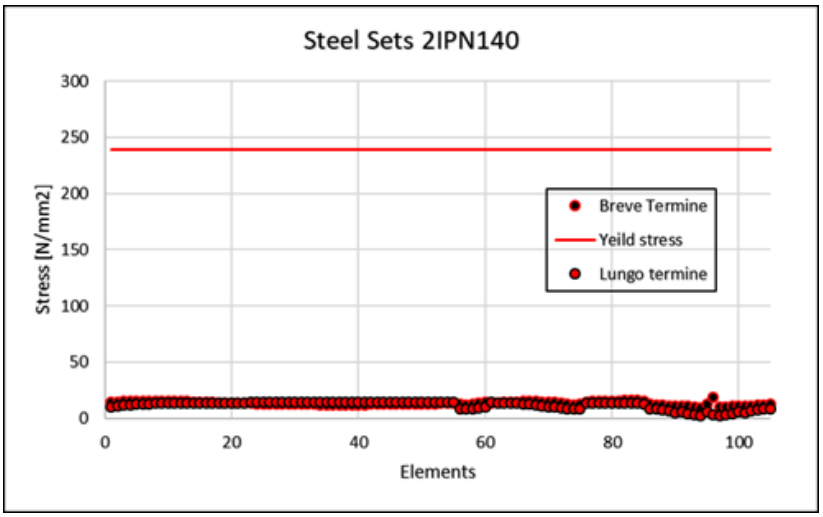
4.4.3 Dimensionamento e verifica degli interventi di contenimento

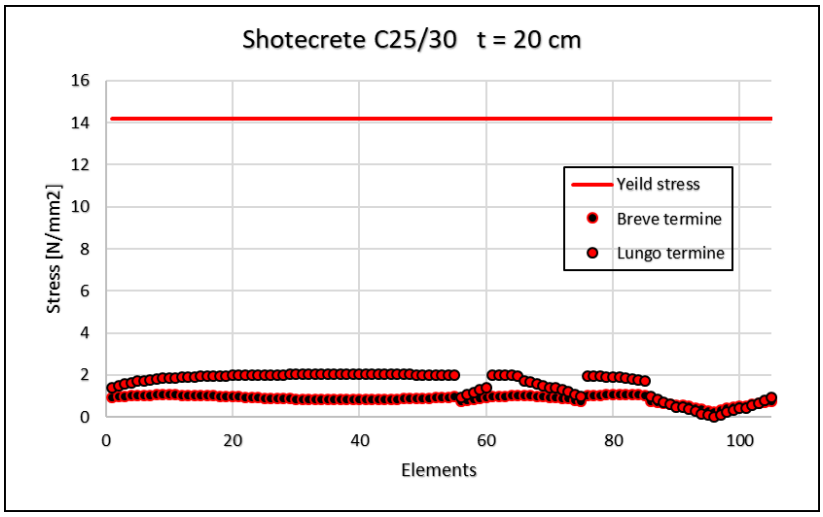
4.4.3.1 Verifica del rivestimento di 1ª fase

Le verifiche inerenti al sostegno di prima fase per le due sezioni tipo sono state condotte in conformità con quanto esposto nel capitolo 2, ovvero seguendo la teoria di *Carranza-Torres* [15] che permette di ripartire le sollecitazioni tra shotecrete e centine. A mezzo di queste sollecitazioni si ricava la tensione massima agente che verrà confrontata con la tensione massima ammissibile; i risultati per entrambe le sezioni tipo (sia a breve che a lungo termine) vengono illustrati in forma grafica in *Figura 4.4.8*.

La tensione massima ammissibile è stata ridotta, per questioni di sicurezza, a mezzo di un coefficiente di sicurezza (γ_{steel} = 1.15; γ_{cls} = 1.5). Nel caso delle centine si è scelto di utilizzare un acciaio di tipo S270 per entrambe le sezioni tipo, mentre per lo shotecrete si è scelto lo stesso tipo di calcestruzzo C25/30 ma con spessori differenti (20 cm per la sezione di tipo 1 e 25 cm per la sezione di tipo 2). Inoltre, ai fini del calcolo, si trascura il fatto che il calcestruzzo è fibrorinforzato. Le verifiche degli elementi strutturali sono state effettuate secondo la Normativa vigente, considerando l'approccio 1, Combinazione 1 (A1+M1+R1), si sono considerate le sollecitazioni ottenute dal calcolo, incrementate a mezzo di un coefficiente γ = 1.3.

Sezione tipo 1





Sezione tipo 2

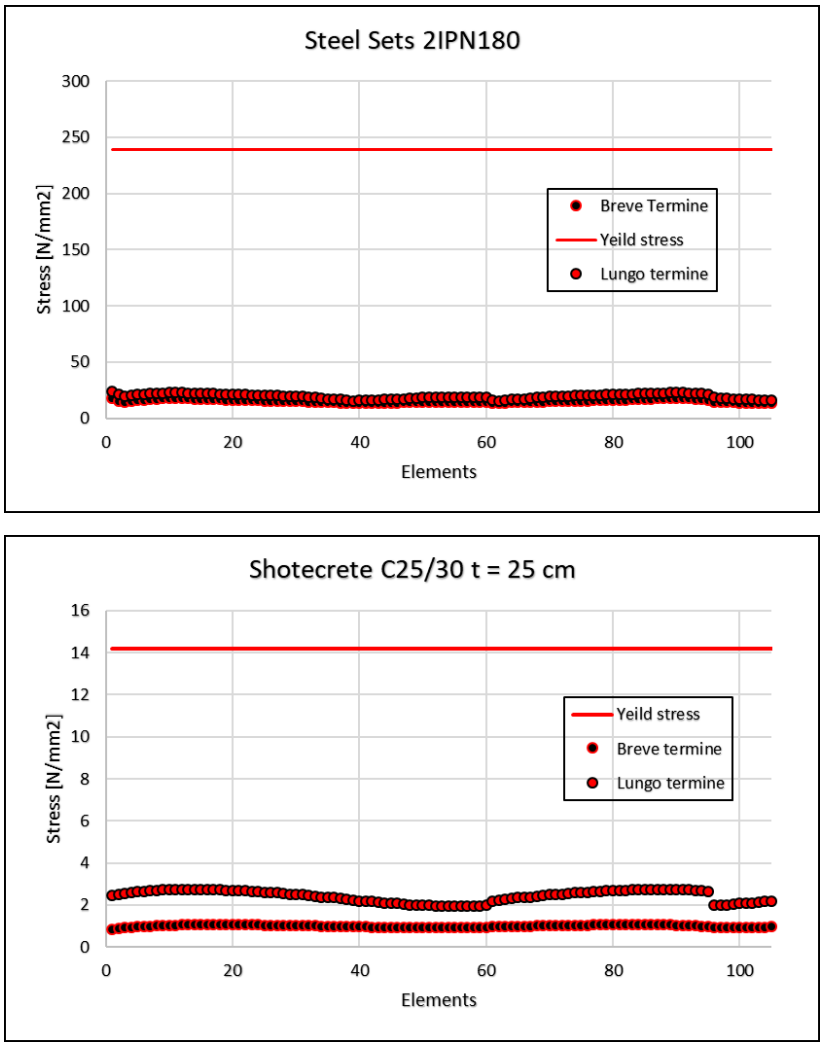


Figura 4.4.8: Verifica del rivestimento di prima fase

Come si può notare tutti i punti stanno al di sotto della tensione massima ammissibile; è quindi possibile affermare che la verifica è soddisfatta.

4.4.3.2 Verifica del rivestimento di 2ª fase

Per quanto riguarda le verifiche del rivestimento di seconda fase, si fa riferimento nuovamente alle nuove norme tecniche per le costruzioni NTC2018 (Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+M1+R1)). Sono, dunque, previste verifiche allo stato limite ultimo ed allo stato limite di esercizio. Le verifiche allo SLU devono essere effettuate sia in condizioni statiche che dinamiche. Per quanto riguarda le verifiche allo SLE, esse devono essere condotte solo in condizioni statiche nella combinazione di carico frequente.
I materiali utilizzati presentano le caratteristiche meccaniche elencate in *Tabella 4.4.8*:

Tabella 4.4.8: Caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati

Materiali			
CLS C25/30		***Acciaio B450C***	
f_{ck} (N/mm²)	25	f_{yk} (N/mm²)	450
γ_c	1.5	γ_s	1.15
α_{cc}	0.85	f_{yd} (N/mm²)	391.30
f_{cd} (N/mm²)	14.17	E (N/mm²)	210000
f_{ctm} (N/mm²)	2.56		
f_{ctk} (N/mm²)	1.80		
f_{ctd} (N/mm²)	1.20		
$f_{ctm,fl}$ (N/mm²)	3.08		
E (N/mm²)	30000		

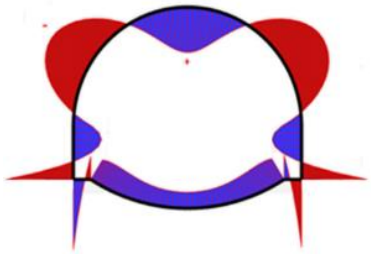
- ***Verifica allo S.L.U. in condizioni statiche***

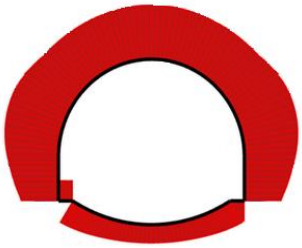
Per effettuare le verifiche allo SLU in condizioni statiche si considerano le sollecitazioni ottenute nella fase 7 amplificate del 30 %, e si effettuano le verifiche a pressoflessione e a taglio. Tali verifiche devono essere condotte sia per l'arco rovescio che per i piedritti e la calotta, per entrambe le sezioni tipo. Vengono riportate, per via grafica, le verifiche a pressoflessione (*Figura 4.4.9 e 4.4.10*) e le verifiche a taglio (*Figura 4.4.11 e 4.4.12*) per entrambe le sezioni tipo. Le caratteristiche geometriche del rivestimento, dell'armatura longitudinale e trasversale scelta nonché la relativa resistenza a taglio sono riportati in *Tabella 4.4.9.*

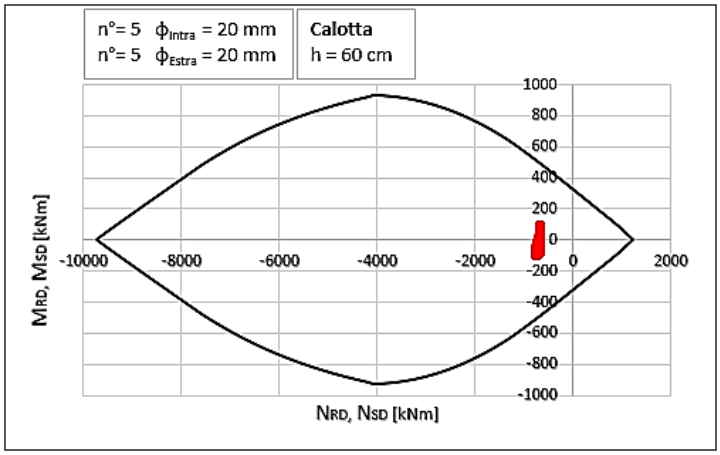
Tabella 4.4.9: Caratteristiche geometriche e meccaniche delle armature

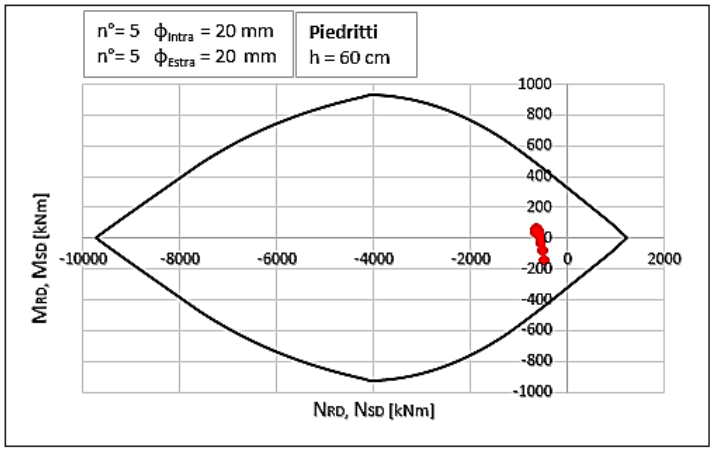
Geometria		***Armatura***		***Resistenza a Taglio***	
b (mm)	1000	n°$\phi_{sl,sup}$	5	v	0.5
h (mm)	600	n°$\phi_{sl,inf}$	5	w_{sw}	0.031
c_{nom} (mm)	50	A_s' (mm²)	1570.80	cotg θ	2.5
d (mm)	550	A_s (mm²)	1570.80	V_{Rsd} (kN)	547.66
$\phi_{sl,sup}$	20	n°Bracci	4	V_{Rcd} (kN)	1209.05
$\phi_{sl,inf}$	20	A_{sw} (mm²)	452.39		
ϕ_{sw}	12	s (mm)	400		
d'_{sup} (mm)	72	d* (mm)	495		
d'_{inf} (mm)	72				

Sezione Tipo 1 ***(Verifica a pressoflessione in condizioni statiche)***









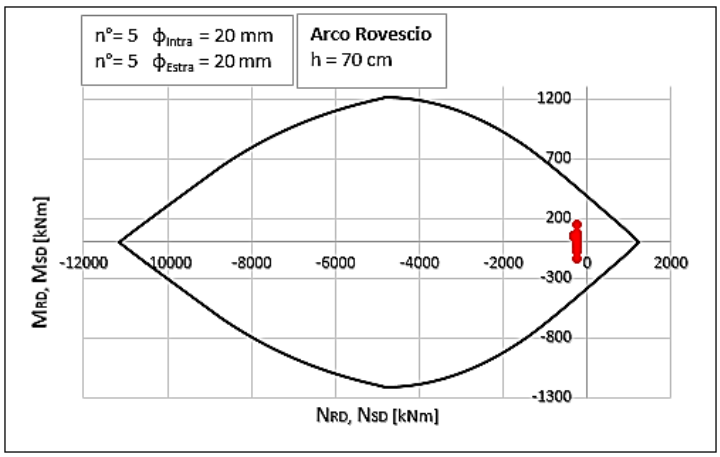
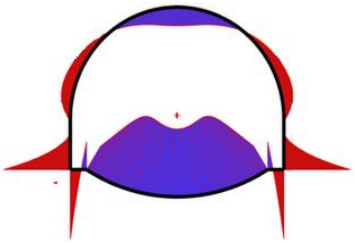
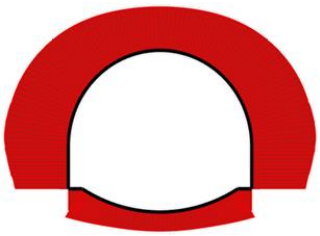
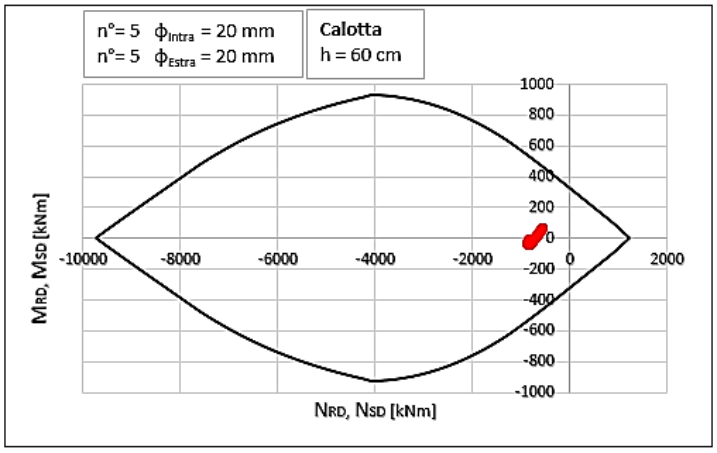


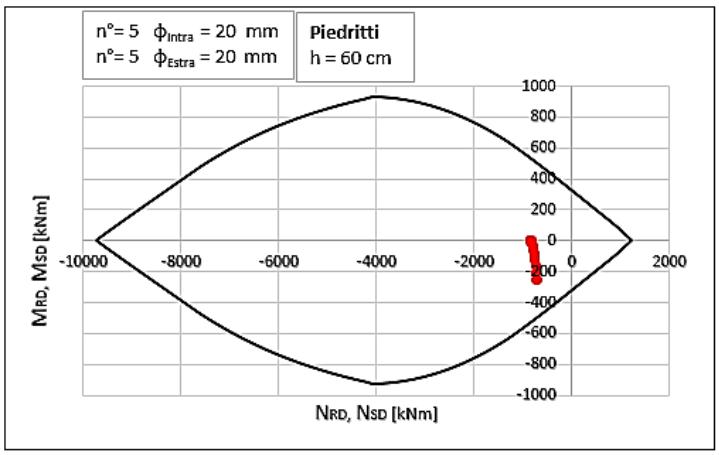
Figura 4.4.9: Verifica a pressoflessione in condizioni statiche (Sezione tipo 1)

Sezione Tipo 2 ***(Verifica a pressoflessione in condizioni statiche)***









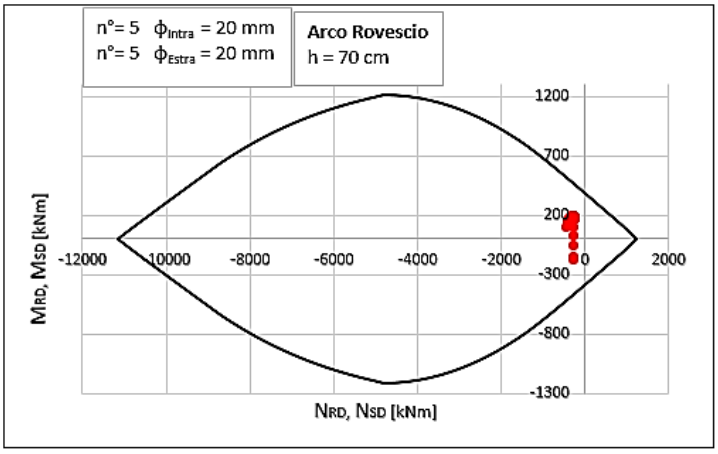
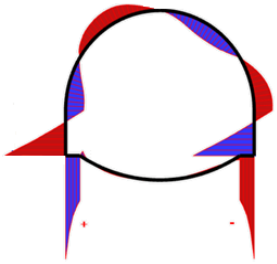
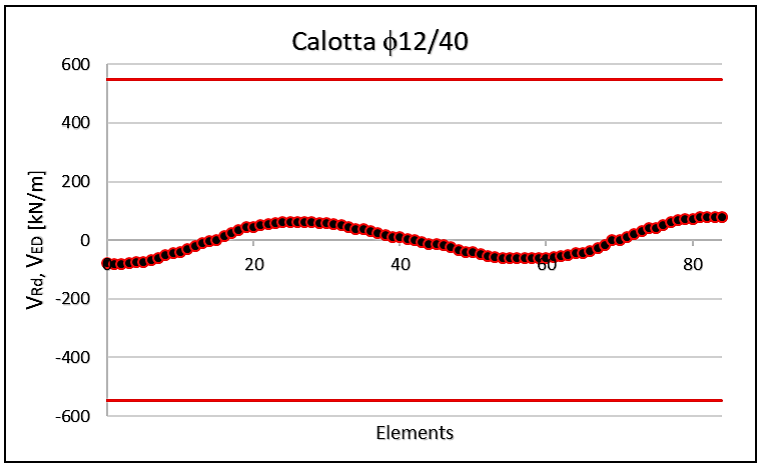
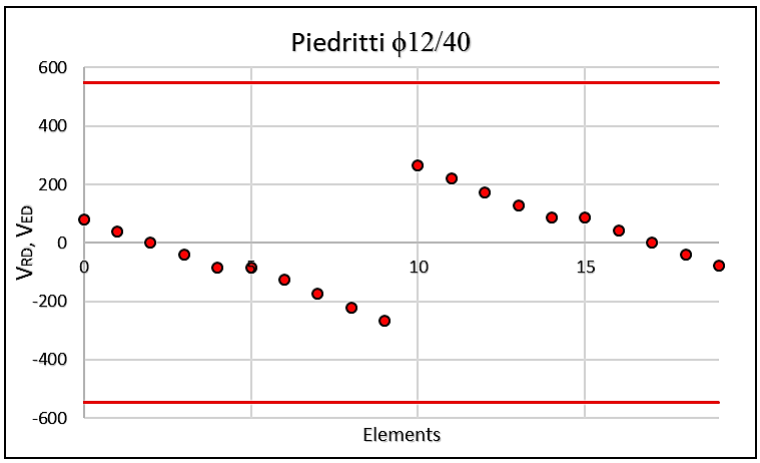


Figura 4.4.10:Verifica a pressoflessione in condizioni statiche (Sezione tipo 2)

Sezione Tipo 1 ***(Verifica a taglio in condizioni statiche)***







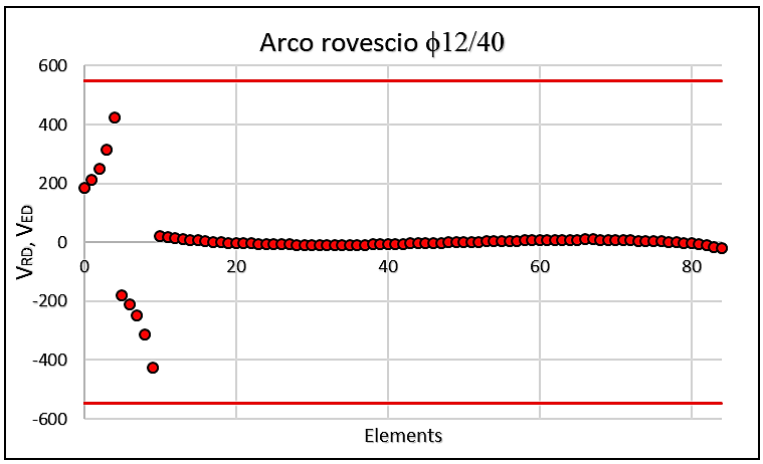
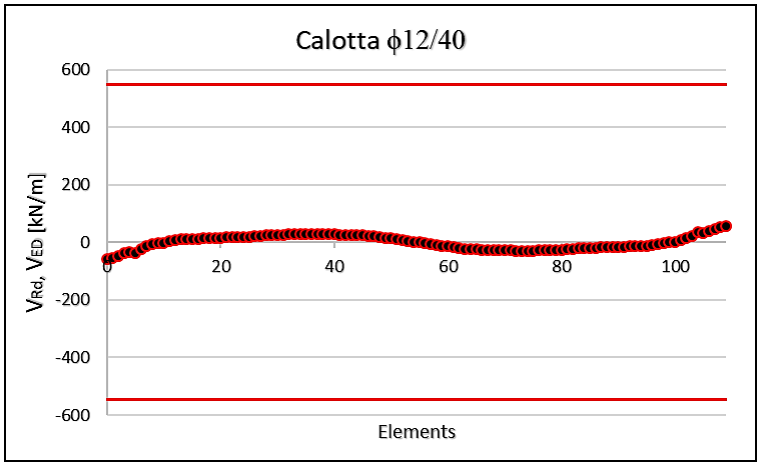
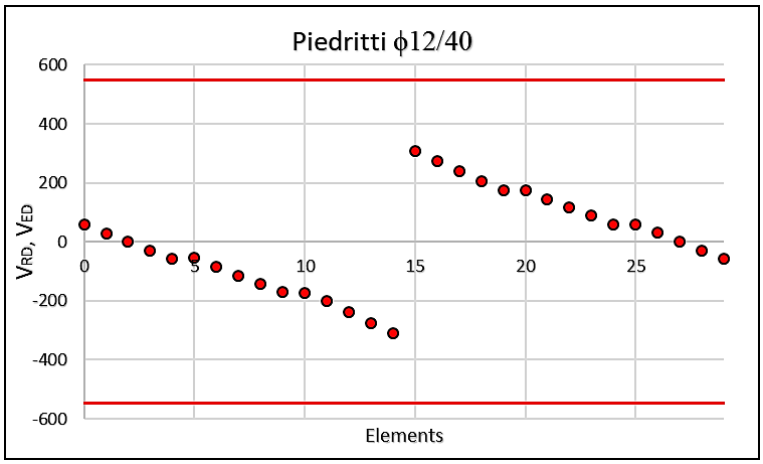


Figura 4.4.11: Verifica a taglio in condizioni statiche (Sezione tipo 1)

Sezione Tipo 2 *(Verifica a taglio in condizioni statiche)*





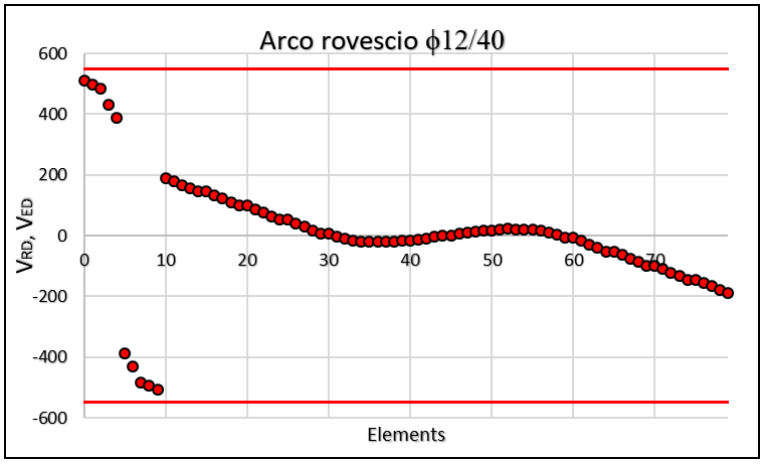


Figura 4.4.12: Verifica a taglio in condizioni statiche (Sezione tipo 2)

- ***Verifica allo S.L.E. in condizioni statiche***

Le verifiche allo SLE effettuate sono quella di *stato limite di fessurazione* e di *stato limite di limitazione delle tensioni*. Essendo un'opera in sotterraneo, si è scelto come categoria di condizioni ambientali quella di condizioni molto aggressive. L'acciaio utilizzato è un acciaio ordinario, quindi si ricade nella categoria di armature poco sensibili. Infine, facendo riferimento alla tabella 4.1.IV della NTC2018 si ricade nel gruppo di esigenze C, al quale corrisponde una verifica allo *stato limite di apertura delle fessure* con una apertura massima $w_k \leq w_1$. I valori limite di apertura della fessura sono i seguenti: $w_1 = 0.2$ mm, $w_2 = 0.3$ mm, $w_3 = 0.4$ mm. Per quanto riguarda lo *stato limite di limitazione delle tensioni,* valutate le sollecitazioni interne nelle varie parti della struttura dovute alle combinazioni caratteristiche e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

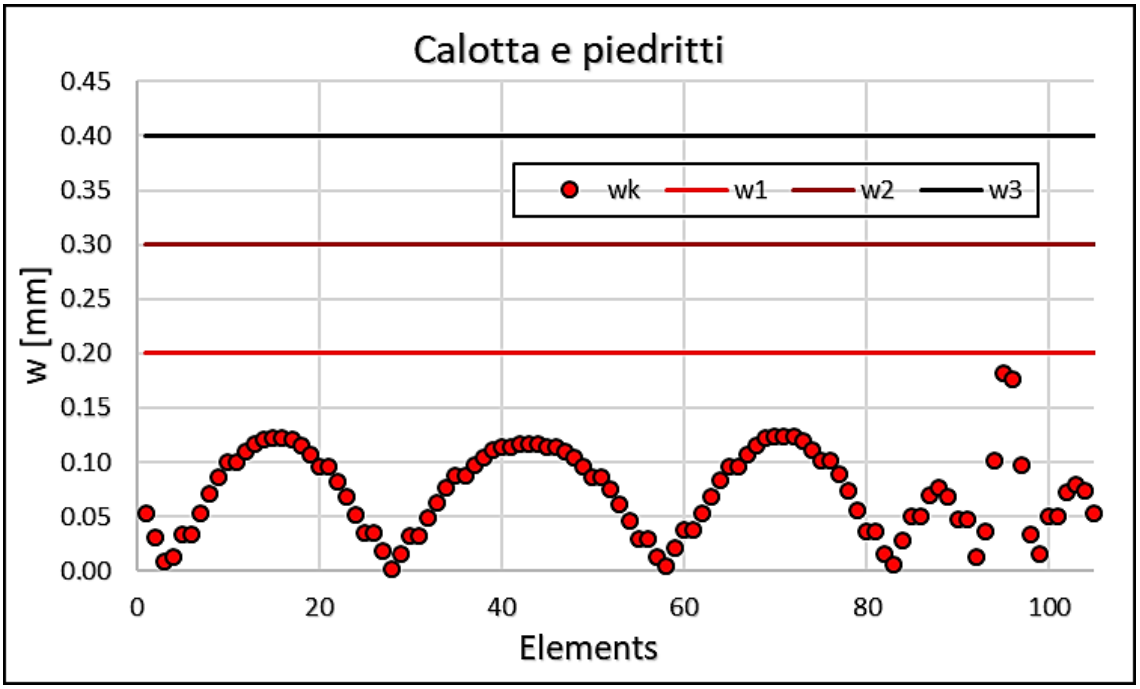
- $\sigma_{c,max} \leq 0{,}60\ f_{ck}$ per combinazione caratteristica;
- $\sigma_{c,max} \leq 0{,}45\ f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_{s,max} \leq 0{,}8\ f_{yk}$

Nel caso di opere in sotterraneo è possibile considerare le sollecitazioni come azioni. In seguito, vengono riportate, per via grafica, le verifiche di apertura delle fessure (*Figure 4.4.13 e 4.4.14*) e le verifiche di limitazione delle tensioni (*Figure 4.4.15 e 4.4.16*) sia per la sezione di tipo 1 che per la sezione tipo 2.

Sezione Tipo 1 *(Apertura delle fessure)*



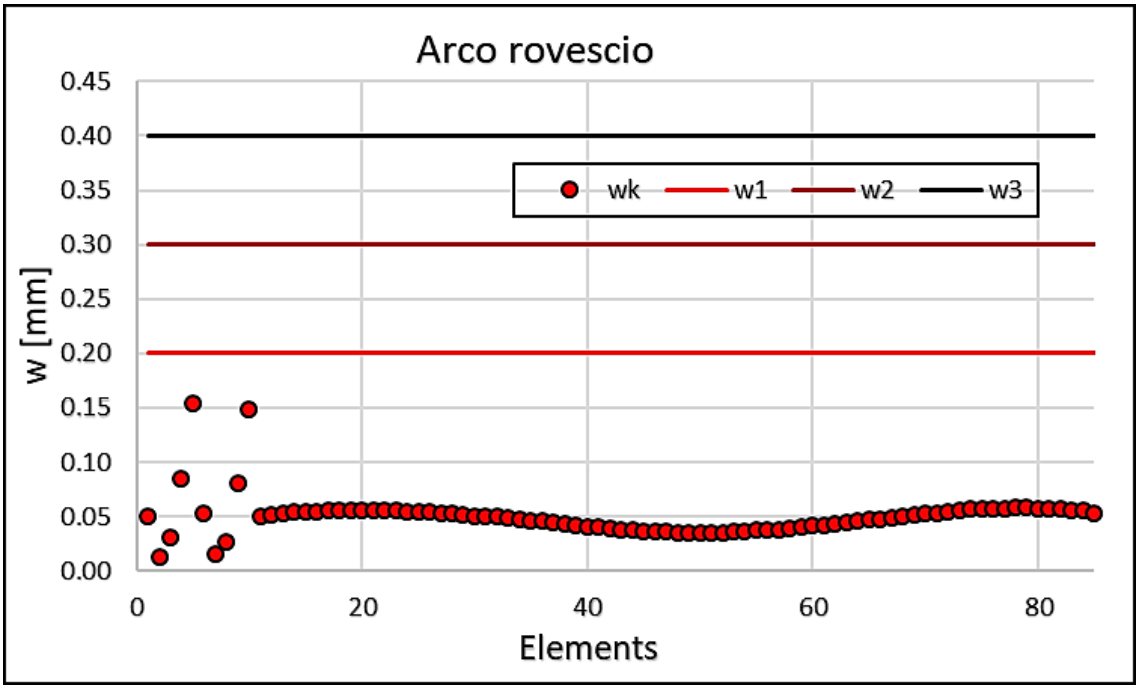
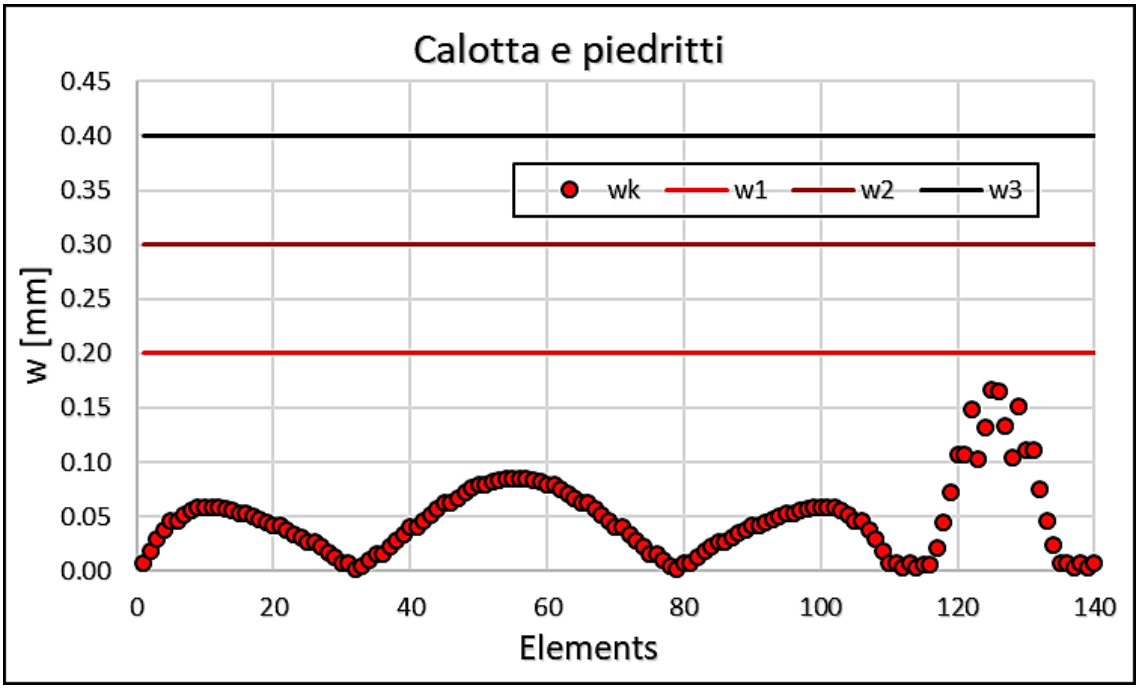


Figura 4.4.13: Verifica apertura massima della fessura (Sezione Tipo 1)

Sezione Tipo 2 *(Apertura delle fessure)*



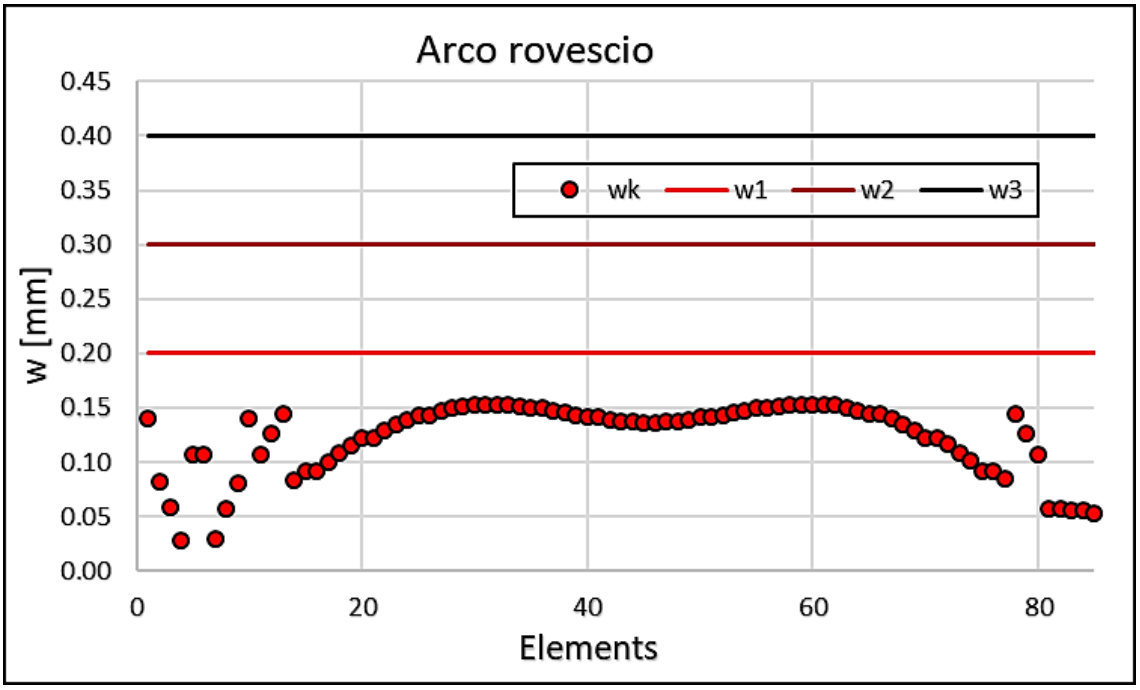


Figura 4.4.14: Verifica apertura massima della fessura (Sezione Tipo 2)

Per quanto riguarda la verifica di limitazione delle tensioni, si è trascurato il fatto che l'arco rovescio presenta uno spessore di 70 cm; i calcoli sono stati effettuati per una sezione con spessore di 60 cm (a vantaggio di sicurezza) in modo tale da includere in uno stesso grafico i risultati relativi alla calotta, ai piedritti e all'arco rovescio.

Sezione Tipo 1 ***(Limitazione delle tensioni)***

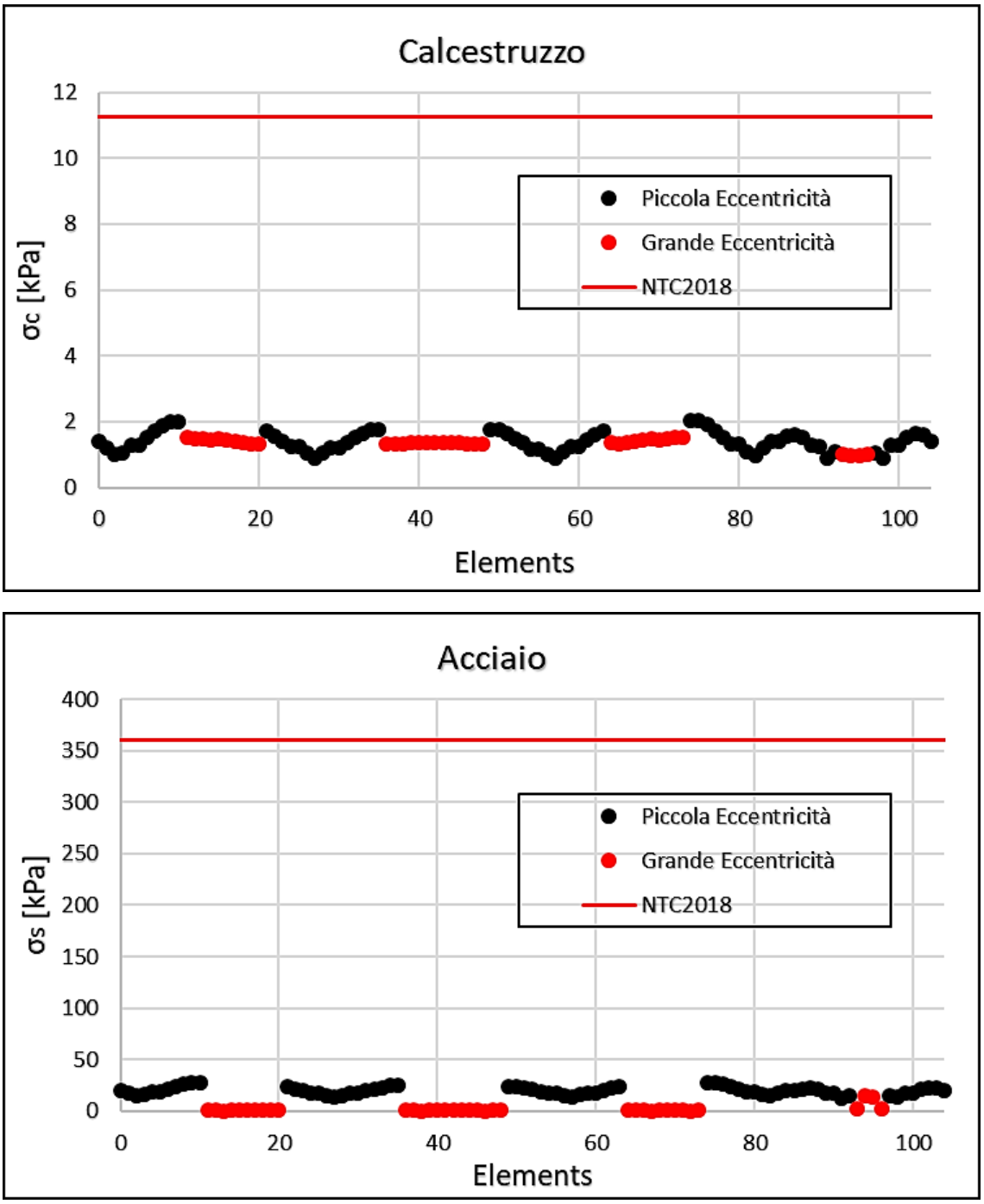


Figura 4.4.15: Verifica di limitazione delle tensioni (Sezione Tipo1)

Sezione Tipo 2 ***(Limitazione delle tensioni)***

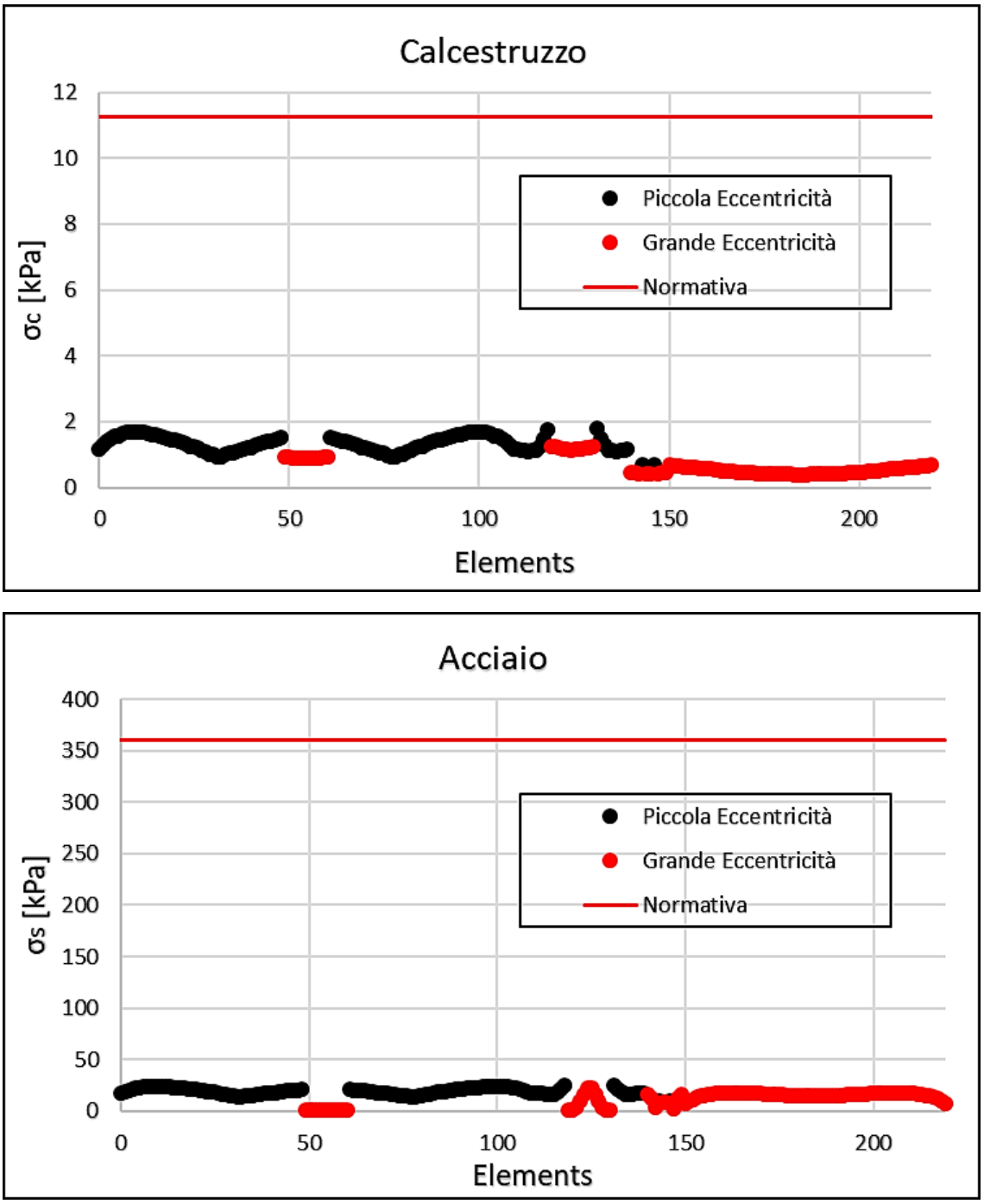
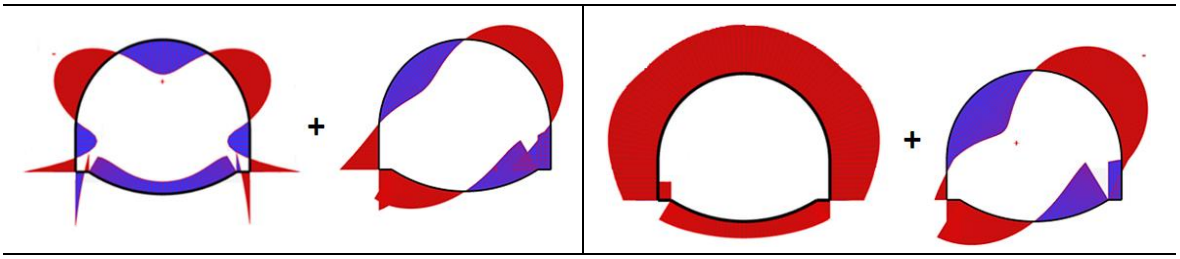


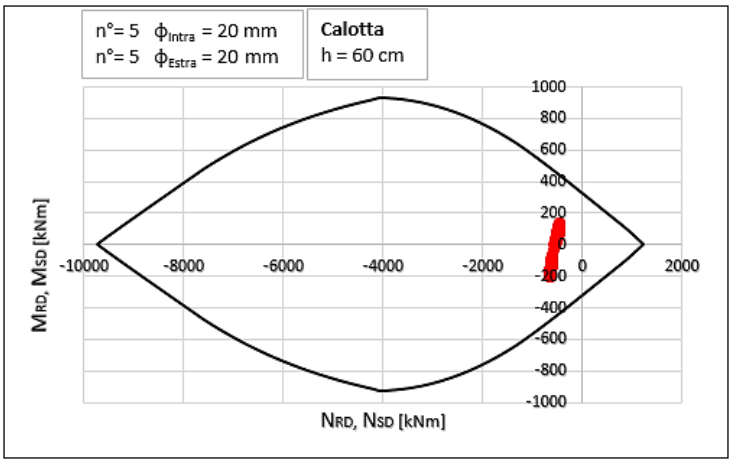
Figura 4.4.16: Verifica di limitazione delle tensioni (Sezione Tipo2)

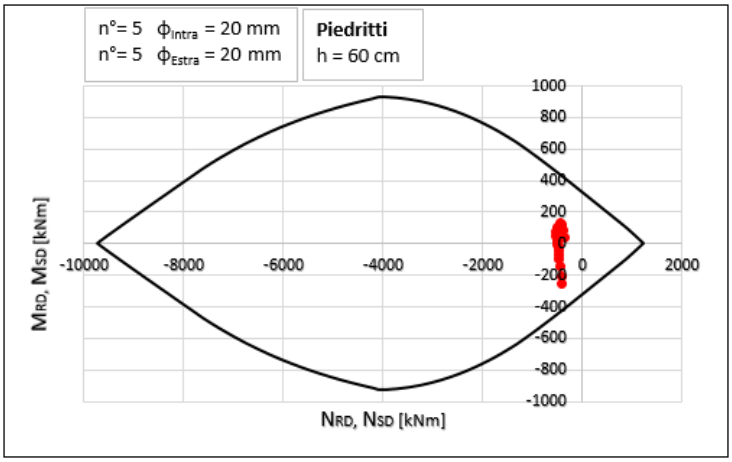
- ***Verifica allo S.L.U. in condizioni dinamiche***

Per effettuare le verifiche allo SLU in condizioni dinamiche è necessario sommare le sollecitazioni in condizioni statiche con le sollecitazioni in condizioni dinamiche. Una volta sommate tali sollecitazioni, e quindi ricavate le sollecitazioni totali, si effettuano le verifiche a pressoflessione e a taglio. Tali verifiche devono essere condotte sia per l'arco rovescio che per i piedritti e la calotta, per entrambe le sezioni tipo. In seguito, vengono riportate, per via grafica, le verifiche a pressoflessione (*Figure 4.4.17 e 4.4.18*) e a taglio (*Figure 4.4.19 e 4.4.20*) in condizioni dinamiche per entrambe le sezioni tipo.

Sezione Tipo 1 ***(Verifica a pressoflessione in condizioni dinamiche)***







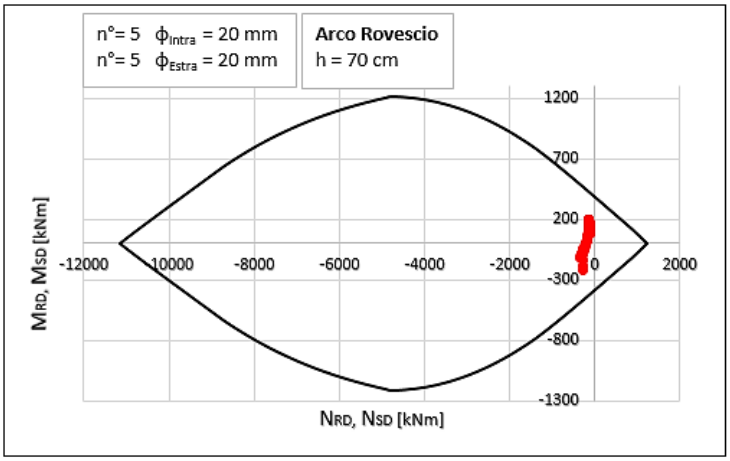
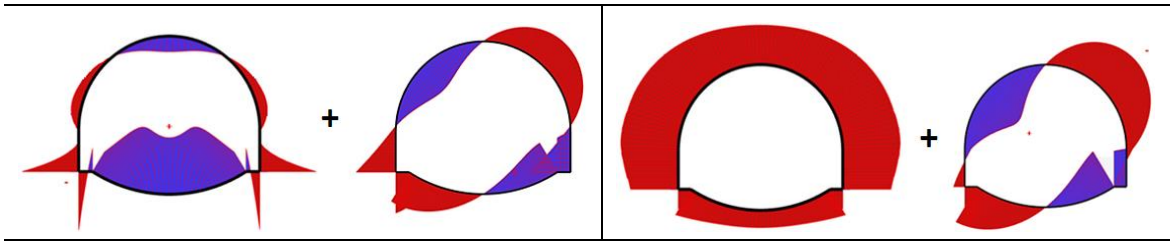
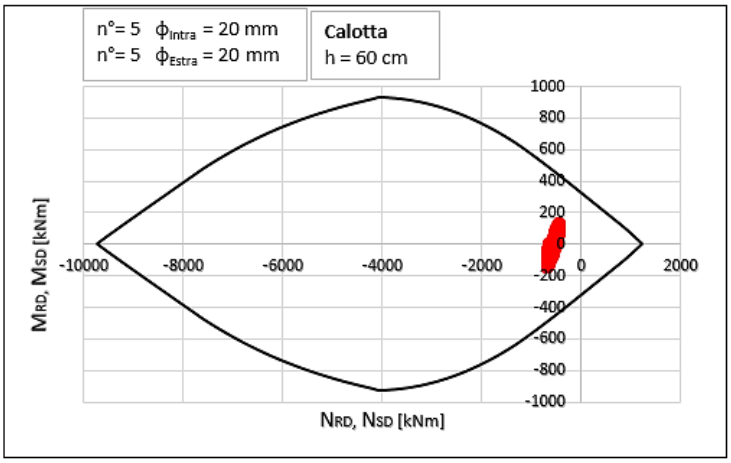
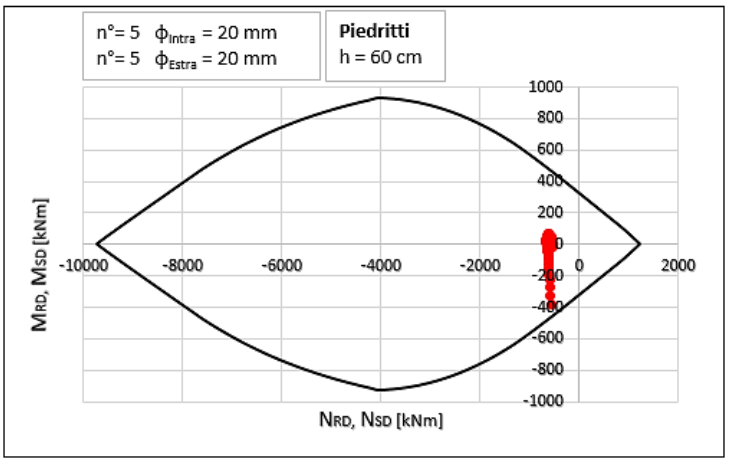


Figura 4.4.17: Verifica a pressoflessione in condizioni dinamiche (Sezione Tipo 1)

Sezione Tipo 2 ***(Verifica a pressoflessione in condizioni dinamiche)***







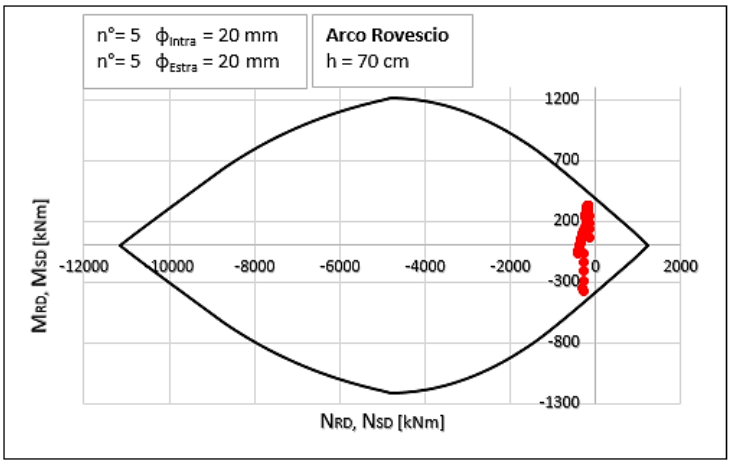
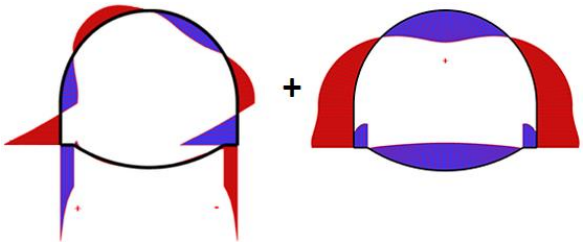
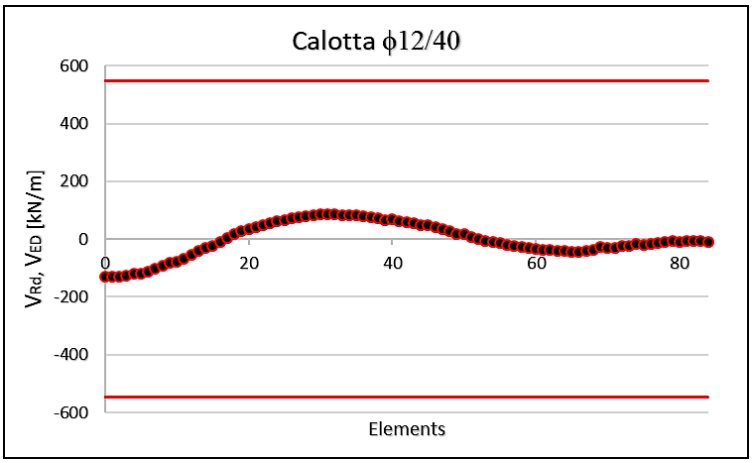
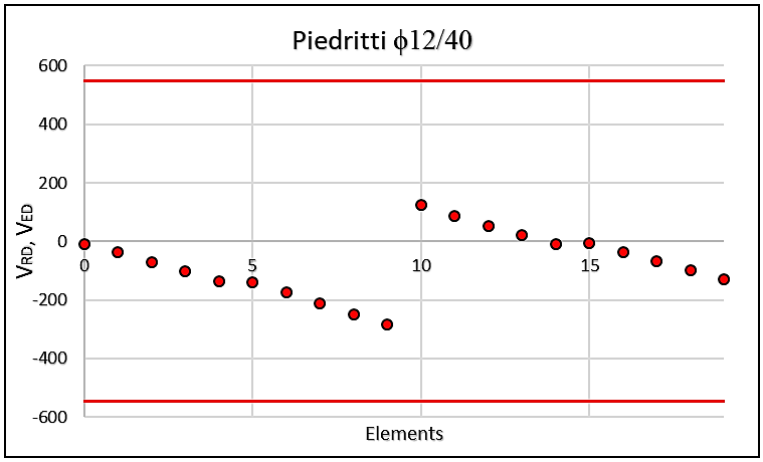


Figura 4.4.18: Verifica a pressoflessione in condizioni dinamiche (Sezione Tipo 2)

Sezione Tipo 1 ***(Verifica a taglio in condizioni dinamiche)***







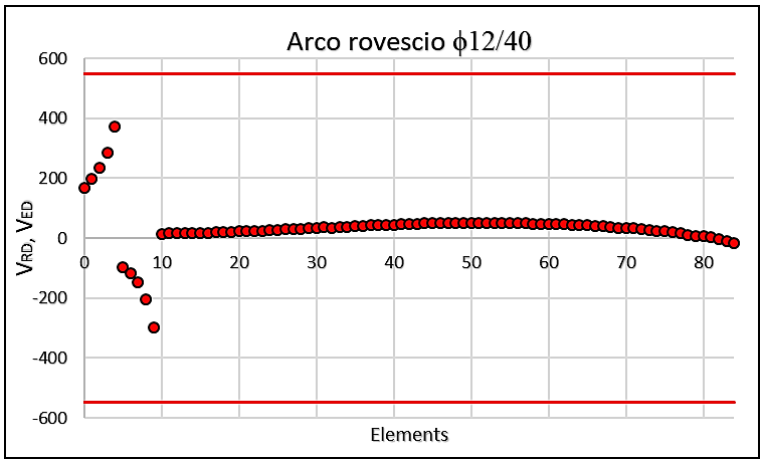
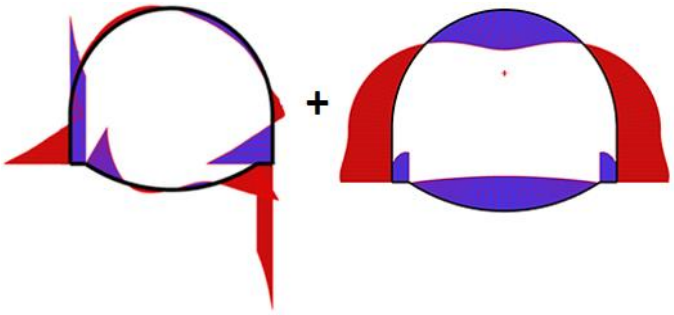
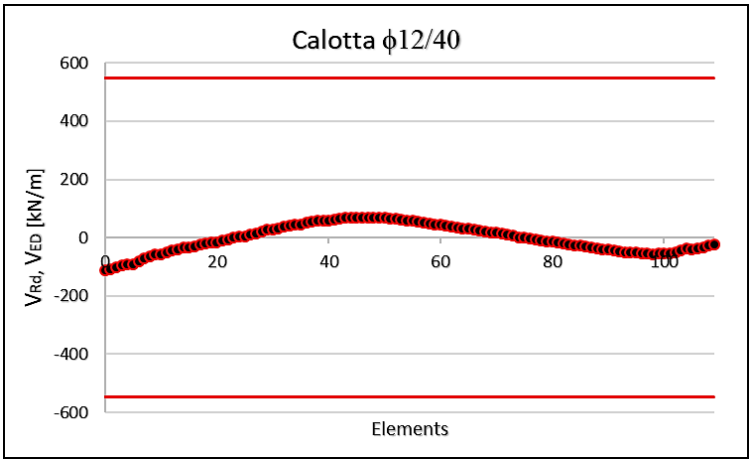
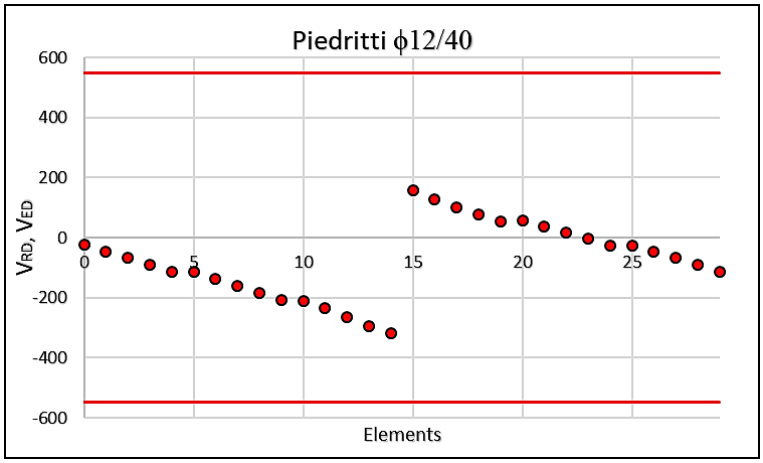


Figura 4.4.19: Verifica a taglio in condizioni dinamiche (Sezione Tipo 1)

Sezione Tipo 2 ***(Verifica a taglio in condizioni dinamiche)***







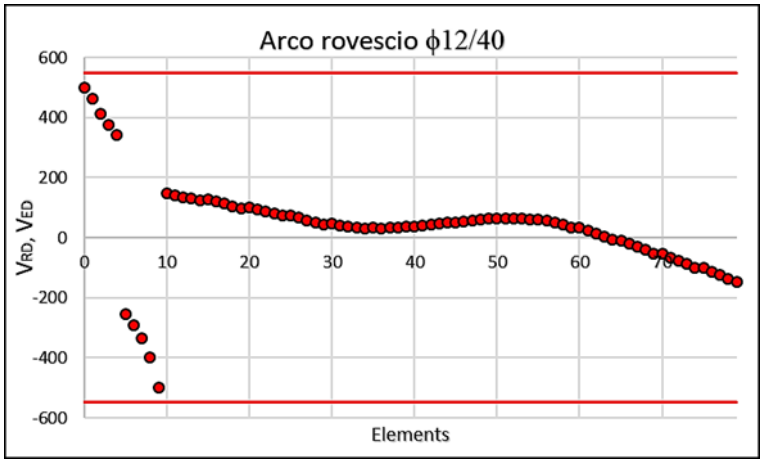


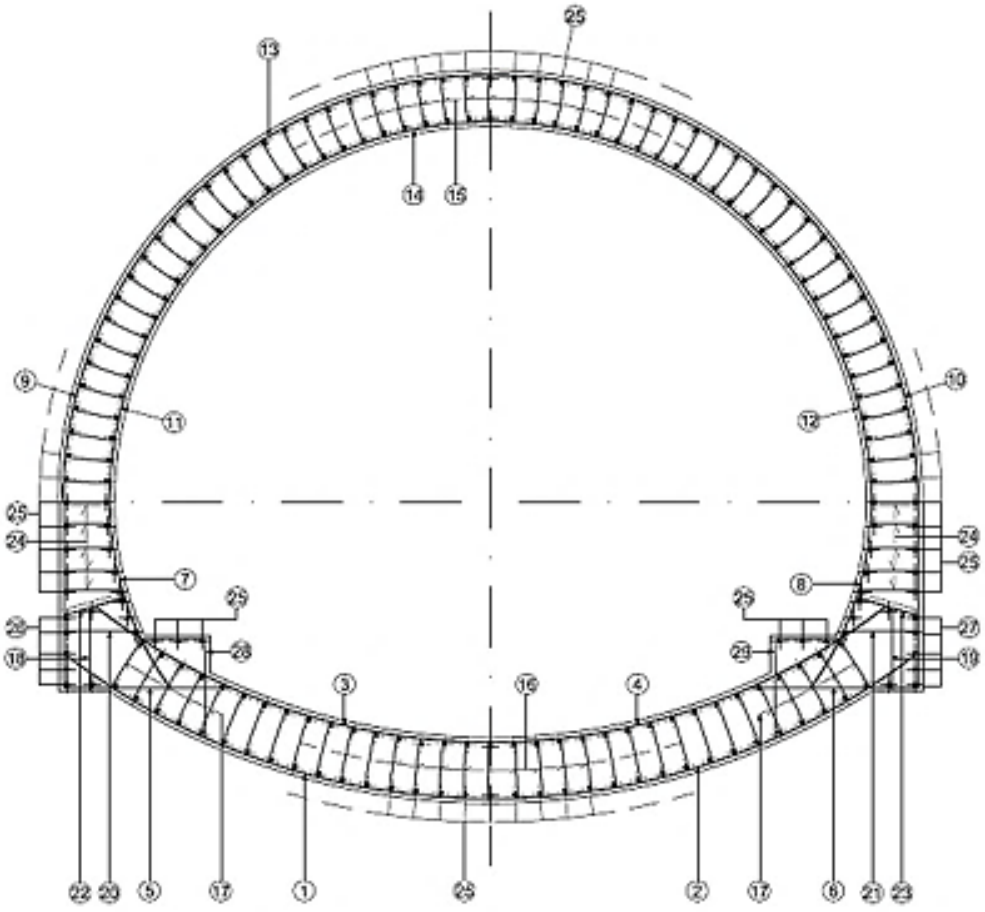
Figura 4.4.20: Verifica a taglio in condizioni dinamiche (Sezione tipo 2)

4.4.4 Disposizione delle armature

Una volta che è stato svolto il dimensionamento e le relative verifiche sono note le armature da impiegare durante la costruzione del tunnel. In *Tabella 4.4.10* sono riportate le armature da utilizzare per ogni metro lineare di tunnel, sia per quanto riguarda la sezione trasversale che quella longitudinale, i calcoli svolti in precedenza riguardano la sezione trasversale mentre per quanto riguarda la sezione longitudinale solitamente non si svolgono dei calcoli, ma si mette un'armatura minima o comunque un'armatura che sia almeno un quinto dell'armatura longitudinale della sezione trasversale. Inoltre, in tabella sono presenti anche i particolari costruttivi. Si riportano in seguito i disegni relativi alla disposizione delle armature (Figura 4.4.21).

Tabella 4.4.10: Armature impiegate

	Sezione trasversale			***Sezione longitudinale***
	Armatura longitudinale	*Armatura trasversale*	*Particolari costruttivi (Spilli)*	*Armatura longitudinale*
Calotta	5+5 ϕ20	ϕ12/400	ϕ12 25x40	4+4 ϕ16
Piedritti	5+5 ϕ20	ϕ12/400	ϕ12 25x40	4+4 ϕ16
Arco rovescio	5+5 ϕ20	ϕ12/400	ϕ12 25x40	4+4 ϕ16



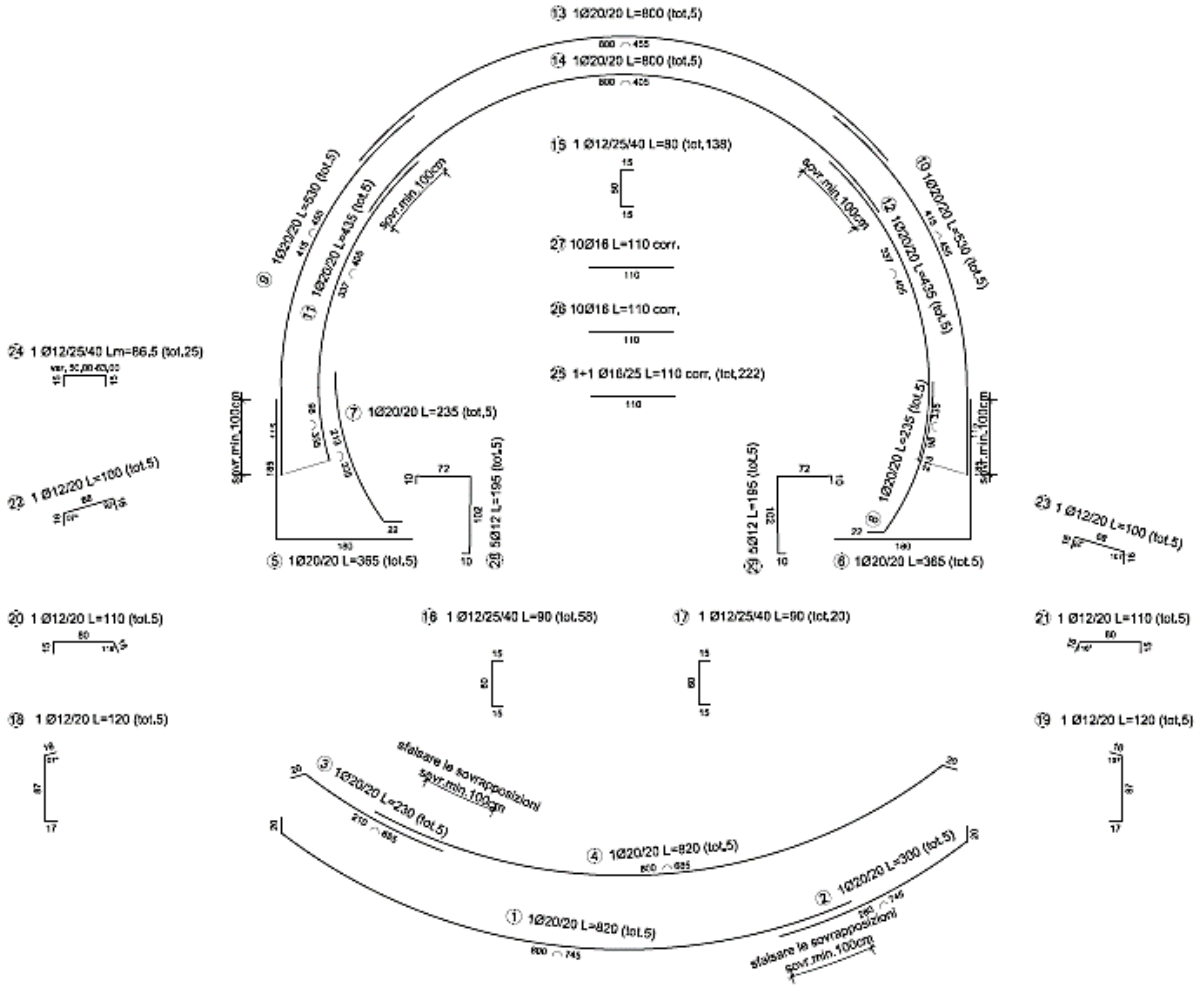


Figura 4.4.21: Disposizione delle armature

4.5 Analisi delle interferenze

4.5.1 Previsione dei cedimenti superficiali

Il calcolo dei cedimenti in superficie è stato svolto per via numerica, poiché è necessario tenere in conto dell'effetto dell'intervento di preconsolidamento sulla risposta deformativa del mezzo. A tal fine, si possono prendere in considerazione i risultati dei modelli numerici statici delle sezioni tipo uno e due costruiti in precedenza, ed anziché focalizzare l'attenzione sulle sollecitazioni dei rivestimenti, ci si concentra sugli spostamenti e sulle deformazioni della superficie indotte dallo scavo del tunnel (*Figure 4.5.1 e 4.5.2*).

Sezione tipo 1

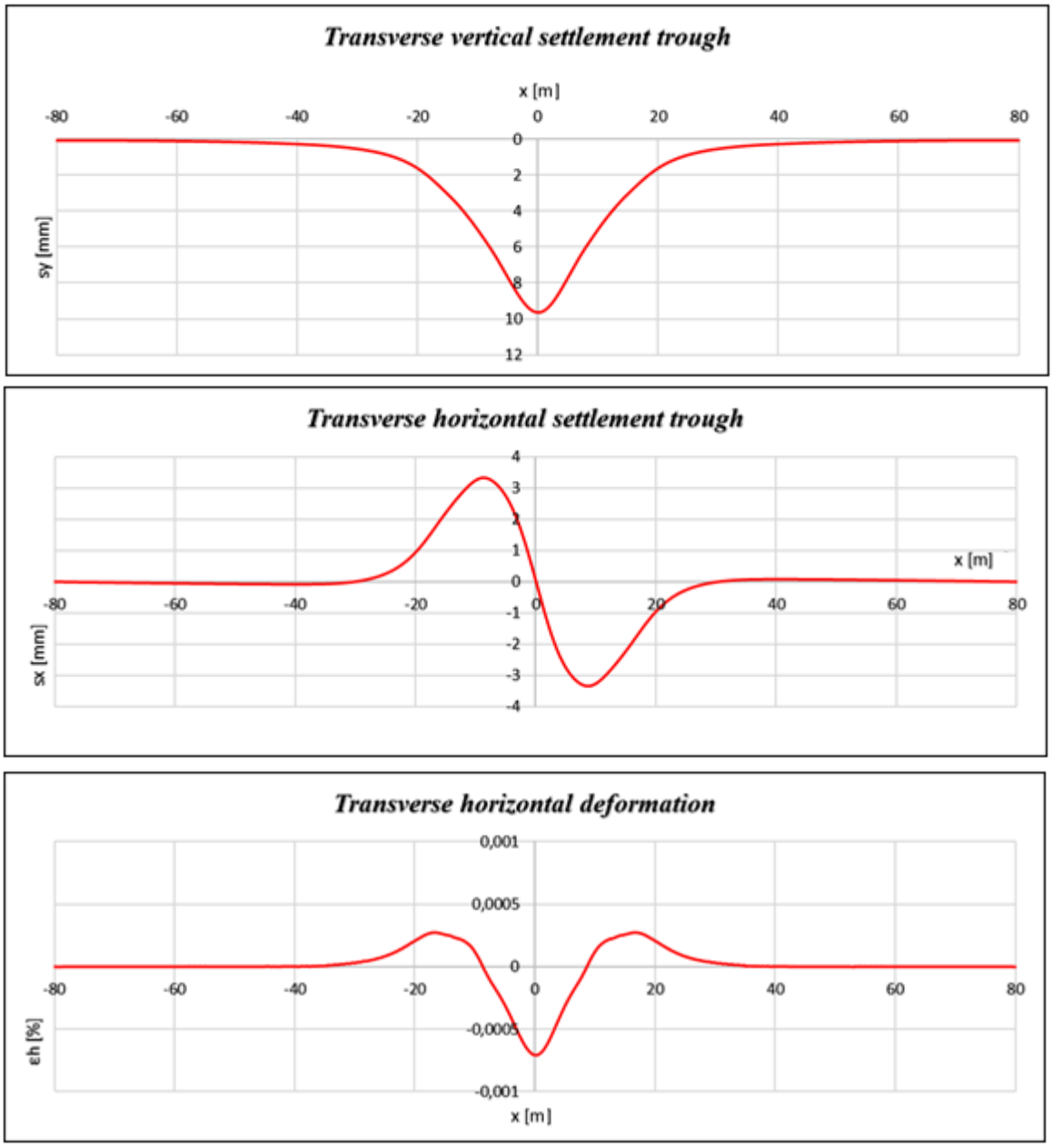


Figura 4.5.1: Spostamenti e deformazioni in superficie (Sezione tipo 1)

Sezione tipo 2

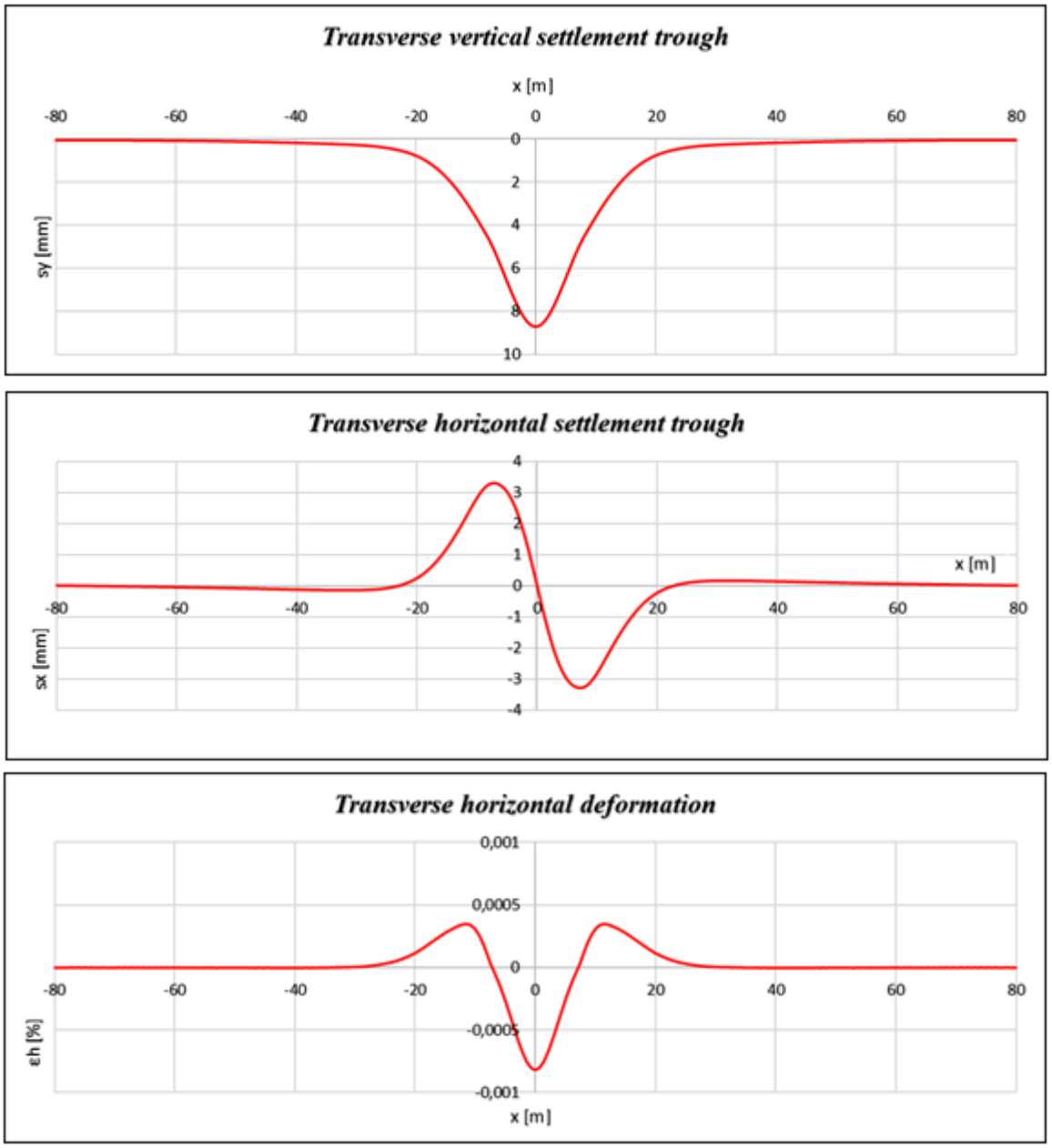


Figura 4.5.2: Spostamenti e deformazioni in superficie (Sezione tipo 2)

Una volta che è noto il bacino di subsidenza è possibile stimare, così come si è visto nel capitolo 3, i parametri *i* e *Vs* (si può assumere $V_S = V_L$). In *Tabella 4.5.1* si riportano, per entrambe le sezioni tipo, i valori dei due parametri e alcuni valori significativi delle curve.

Tabella 4.5.1: Parametri della curva di subsidenza

Parametri	***Sezione tipo 1***	***Sezione tipo 2***
V_L **[mm³]**	0.40	0.30
i **[m]**	5.00	5.00
$s_{v,max}$ **[mm]**	9.63	8.73
$s_{h,max}$ **[mm]**	3.33	3.28
$\varepsilon_{h,max}$ **[%]**	0.03	0.03
$\varepsilon_{h,min}$ **[%]**	-0.07	-0.08

Analizzando i risultati ottenuti si può affermare che entrambe le sezioni tipo danno luogo ad un bacino di subsidenza quasi uguale. La sezione tipo 2 presenta un valore di cedimento massimo leggermente inferiore (circa 1 mm) rispetto a quello ottenuto con la sezione tipo 1, questo è dovuto alla scelta dei rilasci tensionali. Si può comunque affermare che entrambe le sezioni tipo danno luogo ad uno stesso bacino di subsidenza. Una volta noto il bacino di subsidenza si può procedere con lo studio dell'interferenza con le strutture in superficie e con i sottoservizi.

4.5.2 Interferenza con gli edifici

4.5.2.1 Building Condition Survey (BCS)

Durante questa fase sono state raccolte informazioni sulla storia degli edifici ricadenti all'interno della zona di influenza delle opere sotterranee, e sulle sue caratteristiche attraverso le quali si valuta la vulnerabilità dell'edificio. Il primo passo è stato quello di individuare gli edifici sensibili allo scavo. Nel caso in esame sono stati identificati 120 edifici sensibili, di cui 87 nel comune di Collegno e 33 nel comune di Rivoli. Gli edifici ricadenti nel comune di Collegno sono stati identificati con la sigla *CXXX* mentre gli edifici del comune di Rivoli con la sigla *RfXXX*.
Nel presente elaborato sono stati trattati gli edifici ricadenti nel comune di Rivoli. È stata svolta una ricerca d'archivio presso il municipio di Rivoli per raccogliere informazioni sull'età degli edifici, sulle tavole dei progetti, sul tipo di fondazioni, sul numero di piani, sul tipo di struttura portante, sulla storia dei precedenti lavori di riparazione e l'aggiunta di piani extra. Inizialmente, è stato consultato il database in modo tale da individuare le pratiche, relative agli edifici selezionati, da far estrarre dall'archivio. Nel caso in esame erano presenti 552 pratiche (identificate con numero di pratica ed anno) (*Figura 4.5.3*)

Figura 4.5.3: Pratiche dell'archivio di Rivoli

Una volta estratte le pratiche, sono state analizzate e selezionate quelle che contenevano informazioni utili e sono state interamente digitalizzate in modo tale da avere un archivio digitale per ogni edificio indagato, che contenga tutte le informazioni riguardanti la struttura (*Figura 4.5.4*).

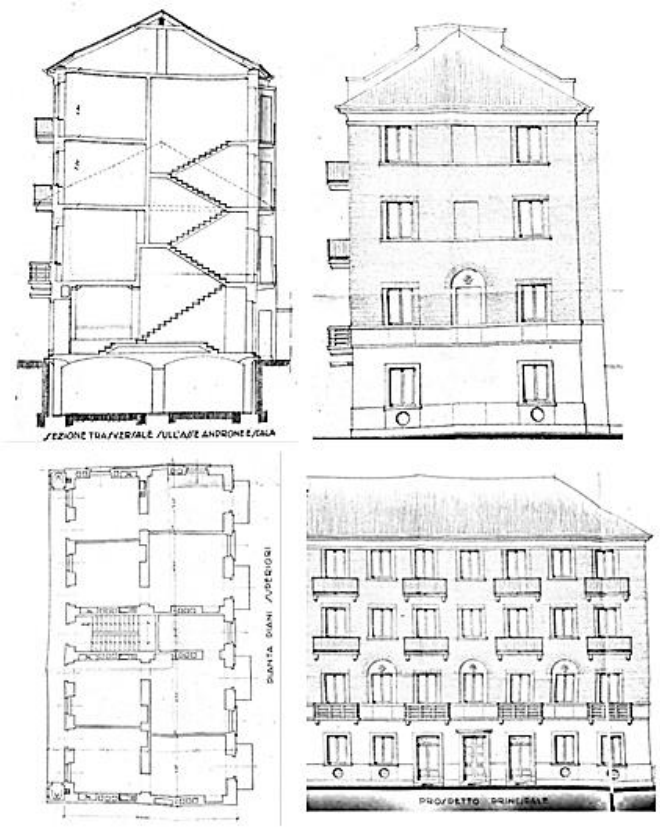


Figura 4.5.4: Tavole architettoniche di un edificio

È stata realizzata una lista che contiene tutte le pratiche degli edifici da analizzare ed il corrispondente stato di consegna e di utilità della pratica (*Tabella 4.5.2*).

Tabella 4.5.2: Lista delle pratiche

Pratica	***Anno***	***Stato***
68	1967	*Consegnato*
210	1972	*Consegnato*
34	1974	*Non consegnato*
237	1975	*Non utile*
153	1981	*Non consegnato*
261	1982	*Non utile*
373	1982	*Consegnato*
552	1977	*Non utile*
59	1953	*Consegnato*
166	1984	*Consegnato*

Infine, è stata condotta una ispezione visiva delle condizioni degli edifici andando a fotografare l'eventuale presenza di crepe (*Figura 4.5.5*).

Figura 4.5.5: Ispezione visiva dell'edificio

Una volta raccolti tutti i dati e digitalizzate tutte le informazioni tecniche trovate presso l'archivio, si è passato alla compilazione delle schede ed al successivo calcolo dell'indice di vulnerabilità. Ogni edificio ha una scheda, che contiene tutte le informazioni ricavate durante la fase di sondaggio ed il relativo indice di vulnerabilità. Si riportano in *Tabella 4.5.3* i risultati del calcolo dell'indice di vulnerabilità degli edifici.

Tabella 4.5.3: Indice di vulnerabilità degli edifici del comune di Rivoli

Edificio	***Iv***	***Categoria***	***Edificio***	***Iv***	***Categoria***	***Edificio***	***Iv***	***Categoria***
Rf001	43,1	Media	*Rf012*	45,6	Media	*Rf022*	50,6	Media
Rf002	41,9	Media	*Rf013*	38,8	Bassa	*Rf023*	45	Media
Rf003	43,1	Media	*Rf014a*	35,6	Bassa	*Rf024*	38,8	Bassa
Rf004	50	Media	*Rf014b*	50	Media	*Rf025*	45,6	Media
Rf005	43,8	Media	*Rf015*	36,3	Bassa	*Rf026*	53,1	Media
Rf006	47,5	Media	*Rf016*	34,4	Bassa	*Rf027*	45,6	Media
Rf007	48,1	Media	*Rf017*	46,3	Media	*Rf028*	41,9	Media
Rf008	40,6	Media	*Rf018*	38,8	Bassa	*Rf028a*	57,5	Media
Rf009	46,3	Media	*Rf019*	38,8	Bassa	*Rf028b*	54,4	Media
Rf010	54,4	Media	*Rf020*	38,8	Bassa	*Rf029*	56,3	Media
Rf011	50	Media	*Rf021*	40	Media	*Rf030*	47,5	Media

Per quanto riguarda gli edifici più antichi, dove non sono presenti indicazioni riguardanti la tipologia di fondazione, si è deciso, a vantaggio di sicurezza, di considerare ai fini del calcolo dell'indice di vulnerabilità, delle fondazioni superficiali isolate al fine di massimizzare quest'ultimo.

4.5.2.2 Building Risk Assessment (BRA)

Come si è visto nel capitolo 3, è possibile stimare il rischio a cui sono soggetti gli edifici a mezzo della teoria di *Burland* (Fondazioni continue) e di *Rankin* (Fondazioni isolate). Tuttavia, data la difficoltà riscontrata durante la fase di sondaggio riguardo il rilevamento della tipologia di fondazione degli edifici più antichi, si è scelto, a vantaggio di sicurezza, di effettuare la valutazione del rischio di tutti gli edifici con entrambi i metodi e considerare come rischio il più grande tra i due.

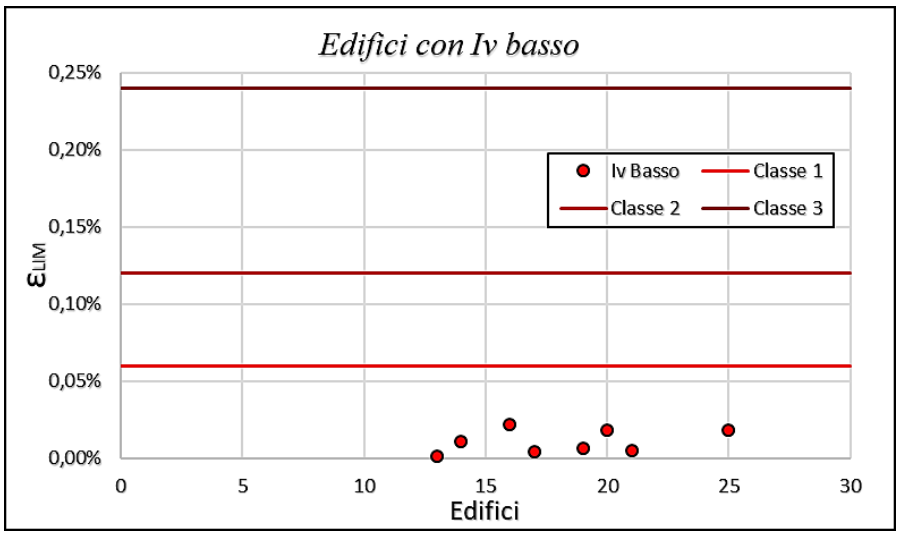
Il calcolo del rischio non è stato effettuato per tutti gli edifici analizzati, poiché dall'edificio *Rf025* in poi il rischio è calcolato facendo riferimento ai cedimenti indotti dallo scavo della stazione e del parcheggio sotterraneo, i quali non sono stati trattati nel presente elaborato. Il calcolo del rischio è stato effettuato, facendo riferimento alla curva di subsidenza ottenuta con la sezione tipo 1 (poiché le curve di subsidenza ottenute con entrambe le sezioni tipo sono praticamente equivalenti).

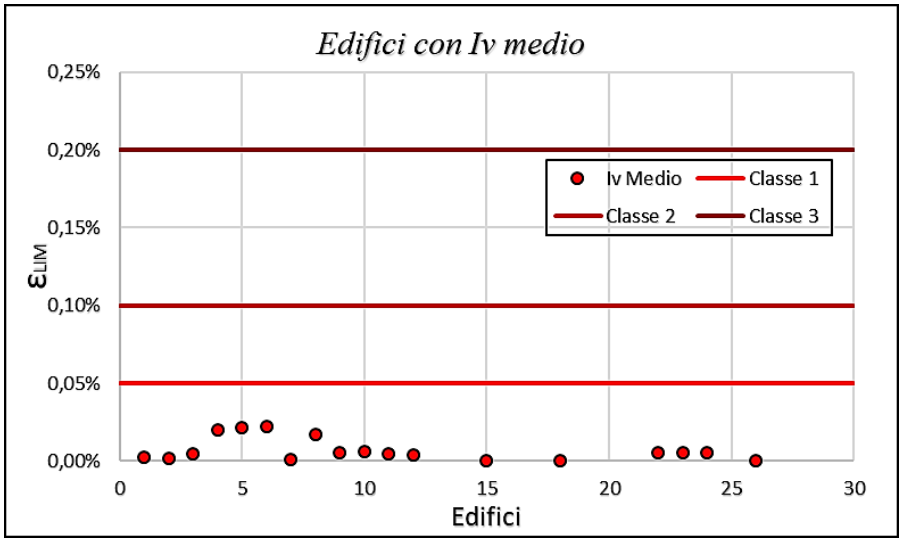
Si riportano in seguito i risultati del calcolo del rischio degli edifici interessati allo scavo; tali risultati sono illustrati sia in forma tabellare (*Tabella 4.5.4*) sia in forma grafica (*Figura 4.5.6*).

Tabella 4.5.4: Valutazione del rischio degli edifici

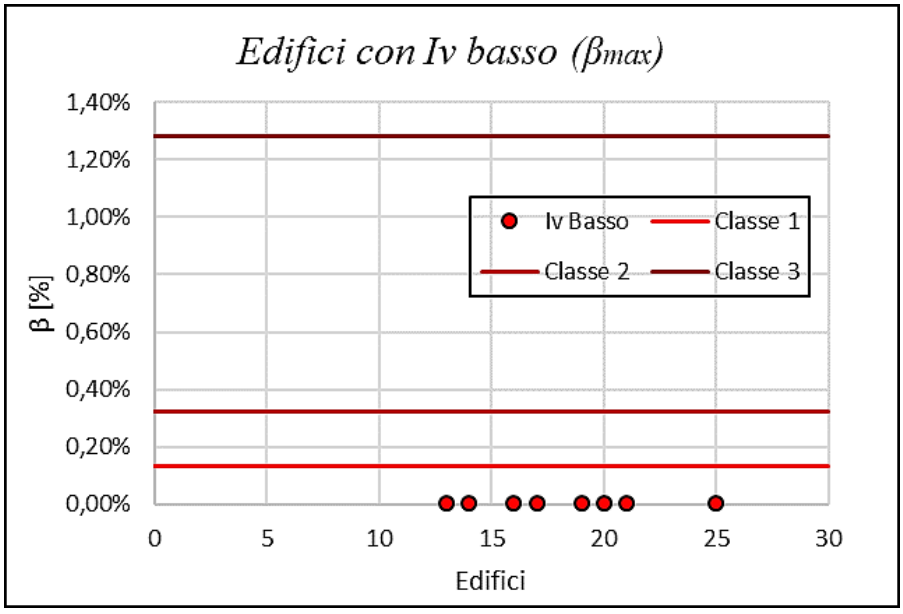
Edificio	***Caratteristiche edificio***			***Burland***	***Rankin***		***Classe di rischio***
	Iv	**L [m]**	**d [m]**	ε_{LIM} **[%]**	s_{max} **[mm]**	β_{max} **[%]**	
Rf001	41,90	40,50	23,00	0,003%	1,15	0,003%	1
Rf002	41,90	39,90	23,00	0,002%	0,96	0,002%	1
Rf003	43,10	9,53	24,00	0,008%	0,58	0,006%	1
Rf004	48,80	6,91	16,00	0,032%	1,53	0,022%	1
Rf005	44,40	6,63	16,00	0,033%	1,43	0,022%	1
Rf006	44,40	6,88	16,00	0,037%	1,79	0,026%	1
Rf007	48,80	6,31	16,00	0,003%	0,15	0,002%	1
Rf008	44,40	11,70	16,00	0,028%	2,24	0,019%	1
Rf009	48,80	12,40	22,00	0,009%	0,82	0,007%	1
Rf010	54,40	19,50	20,00	0,010%	1,33	0,007%	1
Rf011	50,00	16,80	20,00	0,008%	0,93	0,006%	1
Rf012	50,00	19,80	20,00	0,007%	0,96	0,005%	1
Rf013	55,00	35,90	24,00	0,002%	0,60	0,002%	1
Rf014a	47,50	13,90	23,00	0,007%	0,74	0,005%	1
Rf014b	54,40	30,60	23,00	0,002%	0,54	0,002%	1
Rf015	43,10	13,90	23,00	0,007%	0,74	0,005%	1
Rf016	38,80	8,87	27,00	0,004%	0,34	0,004%	1
Rf017	50,60	31,90	35,00	0,001%	0,24	0,001%	1
Rf018	40,60	18,30	28,00	0,002%	0,37	0,002%	1
Rf019	40,60	12,70	26,00	0,004%	0,41	0,003%	1
Rf020	42,10	17,20	23,00	0,006%	0,78	0,005%	1
Rf021	40,00	13,80	23,00	0,009%	0,86	0,006%	1
Rf022	47,50	15,00	23,00	0,008%	0,88	0,006%	1
Rf023	40,60	15,75	30,00	0,010%	1,01	0,007%	1
Rf024	45,60	9,16	30,00	0,002%	0,19	0,002%	1
Rf025	40,00	31,20	33,00	0,002%	0,50	0,002%	1

***Burland e Wroth* (1974)** [36]





Rankin (1988) [41]



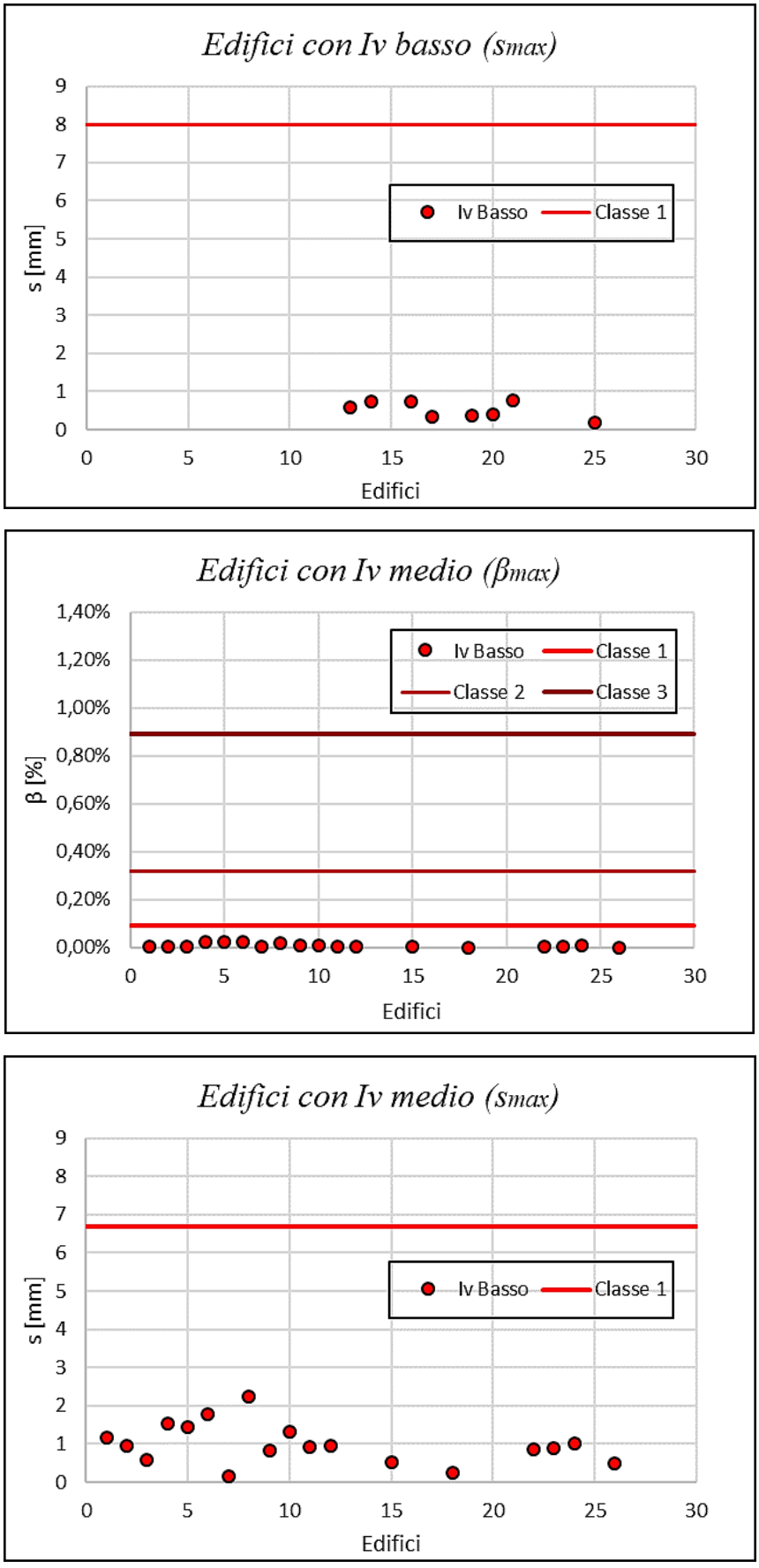


Figura 4.5.6: Valutazione del rischio degli edifici

Come si può notare, tutti gli edifici analizzati fanno parte della classe di rischio 1, ovvero riportano dei danni irrilevanti. Una volta valutato il rischio a cui sono soggetti gli edifici si può ritenere concluso lo studio dell'interferenza con le sovrastrutture.

4.5.3 Interferenza con i sottoservizi

Lungo il tracciato del tunnel si hanno delle interferenze dirette e/o indirette con i sottoservizi; si tratta di tubi interrati che possono essere paralleli o perpendicolari al tracciato del tunnel. Occorre verificare che le sollecitazioni che si instaurano nel tubo non portino a rottura. In *Tabella 4.5.5* sono riportate le caratteristiche geometriche e meccaniche dei tubi (il modulo di elasticità riportato in tabella tiene in considerazione il deterioramento del tubo nel tempo).

Tabella 4.5.5: Caratteristiche geometriche e meccaniche del tubo

Caratteristiche tubo PVC	
r_0 [mm]	40
E [GPa]	1,50
t [mm]	10
I [m^4]	3,73E-03
σ_y [MPa]	30

Nel caso in cui il tubo è perpendicolare all'asse della galleria, si fa riferimento al metodo di *Vorster* (2005) [37] illustrato nel capitolo 3. Si considera, a vantaggio di sicurezza, una *i* unitaria ed un modulo elastico del terreno decrementato in modo tale da fare riferimento al cedimento in superficie e non a quello alla quota del tunnel. Si riportano in *Tabella 4.5.6*, i risultati ottenuti nel caso di tunnel e tubo perpendicolari.

Tabella 4.5.6: Calcolo del fattore di sicurezza nel caso di tunnel e tubo perpendicolari

Vorster solution			
s [mm]	8,73	**σ [MPa]**	3.49
K [-]	0,87	**σ_y [MPa]**	30
***f* (K)**	0.67	**s_R [mm]**	75.10
M [kNm]	32.5	**FS**	8.61

Nel caso di tunnel e tubo paralleli, si fa riferimento alla soluzione di Attewell [31], risultati in *Tabella 4.5.7*.

Tabella 4.5.7: Calcolo del fattore di sicurezza nel caso di tunnel e tubo paralleli

Attewell solution			
s [mm]	8,73	**σ [MPa]**	3.10
K	11240	**σ_y [MPa]**	30
P	98.13	**s_R [mm]**	84.40
M [kNm]	29.95	**FS**	9.66

Come si può notare, in entrambi i casi, affinché si abbia la rottura del tubo, è necessario un cedimento molto più grande di quello che si ottiene dalle analisi numeriche. Si può quindi concludere che il tubo non subisce dei danni tali da compromettere la sua funzionalità.

4.6 Considerazioni finali

Nel presente capitolo è stato illustrato il caso studio relativo alla progettazione della Metropolitana Automatica di Torino – Linea 1 – Tratta 3 - Prolungamento ovest – Cascine Vica – Lotto Funzionale 2 “Fermi – Collegno Centro”.
A tal fine, si è fatto riferimento al metodo progettuale esposto nel primo capitolo e sono stati utilizzati i metodi di calcolo analitici e numerici illustrati nel capitolo due e tre.
Nello specifico sono stati presentati i dimensionamenti e le verifiche geotecniche e strutturali degli interventi progettuali previsti per la realizzazione della galleria a foro cieco. Le scelte progettuali illustrate, sono state mirate a minimizzare gli effetti indotti dagli scavi sugli edifici, manufatti circostanti e reti di sottoservizi. Per le sezioni tipo di scavo e sostegno della galleria a foro cieco, sono state condotte analisi bidimensionali agli elementi finiti, che, mediante la simulazione delle fasi esecutive, hanno permesso di individuare lo stato tenso-deformativo atteso. I dimensionamenti e le verifiche geotecniche e strutturali, sono state elaborate in conformità con le NTC2018 e risultano tutte soddisfatte.

Conclusioni

Nel presente elaborato di tesi, svolto presso l'azienda GEODATA Engineering S.p.A., è stata sviluppata una procedura progettuale per la realizzazione di gallerie superficiali in zona sismica. Tale metodologia, applicata al caso studio della metropolitana automatica di Torino - Linea 1 - prolungamento ovest - Tratta 3 - Fermi-Cascine Vica - Lotto funzionale 2 prevede quattro fasi: indagine geologica idrogeologica e geotecnica, analisi della stabilità del fronte di scavo, analisi tensio deformativa della galleria mediante modellazione numerica ed infine analisi delle interferenze.

La *fase di indagine* ha lo scopo di individuare e caratterizzare dal punto di vista geotecnico, a mezzo di prove in laboratorio e in situ, i terreni interessati dallo scavo.

La *fase di analisi di stabilità del fronte di scavo* è condotta facendo riferimento ai metodi analitici presenti in letteratura e alla curva caratteristica costruita per via numerica (a mezzo del software agli elementi finiti, Plaxis2D, nel caso in esame). Durante questa fase, si analizza la stabilità del nucleo di avanzamento dal quale dipende la risposta deformativa del terreno e si definisce la necessità di intervenire con attività di consolidamento.

La *fase di analisi e modellazione* dello scavo della galleria prevede lo studio della risposta statica e dinamica del terreno coinvolto dallo scavo, al fine di verificare e dimensionare gli interventi di sostegno di prima fase e definitivo. Nel presente studio l'analisi statica è stata condotta per via numerica a mezzo del software Plaxis2D. Il comportamento della galleria in condizioni sismiche è stato studiato facendo riferimento ai modelli analitici presenti in letteratura, i quali permettono di analizzare il comportamento dinamico della galleria in modo semplificato, considerando l'interfaccia rivestimento-terreno sia in condizioni di completo scorrimento che in condizioni di scorrimento impedito. Lo studio dinamico semplificato è stato condotto anche per via numerica, riproducendo il modello analitico nel software Plaxis2D e validando il modello numerico mediante il confronto tra le soluzioni analitiche e quelle numeriche.

La *fase di analisi delle interferenze* contempla la valutazione del rischio a cui sono soggetti gli edifici ed i sottoservizi che insistono lungo il tracciato. È quindi necessario prevedere i cedimenti del terreno indotti dallo scavo della galleria, a mezzo di metodi analitici presenti in letteratura e di metodi numerici. Inoltre, è necessario valutare le condizioni attuali degli edifici sovrastanti il passaggio della galleria e valutare il rischio a cui sono soggetti, a mezzo di metodi analitici. Dall'entità dei cedimenti, e quindi dalle classi di rischio a cui sono soggetti gli edifici, è possibile stimare la bontà del progetto.

La procedura progettuale sopra descritta, applicata al caso studio del prolungamento ad ovest della metropolitana di Torino, ha permesso di dimensionare opportunamente, in conformità con la normativa vigente, il rivestimento definitivo. Inoltre, dall'analisi delle interferenze si è visto che il rischio a cui sono soggetti gli edifici ed i sottoservizi è minimo, indice di una corretta progettazione della galleria.

Un possibile sviluppo della tesi, potrebbe essere quello di analizzare il comportamento dinamico della sezione trasversale del tunnel eseguendo un'analisi dinamica completa mediante modellazione numerica, andando ad applicare in prossimità del bedrock una o più storie accelerometriche, in modo tale da poter valutare l'influenza dei diversi parametri di

scuotimento (durata dell'evento sismico, PGA, etc..), in termini di sollecitazioni indotte nel rivestimento.
Il metodo progettuale proposto nel presente elaborato di tesi, sviluppato sulla base dei metodi addottati in azienda e sulle teorie ed approcci presenti in letteratura, può essere considerato come un utile supporto alla progettazione di una galleria superficiale in zona sismica.

Ringraziamenti

La tesi di laurea rappresenta il culmine di un percorso di formazione. Durante questo periodo, ho incontrato e conosciuto molti insegnanti, i quali mi hanno trasmesso le loro conoscenze ed hanno contribuito alla mia crescita professionale, culturale ed umana. La professione dell'insegnante è una delle più importanti e richiede una grande responsabilità, perché è da loro che dipende la formazione degli studenti e quindi il futuro della società. Nell'ultima fase del mio percorso di studi, ho avuto la possibilità di collaborare e conoscere meglio la professoressa *Monica Barbero*, che, con dedizione e professionalità mi ha supportato e mi ha aiutato ad affrontare questa esperienza, ed ha creduto in me sin dal primo giorno. È grazie a lei che ho avuto la possibilità di interfacciarmi con il mondo del lavoro e di svolgere il tirocinio e la tesi in azienda. Ringraziamenti e stima nei suoi confronti, per il tempo che mi ha dedicato e per l'esemplare svolgimento della sua importante professione.

L'ingegneria civile ha come scopo quello di controllare e modificare l'ambiente che ci circonda e di risolvere problematiche mediante espedienti tecnici, rendendo possibile l'impossibile. È grazie a GEODATA Engineering S.p.A. che ho avuto la possibilità di poter iniziare a lavorare in questo ambito, ed è soprattutto grazie all'ingegnere *Fabio Rizzo* che mi ha supportato e mi ha trasmesso la sua passione per l'ingegneria civile ed è grazie ai suoi insegnamenti, impartiti anche nelle ore extra-lavorative, che sono riuscito a completare il presente elaborato. È per questo motivo che lo stimo come persona e come esempio di professionalità. Un ringraziamento speciale va a *Giovanni Quaglio* che mi dato la possibilità di effettuare il tirocinio e la tesi in azienda, che mi ha seguito e che mi ha sempre dato degli ottimi consigli, contribuendo alla mia crescita professionale. Ringrazio, inoltre, l'ingegnere *Giuseppe Astore* per il suo supporto alla tesi e l'ingegnere *Nicola Cuozzo* per avermi seguito durante il tirocinio. Infine, ringrazio l'intero team di GEODATA che mi ha accolto e mi ha aiutato ad inserirmi nell'ambiente lavorativo facendomi sentire a proprio agio.

Durante questo lungo percorso di formazione, pieno di insidie e di ostacoli, di situazioni e periodi difficili da affrontare, sono stato principalmente supportato dai miei *genitori*, che, sin dall'inizio, hanno sempre creduto in me anche quando neanche io ci credevo. È grazie a loro che ho intrapreso i miei studi in ingegneria, ed è grazie a loro che sono riuscito a continuarli e adesso a concluderli. È per questo e tanti altri motivi che oltre a ringraziarli voglio dedicarli non solo la mia tesi ma anche la mia laurea. Inoltre, ringrazio i miei due fratelli *Nicola* e *Marco* per essermi stati sempre vicini in ogni situazione e a cui voglio tanto bene. Ringrazio la mia intera famiglia, gli zii e le zie e tutti i miei cugini. In particolare, tra i miei cugini, ringrazio *Mario* per avermi accolto ed ospitato a Torino durante i miei primi giorni da fuori sede, *Oreste,* che è sempre stato disponibile ed altruista così come suo fratello *Nico,* che mi ha aiutato e mi ha trasmesso la sua passione per la letteratura. Infine, tra i miei cugini ringrazio *Nico*, *Vito* e *Ivana* con i quali condivido un bellissimo rapporto.

Un ringraziamento speciale va agli altri parenti, quelli scelti da me, gli amici. In particolare, ringrazio i miei amici di sempre, ovvero *Giorgio*, *Jimmy*, *Sara*, *Gabriele*, *Antonio* e *Ciccio* con i quali ho condiviso tante esperienze e che sento sempre vicini nonostante la distanza. Durante i miei anni da fuori sede ho imparato tanto, ho fatto molte esperienze ed ho conosciuto tante persone tra cui i miei due coinquilini *Valerio* e *Ciccio* con i quali è nato un bellissimo rapporto di amicizia, basato sulla sincerità e sul rispetto reciproco, ed è per questo che li considero come

dei fratelli. Inoltre, ringrazio *Gerlando*, *Giuseppe* e *Salvatore* con i quali ho iniziato e concluso il mio percorso di studi. Con loro ho condiviso tante esperienze e tante ore di studio diurne e notturne, tra teorie e dimostrazioni è nata una bellissima amicizia che spero duri per tutta la vita.
Infine, ringrazio il *Politecnico di Torino*, tutti gli *insegnanti* e gli *addetti ai lavori* che mi hanno consentito di completare il mio percorso formativo.

Bibliografia

[1] Beniaswski, Rock Mechanics design in mining and tunneling, Balkema, 1984.

[2] Barton, «Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support,» *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomech,* 1974.

[3] Rabcewicz, «The New Austrian Tunnelling Method,» *Water Power,* 1964.

[4] P. Lunardi , PROGETTO E COSTRUZIONE DI GALLERIE, MILANO: HOEPLI, 2006.

[5] GEOADATA S.p.A., Mechanized Tunnelling in Urban Areas, Turin: Taylor & Francis, 2007.

[6] K. Terzaghi, Theoretical Soil Mechanics, New York: JohnWiley & Sons, Inc., 1967.

[7] Anagnostou e Kovari, «Face stability Analysis,» *Tunnels and deep space,* 2008.

[8] Peck, «The observational method can be simple,» *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering,* vol. 149, n. 2, pp. 71 - 74, 2001.

[9] Caquot e Kerisel, Trait´e de M´ecanique des Sols, Paris: Gauthier-Villars, 1956.

[10] Carranza-Torres, «Computation of Factor of Safety for Shallow Tunnels using Caquot's Lower Bound Solution,» Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, USA, May 2004.

[11] Dawson, Roth e Drescher, «Slope stability analysis by strength reduction method,» *Geotechnique,* vol. 49, pp. 835-840, 1999.

[12] Bustamante e Doix, «Une metode pour le calcul des tirantes et des micropieux injectès,» *Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussèes, Paris ,* n. 140, pp. 75-92, 1985.

[13] Panet, «Le Calcul des Tunnels par la Méthode Convergence-Confinement,» *ENPC, Paris,* 1995.

[14] Shanz, «The hardening soil model: Formulation and verification».

[15] Carranza-Torres, "Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite support.," *Tunneling and Underground Space Technology,* pp. 506-532, 2009.

[16] M. Corigliano, C. Lai e G. Barla, «Approcci semplificati nella proggettazione sismica di gallerie profonde».

[17] Y. M.A.Hashash, «Seismic design and analysis of underground structures,» *Tunneling and Underground Space Technology,* vol. 16, pp. 247-293, 2001.

[18] Z. John, «Aseismic design of underground structures,» *Tunneling and Underground Space Technology,* 1987.

[19] J. Wang, «Seismic design of tunnels: A state of the art Approach,» *Parsons Brinckerhoff,* 1993.

[20] J. Penzien, «Seismically induced racking of tunnel linings,» *Earthquake engineering and structural dynamics,* n. 29, pp. 683-691, 2000.

[21] Hoeg, «Stresses against underground structural cylinders,» *J. Soil Mech. Found. Div.,* pp. 833-858, 1968.

[22] E. Schwartz, «Improved Design of Tunnel Supports,» *Simplified Analysis for Ground-structure interaction in Tunneling,* vol. 1.

[23] Corigliano, «Seismic response of deep tunnels in near-fault conditions,» *Phd dissertation, Politecnico di torino, Italy,* p. 222, 2007.

[24] K. Rollins, «Shear Modulus and Damping Relationships for Gravels,» *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* 1998.

[25] Gaspari, Quaglio e Floria, «Design and construction of tunnels under severe seismic conditions. The case of Kadikoy-Kartal metro line in Instabul,» *Rivista italiana di geotecnica.*

[26] S. Foti, «Analisi e Progetto delle Opere Geotecniche,» in *Atti Conferenze di Geotecnica di Torino - XXV Ciclo*, Politecnico di Torino, 2018.

[27] Peck, «Deep excavations and tunnelling in soft ground,» in *State of the Art Volume. Proc. 7th Int. Conf.*, Città del Messico, 1969.

[28] Rankin, «Ground Movements Resulting from Urban Tunnelling: Predictions and Effects,» *Eng. Geol. of Underground Movements ,* 1988.

[29] Mair e Taylor, «Subsurface settlement profiles above tunnels in clay,» *Géotechnique,* vol. XXXXIII, n. 2, pp. 315 - 320, 1997.

[30] A. Burghignoli, «L'attraversamento sotterraneo del centro storico di Roma,» *RIVISTA ITALIANA DI GEOTECNICA,* 2011.

[31] P. Attewell e Woodman, «Predicting the Dynamics of Ground Settlement and its Derivatives Caused by Tunnelling in Soil,» *Ground Engineering,* 1982.

[32] Schmidt, «Settlements and ground movements associated with tunnelling in soil,» *PhD Thesis, University of Illinois,* 1969.

[33] M. O'Reilly e B. New, «Settlements above tunnels in the United Kingdom Their magnitudes and prediction,» *Proc. Tunnelling '82 Symp., London,* 1982.

[34] Z. Moh, R. Hwang e D. Ju, «Ground movements around tunnels in soft ground,» *Proc.Int.Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London,* pp. 725 - 730.

[35] E. Chiriotti, V. Marchionni e P. Grasso, «Porto Light Metro System, Lines C, S and J. Interpretation of the Results of the Building Condition Survey and Preliminary Assessment of Risk.Methodology for Assessing the Tunnelling Induced Risks on Buildings along the Tunnel Alignment.,» *Normetro – Transmetro, Internal technical report,* 2000.

[36] Burland e Wroth, «Settlement of buildings and associated damage,» *Proc. Conf.: Settlement of Structures, State-of-the-art Review Paper ,* 1974.

[37] Vorster, Assaf Klar, Kenichi Soga e Mair, «Estimating the effects of tunneling on existing pipelines,» *Journal of geotechnical and geoenviromental engineering,* 2005.

[38] Attewell, Yeates e Selby, «Soil Movements Induced by Tunneling and Their Effects on Pipelines and Structures,» *Blackie and Son Ltd, London,* 1986.

[39] Klar, Vorster, Soga e Mair, «Soil-Pipe-Tunnel Interaction: Comparison between Winkler and Elastic Continuum Solution,» 2004.

[40] Vesic, «Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solids,» 1961.

[41] Rankin, «Ground movements resulting from urban tunneling; predictions and effects,» *Engineering Geology of Underground Movement,* n. 5, pp. 79 - 92, 1988.

[42] D. e. Rozen, «Damage to rock tunnels from earthquake shaking,» *American Society of Civil Engineers , Journal of the Geotechnical Engineering Division,* vol. 104, pp. 175-191, 1978.

[43] S. Owen, «Earthquake engineering of large underground structure,» Federal highway Administration, 1981.

[44] Hashash, «Ovaling deformation of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures,» *Tunneling and underground space technology,* n. 20, pp. 435-441, 2005.

[45] Merrit, «Seismic design of underground structures,» *Proceedings of the 1985 Rapid excavation Tunneling Conference,* vol. 1, pp. 104-131, 1985.